

GOSPODARKA WODNA



Wydrukowano 7 lipca 1951 r.

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, KWIECIEŃ – MAJ 1951 r.

Nr 4/5

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

<i>Prof. Inż. Czesław Zakaszewski</i> — Planowany bilans wodny	122
<i>Prof. Inż. Mgr Zygmunt Rudolf</i> — Rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej	127
<i>Mgr Antoni Balcerzyk</i> — Ochrona wód przed zanieczyszczeniem w świetle obowiązującego ustawodawstwa	130
<i>Inż. Karol Raczynski</i> — Potoki górskie dorzecza Wisły w Planie 6-letnim	135

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Inż. Leonard Skibniewski</i> — Zbiorniki dla celów melioracyjnych	138
<i>Prof. Dr Inż. Jerzy Ostromecki</i> — Potrzeby wodne i parowanie łąk na młach głębokich	141
<i>Inż. Zygmunt Kisielewski</i> — Podstawy hydrologiczne budowy stacji pomp	152
<i>Arkadiusz Wierzchowski</i> — Modyfikacja wzorów Iszkowskiego	156
<i>Inż. Stefan Rogiński</i> — Wzór Loevego w naszej literaturze technicznej	157

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Prof. Dr Inż. Jerzy Ostromecki</i> — Nowy system nawodnień w ZSRR	158
<i>Inż. Tomasz Biernacki</i> — Zasady sporządzania dokumentacji technicznej dla siłowni wodnych (dokończenie)	166

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

<i>Inż. Kazimierz Puczyński</i> — Zapuszczanie żelbetowych konstrukcji (zbiorników, osadników itp.) poniżej wody gruntowej	169
<i>Inż. Ludwik Dyakowski</i> — Materiały zastępcze do budowy i remontu statków rzecznych	173
<i>Inż. M. Ch.</i> — Wykorzystanie nawłoci kanadyjskiej do wyrobu materacy stosowanych przy regulacji Wisły	177

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

<i>Inż. Jerzy Sawiczewski</i> — O typ kotła dla nowego taboru rzeczno-	173
--	-----

ОТ РЕДАКЦИИ СОДЕРЖАНИЕ

C O N T E N T S

S O M M A I R E

Планирование водных балансов.
Роль санитарного инженера в водном хозяйстве.
Оборона поверхностных вод от загрязнения с точки зрения действующих законов.
Горные потоки бассейна реки Вислы в шестилетнем плане.
Водохранилища для мелиоративных целей.
Водные потребности и парование лугов на глубоких илистых почвах.
Гидрологические основания строительства насосных станций.
Модификация формул Ишковского.
Формула Лева в польской технической литературе.
Новая система обводнения в СССР.
Основы составления технической документации для гидроэлектрических станций (окончание).
Опускание железобетонных сооружений в водоносную почву. Замена в речном судостроительстве.
Использование „*elodea canadensis*” при выработке регуляционных матрапов.
Тип котла для нового водного подвижного состава.
Обзор печати:
Грандиозная оросительная система.
Гидродинамический туннель.
Ремонт бетонных сооружений.
Водохранилища для ливневых сточных вод.
Хроника.
Из жизни секции инженеров и техников водных путей.
Сообщения .

Water balance planning.
Role of sanitary engineer in Water Economics.
Water protection from dirtiness from the point of view of valid laws.
Mountain torrents in the Vistula basin during the 6-year scheme.
Water reservoirs for the water catchment aims.
Water needs and water evaporation of pasturages on the deep loams (muds).
Hydrological bases in the construction of pumping stations.
Modification of Iszkowski's formulas.
Loeve's formula in the polish technical literature.
New irrigation system in USSR. literature.
Principles of drawing up of technical documents for water power plants (end).
Pushing down the reinforcement concrete constructions into the aquiferous soil.
Substitute bulding materials in river boats constructions.
Utilisations of „*solidago canadensis*” for the mattress fabrication in the rive regulation.
Type of steam boiler for the new water floating stock.
Review of publications.
Chronicle.

Projetation des bilans hydrauliques,
Rôle d'ingénieur sanitaire dans l'aménagement des eaux.
Protection à la malpropreté des eaux de surface au point de vue de la législation obligatoire.
Torrents montagneux du bassin de la Vistule dans le plan sexennal.
Retenues pour l'hydraulique agricole. des paturages sur les profonds sols
Besoins hydrauliques et l'évaporation, marneux (bourbes).
Base hydrologique pour la construction des stations de pompage.
Modification de la formule de Iszkowski.
Formule de Loeve dans la literature technique polonaise.
Nouveau système d'irrigation à l'URSS.
Proincipes de l'établissement de la documentation technique pour les centrales hydrauliques (fin).
Enfoncement des constructions en béton armé dans le sol aquifère.
Materiaux suppléants dans la construction des vaisseaux.
Mise à profil de „*solidago canadensis*” pour la fabrication des matelas de regularisation des rivières.
Type de chaudière pour le nouveau parc fluvial.
Revue des publications.
Chronique.

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XI

WARSZAWA, KWIECIEŃ - MAJ 1951 R.

Nr 4-5 (55)

I Kongres Nauki Polskiej

I Kongres Nauki Polskiej, w oparciu o trwające od przeszło roku prace przygotowawcze w 11 Sekcjach i 61 Podsekcjach, zgromadzi ponad 1500 uczonych polskich. Kongres, odbywający się w drugim roku realizacji Narodowego Planu 6-letniego, obradować będzie pod hasłem dalszego włączania nauki do budowy podstaw socjalizmu w Polsce. I Kongres Nauki Polskiej jeszcze bardziej zmobilizuje naukę polską do współpracy z postępową nauką, a w szczególności z przodującą nauką radziecką we wspólnej walce o trwały pokój na świecie.

Pełna ocena znaczenia I Kongresu Nauki Polskiej w dziedzinie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego będzie mogła być dokonana po odbyciu sesji kongresowej w dniach 29.VI — 2.VII. 1951 r. Jednak już w chwili obecnej zarysowuje się możliwość stwierdzenia, iż dział techniki, reprezentowany przez nasze czasopismo, po raz pierwszy w dziejach Polski został tak szeroko opracowany, po przejściu przez głęboką dyskusję, opartą na wymianie poglądów, krytyce i samokrytyce. Materiały do zbierczych referatów kongresowych zostały dotychczas opublikowane:

a) w „Gospodarce Wodnej” —

Nr 10—11/50 Drogi wodne — inż. T. Tillingera przy udziale prof. K. Rodowicza,

Zagadnienia melioracyjne — prof. C. Zakaszewskiego,

Wykorzystanie energii wodnej — prof. Z. Żmigrodzkiego przy współpracy inż. S. Smoleńskiego,

Nr 1/51 Tezy referatu Podsekcji Budownictwa Wodnego,

Nr 1/51 Stan, zadania i organizacja nauki polskiej w dziedzinie budownictwa wodnego (referat generalny Podsekcji Budownictwa Wodnego) — prof. W. Balcerskiego,

Uwagi Komitetu Redakcyjnego „Gospodarki Wodnej” do tego referatu;

b) w „Technice Morza i Wybrzeża” —

Nr 6—7/50 Ochrona brzegów morskich przed niszczącym działaniem wody — prof. S. Hückla,

Porty morskie — prof. Tubielewicz,

Nr 1/51 Nauka o konstrukcjach morskich i wytyczne jej rozwoju w Polsce — prof. S. Hückla.

Poza tym jedna praca z grupy hydrologii, oceanografii i meteorologii została opublikowana w Nr 8-9/50 „Techniki Morza i Wybrzeża”, a mianowicie: Zagadnienia oceanografii w nauce Polskiej — prof. Tubielewicz. Całość zaś prac tej grupy ukaże się w Nr 1-4/51 r. „Przeglądu Meteorologicznego i Hydrologicznego”. Należy podkreślić, że prace tej grupy, wchodzącej w skład Podsekcji Geofizyki (Sekcja Nauk o Ziemi), mają duże znaczenie dla prac Podsekcji Budownictwa Wodnego.

KOMITET REDAKCYJNY

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

PROF. INŻ. CZESŁAW ZAKASZEWSKI

Planowany bilans wodny

Prowadzenie integralnej, ujmowanej jako całość, gospodarki wodą na obszarach o ograniczonych naturalnych zasobach wodnych a dużym zapotrzebowaniu wody występuje coraz wyraźniej, jako zagadnienie podstawowe na przyszłość, a częstokroć jako konieczność doraźna w szeregu regionów Polski.

Od planowego skoordynowania zaopatrzenia w wodę ludności, rolnictwa, przemysłu, komunikacji i energetyki wodnej, od należytej dbałości o oczyszczanie ścieków zależy możliwość harmonijnego rozwoju produkcji rolnej i przemysłowej, zależy lokalizowanie powstających osiedli i obiektów przemysłowych, zwłaszcza takich, które zużywają duże ilości wody, stanowiącej w tym wypadku ważny surowiec przemysłowy.

Dla planowego poprowadzenia gospodarki wodnej nie wystarcza jednak wykonanie inwentaryzacji istniejących zasobów wodnych w postaci przepływów zmiennych w czasie, ani podliczenie zapotrzebowania wody choćby przy końcu planu sześcioletniego.

Zestawienie możliwych do uzyskania zasobów wody, jak i potrzeb wodnych oprzeć się musi na wielostronnych założeniach technicznych i gospodarczych, przewidzianych dla dłuższych okresów czasu, co prowadzi do układania bilansów wodnych planowanych, czyli perspektywicznych. Dopiero w oparciu o takie bilanse może być prowadzona racjonalna lokalizacja inwestycji wodochłonnych w granicach poszczególnych regionów całego kraju.

Zagadnienie bilansów wodnych terenów meliorowanych rolniczo badane było w okresie przedwojennym i powojennym przez prof. Rosłońskiego, Dębskiego, Ostromięckiego, Baca i inn. Naświetlenie ogólne układania bilansu planowanego, z podaniem szeregu definicji, norm i wskaźników znajdujemy w pracy prof. K. Dębskiego, ogłoszonej w „Gospodarce Wodnej” 1950 r. Nr 1 — 2.

Dawał się jednak odczuwać brak ogólnego ujęcia dyspozycyjnego i tematycznego, któreby stanowiło podstawę dla opracowania planowanych bilansów wodnych dla poszczególnych regionów o różnych dominantach wśród zagadnień wodnych.

Praca niniejsza, ujmująca opracowanie bilansów wodnych w formie instrukcji dyspozycyjnej, precyzując tematykę wg działów gospodarki wodnej, może ułatwić formalne zlecenie odnośnych opracowań.

Na tej drodze, przy rozwiązywaniu określonych zadań życiowych, wykorzystując również doświadczenia obce, np. czeskie, stworzyć będzie można własną metodykę rozwiązań, a także ustalić zadania dla badań naukowych i doświadczałnictwa, które muszą dać dla bilansów wodnych coraz ściślej precyzowane normy i wskaźniki, wiążące się z naszymi warunkami fizjograficznymi i gospodarczymi.

PROJEKT INSTRUKCJI W SPRAWIE OPACOWANIA BILANSÓW WODNYCH OBSZARÓW DEFICYTOWYCH POD WZGLĘDEM ZA- OPATRZENIA W WODĘ.

Część I. Pojęcia wstępne.

§ 1.

Bilansem wodnym nazywamy zestawienie:

- zasobów wodnych określonego regionu, nadających się do wykorzystania w określonym czasie, oraz
- zużycie tych zasobów w tym samym czasie na poszczególne cele produkcyjne,
- straty nieuniknione,
- retencję wodną regionu.

§ 2.

Retencją wodną nazywamy zdolność zatrzymywania wód opadowych w gruncie, w korytach rzecznych, w zbior-

nikach naturalnych i sztucznych; część wód zatrzymanych, oddawana powoli roślinom lub ciekom, stanowi retencję użyteczną.

§ 3.

Regionem, dla którego ma być opracowany bilans wodny, bywa:

- zlewnia określonego cieku, leżąca powyżej wybranego przekroju tego cieku,
- zlewnia określonego odcinka cieku;
- obszar obejmujący dwie lub więcej zlewnie lub ich części, lecz stanowiący pewną całość gospodarczą.

§ 4.

Bilans wodny może obejmować:

- rok kalendarzowy lub hydrologiczny (od 1.XI. do 31.X.);
- okres wieloletni, ujmujący szereg rocznych okresów hydrologicznych;
- rok o cechach najbardziej zbliżonych do przeciętnej z wieloletnich obserwacji;
- rok o cechach charakterystycznych, zbyt suchy lub zbyt mokry;
- okresy krótsze niż rok, badane dla celów specjalnych.

§ 5.

Bilans wodny dla ustalonego regionu i ustalonego czasu może być:

- tz. surowy, obejmujący zestawienie ilości wody otrzymywanej przez badany region w postaci opadów lub w postaci opadów i dopływów z jednej strony, zaś ilości wody odpływającej poza region z drugiej strony; różnica obu sum obejmuje zużycie pożyteczne wody, nieuniknione straty na odparowanie oraz, szczególnie ważne dla krótkich okresów obserwacji, zmiany w ilości wody retencyjnej;
- lub planowany (perspektywiczny), układany na podstawie przewidywanego — kierowanego wykorzystania zasobów wodnych, zgodnie z planowaną rozbudową gospodarczą obszaru objętego bilansem wodnym; przewidywany okres perspektywy przyjmowany jest zwykle 30-letni z podziałem na podokresy 6 i 15 lat.

§ 6.

Bilanse wodne planowane są pełne, gdy obejmują wszystkie rodzaje użytkowania wody (§ 8b) lub częściowe, gdy są w nich szczegółowo opracowane potrzeby, stanowiące dominantę w gospodarce wodnej regionu, inne zaś potrzeby ujęte są w sposób zgeneralizowany.

§ 7.

Opracowanie bilansów wodnych planowanych ma na celu stwierdzenie:

- czy zasoby wodne regionu wystarczają w latach normalnych i suchych o określonej częstotliwości pojawiania się na pokrycie potrzeb własnych, obliczonych w oparciu o planowany rozwój regionu;
- jakie zmiany należy przeprowadzić w gospodarce wodnej regionu, aby zasoby wodne regionu i ew. obszaru zasilania mogły pokryć przewidziany wzrost zapotrzebowania wody;
- w jaki sposób możliwości gospodarki wodnej regionu muszą wpłynąć na przewidywany w planach okresowych rozwój, rodzaj i lokalizację produkcji przemysłowej, rolnej, hodowlanej i leśnej regionu.

Część II. Szczegółowa.

§ 8.

Bilans planowany (perspektywiczny) pełny zawierać powinien:

- a) bilans surowy dla dobranych profili wodowskazowych cieków lub cieków odwodniających region dla roku normalnego przeciętnego z wielolecia oraz dla roku suchego o dobranej częstotliwości występowania;
- b) operaty naświetlające istniejące i perspektywiczne potrzeby i wymagania wodne badanego regionu oraz zasoby wodne i sposoby ich racjonalnego zużycia w zakresie:
 - 1) zaopatrzenia w wodę pitną ludzi i inwentarza żywego,
 - 2) zaopatrzenia w wodę przemysłu,
 - 3) oczyszczania i odprowadzania wód zużytych,
 - 4) produkcji rolnej, leśnej i hodowlanej,
 - 5) potrzeb dróg wodnych naturalnych i sztucznych,
 - 6) ochrony przeciwpowodziowej,
 - 7) energetyki wodnej;
- c) naświetlenie kompleksowo ujętej całości gospodarki regionu obecnej i w przyjętych okresach planowania;
- d) wnioski w sprawie:
 - 1) niezbędnych inwestycji wodnych i ich hierarchii w czasie,
 - 2) ew. niezbędnych ograniczeń lub zmian w użytkowaniu wody przez poszczególne grupy użytkowników,
 - 3) tez rejonizacyjnych i lokalizacyjnych.

§ 9.

Bilans wodny surowy cieków zawierać powinien:

- a) wynikowe zestawienie opadów na obszarze regionu wg lat i miesięcy, opracowane na podstawie danych sieci pomiarowej opadów za możliwie długi okres;
- b) zestawienie przepływów przez podstawowe przekroje wodowskazowe cieków (wzgl. cieków) wg lat i miesięcy, opracowane na podstawie sieci wodowskazowej za okres j.w. punkt a);
- c) wykresy przepływów dziennych względnie miesięcznych przez przekroje wodowskazowe j.w. pkt. b) dla roku przeciętnego; w braku bezpośrednich danych pomiarowych oprócz się należy na wskaźnikach procentowego miesięcznego spływu, obliczanych dla dorzeczy sąsiednich o podobnych cechach fizjograficznych a posiadających wystarczające dane pomiarowe;
- d) wykaz stanów i przepływów ekstremalnych, tj. najwyższych i najniższych, jakie się zdarzyły w ciągu dłuższego okresu obserwacji w podstawowych profilach wodowskazowych; w braku danych pomiarowych oprócz się należy na wskaźnikach j.w. pkt. c); w ostateczności na regionalnych wzorach empirycznych;
- e) ocenę istniejącej retencji terenowej;
- f) naświetlenie istniejącego bilansu surowego oraz istniejącej rezerwy wodnej użytkowej dla roku przeciętnego (50%) i suchego o określonej częstotliwości występowania (§ 10, A, d, 1; § 11, A, g; § 12, A, a).

§ 10.

Opracowanie bilansów planowanych (perspektywicznych) w dziedzinie zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu zawierać powinno:

A. Materiały wyjściowe naświetlające zagadnienia następujące:

- a) potrzeby wodne ludności i przemysłu pokrywane na drodze zorganizowanej (wodociągi miejskie, grupowe i regionowe),
 - 1) stwierdzony istniejący rozbiór wody pitnej i przemysłowej w 2-ach latach ubiegłych ostatnich na obszarze badanym z podziałem wg głównych odbiorców lub ich grup oraz wg okresów rocznych, kwartalnych i miesięcznych;
 - 2) stwierdzony rozbiór wody j.w. w pkt. 1), lecz dla roku przeciętnego i roku posusznego o dopuszczalnej częstotliwości występowania;
 - 3) istniejący stwierdzony niedobór wody w okresach, j.w. pkt. 1) w roku przeciętnym i posusznym;

- 4) przewidziane w planie perspektywnym i jego podokresach zapotrzebowanie i zużycie wody pitnej i przemysłowej, obliczone w oparciu o przewidywany wzrost ludności, planowaną rozbudowę osiedli i przemysłu oraz wskaźniki zapotrzebowania, zużycia i zrzutów wody;
- b) potrzeby j.w. pkt. a) pokrywane na drodze indywidualnego poboru wody, a w szczególności:
 - 1) pobór wody w dwóch latach ubiegłych przez zakłady przemysłowe z własnych ujęć wód gruntowych i powierzchniowych, wg danych uzyskanych w drodze ankiet;
 - 2) szacunkowy dotychczasowy pobór wody dla potrzeb ludności i inwentarza ze studni płytkich i cieków wodnych, ocena wartości i zasobów gruntowych wód płytkich regionu;
 - 3) zjawiska zanikania wód gruntowych pod wpływem odbudowy górniczej; obszary bezwodne i ich potrzeby;
 - 4) przewidywany niezorganizowany pobór wody w okresach perspektywnych dla potrzeb przemysłu i ludności, obliczony w oparciu o wskaźniki wzrostu jak wyżej pkt. a) 4);
- c) źródła zaopatrzenia w wodę wgłębną ludności i przemysłu (hydrogeologia terenu):
 - 1) istniejące źródła poboru wód wgłębnych użytkowane oraz źródła wody zbadane lecz nie użytkowane na obszarze regionu i na obszarze ew. zasilania (regiony sąsiednie);
 - 2) zasoby, wydajność, przydatność tych źródeł na tle budowy geologicznej obszarów zasilania;
 - 3) możliwości techniczne i gospodarcze maksymalnego wykorzystania źródeł wód wgłębnych użytkowanych i znanych oraz prawdopodobieństwo znalezienia i wykorzystania źródeł nowych;
 - 4) możliwości wykorzystania retencji gruntowej dla zwiększenia użytecznych zasobów wód gruntowych płytkich;
- d) rola cieków regionu w zaopatrzeniu w wodę pitną i przemysłową ludności i przemysłu:
 - 1) zasoby wody i jej przydatność w ciekach regionu; miejsca ujęcia wody z cieków, rodzaj urządzeń, wydajność roczna oraz dobową i sekundową najmniejszą w latach normalnych i posusznych ekstremalnych, o dopuszczalnej przy zasilaniu wodociągów częstotliwości występowania;
 - 2) możliwości rozbudowy istniejących ujęć wody z cieków regionu badanego lub regionów sąsiednich; możliwości zwiększenia wydajności ujęć bez zmiany reżimu cieków;
 - 3) możliwości istniejące wyzyskane i niewyzyskane techniczne, gospodarcze i hydrologiczne zwiększenia w latach normalnych i posusznych poboru wody z cieków w drodze wyrównania ich przepływów przez budowę zbiorników dla potrzeb wodociągowych, na obszarze regionu badanego lub regionów sąsiednich;
 - 4) wpływ poboru wody z regionów sąsiednich na przepływy cieków regionu badanego;
- e) zagadnienie wód zużytych:
 - 1) obecny i przewidywany w okresach perspektywnych stan odprowadzania wód zużytych regionu, istniejące oczyszczalnie i ich prace; ogólne założenia na przyszłość;
 - 2) charakter ścieków istniejących (typowe analizy), stosunek ilościowy ścieków do wody czystej (rozcieńczenie) w charakterystycznych punktach głównych odbiorników regionu;
 - 3) zdolność samooczyszczania cieków regionu, zasięg obecny zanieczyszczania poniżej charakterystycznych punktów zrzucania wód zużytych do tych cieków;
 - 4) niezbędne przepływy przy niskich stanach wód w ciekach, zapewniające samooczyszczanie cieków regionu;
 - 5) możliwości zwiększenia użytkowej wartości wód w ciekach regionu w drodze uprzedniego sztucznego oczyszczania wód zużytych kierowanych do cieków regionu;
 - 6) możliwości nieszkodliwego kierowania wód zużytych, nieoczyszczonych dostatecznie, do rzek regionów sąsiednich;

- 7) możliwości rolniczego wykorzystania cieków celem ich oczyszczenia.

B. Wnioski wstępne:

- a) zestawienie potrzeb regionu istniejących i planowanych w zakresie zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu oraz możliwości i sposobów pokrycia tych potrzeb obecnie i w okresach perspektywy w drodze:
 - 1) zwiększenia poborów wód głębinowych,
 - 2) budowy zbiorników dla potrzeb wodociągów z podaniem przypuszczalnej lokalizacji zbiorników,
 - 3) oczyszczania ścieków i utrzymania w czystości rzek,
 - 4) zwiększenia ilości ujęć wody z rzek i wydajności ujęć,
 - 5) wykorzystywania retencji gruntu;
- b) istniejące niedobory stałe lub okresowe w dziedzinie zaopatrzenia w wodę zorganizowanego i indywidualnego;
- c) salda wynikowe wzrostu poboru i zużycia wody dla ludności i inwentarza i przemysłu roczne, kwartalne i miesięczne w podokresach perspektywy;
 - 1) z zasobów wód głębinowych,
 - 2) ze ścieków większych dla ich charakterystycznych odcinków,
 - 3) z wód gruntowych płytkich i z cieków użytkowanych w sposób niezorganizowany.

§ 11.

Opracowanie bilansów planowanych (perspektywicznych) w dziedzinie potrzeb wodnych rolnictwa i leśnictwa.

A. Materiały wyjściowe:

- a) charakterystyka ogólna pedologiczna, klimatyczna i rolnicza regionu,
- b) użytkowanie rolnicze gruntów regionu (pola orne, użytki zielone, stawy rybne, sady i ogrody, lasy) w liczbach, obecne i przewidywane,
- c) potrzeby melioracyjne regionu; stan ich zaspokojenia obecny i w okresach perspektywy,
- d) plony obecne w latach normalnych, mokrych i posusznych oraz w okresach perspektywy:
 - 1) pól ornych,
 - 2) użytków zielonych nawodnianych i nawodniania wymagających,
 - 3) analiza zależności plonów od opadów w regionie,
- e) wzrost zużycia wody przez rolnictwo w okresie wegetacyjnym, w oparciu o postulowaną w podokresach perspektywicznego planu produkcję; zamierzone melioracje oraz wskaźniki zapotrzebowania i zużycia wody dla upraw polowych, warzywniczych, łąk, stawów itd.; dane ułożone wg zlewni dopływów głównego cieku dla lat normalnych i posusznych;
- f) przewidziane w regionie obszary dla zalesienia sosną, lasem mieszanym i liściastym; wpływ przewidzianych zalesień na opady i odpływy wg zlewni;
- g) możliwości pokrycia obecnie i w okresach perspektywy zapotrzebowania wody dla nawodniania łąk i gospodarstw rybnych w świetle przepływów w ciekach w latach przeciętnych i w latach posusznych o określonej, dopuszczalnej w rolnictwie częstotliwości przy uwzględnieniu:
 - 1) zmniejszającego się w okresach perspektywy spływu wody z pól o zwiększonej produkcji,
 - 2) zwiększonego poboru wody z cieków i z gruntu dla zaopatrzenia potrzeb ludności i przemysłu;
- h) możliwości hydrologiczne, techniczne i gospodarcze zwiększenia przepływów letnich w ciekach regionu w latach przeciętnych i posusznych przez budowę zbiorników melioracyjnych.

B. Wnioski wstępne:

- a) salda wynikowe wzrostu zapotrzebowania i bezwrotnego zużycia wody przez rolnictwo i leśnictwo w podokresach perspektywy wg lat, kwartałów i miesięcy dla lat przeciętnych i posusznych o odpowiednim współczynniku częstotliwości:
 - 1) bezpośrednio z opadów,
 - 2) z cieków publicznych w określonych punktach poboru (dla nawodniania łąk, zasilania stawów rybnych itp.),
 - 3) z wód prywatnych i z wód gruntowych;
- b) przewidziane sposoby pokrycia zwiększonego zapotrzebowania i zużycia wody przez rolnictwo i leśnictwo w podokresach perspektywy w drodze:
 - 1) zwiększenia poborów wody z cieków regionu bez uprzedniej zmiany ich reżimu,
 - 2) zwiększania małych przepływów w ciekach przez budowę zbiorników melioracyjnych z podaniem ich przypuszczalnej lokalizacji i ich szacunkowych charakterystyk (pojemność, powierzchnia itp.);
 - 3) zmniejszenie odpływów ze zlewni na skutek zabiegów intensywnego rolnictwa;
 - 4) zmniejszenie strat nieprodukcyjnych (parowanie gleby) dzięki ew. zalesieniom pasowym.

§ 12.

Opracowanie bilansów planowanych (perspektywicznych) w dziedzinie potrzeb komunikacji wodnej.

A. Materiały wyjściowe:

- a) stan obecny i istniejące warunki użytkowania dróg wodnych żeglownych i spławnych regionu w latach przeciętnych i posusznych o przyjętej częstotliwości występowania;
- b) przewidziane w okresach perspektywicznych zamierzenia w dziedzinie dróg wodnych naturalnych i sztucznych (drogi, tonaż taboru, natężenie ruchu itp.);
- c) dopuszczalne zmniejszanie ładunku w okresach posuchy;
- d) głębokości wody i przepływy na rzekach regulowanych, niezbędne w świetle zamierzeń ich rozbudowy, j.w. pkt. b) oraz sposoby i możliwości zapewnienia tych przepływów;
- e) przepływy niezbędne na tych samych drogach wodnych, lecz po ich skanalizowaniu oraz sposoby zapewnienia tych przepływów;
- f) możliwości hydrologiczne, techniczne i gospodarcze budowy zbiorników dla potrzeb komunikacyjnych w zlewni własnej cieków regionu lub w regionach sąsiednich.

B. Wnioski wstępne w dziedzinie komunikacji wodnej:

- a) przewidziane inwestycje w dziedzinie regulacji i kanalizacji cieków w podokresach planu perspektywicznego;
- b) przewidziane zbiorniki dla potrzeb komunikacji wodnej, z podaniem ich przypuszczalnej lokalizacji i orientacyjnych charakterystyk;
- c) salda wynikowe niezbędnego wzrostu przepływów na rzekach regulowanych lub rezerw wodnych powstałych na kanalizowanych drogach wodnych w latach przeciętnych i posusznych wg podokresów perspektywy;
- d) przewidziane dla potrzeb komunikacji wodnej dopływy z obcego regionu lub zrzuty do obcych zlewni.

§ 13.

Zagadnienia ochrony przeciwpowodziowej w bilansach planowanych (perspektywicznych) cieków regionu.

A. Materiały wyjściowe:

- a) występowanie wysokich stanów na ciekach regionu:
 - 1) przyczyny występowania (opady, zatory lodowe, zły stan koryt rzecznych, zniszczenia lasów, intensywne odwodnienia dla potrzeb rolnictwa itp.);

- 2) charakterystyka wysokich stanów, obserwowane na wodowskazach najwyższe stany, ich czas trwania, częstotliwość występowania;
- 3) obszary zalewane, ich użytkowanie, charakterystyka ich gospodarczej wartości;
- 4) straty powodowane przez wylewy okresowe;
- b) ochrona przeciwpowodziowa, istniejąca i niezbędna w świetle potrzeb rozwojowych regionu w podokresach planu perspektywicznego obejmująca:
 - 1) zachowanie ekstensywnego sposobu użytkowania dolin rzecznych;
 - 2) owałowanie rzek na wody wielkie letnie i zimowe, hydrologiczne konsekwencje zmniejszenia retencji dolinowej przez owałowanie rzeki;
 - 3) ustalenie najwyższych gospodarczo dopuszczalnych stanów i nieszkodliwych przepływów w charakterystycznych przekrojach wodowskazowych;
 - 4) wynikająca z pktu 3) niezbędna wielkość ściecia fal powodziowych przez zbiorniki przeciwpowodziowe; istniejące możliwości hydrologiczne, techniczne i gospodarcze ich budowy w zlewni własnej regionu lub w regionach sąsiednich.

B. Wnioski wstępne:

- a) zestawienie porównawcze gospodarczych efektów różnych rozwiązań ochrony dolin rzecznych od powodzi i wybór rozwiązań najcelowszych dla regionu;
- b) ew. postulowana lokalizacja zbiorników retencyjnych przeciwpowodziowych; ich ogólne charakterystyki;
- c) wpływ zbiorników przeciwpowodziowych na zwiększenie małych przepływów na rzekach regionu.

§ 14.

Zagadnienia energetyki wodnej w bilansach planowanych (perspektywicznych) cieków regionu.

A. Materiały wyjściowe:

- a) istniejące w regionie elektrownie zawodowe i przemysłowe oraz inne zakłady wodne; ich charakterystyki (położenie, moc, produkcja roczna, przepływowe, szczytowe itd.);
- b) istniejący i pożądany obecnie oraz w podokresach perspektywy udział elektrowni wodnych w ogólnej produkcji energii elektrycznej regionu ze szczególnym uwzględnieniem krycia szczytów zapotrzebowania;
- c) możliwości hydrologiczne, techniczne i gospodarcze wykorzystania sił wodnych regionu:
 - 1) w zakładach wodnych przepływowych,
 - 2) w zakładach wodnych szczytowych na zbiornikach, budowanych dla potrzeb własnych energetyki wodnej lub dla innych działów gospodarki wodą w podokresach perspektywicznych;
- d) uzyskane, dzięki zbiornikom wodnym, budowanym dla potrzeb energetyki, efekty przeciwpowodziowe i zwiększenie przepływów przy niskich stanach rzek.

B. Wnioski wstępne:

- a) postulowane w podokresach perspektywy wzmocnienie wyzyskania sił wodnych regionu;
- b) przypuszczalna lokalizacja zbiorników energetycznych specjalnych i ich charakterystyka;
- c) wykorzystanie dla potrzeb energetyki wodnej zbiorników budowanych dla różnych celów i stopni kanalizacyjnych na rzekach.

Część III. Zbiornica.

A. Opracowanie bilansów wodnych planowanych, pełnych dla regionu, stanowiącego zlewnię cieków, leżącą powyżej wybranego przekroju wodowskazowego tego cieków.

§ 15.

Materiały wyjściowe dla opracowania bilansu wodnego planowanego j.w. stanowią:

- a) dane hydrologiczne, hydrogeologiczne, topograficzne, klimatyczne, statystyczne, gospodarcze i inne, wymienione w §§ 9-a, 10-A, 11-A; 12-A, 13-A, 14-A;
- b) wnioski wstępne ujęte w §§ 10-14 pp. B;

§ 16.

Analizyczne rozpracowanie materiałów obejmuje:

- a) ustalenie częstotliwości występowania i wybór roku posusznego, przyjmowanego dla obliczenia bilansu planowanego, a to na podstawie dominanty miarodajnej w dziedzinie gospodarki wodnej regionu (§ 10, A, d, 1; § 11, A, g; § 12, A, a);
- b) opracowanie dla roku wybranego wykresu przepływów dziennych, lub miesięcznych w miarodajnych przekrojach wodowskazowych cieków; w oparciu o obserwacje wodowskazowe; w wypadku braku obserwacji bezpośrednich — opracowanie wykresu przeprowadzić jak w § 9, C, ustęp drugi;
- c) ustalenie minimalnego przepływu gospodarczo niezbędnego w przekrojach wodowskazowych cieków dla pokrycia potrzeb wodnych już istniejących w regionie i dla zapewnienia w latach posusznych co najmniej dotychczasowego odpływu wody, np. na region sąsiedni; okresowe natężenie poboru wody, np. dla potrzeb przemysłu sezonowego (cukrownie), powinny być ujawnione;
- d) przyjęcie przepływu najwyższego nieszkodliwego w charakterystycznych profilach wodowskazowych;
- e) ustalenie absolutnego średniego przepływu w profilach wodowskazowych w roku przeciętnym i wybranym posuszny;
- f) ustalenie największego możliwego do uzyskania ze względu na warunki hydrologiczne, techniczne i gospodarcze przepływu w miarodajnych przekrojach wodowskazowych cieków dla roku przeciętnego i wybranego roku posusznego;
- g) ustalenie postulowanych w podokresach perspektywicznych w posuszny wybranym roku przepływów j.w., obliczonych na podstawie obecnego minimalnego gospodarczo niezbędnego przepływu (pkt. c) i jak wyżej) oraz sald wynikowych wzrastającego zużycia wody przez poszczególne działy gospodarki wodnej;
- h) ustalenie przepływów j.w. pkt g), lecz dla roku przeciętnego;
- i) wniesienie uzyskanych danych liczbowych na wykresy przepływów dziennych lub miesięcznych, oddzielnie dla roku przeciętnego i wybranego posusznego (pkt a).

Wnioski wynikowe:

- a) o ile przepływy cieków postulowane w okresach perspektywy (§ 16, g h) układają się wyraźnie poniżej linii możliwego do uzyskania gospodarczo uzasadnionego przepływu w roku o wybranej częstotliwości pojawiania się (§ 16, f.), to region (zlewnia) jest pod względem wodnym aktywny, istnieje w nim rezerwa wodna, a wnioski wynikowe ustalić powinny wykorzystanie tej rezerwy:
 - 1) dla zmniejszenia ew. maksymalnego programu rozbudowy zbiorników w regionie,
 - 2) dla zasilania sąsiednich regionów deficytowych,
 - 3) dla pokrycia zapotrzebowania dodatkowo zaplanowanego przemysłu i osiedli,
 - 4) dla potrzeb rolnictwa w drodze zaplanowania działów rolnictwa i hodowli, wymagających nawodnień i zużywających dużo wody,
 - 5) dla potrzeb energetyki wodnej,
 - 6) dla rozcieńczenia ścieków, które mogą być wtedy oczyszczane w sposób mniej dokładny i kosztowny,
 - 7) dla innych celów;
- b) jeśli postulowane przepływy wody w ciekach w okresach perspektywy (§ 16, g, h) nie mogą być pokryte przez przepływ największy gospodarczo uzasadniony w roku o wybranej częstotliwości (§ 16, f.), to region (zlewnia) jest pod względem wodnym pasywny, istnieje w nim niedobór wody i wnioski ustalić powinny drogi zamknięcia bilansu wodnego przez:

- 1) maksymalny gospodarczo celowy program zbiorników retencyjnych w regionie,
- 2) przez doprowadzenie wody ze zlewni sąsiednich,
- 3) przez przeprowadzenie rewizji postulowanych potrzeb wodnych wg hierarchii ich znaczenia w regionie,
- 4) przez usunięcie z regionu urządzeń lub przemysłu, pobierających nadmierne ilości wody, pracujących nie ekonomicznie, stawiających wysokie wymagania pewności ruchu,
- 5) przez zwiększenie dopuszczalnej częstotliwości występowania lat posusznych,
- 6) przez zmianę użytkowania gruntów i rozwojowego programu rolnictwa,
- 7) przez zmianę systemu regulacji naturalnych dróg wodnych na ich kanalizację,
- 8) przez zmniejszenie istniejących dotąd odpływów ze zlewni poza jej obszar, o ile jest to dopuszczalne;
- 9) przez staranne oczyszczanie ścieków oraz związane z tym mniejsze zapotrzebowanie wody dla rozcieńczenia wód zużytych, a lepsze wykorzystanie przepływu wody w ciekach dla potrzeb ludności i przemysłu;
- 10) przez usunięcie z regionu w ogóle lub z górnych partii cieków przemysłów, dających uciążliwe, niepoddające się oczyszczaniu ścieki i lokowanie tych przemysłów w dolnych biegach rzek, prowadzących duże ilości wód;
- 11) przez zabiegi agrobiologiczne i inne.

B. Opracowanie planowanych bilansów wodnych dla regionów obejmujących zlewnie kilku cieków lub stanowiących część większej zlewni.

§ 18

Opracowanie bilansów wodnych planowanych dla regionów większych, składających się z kilku oddzielnych podregionów, obsługiwanych przez dopływy głównego cieku, należy prowadzić dla każdego podregionu (zlewni) oddzielnie.

Przy obliczaniu bilansu głównego cieku rachunek prowadzony jest poczynając od zlewni górnej ku dołowi głównego cieku, wykorzystując kolejno liczby wynikowe dopływów bocznych.

§ 19.

Przy opracowaniu planowanych bilansów wodnych regionu leżącego na wododziale, a obejmującego zlewnie kilku cieków, obliczać należy wstępne bilanse wodne dla każdej zlewni oddzielnie, wprowadzając współpracę wszystkich cieków w bilansie zbiorczym regionu, korygując przy tym bilanse wstępne poszczególnych zlewni.

§ 20.

W planowanych wodnych bilansach regionów, stanowiących odcinek zlewni cieku zawarty między dwoma przekrojami wodowskazowymi, analiza i wnioski definitywne objąć powinny nie tylko odpływ przez przekrój graniczny dolny, lecz również przez wodowskazowy przekrój górny cieku; wnioski powinny objąć ostatecznie:

- a) minimalny przepływ, poniżej którego nie może spaść przepływ w górnym przekroju wodowskazowym w latach posusznych o wybranej częstotliwości oraz przepływ w latach przeciętnych;
- b) ewentualne niezbędne podniesienie obecnie obserwowanego przepływu w latach posusznych jak wyżej pkt. a) w drodze rozbudowy zbiorników w regionach położonych powyżej górnego granicznego przekroju wodowskazowego na głównym cieku regionu;
- c) ogólną ocenę możliwości hydrologicznych technicznych i gospodarczych rozbudowy zbiorników wymienionych w pkt. b).

§ 21.

C. Dla regionów o wyraźnych dominantach w zakresie potrzeb wodnych konieczne jest opracowanie szczegółowe potrzeb wodnych i możliwość ich pokrycia w zakresie dominant. Zagadnienia wodne wtórne, dla których możliwość pokrycia zapotrzebowania i zużycia wody są zapewnione, mogą być ujmowane generalnie, odnośne liczby mogą być ustalane szacunkowo w oparciu o wskaźniki ogólne.

Część IV. Ogólna.

§ 22.

Opracowanie planowanych bilansów wodnych regionu jest niezbędne wtedy, gdy stwierdzony istniejący brak wody, lub planowana rozbudowa produkcji rolnej lub przemysłowej, rozbudowa dróg wodnych itp. pociągnąć mogą zwiększenie lub powstanie niedoborów wodnych we wszystkich lub niektórych dziedzinach gospodarki wodnej regionu zagrożonego bezpośrednio lub z takim regionem sąsiadującego.

§ 23.

Współdziałanie sąsiednich regionów przy opracowaniu bilansów wodnych planowanych jest zawsze niezbędne, gdy występuje:

- a) możliwość lub konieczność korzystania przez region inicjujący opracowanie bilansu wodnego z zasobów wodnych regionu sąsiedniego;
- b) możliwość szkodliwego uszczuplenia zasobów wodnych regionu sąsiedniego przez zmniejszenie dopływu lub zwiększenia poboru wody ze wspólnego cieku dla potrzeb regionu inicjującego opracowanie bilansu wodnego planowanego.

§ 24.

Region sąsiedni, leżący w innym województwie, obowiązany jest na wezwanie regionu inicjującego do opracowania swego bilansu wodnego (planowanego) § 21) przynajmniej w zakresie własnych dominant wodnych i potrzeb, których pokrycie byłoby zagrożone przez pobór i zużycie wody na obszarze regionu inicjującego opracowanie bilansu wodnego planowanego.

§ 25.

W wypadkach niepodpadających pod § 24 region inicjujący opracowanie bilansu wodnego powinien uzyskać od regionów sąsiednich wypowiedzenie się w stosunku do generalnych założeń wykorzystanie zasobów wodnych regionu inicjującego, przyjętych w bilansie wodnym planowanym.

Wierzę bez zastrzeżeń, że Nauka i Pokój zatryumfują nad ciemnotą i wojną, iż narody zjednoczą się nie po to, aby niszczyć, lecz by tworzyć i że przyszłość należeć będzie do tych, którzy najwięcej zdziałają dla cierpiącej ludzkości.

LUDWIK PASTEUR

PROF. INŻ. MGR ZYGMUNT RUDOLF

Rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej

Mimo, iż technika sanitarna na odcinku zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu oraz odprowadzenia i oczyszczania ścieków wchodzi w zakres budownictwa i gospodarki wodnej, rola inżyniera sanitarnego w gospodarce wodnej nie była dotąd bliżej sprecyzowana i dostatecznie znana szerszemu ogółowi techników.

Autor w poniższym artykule zaznaja czytelnika z jakimi problemami gospodarki wodnej spotyka się inżynier sanitarny, przy tym podkreśla doniosłość tych problemów na tle koordynacji całości zagadnień wodnych, szczególnie w związku z uprzemysłowieniem kraju oraz wskazuje na podstawy prawne rozwiązania tych zagadnień.

Gospodarka wodna jest jednym z ważniejszych zadań państwowych w każdym kraju.

Polska należała w okresie przedwojennym do rzędu państw, gdzie były wprawdzie prowadzone sprawy wodne w związku z realizacją budownictwa wodnego, ale nie było właściwie postawionej gospodarki wodnej. Przed rokiem 1939 były robione próby uzgodnienia spraw wodnych; istniało nawet Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej, które jako organizacja społecznej nie danem było jednak odegrać większej roli w kierunku uzyskania właściwego poziomu dla zagadnień gospodarki wodnej.

Po roku 1945 w Polsce coraz więcej głosów fachowych podnosiło wymagania, aby wszelkie sprawy wodne różnych resortów były uzgadniane i załatwiane w sensie potrzeb gospodarki wodnej, t. j. wymagań ogólnokrajowych i miejscowych, dotyczących właściwego gospodarowania wodą, tak by sprostać należycie możliwie wszystkim potrzebom terenu. Gospodarka wodna stała się zagadnieniem aktualnym dopiero gdy Polska weszła na drogę socjalistycznego planowania.

Komitet Ekonomiczny Rady Ministrów powołał w 1948 r. Komisję Planowania Gospodarki Wodnej przy Centralnym Urzędzie Planowania. Zadaniem tej Komisji była koordynacja planowania i kontrola wykonania planu w zakresie spraw gospodarki wodnej. Komisja ta wyłoniła pięć podkomisji.

Z chwilą powołania w maju 1949 r. Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego, została zlikwidowana Komisja Planowania Gospodarki Wodnej i jej Podkomisje.

Obecnie koordynacja spraw wodnych należy do PKPG. Dużą zasługę w zakresie popularyzowania i pogłębiania spraw wodnych i zagadnienia gospodarki wodnej ma pismo „Gospodarka Wodna” (organ Naczelnej Organizacji Technicznej), które od kilku lat nastawia fachowców z różnych dziedzin budownictwa wodnego na problemy gospodarki wodnej.

Dzięki wyrobieniu opinii publicznej dojrzała już dziś sprawa powołania Instytutu Gospodarki Wodnej, niezależnie od resortowych instytutów naukowo-badawczych, które powinny się zająć zagadnieniami wodnymi i budownictwem wodnego we właściwym im kierunku.

Ponieważ w budownictwie wodnym pracują u nas fachowcy należący zasadniczo do czterech następujących grup:

- Dróg wodnych (Ministerstwo Żeglugi),
- Melioracji (Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych),
- Wodociągów i kanalizacji (Ministerstwo Gospodarki Komunalnej),
- Energetyki wodnej (Ministerstwo Przemysłu Ciężkiego),

przeło każda z tych grup musi być poza swym normalnym kształceniem nastawiona na utrzymanie ogólnej linii gospodarki wodnej, wymagającej szerszego spojrzenia nie tylko z punktu widzenia swego zawodu, ale i z punktu widzenia potrzeb całego kraju.

To też polski inżynier sanitarny, w szczególności ten, który pracuje w dziedzinie wodociągów i kanalizacji, musi być dobrze obeznany z zagadnieniami gospodarki wodnej i musi zdawać sobie sprawę z tego, że jego ścisłe fachowe zagadnienia mają związek z ogólną gospodarką wodną i że nie mogą być one rozwiązywane jednostronnie, tylko pod kątem widzenia wymagań jednej specjalności (wodnej).

Myśli tej dałem już nieraz wyraz w piśmiennictwie. Obecnie artykuł też ma głównie ten cel na uwadze. Poruszenie zagadnienia gospodarki wodnej w odniesieniu do inżynierii sanitarnej jest w tej chwili obecnej tym ważniejsze, że w bieżącym roku akademickim 1950/51 zostały powołane na Politechnice w Warszawie i we Wrocławiu nowe Wydziały Inżynierii Sanitarnej, kształcące już inżynierów sanitarnych, którzy powinni w zakresie swej

specjalności sprostać także wymaganiom planowania gospodarki wodnej.

Z jakimi problemami więc spotyka się lub może się spotkać inżynier sanitarny.

Wśród zagadnień techniczno-sanitarnych osiedli, domów, mających rolę są problemy wodne. Do nich zaliczamy przede wszystkim zaopatrzenie w wodę i usuwanie ścieków, a w tym — sporządzanie projektów wodociągów i kanalizacji, budowa tych urządzeń i ich badanie przed oddaniem do użytku publicznego, kontrola jakości wody i ścieków, studnie publiczne, miejscowe urządzenia do usuwania ścieków, ochrona wód przed zanieczyszczeniem, urządzenia wodociągów i kanalizacji dla wszelkich zakładów użyteczności publicznej, cmentarze itp.

Inżynier sanitarny rozwiązując te problemy, musi zdawać sobie sprawę z tego, że wymagają one od niego znajomości również spraw wodnych i racjonalnego podejścia ze względu na wymogi gospodarki wodnej.

Powstaje w ogóle pytanie w jakim stopniu technika sanitarna jest zainteresowana w zagadnieniach wodnych. O tym mówi praktyka, ale przede wszystkim ustawodawstwo. Podstawą akcji techniczno-sanitarnej w Polsce są następujące najważniejsze prawa:

- Ustawa wodna z dnia 19.IX.22 (Dz.U.R.P. Nr 62, pkt. 574, 1928 r.),
- Rozporz. Prez. RP. z dnia 16.III.1928 r. o zaopatrywaniu ludności w wodę (Dz.U.R.P. Nr 32, pkt. 310),
- Rozporz. Prez. RP. z dnia 16.III.1928 r. o usuwaniu nieczystości i wód opadowych (Dz.U.R.P. Nr 32, pkt. 311),
- Rozporz. Prez. RP. z dnia 16.II.1928 r. o prawie budowlanym i zabudowaniu osiedli (Dz.Ust.RP. Nr 56, poz. 405, 1936.) oraz rozporządzenia wykonawcze do nich.

Prawa te muszą być dobrze znane każdemu inżynierowi zainteresowanemu zarówno ze względu na ścisłe fachowe problemy, jak i koordynację zagadnień gospodarki wodnej, której poszczególne elementy znajdujemy we wszystkich niemal ustawach, odnoszących się do zakresu techniki sanitarnej.

Nie ulega wątpliwości, że najważniejszym problemem techniki sanitarnej jest zaopatrzenie ludności i przemysłu w wodę, a więc sprawa specjalnego budownictwa wodnego. Już choćby z tych względów należałoby podporządkować główny dział techniki sanitarnej zasadom planowania gospodarki wodnej. Tak podchodzi dziś do zagadnienia cały świat cywilizowany. Dlatego zrozumiałym jest, że w tym celu także powstał w 1947 r. Międzynarodowy Związek Zaopatrzenia w wodę którego kongres odbył się po raz pierwszy we wrześniu 1949 r. w Amsterdamie.

Na wymienionym kongresie dyskutowano na plenum następujące trzy zasadnicze tematy:

- stosunki społeczne a zagadnienie wody,
- stosunki państwowe dla rozwoju i poparcia wodociągów wiejskich,
- pobór wody z wodociągu publicznego dla celów domowych i przemysłowych, jego przeszłość i przyszłość.

Na sekcjach zaś były dyskutowane następujące tematy:

- dezynfekcja rurociągów po ułożeniu i wykonaniu remontów,
- bakteriologiczne i fizyczne normy dla wody do picia,
- przekładanie rurociągów,
- konstrukcja i eksploatacja filtrów pośpiesznych grawitacyjnych i ciśnieniowych,
- konserwacja i zabezpieczenie wód gruntowych,
- nomenklatura techniczna w dziedzinie wodociągów.

Z przeglądu tematów zaopatrzenia w wodę, którymi interesuje się międzynarodowa opinia publiczna, wynika, że różnorodne problemy w tej dziedzinie wymagają jeszcze rozpracowania i rozwiązania.

Wydaje się, iż są to problemy czysto techniczno-branżowe, aktualne zadania techniczno-sanitarne, przy bliższej jednak analizie przekonujemy się, że przy ich rozwiązaniu muszą być zachowane zasady racjonalnej gospodarki wodnej.

Jeżeli jedno zagadnienie zaopatrzenia w wodę odgrywa tak wielką rolę, że uważa się za konieczne stworzyć Międzynarodową Organizację w tym dziale, to należy rozumieć, że nowoczesny inżynier sanitarny, któryby się zajął wodociągami jako zagadnieniem wodnym i gospodarki wodnej, musi grać poważną rolę w każdym kraju, gdyby nawet ograniczył swą działalność jedynie do tego działu.

W miarę jak następuje uprzemysłowienie kraju, a ten przypadek ma właśnie u nas miejsce, problem zaopatrzenia w wodę staje się coraz ważniejszym i trudniejszym do rozwiązania, to też potęguje się znaczenie właściwej gospodarki wodnej, jako czynnika koordynującego i zapakającego różne potrzeby ludności i przemysłu pod względem niezbędnego surowca, jakim jest woda.

* * *

Wśród wielu zagadnień techniczno-sanitarnych, mających związek z gospodarką wodną, największe trudności nastręcza urządzenie i prowadzenie zakładów oczyszczania ścieków. Sprawa ta wyrasta na tle ogólnopństwowego problemu ochrony wód przed zanieczyszczeniem, który jest dziś przedmiotem ogólnej troski w wielu krajach, a w szczególności w Związku Radzieckim.

W ZSRR wydano odpowiednie przepisy, dotyczące ochrony wód przed zanieczyszczeniem, a więc projektowania, budowy i prowadzenia zakładów oczyszczania ścieków.

W kwietniu 1948 r. odbyła się wszechzwiązkowa konferencja przedstawicieli instytutów higienicznych, laboratoriów i katedr celem przepracowania jednolitego planu badań stanu sanitarnego wód publicznych w latach 1949 — 1950.

Plan przewidywał zbadanie 31 odcinków rzecznych i innych wód publicznych, położonych w przemysłowych okręgach i zanieczyszczonych ściekami przemysłowymi. Do szeregu organizacji, które wzięły udział w tych badaniach, włączono 65 naukowo-badawczych instytutów, laboratoriów i katedr. Plan badań i organizacji został zatwierdzony przez władze centralne.

W zakres badań wchodziły następujące problemy:

- stopień zanieczyszczenia badanego zbiornika wodnego pod względem chemicznym, bakteriologicznym i innych wskaźników,
- źródła zanieczyszczenia zbiornika wodnego i ich wpływ na otaczającą ludność, korzystającą z wody dla różnych celów (zachorowalność, obniżenie jakości wody do picia, trudności przy korzystaniu ze zbiornika wodnego dla kąpeli i celów sportowych itp.),
- zasadnicze przedsięwzięcia, niezbędne dla likwidacji tych szkodliwych wpływów.

Zbadanie stanu sanitarnego wód publicznych staje się koniecznym ogniwem w łańcuchu tych ośrodków, jakie wynikają z wykonania uchwał Rady Ministrów ZSRR z roku 1947 „o sposobach likwidacji zanieczyszczenia i ochrony sanitarnej źródeł wodnych”.

Bez podstawowej znajomości wód publicznych, kontrola w dziedzinie ochrony zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem jest szczególnie utrudniona.

Dla ogólnego, metodycznego kierownictwa pracami instytutów, laboratoriów i katedr w kierunku badania wód publicznych utworzono odrębne Biuro Specjalistów z trzech podstawowych instytutów: Instytutu Ogólnej i Komunalnej Higieny A.N.L., Centralnego Instytutu Sanitarnego im. Erismana i Ukraińskiego Instytutu Higieny Komunalnej. Przeprowadzono wielką pracę organizacyjną w celu przyciągnięcia instytucji naukowych do udziału w badaniach szeregu wód publicznych.

W grudniu 1948 r. odbyła się w Moskwie przy Instytucie Ogólnej i Komunalnej Higieny ogólna narada ministerstw przemysłowych ZSRR w sprawach oczyszczania ścieków przemysłowych.

Narada uznała za konieczne dalsze wzmocnienie pracy koordynacyjnej w sprawie badań nad metodami oczyszczania ścieków. Postanowiono jednocześnie rozszerzyć pracę metodyczną, przyciągając do udziału w badaniach Sekcję Gospodarki Wodnej Akademii Nauk ZSRR. Dla zwiększenia skuteczności badań poszczególnych ministerstw przemysłowych zlecono zorganizowanie przy tych

ministerstwach, przy których istnieją zakłady odprowadzające szkodliwe ścieki, odrębnych komórek organizacyjnych w postaci odpowiedzialnych osób lub grup pracowników, którzy mają do czynienia z gospodarką wodną i organizacją prac badawczych nad oczyszczaniem ścieków.

Zalecono również, aby poszczególne ministerstwa wysunęły szereg zadań do opracowania w 1949 r. i wprowadziły metody organizacyjne dla rozszerzenia pracy naukowo-badawczej. Wysłuchano dyskusji na temat oczyszczania ścieków różnych gałęzi przemysłu i postanowiono zwołać w najbliższym czasie specjalną konferencję naukową dla omówienia wyników prac ministerstw przemysłowych w kierunku badania nowych metod oczyszczania ścieków.

Jak już wskazano, w ZSRR przewiduje się likwidację zanieczyszczeń wód publicznych ściekami przemysłowymi w najbliższym okresie. Ministerstwa i władze podległe są zobowiązane w roku 1950 zakończyć wypuszczanie nieoczyszczonych ścieków do wód publicznych i przewidzieć w swoich planach budowy oczyszczalni tak w istniejących, jak i w nowobudujących się zakładach przemysłowych.

Ustalono, że uruchomienie nowo wybudowanego zakładu nie może mieć miejsca bez jednoczesnego wprowadzenia oczyszczania ścieków w tym zakładzie.

We wrześniu 1948 r. władze ministerialne ZSRR wydały wytyczne w formie „Tymczasowych instrukcyjno-metodycznych wskazań co do sanitarnego i sanitarno-technicznego przyjęcia urządzeń do oczyszczania ścieków”. Wytyczne te składają się z następujących działów:

- ogólny,
- przegląd urządzeń,
- badanie i przyjęcie urządzeń,
- sporządzenie protokołu ostatecznego aktu przyjęcia urządzeń,
- książka paszportowa urządzeń,
- świadectwo zgodności urządzeń z wymaganiami przepisów,
- kontrola urządzeń oczyszczających i miejsca wpuszczenia ścieków.

Urządzenia oczyszczające są przyjmowane przez komisję, której przewodniczącym jest przedstawiciel Państwowej Inspekcji Sanitarnej. Członkami komisji są przedstawiciele zainteresowanego zakładu przemysłowego i tych władz komunalnych, które pełnią nadzór techniczny nad wymienionymi urządzeniami. Obecność przedstawiciela miejscowej inspekcji sanitarnej jest obowiązkowa. Przegląd urządzeń oczyszczających odbywa się w kolejności poszczególnych elementów w kierunku przepływu ścieków. Wykonane urządzenia komisja porównuje z rysunkami projektów, zwracając szczególną uwagę na zgodność każdego elementu urządzeń z projektem i biorąc pod uwagę właściwości procesów oczyszczania w każdym z nich oraz prawidłowe techniczne i konstrukcyjne wykonanie. Jeżeli urządzenia nie gwarantują w dostatecznej mierze oczyszczania ścieków, komisja ich nie przyjmuje. Miejscowa Inspekcja Sanitarna musi bacznie, aby żadna oczyszczalnia nie była oddana do eksploatacji bez uprzedniego przyjęcia i odpowiedniego zezwolenia. Kontrolę nad prawidłową eksploatacją urządzeń oraz wpuszczeniem ścieków przyjmuje Miejscowa Inspekcja Sanitarna.

Analizy ścieków, oczyszczanych na urządzeniach, muszą być robione przez zainteresowany zakład nie rzadziej niż raz na miesiąc.

Państwowa Inspekcja Sanitarna, gdy zauważy defekty w działaniu oczyszczalni lub ujawni inne źródła zanieczyszczenia, może zażądać od odnośnego zakładu usunięcia braków i zaprowadzenie pełnego oczyszczenia ścieków.

W wyżej podanym kierunku musimy i my pójść w Polsce.

Ochronę rzek przed zanieczyszczeniem w Polsce, jako zagadnienie gospodarki wodnej, należy uznać za konieczne, aby została uregulowana organizacja ochrony rzeki przed zanieczyszczeniem przy wykorzystaniu wszelkich sił fachowych. Ze względu na to, iż rzeki mają duże znaczenie dla zaopatrzenia ludności w wodę do picia, uważać należy, że już ze względów czysto higienicznych winny być przedsięwzięte kroki w celu zabezpieczenia rzek przed zanieczyszczeniem. Ponieważ w sprawie tej są zainteresowane różne działy fachowe, należałoby prowadzić wspólną akcję zainteresowanych resortów w kierunku stopniowego oczyszczania rzek już zanieczy-

szczonych oraz niedopuszczenia do szkodliwego zanieczyszczenia tych rzek, którym grozi to niebezpieczeństwo.

Należy zwrócić uwagę na przestrzeganie ustawy wodnej i innych ustaw mających związek z ochroną rzek przed zanieczyszczaniem oraz prowadzić badania składu wód rzecznych i kontrolę stanu rzek pod względem zdrowotnym.

Pierwszy etap pracy badawczej winien objąć punkty najbardziej zagrożone przez zanieczyszczanie ściekami. Badania rzek powinny stwierdzać przede wszystkim stan ochrony rzek przed zanieczyszczaniem, zwłaszcza rzek mniejszych, biorąc pod uwagę zarówno stronę sanitarną, jak i interes rybołówstwa.

Na terenach najbardziej zagrożonych należałoby tworzyć Wojewódzkie Komitety Ochrony Rzek przed zanieczyszczaniem, które powinny uwzględniać jak najszerzej współpracę zainteresowanych czynników w stanie utrzymania czystości rzek.

Sprawozdania Wojewódzkich Komitetów powinny być rzeczowe i obejmować przede wszystkim następujące punkty:

- liczbę zbadanych kilometrów rzek lub innych wód,
- charakter zanieczyszczeń,
- sprawę udziału zainteresowanych czynników w pracach Komitetu,
- praktyczne wnioski na podstawie przeprowadzonych badań,
- trudności spotykane przy prowadzeniu badań.

Zaznaczyć należy, że badania rzek powinny mieć charakter praktyczny i prowadzić do wykrycia źródeł zanieczyszczenia. Każda z placówek badawczych powinna sporządzić zestawienie głównych źródeł zanieczyszczenia na terenie podlegającym kontroli.

Orzeczenia placówek naukowo-badawczych należałoby uznać za miarodajne przy dochodzeniach wodno-prawnych w myśl ustawy wodnej. W dochodzeniach powinni uczestniczyć przedstawiciele Państwowej Służby Zdrowia, jako znawcy higieny.

Powstawanie placówek badawczych powinno odbywać się stopniowo w miarę potrzeb i uzyskiwania kredytów na badania rzek.

Z uwagi na konieczność poprawy czystości rzek w Polsce przed zastosowaniem właściwych metod oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych uważać należy za konieczne, aby zostały uruchomione u nas stacje doświadczalne przy poszczególnych kategoriach przemysłu, będące pod nadzorem fachowych placówek badawczych.

Biorąc pod uwagę konieczność prowadzenia badań naukowych w całym zakresie techniki sanitarnej, wyraża się przekonanie, że badania te powinny być skoncentrowane możliwie w jednej instytucji — Instytucie Techniki Sanitarnej — blisko współpracującym z Politechniką i Państwowym Zakładem Higieny. Instytut ten mógłby m.in. zastąpić Komisję Rzecznawców do spraw ochrony rzek przed zanieczyszczeniem przy Ministerstwie Gospodarki Komunalnej.

Problem ochrony wód przed zanieczyszczaniem staje się w Polsce coraz ważniejszym w związku z rozwojem przemysłu i powodowanym przezeń zanieczyszczaniem rzek. Zagadnienie to jest ściśle związane z życiem miast i osiedli, przez które rzeki przepływają.

Zabezpieczenie odbiornika przed zanieczyszczeniem wymaga oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych. Ostatnio wydane rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 1.IX.1950 r. (Dz.Ust. RP. Nr 41, poz. 371) w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi, reguluje zagadnienie gospodarki wodnej, która ma wielkie znaczenie dla higieny komunalnej i życia gospodarczego.

W związku z tym zachodzi konieczność ustalenia organizacji służby ochrony wód przed zanieczyszczeniem, dostosowanej do nowej struktury jednolitej organizacji władz terenowych.

* * *

Najlepiej zbudowany zakład oczyszczania ścieków, odpowiadający wymaganiom rozporządzenia w chwili uruchomienia, nie spełni swego zadania, o ile nie będzie należycie prowadzona eksploatacja takich zakładów.

Już wyżej wskazywałem, jak wielką wagę przywiązuje się do tej sprawy w ZSRR. Jak wynika z ostatnich publikacji, również w St. Zjedn. Am. Płn. położono duży

akcent na tę sprawę, a więc i na doksztalcanie kierowników zakładów oczyszczania ścieków. Sprawę tę rozpatrzo szczegółowo na 22 Zjeździe Amerykańskiej Federacji Związków Zakładów Kanalizacyjnych w październiku 1949 r.

Dla opracowania zasadniczego referatu rozesłano ankietę do naczelników inżynierów sanitarnych każdego stanu oraz do inżynierów sanitarnych powiatowych wydziałów zdrowia. Z ankiet wynika, że krótkie przeszkolenie przeszło w 1948 r. — 2.000 osób (kierowników zakładów kanalizacyjnych) w 18 szkołach ogólnopaństwowych, 9 w regionalnych i 1 miejscowej szkole, 1 — w uniwersytecie. Przeszkolenie to odbyło się w 26 stanach. Program kursów położył główny akcent na technikę laboratoryjną, chemię, fermentację osadów i ich usuwanie, złoza biologiczne, chlorowanie i dyskusję kierowników.

Program ten zawierał następujące przedmioty (tematy):

1. arytmetyka,
2. hydraulika,
3. charakterystyka ścieków,
4. terminologia w zakresie zakładów kanalizacyjnych,
5. bakteriologia ścieków,
6. chemia ścieków,
7. biologia ścieków,
8. fizyka ścieków,
9. technika laboratoryjna, próby, demonstracje,
10. oczyszczanie ścieków — teoria i zasady,
11. oczyszczanie ścieków — prowadzenie i metody,
12. utrzymanie i prowadzenie,
13. kraty, piaskowniki itp.,
14. osadniki,
15. doły Imhoffa,
16. czynny osad,
17. doły septyczne,
18. złoza zraszane o dużej wydajności,
19. złoza zalewane,
20. filtry piaskowe,
21. pola irygacyjne i asenizacyjne,
22. chemiczne koagulacje,
23. chlorowanie,
24. unieszkodliwianie zapachów,
25. spalanie,
26. usuwanie osadów,
27. projektowanie systemu lub zakładu kanalizacyjnego,
28. budowa { — system,
29. { — zakład kanalizacyjny,
30. { — kanały,
31. sieć kanalizacji { — utrzymanie,
32. { — reperacje,
33. { — zwalczanie komarów,
34. { — prowadzenie, utrzymanie i reperacja,
35. { — wyposażenie mechaniczne,
36. { — wyposażenie elektryczne,
37. { — problemy pompowania,
38. zakład { — pomiar,
39. { — instalacje,
40. { — buchalteria,
41. { — urządzenia,
42. { — środki bezpieczeństwa,
43. oczyszczanie ścieków przemysłowych,
44. zanieczyszczanie rzek { — stan sanitarny rzek,
45. { — stopień oczyszczania,
46. wymagania państwowe i programy działania,
47. stan oczyszczania ścieków,
48. odpowiedzialność kierownika zakładu,
49. doszkalanie i kwalifikacje kierowników,
50. znaczenie zdrowotne, choroby,
51. planowanie i administrowanie zakładów kanalizacyjnych,
52. przepisy, regulaminy,
53. sprawy finansowe { — ogólne,
54. { — opłaty,
55. { — koszty oczyszczania,
56. sprawozdania zakładów kanalizacyjnych,
57. dyskusja problemów dla kierowników zakładów kanalizacyjnych,
58. pokazy i inspekcje terenowe,
59. filmy,
60. warunki społeczne.

Z przeglądu ankiet o szkoleniu kierowników zakładów kanalizacyjnych w 1948 r. wynikają następujące wnioski: przedmioty i system doksztalcania inżynierów i techników,

odpowiedzialnych za kierownictwo zakładu kanalizacyjnego, mówią same za siebie, jakim wymaganiom musi sprostać praca inżyniera sanitarnego i ile zagadnień z zakresu jego pracy ma ścisły związek ze sprawami wodnymi, a więc i z gospodarką wodną.

Dla tych, którzy nie stykali się z trudnościami kształcenia kierowników kanalizacji, statystyka wyżej podana może wydać się niezwykle dodatnią, ale jeżeli uwzględnić, że w U.S.A. jest obecnie kilka tysięcy zakładów oczyszczania ścieków i że cały kraj jest w trakcie przystąpienia do przeprowadzenia programu utrzymania rzek w czystości, można dojść do wniosku, że sprawa została ledwie ruszona w kierunku stworzenia podstaw doszkolenia kierowników. Nie należy się jednak ludzi, że chociaż kursy stale ulepszają się, nie zmieniają kierownika ruchu zakładu oczyszczania ścieków w chemika lub inżyniera sanitarnego, jeżeli nim nie jest.

MGR ANTONI BALCERZYK

Ochrona wód przed zanieczyszczeniem w świetle obowiązującego ustawodawstwa

Sprawa ochrony wód przed zanieczyszczeniem w dobie intensywnego uprzemysłowienia kraju nabiera szczególnie ważnego znaczenia. Istniejąca ustawa wodna i wydane na jej podstawie rozporządzenie wykonawcze normująco wprowadzają do zagadnienia, jednak nie zawsze i nie we właściwy sposób odpowiadają warunkom ustroju socjalistycznego. Naświetlenie więc przez Autora ochrony wód przed zanieczyszczeniem w świetle obowiązującego ustawodawstwa jest bardzo aktualną potrzebą, wyczuwaną przez ogół techników pracujących w dziedzinie gospodarki komunalnej.

Autor w swoim artykule omawia źródła i okres powstania ustawy wodnej, poszczególne jej części oraz rozporządzenia wykonawcze wydane na jej podstawie przed, wojną i obecnie w zakresie omawianego tematu w zastosowaniu do wód powierzchniowych.

Prawo wodne, jak mówi Autor jest dziedziną na ogół mało znaną. Brak jest pracy, która by ujęła całokształt zagadnień wodnych. Obowiązujące przepisy prawne, wydane w okresie międzywojennym nie odpowiadają obecnym potrzebom, a w szczególności ustawa wodna wymaga gruntownej zmiany. Postulat ten nie wyczerpuje jednak zagadnienia. Zanieczyszczenie naszych rzek jest zagrażające stosunkom zdrowotnym ludności oraz życiu zwierzęcemu i roślinnemu. Następuje powolny, ale stały zanik pewnych szlachetniejszych gatunków ryb, zwierząt i roślin. Są to katastrofy biologiczne, powodujące nieodwracalne szkody dla gospodarki narodowej.

Redakcja

Głównym źródłem prawa wodnego jest ustawa wodna z dnia 19.IX.1922 r. (Dz.U.R.P. Nr 24, poz. 205) w brzmieniu ustalonym rozporządzeniem Ministra Robót Publicznych z dnia 13.IV.1928 r. (Dz.U.R.P. Nr 62, poz. 574) i zmienionym rozporządzeniem Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 28.XII.1934 r. (Dz.U.R.P. Nr 110, poz. 976).

Przed jej wydaniem na ziemiach polskich obowiązywały trzy różne systemy prawne. Ustawa wodna z 19.IX.1922 r. wzorowana jest w znacznym stopniu na niemieckiej ustawie wodnej z 1913 r., której wydanie poprzedziły długotrwałe studia i dyskusje, trwające od 1896 r. Jednolite prawo wodne na ziemiach polskich wydane więc zostało stosunkowo wcześnie. Fakt ten nie był przypadkowy, a wywołany został koniecznością uregulowania tej bardzo ważnej dla życia dziedziny stosunków, jaką jest gospodarka wodna. Jedną z bardzo ważnych dziedzin gospodarki wodnej jest ochrona wód przed zanieczyszczeniem. Szczególnie w dobie rozwijającego się przemysłu sprawa ta nabiera dużego znaczenia. Początkowo zakłady przemysłowe, nie będące krępowane przez jakiegokolwiek przepisy, doprowadzały swoje ścieki do wód płynących, zanieczyszczając je w znacznym stopniu i szkodząc innym działom gospodarki, jak np. rybołówstwu. Wydana w 1922 r. ustawa wodna musiała przyjąć istniejący stan rzeczy i utrzymać w mocy uprawnienia w przedmiocie odprowadzania ścieków pod warunkiem jednak, aby zanieczyszczenia wody nie przekraczały zwykłej normy (art. 252).

Należy tutaj wyjaśnić, że przez zwykłą normę zanieczyszczenia rozumie się taką normę, przy której dana woda wg opinii fachowców jest jeszcze nieszkodliwa dla użytku publicznego. Ustawa wodna z 19.IX.1922 r. zawiera tylko ogólne przepisy, dotyczące ochrony wód przed zanieczyszczeniem, prócz tego istnieje cały szereg przepisów prawnych, które normują szczególne działy gospodarki wodnej.

Na wstępie należy zaznaczyć, że ustawa wodna dzieli wszystkie wody na dwie kategorie:

- 1) publiczne,
- 2) prywatne.

Dokształcanie kierowników ruchu nie jest łatwe, jak się wydaje. Na kierownika ruchu trzeba patrzeć jak na wykwalifikowanego technika.

Doświadczenie powyższe wskazuje, że zbyt często dobrze zaprojektowany i właściwie skonstruowany zakład oczyszczania ścieków był oddany do ruchu niedoświadczonemu kierownikowi z takim skutkiem, że wkrótce powstał cały szereg poważnych trudności w eksploatacji.

W wyniku przeglądu tych krótkich rozważań, powinniśmy zastanowić się nad naszą praktyką w Polsce i wyciągnąć odpowiednie wnioski, ale przede wszystkim powinniśmy dążyć do tego, aby kierownikami wszelkich zakładów kanalizacyjnych i oczyszczania ścieków byli inżynierowie, względnie technicy sanitarni. Może to mieć duży wpływ na odcinku utrzymania wód naturalnych w czystości i z tym związanych problemów zaopatrzenia ludności w wodę i usuwania nieczystości.

Podział ten ma pewne znaczenie w przedmiocie użytkowania i odprowadzania do nich ścieków. Podział ten w ustroju socjalistycznym jest już nieaktualny i nie odzwierciedla istotnego stanu rzeczy, a jest niewątpliwie odbiciem stosunków społecznych, które istniały w chwili wydania ustawy, tj. w okresie kapitalistycznym. Ustawa nie określa pojęcia wody publicznej, wymienia natomiast jakie wody zalicza się do kategorii wód prywatnych (art. 4). O przynależności wody i jej prywatnym charakterze decyduje przede wszystkim własność gruntu. W szczególności do właściciela gruntu z mocy samego prawa należy:

- 1) woda z opadów atmosferycznych,
- 2) woda zawarta w znajdujących się w jego gruncie jeziorach, stawach, sadzawkach, studniach i innych zbiornikach oraz wodociągach, kanałach i rowach,
- 3) woda podziemna, znajdująca się w jego gruncie i źródłach, wypływająca na powierzchnię jego gruntu z wyjątkiem źródeł mineralnych, podlegających monopolowi i wód objętych zastrzeżeniami górnictwami,
- 4) odpływy z powyższych wód, dopóki nie wpłyną na cudzy grunt, albo do cudzej wody prywatnej, lub do wody publicznej.

Prawo własności do tych wód prywatnych może przysługiwać innym osobom na mocy szczególnego tytułu, np. umowy kupna, sprzedaży. Aczkolwiek ustawa wodna uznaje własność wód prywatnych, to jednak wprowadza pewne ograniczenia co do prawa rozporządzania wodą prywatną, mianowicie: właścicielowi nie wolno wpuszczać do jeziora wody i innych cieczy lub wrzucać stałych lub mulistych materii, które mogą wodę ze szkodą dla innych zanieczyszczać (art. 18, ust. 2). Również właściciel gruntu nie ma prawa wprowadzać lub wpuszczać do ziemi takich materii, które by zanieczyszczały wodę podziemną, wodę płynącą lub jezioro ze szkodą dla innych (art. 19 ust. 2 pkt. 2). Powyższy przepis nie ma zastosowania do nawożenia gruntów.

Ustawa wodna w części drugiej normuje użytkowanie wód. Postanawia ona, że każdy obywatel może bez osob-

nego pozwolenia używać wód do kąpeli, mycia, prania, pojenia i pławienia, jeżdżenia łódką, ślizgania oraz czerpania wody ręcznymi naczyniami do gospodarstwa domowego. Jest to tzw. użytkowanie powszechne wód. Może być ono wykonywane przez każdego bez ograniczeń, byleby nie wykluczało takiego samego użytkowania wody przez inne osoby. Użytkowanie powszechne dotyczy również odprowadzania do publicznych wód płynących wody zwykłej lub zużytej, pochodzącej z gospodarstwa. Jednak ustawa zakazuje odprowadzania wód zanieczyszczonych za pomocą wspólnych urządzeń (kanalizacje) oraz zastrzega, że przez powszechne użytkowanie nie można naruszać ani biegu i jakości wody oraz brzegów, ani też naruszać cudzego prawa, ani wyrządzać komukolwiek szkody (art. 21).

Zasadniczy zakaz zanieczyszczania wód zawiera art. 22 ustawy wodnej. Przepis ten zabrania rzucania do wód ziemi, piasku, żużli, kamieni, drzewa, stałych lub mulistych materii i padliny oraz składania takich przedmiotów na brzegach wód płynących, jeżeli istnieje niebezpieczeństwo, że mogą być przez wodę zabrane i wstrzymać jej odpływ. Zabrania się również wpuszczania do wód takich cieczy i wrzucania takich przedmiotów i materii, które choćby nie wstrzymywały odpływu wody, mogłyby spowodować jej szkodliwe zanieczyszczenie. Tylko władza wodna może zezwolić na wyjątki od tego zakazu pod warunkiem, że na skutek takiego zezwolenia nie powstanie szkodliwe wstrzymanie odpływu lub zanieczyszczenie wody.

Ustawa wyjaśnia, że podawanie pokarmu dla ryb oraz nawożenie sztucznych stawów na wodach płynących, jeśli stawy te służą do hodowli i przechowywania ryb, nie jest uważane za zanieczyszczenie wód. Te czynności mogą być jednak zakazane przez władzę wodną, gdyby mogły spowodować szkodliwe dla innych zanieczyszczenie wody.

Przepis art. 22 ustawy wodnej w sposób niedoskonały, bo przez kazuistyczne wyliczenie, wskazuje jakie użytkowanie wody jest zabronione, aby nie dopuścić do jej szkodliwego zanieczyszczenia. Z celu jaki sobie ustawa stawia, należy sądzić, że czynności w tym przepisie wyliczone, są wskazane tylko przypadkowo, a nie wyczerpująco.

Zanieczyszczenie wody uważa ustawa jako naruszenie interesu publicznego i dlatego nakłada ona na władzę wodną obowiązek ustalania faktu zanieczyszczenia wody i przedsięwzięcie środków zaradczych, jakie w danym wypadku dla ochrony bezpieczeństwa interesu publicznego okażą się wskazane.

Przepisem mającym ważne znaczenie dla ochrony wód przed zanieczyszczeniem jest art. 25 ustawy wodnej. Przepis ten nakłada obowiązek zawiadamiania władzy wodnej o każdym zamierzonym w przyszłości odprowadzeniu ponad miarę powszechnego użytkowania wód płynących, wody czystej lub zanieczyszczonej. Władza wodna winna wniosek rozpatrzyć pod kątem widzenia zapobieżenia ewentualnym, w przyszłości mogącym nastąpić, szkodom. W zależności od wyników badania, władza może bądź zakazać odprowadzenia cieczy, bądź oznajmić, że nie ma przeszkód do ich odprowadzania, bądź też wskazać środki zaradcze (warunki), od których uzależnia cofnięcie zakazu. W każdym razie ustawa zawiera kategoryczny nakaz, że przed otrzymaniem oznajmienia władzy, że z jej strony nie ma przeszkód do odprowadzania danej cieczy, jako też przed zastosowaniem wskazanych przez władzę wodną środków zaradczych, odprowadzanie cieczy jest wzbronione.

Powyższe przepisy nie mają zastosowania tylko wówczas, gdy prawo na odprowadzanie wody uzyskane zostało na podstawie zezwolenia władzy właściwej, lub gdy istniało w dniu wejścia w życie ustawy wodnej i nie zostało przez nią uchylone (art. 252),

Jak to już wyżej zaznaczono, nie każde uprawnienie wodne pozostaje w mocy, lecz tylko takie, którego zanieczyszczenie nie przekracza zwykłej normy (art. 252). Należy zaznaczyć, że powyższe ograniczenia co do zakresu użytkowania wody i jej zanieczyszczenia mają również zastosowanie do właścicieli gruntu (art. 36 ust. wodnej).

Z powyższego wynika, że ustawa wodna w zakresie użytkowania wód przyjęła system koncesyjny, mianowicie pozwolenie władzy jest zbędne tylko wówczas:

— gdy prawo użytkowania wody istniało w chwili wejścia w życie ustawy wodnej i przez nią zostało utrzymane w mocy,

— gdy używanie wody z mocy przepisów o użytkowaniu prywatnym, albo z mocy przepisów o użytkowaniu wody prywatnej przez właściciela jest dozwolone,

— w innych wypadkach przewidzianych przez prawo np. (art. 45 ust. 3). Między innymi również do używania i zużywania oraz odprowadzania wody, nadziemnie lub podziemnie bezpośrednio lub pośrednio, wymagane jest pozwolenie władzy wodnej. Pozwolenie może być udzielone:

— na czas nieograniczony lub ograniczony,

— z zastrzeżeniem dopełnienia wskazanych przez władzę warunków,

— tylko przedsiębiorstwu opartemu na projekcie technicznym (art. 46).

Warunkowe pozwolenie może być udzielone wtedy, gdy przy zamierzeniu użytkowania wody należy przewidywać jej zanieczyszczenie lub gdy należy oczekiwać szkodliwego działania, wskutek którego ucierpiałoby dobro publiczne lub zostały naruszone prawa osób trzecich. Ustawa przewiduje różne warunki, które można przy udzieleniu pozwolenia nałożyć na osobę uprawnioną do użytkowania wody. Wyliczone są one w art. 47 ustawy wodnej i zależnie od rodzaju użytkowania wód, w szczególności przedsiębiorca może być zobowiązany do budowy urządzeń oczyszczających ścieki odprowadzane do wód powierzchniowych i do ziemi w stopniu nieprzekraczającym przepisanych norm.

Władza wodna może również odmówić pozwolenia na użytkowanie wód w wypadkach, przytoczonych przykładowo w art. 48 ustawy wodnej. Spośród powodów, które mogą powodować odmowę wydania pozwolenia ustawa wymienia między innymi:

— niekorzystne oddziaływanie na obronę kraju,

— zagrożenie bezpieczeństwu publicznemu lub stosunkom zdrowotnym,

— szkodliwy wpływ na jakość wody, nie dający się usunąć przez urządzenia oczyszczające wodę,

— istotne utrudnienie użytkowania wody, zaopatrzenia w wodę lub niebezpieczeństwo dla kultury krajowej.

Ustawa przewiduje nadto wypadki, gdy udzielone pozwolenie może być cofnięte (art. 63 i 64). Spośród powodów, na podstawie których władza wodna może cofnąć udzielone pozwolenie, ustawa wymienia niewypełnienie warunków nałożonych w pozwoleniu mimo wezwania władzy wodnej. Zwłaszcza niewykonanie warunków w zakresie oczyszczania ścieków, odprowadzanych do wód (oczywiście z zachowaniem obowiązujących przepisów) może powodować cofnięcie udzielonego pozwolenia (art. 64 ust. 1 pkt. 5).

Prócz przepisów materialnych ustawa wodna zawiera również przepisy formalne, które regulują postępowanie w tzw. sprawach wodnych. Przepisy te znajdują się w cz. 6 ustawy wodnej (art. 184 — 230). Przewidują one właściwość władz i tryb postępowania w sprawach wodnych. Należy zaznaczyć, że sprawy te rozpoznawane są w trybie administracyjnym i właściwą procedurą, wg przepisów której mają się one toczyć, jest rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 22 marca 1928 r. o postępowaniu administracyjnym (Dz.U.R.P. Nr 36, poz. 341) z uwzględnieniem zmian wprowadzonych rozporządzeniem Prezydenta Rzplitej z dnia 28 grudnia 1934 r. (Dz.U.R.P. Nr 110, poz. 976).

Ustawa wodna zawiera jednak specjalne wymagania przy składaniu podań o pozwolenie wodno-prawne (art. 191), ogłoszenia rozprawy (art. 195 — 197) oraz co do samej rozprawy (art. 198). Przepisy te w stosunku do postępowania administracyjnego z 22 marca 1928 r. stanowią *lex specialis* i jako takie winny być przestrzegane niezależnie od ogólnych przepisów prawa formalnego. Na podstawie art. 191 ust. 2 ustawy wodnej wydane zostało rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 23 maja 1931 r. ustalające zasady sporządzania projektów technicznych, wymaganych do uzyskania pozwolenia w sprawach wodnych (Dz.U.R.P. Nr 67, poz. 551), sprostowane obwieszczeniem Ministra Robót Publicznych z dnia 20 września 1931 r. (Dz.U.R.P. Nr 97, poz. 748).

W przedmiocie ochrony wód przed zanieczyszczeniem ważne znaczenie posiada § 14 i 15 wymienionego rozporządzenia, przewidujący przepisy jakim winny odr

wiać projekty kanalizacji osiedli i odprowadzanie wód zużytych z zakładów fabrycznych.

Ważne znaczenie dla ochrony wód przed zanieczyszczeniem posiada rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 16.III.1928 r. o usuwaniu nieczystości i wód opadowych (Dz.U.R.P. Nr 32, poz. 311), zmienione ustawą z dnia 31.III.1938 r. (Dz.U.R.P. Nr 24 poz. 210) i ogłoszone w brzmieniu obwieszczenia Ministra Spraw Wewnętrznych (Dz.U.R.P. Nr 90, poz. 585) z 1939 r. Rozporządzenie z dnia 16.III.1928 r. normuje wprowadzenie odmienną dziedzinę niż ustawa wodna, lecz zawiera przepisy, które dotyczą również ochrony wód przed zanieczyszczeniem. W rozumieniu tego rozporządzenia nieczystości są to wydaliny ludzkie i zwierzęce, ścieki, śmiecie i odpadki gospodarcze. Rozporządzenie ustala, że piecza nad należytych usuwaniem nieczystości i wód opadowych należy do obowiązku gminy (obecnie Rady Narodowej). W wykonaniu tego obowiązku, gminy między innymi powinny:

2) w miejscowościach liczących powyżej 25.000 mieszk. zakładać urządzenia kanalizacyjne do odprowadzania nieczystości i wód opadowych z całego terenu gminy oraz prowadzić oczyszczanie ścieków w ten sposób, aby w razie wpuszczania ich do wód powierzchniowych lub gruntowych nie wpływały na skład tych wód pod względem fizycznym, chemicznym i biologicznym w sposób szkodliwy lub mogący być szkodliwym dla zdrowia,

3) w miejscowościach liczących poniżej 25.000 mieszk. zaprowadzić takie sposoby i urządzenia zbierania, przechowywania i usuwania nieczystości oraz usuwania wód opadowych, któreby zapewniały utrzymanie czystości gleby, wód i powietrza w gminie.

Należy nadmienić, że sprawę usuwania nieczystości i wód opadowych z terenów zajmowanych przez oddziały i instytucje wojskowe, regulują te oddziały i instytucje we własnym zakresie w porozumieniu z zarządem gminy.

Według art. 4 rozporządzenia z dnia 16.III.1928 r. Minister Spraw Wewnętrznych (obecnie Minister Gospodarki Komunalnej) wyznaczy gminom termin do przedłożenia projektów urządzeń kanalizacyjnych i do oczyszczania ścieków, celem zatwierdzenia przez właściwe władze, jak również termin rozpoczęcia budowy urządzeń kanalizacyjnych i do oczyszczania ścieków wg zatwierdzonego projektu (dotąd takie zarządzenie nie ukazało się).

Art. 9 rozp. nakazuje w razie potrzeby zaprowadzenie odpowiednich urządzeń do oczyszczania i odprowadzania ścieków fabrycznych. W razie stwierdzenia, że niedostateczne oczyszczanie ścieków lub niszczenia kanałów gminy wywołane jest przez wpuszczanie ścieków fabrycznych do systemu kanału, powiatowa władza administracji publicznej (Prezydium Powiatowej Rady Narodowej), a w mieście stołecznym Warszawie Komisarz Rządu (Prezydium Miejskiej Rady Narodowej) może — jeżeli to uzna za potrzebne — zabronić wypuszczania ścieków fabrycznych do kanału lub ograniczyć to wpuszczanie, może także wymagać takiego oczyszczania ścieków, jakie uzna za niezbędne. Wykonanie i nadzór w zakresie obowiązków, wynikających z rozporządzenia należy do właściwych Prezydiów Rad Narodowych.

Rozporządzenie między innymi upoważnia Ministra Spraw Wewnętrznych (obecnie Ministra Gospodarki Komunalnej) do określenia w drodze rozporządzeń warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki, nadające się do bezpośredniego wpuszczenia do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi.

Obecnie obowiązujące przepisy prawne w związku z ochroną wód zawiera rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2.IX.1950 r. w sprawie określenia warunków jakim powinny odpowiadać ścieki wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi (Dz.U.R.P. Nr 41, poz. 371), wydane na podstawie ustawy wodnej. Rozporządzenie w § 1 określa ścieki jako wszelkie wody zużyte oraz te wody opadowe, które są ujęte w przewody otwarte lub zakryte i odprowadzane osobno lub łącznie z wodami użytymi z osiedli lub poszczególnych nieruchomości.

Do wód zużytych zalicza się również wody od chłodzenia urządzeń. Zasadniczo więc ściekami są nie tylko wody zużyte, które z natury rzeczy są najczęściej zanieczyszczone, ale i wody opadowe lub użyte do chłodzenia urządzeń, które mogą zanieczyszczeń nie zawierać. O tym, czy te ostatnie są ściekami decyduje sposób odprowadze-

nia do zbiorników wód powierzchniowych. Rozporządzenie określa również jakie zbiorniki należy uważać za zbiorniki wód powierzchniowych. Takimi zbiornikami są wszelkie otwarte naturalne wody, znajdujące się na powierzchni ziemi jak: morza, jeziora, stawy, rzeki, strumienie, potoki itp. Wszystkie odcinki zbiorników wód powierzchniowych dzielą się na cztery kategorie:

- 1) kategoria pierwsza — odcinki zbiorników wodnych, wykorzystywane do celów centralnego zaopatrywania w wodę do picia w granicach ustalonych przez właściwe władze lub sąsiadujące z państw. rezerwatami rybnymi,
- 2) kategoria druga — odcinki zbiorników wodnych, wykorzystywane do niezorganizowanego zaopatrywania w wodę do picia i dla zakładów przemysłu spożywczego oraz odcinki masowego tarła ryb użytkowych,
- 3) kategoria trzecia — odcinki w obrębie osiedli, niewykorzystywane do zaopatrywania w wodę do picia lub dla przemysłu spożywczego, lecz służące do masowych kąpiel, przeznaczone ku ozdobie przyległych terenów, jak również wykorzystywane do zorganizowanego gospodarstwa rybnego lub znajdujące się na drodze wędrówki ryb do tarlisk,
- 4) kategoria czwarta — wszystkie inne odcinki zbiorników wód powierzchniowych.

Jak wynika z powyższego, w każdym poszczególnym wypadku trzeba ustalić, do jakiej kategorii należy zaliczyć dany odcinek zbiornika wód powierzchniowych. Decydującym kryterium podziału będzie cel, do jakiego używana jest woda. Rozporządzenie na pierwszym miejscu stawia względy zdrowotne ludności, a więc centralne zaopatrywanie w wodę do picia (kategoria pierwsza), przemysł spożywczy (kategoria druga), na dalszym — względy gospodarcze np. gospodarka rybna, kulturalne, sportowe itd.

Ze względu na to, że ścieki mogą być wpuszczane do ziemi rozporządzenie określa, co należy w tym ujęciu rozumieć pod pojęciem ziemi, mianowicie jest to jej górna warstwa o głęb. nieprzekraczającej 2,5 m, o ile posiada strukturę dobrze filtrującą, przewiewną i zapewniającą wchłanianie ścieków, odprowadzanych za pomocą drenaży. Rozporządzenie wyraźnie akcentuje, że tylko tereny o powyższych właściwościach chłonnych, nadają się do wpuszczania do nich ścieków, natomiast tereny podmokłe i zabagnione oraz takie, które stykają się z podłożem skalnym, szczelinowym nie są uważane za ziemię w rozumieniu rozporządzenia z dnia 2.IX.1950 r. Ścieki mogą być wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych, jeżeli odpowiadają przewidzianym przez rozporządzenie warunkom, a mianowicie:

— nie zawierają ciał i związków trujących, mogących oddziaływać szkodliwie na ludzi i zwierzęta, oraz na normalny rozwój typowej dla danego zbiornika flory i fauny,

— nie zawierają widocznych zanieczyszczeń pływających,

— po zmieszaniu się z wodą zbiornika, zwiększanie ilości zawieszin w postaci suchej pozostałości, wysuszonej do stałej wagi w temperaturze + 105° przeliczone na jeden litr wody: zbiornik pierwszej kategorii nie przekroczy 0,25 mg/l, drugiej kategorii — 0,75 mg/l i trzeciej kategorii — 1,5 mg/l,

— posiadają temperaturę nie przewyższającą +40°,

— nie zmieniają czynnej reakcji wody pH w zbiorniku wodnym poniżej 6,5 i powyżej 8,5,

— nie posiadają wyraźnie wyczuwalnego odrażającego zapachu,

— nie posiadają żadnego zapachu i smaku, udzielającego się wodzie odbiornika, rybom, rakom, sieciom rybackim itp.,

— nie posiadają wyraźnego specyficznego zabarwienia z wyjątkiem zabarwienia naturalnego niektórych wód, np. bagiennych. Jako wyraźne zabarwienie można przyjąć takie, które stwierdzić można, patrząc przez warstwę 10 cm grubości i na białym tle przy 30-krotnym rozcieńczeniu ścieków wodą destylowaną,

— nie zawierają tłuszczów, olei mineralnych, produktów naftowych i innych pływających substancji w takich ilościach, które zdolne są powlec powierzchnię zbiornika wodnego jednolitą błoną pływającą,

— nie tworzą emulsji substancji, wyszczególnionych wyżej,

— nie wpływają na charakter i skład wody w sposób utrudniający użycie jej do celów wodociągowych, przemysłowych, sportowych i rolniczych,

— nie obniżają po zmieszaniu się z wodą odbiornika ilości rozpuszczonego w niej tlenu poniżej 4 mg/l (licząc według średnio-dobowej ilości tlenu w lecie, a dla zbiorników, posiadających znaczenie dla rybołówstwa wg doborowego minimum w tymże okresie),

— nie zwiększają po zmieszaniu się z wodą odbiornika pięciodobowego zapotrzebowania tlenu biochemicznego na odcinkach zbiorników pierwszej kategorii — powyżej 2-ch mg/l, a na odcinkach zbiorników drugiej kategorii — powyżej 4 mg/l,

— pod ich wpływem woda z odbiornika nie wykaże w laboratorium reakcji na zagniwanie po 5 dniach przechowywania w cieplarni przy +20°.

Odnosnie ścieków wpuszczanych do ziemi, rozporządzenie nakazuje, że powinny być one oczyszczone conajmniej mechanicznie i nie zawierać widocznych zanieczyszczeń pływających, związków trujących, bakterii chorobotwórczych, tłuszczów, olejów mineralnych i produktów naftowych. Ścieki mogą być wpuszczane do ziemi na terenach osiedli tylko o zabudowaniu luźnym, o ile cała ludność danego osiedla zaopatrywana jest wyłącznie z wodociągu centralnego lub studzien, czerpiących wodę z warstw wodonośnych, nie narażonych na zanieczyszczenie. Nie dopuszczalne jest również odprowadzanie ścieków do drenów w miejscach, w których wody gruntowe płyną w stronę kabli lub innych urządzeń, które mogą być przez to narażone na uszkodzenie (§ 4).

Rozporządzenie zawiera również zastrzeżenia, że ścieki mogą być wpuszczone do zbiorników wód powierzchniowych, bądź do ziemi jedynie w takich ilościach, aby równowaga biologiczna ani zdolność do samoczyszczenia się danego zbiornika lub ziemi nie zostały zakłócone.

Szczególną troskę wykazuje rozporządzenie odnośnie ścieków z zakładów leczniczych dla choroby na choroby zakaźne lub oddziałów chorób zakaźnych w szpitalach ogólnych. Ścieki takie, gdyby nawet dołączone były do kanalizacji ogólnej, powinny być odkażone przed ich odprowadzeniem z terenu tych zakładów. W przypadkach epidemii chorób, Prezydium właściwej Rady Narodowej może zarządzić odkażanie ścieków z innych zakładów, a także z miejskich kanalizacji centralnych, jeśli zarazki epidemii mogą być rozpowszechnione przez wodę.

Również ścieki przemysłowe, co do których zachodzi obawa, że mogą wprowadzić do odbiornika żywe zarazki lub ich przetrwalniki powinny być stale lub okresowo odkażane. Rozporządzenie wylicza tutaj przykładowo ścieki z garbarni, z płuczek wełny, z laboratoriów bakteriologicznych, wytwórni serologicznych itp. Zarządzenie co do odkażania takich ścieków może wydać Prezydium Powiatowej lub Miejskiej Rady Narodowej (§ 7).

Rozporządzenie z dnia 2.IX.1950 r. zawiera więc rygorystyczne przepisy, co do jakości ścieków, które mogą być wpuszczane do wód powierzchniowych i do ziemi. Wyjątkowo tylko Minister Gospodarki Komunalnej w porozumieniu z Ministrem Zdrowia ma prawo zwalniania od wymagań rozporządzenia częściowo albo całkowicie na czas określony. Prawodawca liczył się z tym, że mogą zachodzić takie wypadki, gdy w interesie publicznym wskazane będzie odstąpienie od rygorów przewidzianych w rozporządzeniu.

O tym, czy taka konieczność zachodzi decydować będzie Wojewódzka Rada Narodowa, która też złoży w tym przedmiocie wniosek Ministrowi Gospodarki Komunalnej. W każdym razie ścieki, które zawierają ciała i związki trujące, mogące oddziaływać szkodliwie na ludzi i zwierzęta oraz na normalny rozwój typowej dla danego zbiornika flory i fauny, nie będą mogły korzystać z zastrzeżonego Ministrowi Gospodarki Komunalnej wymienionego wyżej prawa zwalniania.

Z wydania tych przepisów przez M.G.K. wynika logiczny wniosek, że Ministerstwo to powinno ująć w swoje ręce również przestrzeganie tych przepisów i to tym bardziej, że na podstawie tymczasowej instrukcji Ministerstwa Komunikacji, wydanej w porozumieniu z Ministerstwami Spraw Wewnętrznych oraz Rolnictwa i Reform Rolnych o właściwościach Ministerstwa Spraw Wewnętrznych, Rolnictwa i Reform Rolnych oraz Komunikacji w sprawach wodnych (Dz. Ust. Min. Komunikacji Nr. 38 poz. 204 z 1934 r.), obecnie potwierdzonej przepisami z zakresu prawa administracyjnego (zeszyt 13 wydawnictwa

pod nadzorem Ministerstwa Administracji Publicznej z 1947 r.), § 1 ust. 3 tej instrukcji ustala, że: sprawy wodociągów i kanalizacji łącznie z oczyszczaniem ścieków oraz sprawami dotyczącymi zanieczyszczania rzek należą do zakresu działania Ministerstwa Spraw Wewnętrznych.

Kompetencje Ministra Spraw Wewnętrznych w sprawach powyższych przejął Minister Odbudowy na podstawie art. 2, ust. 1 pkt 8 dekretu z dn. 24 maja 1945 r. (Dz. Ust. R.P. Nr 21 poz. 123), co otrzymało wyraz w okólniku Ministerstwa Odbudowy Nr 6 z dn. 3.IV.1946 r. Nr BZ—300/46, wydanym w porozumieniu z Ministerstwem Komunikacji i Ministerstwem Rolnictwa i Reform Rolnych. Kompetencje te przeszły następnie kolejno do Ministra Administracji Publicznej, a obecnie do Ministra Gospodarki Komunalnej.

Należy tutaj zaznaczyć, że ustawa z dnia 7.III.1932 r. o rybołówstwie (Dz. U.R.P. Nr 35, poz. 357) zawiera również zakaz zanieczyszczania wód w stopniu szkodliwym dla rybołówstwa. Art. 64 tej ustawy nakłada na władzę wodną, udzielającą pozwoleń na odprowadzenie ścieków, obowiązek dokładnego określenia stopnia dopuszczalnego zanieczyszczenia, a art. 98 nakazuje przy wydawaniu zarządzeń i orzeczeń w sprawach wodnych zasięganie opinii znawcy rybackiego. W tym celu zawiadomienie o rozprawie wodno-prawnej winny otrzymać właściwe władze rybackie (Oddział Produkcji Zwierzęcej) oraz Związek Wędkarski.

Z omawianych powyżej przepisów prawnych wynika, że zanieczyszczanie wód powierzchniowych jest bezprawiem, tj. czynem naruszającym obowiązującą w chwili jego popełnienia normę prawną. Przekroczenie tej normy powoduje odpowiedzialność:

- 1) cywilną — majątkową,
- 2) karną.

Odpowiedzialność cywilna za zanieczyszczenie wody opiera się nie tylko na ogólnych przepisach prawa cywilnego, przewidujących odpowiedzialność za czyny niedozwolone (art. 134 i następne kodeksu zobowiązań), ale i na przepisach ustawy wodnej. Art. 26 ustawy wodnej stwierdza, że za szkody, które powstają skutkiem niedozwolonego zanieczyszczenia wód, odpowiada przedsiębiorca zakładu, z którego pochodzi zanieczyszczenie. Nie ponosi on odpowiedzialności tylko wówczas, jeżeli dla zapobieżenia zanieczyszczeniu zastosował należyte środki ostrożności. Jeżeli zanieczyszczenie pochodzi z kilku zakładów, przedsiębiorcy odpowiadają solidarnie, tj. każdy z nich może odpowiadać za całość wyrządzonej szkody.

Zasadniczo władzą orzekającą o odszkodowaniu są władze sądowe, jednak na podstawie art. 294 ustawy wodnej, władze administracyjne na wniosek poszkodowanego mogą rozstrzygać także o obowiązku odszkodowania, jeżeli wynik postępowania karnego daje do tego dostateczną podstawę (powództwo cywilne). Jeśli interesowani nie godzą się z orzeczeniem administracyjnym co do obowiązku odszkodowania, to mogą się udać o rozstrzygnięcie w tym przedmiocie do sądu w terminie określonym przez ustawę wodną (art. 249). Niezależnie od odszkodowania przekraczający postanowienia ustawy musi bez względu na poniesioną karę i obowiązek odszkodowania przeprowadzić na własny koszt takie urządzenia, jakich wymaga interes publiczny (art. 248 ustawy wodnej).

Odpowiedzialność karna, zgodnie z ogólnymi zasadami obowiązującego w Polsce Ludowej prawa karnego istnieje tylko wtedy, gdy czyn człowieka — społecznie niebezpieczny i bezprawny — jest zagrożony w chwili jego popełnienia sankcją karną (nullum crimen sine lege, nulla poena sine lege).

Przepisy karne, mające za zadanie ochronę wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem znajdują się w różnych ustawach i rozporządzeniach. Najważniejszymi z nich są następujące: art. 242 ustawy wodnej; jest to przestępstwo, za które jeśli je popełniono umyślnie, grozi kara do 6-ciu tygodni aresztu i 1.500 zł grzywny lub jedna z tych kar. Polega to przestępstwo między innymi na wprowadzeniu wbrew przepisom art. 18 pkt. 2 i 25 ustawy wodnej wody albo innych materii płynnych do wód powierzchniowych, wskutek czego mogą one ulec zanieczyszczeniu.

Jak to już wyżej zaznaczono, art. 18 pkt. 2 ustawy wodnej przewiduje zakaz wpuszczania do jezior wody i innych cieczy lub wrzucanie stałych lub mulistych materii, które mogą wodę ze szkodą dla innych zanieczyścić, zaś art. 25 zakazuje wpuszczania bez pozwolenia

władzy wodnej cieczy do wód płynących ponad miarę zwykłego użytkowania.

Czyn przewidziany w art. 242 ustawy wodnej może być popełniony również z niedbalstwa (wina nieumyślna) i wówczas zagrożony jest grzywną do 225. zł.

Ustawa wodna przewiduje sankcje karne nie tylko dla bezpośrednich sprawców przestępstwa, lecz również obarcza odpowiedzialnością przedsiębiorcę i kierownika zakładu (grzywna do 4.500 zł), którzy zaniedbali i należytego dozoru lub też dopuścili się przy wyborze i kontroli personelu nadzorczego w wypadku wprowadzenia do wód powierzchniowych wbrew przepisom cyt. wyżej art. 18 pkt. 2 (i 25) ustawy wodnej — wody lub innych cieczy, mogących powodować zanieczyszczenie (art. 243 ustawy wodnej).

Zgodnie z ogólnymi zasadami prawa karnego na równi z popełnieniem przestępstwa karalne jest podżeganie i pomocnictwo (art. 244 ustawy wodnej). Również do zakresu przepisów, mających na celu ochronę wód przed zanieczyszczeniem, należy częściowo art. 241 ust. wodnej, przewidujący grzywnę do 450. zł za niewypełnienie warunków udzielonego pozwolenia, np. budowa urządzeń do oczyszczania ścieków.

Powyższe przestępstwa przewidziane w art. 241 — 244 ustawy wodnej należą do właściwości sądów powiatowych (art. 246 ustawy wodnej).

Ustawa wodna przewiduje nadto w art. 247 wypadki wykroczeń, które należą do właściwości władz administracyjnych i karane są grzywną do 150. zł. Wykroczenia te polegają na uszkodzeniu lub nadwyżeniu zakładów i budowli wodnych, jak również zniesieniu budowli wodnych bez zezwolenia władzy wodnej oraz na wszelkich przekroczeniach ustaw, regulujących prawo wodne, jako też wydanych w celu wprowadzenia ich w życie rozporządzeń i zarządzeń. Jeżeli sprawca dopuszcza się złośliwości, ciężkiego niedbalstwa lub też w wypadku recydywy (powrotu do przestępstwa) można zamiast lub obok grzywny orzec areszt do 14 dni.

Przepis art. 247 ustawy wodnej ma zastosowanie wówczas, o ile czyny w nim przewidziane nie podpadają pod przepisy obowiązującego kodeksu karnego, np. art. 263 kodeksu karnego.

Przepis natury karnej zawiera również omawiane wyżej rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 16.III. 1928 r. o usuwaniu nieczystości i wód opadowych (Dz.U. R.P. Nr 32, poz. 311). Art. 12 tego rozporządzenia przewiduje karę aresztu do miesiąca i grzywny do 1.500. zł, albo jedną z tych kar za wykroczenie przeciw przepisom tegoż prawa i wydanym na jego podstawie rozporządzeniom lub postanowieniom. Ponieważ na podstawie rozporządzenia z dnia 16 marca 1928 r. wydane zostało rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2 września 1950 r. o normach, jakim winny odpowiadać ścieki wpuszczane do wód powierzchniowych i do ziemi, naruszanie więc tych przepisów kwalifikować należy jako wykroczenie przewidziane w art. 12 cyt. rozporządzenia (16.III.1928 r.).

Odpowiedzialność karną (grzywna do 1.500. zł) za zanieczyszczanie wód w stopniu szkodliwym dla rybactwa przewiduje art. 84 pkt. 6 (ustawy z dnia 7.III. 1932 r. o rybołówstwie (Dz. U.R.P. Nr 35, poz. 357).

Niezależnie od tych przepisów prawo o wykroczeniach z dnia 11 lipca 1932 r. (Dz.U.R.P. Nr 60, poz. 572) w rozdziale IV, zatytułowanym „Wykroczenia przeciwko zdrowiu publicznemu“, zawiera sankcje karne na wypadek, gdyby przepisy szczególne obowiązujące w zakresie praw zdrowotnych nie posiadały własnych sankcji karnych (art. 49 — 51). Art. 49 powyższego prawa o wykroczeniach za zanieczyszczenie wody, służącej do picia lub do pojenia zwierząt, jeżeli przepis szczególny nie stanowi inaczej, przewiduje karę do 2-eh tygodni aresztu lub grzywnę do 1.500. zł. Wykroczenia powyższe należą do właściwości władz administracyjnych.

Wreszcie do czynów przestępczych, polegających na utrudnianiu lub uniemożliwianiu prawidłowego funkcjonowania urządzeń użyteczności publicznej, dostarczających wody, światła lub energii, albo służących do kanalizacji, ma zastosowanie art. 224 kodeksu karnego z 1932 r. Przestępstwo to zagrożone jest karą do 5-ciu lat więzienia lub aresztu i zgodnie z art. 13 tegoż kodeksu może być popełnione tylko umyślnie. Należy ono do właściwości sądu powiatowego.

Prócz przepisów o odpowiedzialności cywilnej i karnej za zanieczyszczanie wód powierzchniowych, ustawa wodna zawiera inne przepisy, mające na celu utrzymanie czystości wód. Ustawa przewiduje możliwość tworzenia spółek wodnych dla utrzymania wód w czystości oraz odprowadzenia wód zużytych i zanieczyszczonych (kanalizacje art. 133 pkt. 4). W pewnych wypadkach mogą być tworzone dla powyższych celów spółki z zastosowaniem przymusu względem mniejszości i spółki przymusowe (art. 167 i 173 pkt. 4 ustawy wodnej). Ustawa wodna przewiduje również tworzenie komisji rewizyjnej, której zadaniem będzie sprawdzanie, czy przydzielone im wody płynące i ich brzegi są należycie utrzymane i czy nie zachodzi niedopuszczalne zanieczyszczenie wody (art. 230 i nast. ustawy wodnej).

Niezależnie od tych ustawowo przewidzianych środków w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniem należy wspomnieć o działających do 1939 r.: Międzyministerialnej Komisji do Spraw Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem i Międzywojewódzkich Komitetach Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem. Organizacje te powołane zostały do życia na podstawie zarządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych w celu rozwinięcia i umocnienia ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Zadaniem Międzyministerialnej Komisji Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem było koordynowanie wysiłków władz państwowych nad ochroną wód przed zanieczyszczeniem oraz ustalenie programu akcji dla terenu całego Państwa. Międzywojewódzkie Komitety Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem były zasadniczo organizacjami o charakterze społecznym i zostały utworzone w kilku najważniejszych ośrodkach (Warszawa, Kraków, Poznań). Zadaniem Komitetów była ochrona wód publicznych przed zanieczyszczeniem. Udział w pracach Komitetu brały zainteresowane organizacje naukowe, społeczne i zawodowe.

Po wojnie nie wszędzie wskrzeszona została działalność tych nader pożytecznych organizacji. W obecnych czasach ze względu na wielkie tempo uprzemysłowienia kraju i powstawanie dużych ilości zakładów, niebezpieczeństwo zanieczyszczenia wód wzrasta i dlatego badania naukowe, mające na celu stwierdzenie stopnia czystości wód, ich jakościowego i ilościowego zanieczyszczenia oraz kontrola urządzeń oczyszczających ścieki zakładów przemysłowych powinny być przeprowadzone przez specjalne fachowe placówki.

* * *

W referacie niniejszym zostały omówione najważniejsze przepisy, dotyczące tylko ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem. Odrębną dziedziną, aczkolwiek pokrewną i często mającą ścisły związek z omawianą w referacie, stanowią przepisy dotyczące zanieczyszczenia wody konsumpcyjnej i dla przemysłu spożywczego, np. rozporządzenie Prezydenta Rzplitej z dnia 16 marca 1928 r. o zaopatrzeniu ludności w wodę (Dz.U.R.P. Nr 32, poz. 310), rozporządzenie o wodzie do picia i potrzeb gospodarczych z dnia 27 sierpnia 1933 r. (Dz.U.R.P. Nr 79, poz. 562). Pominęto również w referacie okólniki, instrukcje i inne wskazówki wydane w tym przedmiocie przez władze państwowe, ponieważ nie stanowią one przepisów prawnych w ścisłym tego słowa znaczeniu.

Prawo wodne jest dziedziną specjalną na ogół mało znaną. Brak w naszej literaturze prawniczej poza bardzo nielicznymi fragmentarycznymi komentarzami pracy, która by ujęła całokształt zagadnień wodnych. Obowiązujące u nas z tej dziedziny przepisy prawne, wydane w okresie międzywojennym, nie odpowiadają już obecnym potrzebom, w szczególności ustawa wodna wymaga gruntownej zmiany.

Postulat powyższy nie wyczerpuje jednak zagadnienia. Zanieczyszczenie naszych wód w stopniu zagrażającym stosunkom zdrowotnym ludności oraz życiu zwierzęcemu i roślinnemu jest często notowane. Wskutek zanieczyszczenia wód następuje powolny, ale stały zanik pewnych szlachetniejszych gatunków ryb, a niekiedy ginie całe życie zwierzęce i roślinne. Są to katastrofy biologiczne, podczas których powstają nieodwracalne dla gospodarki narodowej szkody.

Spływy z takich zakładów, jak cukrownie, gorzelnie, garbarnie, gazownie, fabryki papieru stanowią stałe źródła zatrucia naszych rzek. Przyczyny takiego stanu rzeczy są różne. Jedną z nich jest niewątpliwie niedo-

stateczny nadzór właściwych władz, z drugiej strony poważną rolę odgrywa lekceważenie i nie docenianie strat, jakie powstają wskutek zanieczyszczania wód. Sprawy tego zanieczyszczania często utrzymują, że zapłata odszkodowania kalkuluje się dla przedsiębiorstwa korzystniej, niż zainstalowanie kosztownych urządzeń oczyszczających. Tego rodzaju argumenty nie wytrzymują krytyki, ponieważ oparte są na doraźnych obliczeniach, nieuwzględniających strat, jakie wynikają z powodu długotrwałego

procesu zanieczyszczenia oraz zniszczenia pewnych wartości, które gospodarcę narodowej drogą odszkodowania nie mogą być zwrócone.

Wreszcie należy nadmienić, że sprawa należytego wykorzystania ścieków jest u nas w Polsce bardzo zaniedbana. Ścieki w pierwszym rzędzie powinny być użyte do wzmocnienia wytwórczości rolnej, jako nawozy, o ile się do tego celu nadają. Takie wyzyskanie ścieków stanowi najbardziej racjonalne rozwiązanie tego problemu.

INŻ. KAROL RACZYŃSKI

Potoki górskie dorzecza Wisły w okresie Planu 6-letniego

Odbudowa potoków górskich jest bodaj najmniej znanym działem budownictwa wodnego i to nie tylko dla szerokiego ogółu lecz nawet także dla większości hydrotechników. To też dla należytego zrozumienia długofalowego programu odbudowy potoków koniecznym jest bodaj w krótkości wyjaśnienie istoty całego zagadnienia oraz jego obecnych podstaw organizacyjnych.

Charakterystyczne dla potoków górskich silne spadki podłużne dna, nagle, krótkotrwałe i częste wezbrania o wysokiej amplitudzie wahań stanów wody oraz niezwykle silna działalność erozyjna, jak i wynikające stąd duże ilości transportowanego materiału powodują, że technika obudowy potoków górskich posługuje się zupełnie innymi metodami niż regulacja rzek i stąd też wynika zupełna odrębność tego zagadnienia jako działu budownictwa wodnego. Unoszone materiały, pochodzące głównie ze zrywanych brzegów i erozji dna, zostają następnie składowane w dolnym biegu na tak zwanych stożkach usypowych, co powoduje częste zmiany koryta potoku oraz zarzucanie zwirom użytkowych obszarów. Jak widzimy, szkodliwa działalność potoków górskich objawiająca się przy spływie wielkich wód polega nie tylko na erozji, ale i w równej mierze na akumulacji. Ochrona przed tą szkodliwą działalnością jest właśnie w najogólniejszym zarysie celem obudowy potoków górskich.

W górzystych terenach południowej Polski całe zagospodarowanie skupia się siłą rzeczy w dolinach rzek i potoków; tu przebiegają wszystkie arterie komunikacyjne, tu leżą wszystkie osiedla, ośrodki przemysłowe i produkcyjne i tu też znajdują się najżyźniejsze grunty. W wyniku takiego układu wszystkie te obiekty są stale narażone na niszczące skutki częstych powodzi. Wystarczy podać, że w dorzeczu górnej Wisły znajduje się bezpośrednio atakowanych przez wielkie wody potoków i rzek górskich 270 km linii kolejowej, około 600 km dróg państwowych i wojewódzkich, 16 większych miast i uzdrowisk oraz około 540 innych osiedli. Prócz tego wzdłuż każdego prawie potoku biegnie droga powiatowa, gminna lub gromadzka, stanowiąca często jedyne połączenie z dalšími okolicami. Niekorzystny wpływ potoków górskich na rolnictwo objawia się głównie przez zrywanie znacznych powierzchni pól uprawnych wzdłuż brzegów, niszczenie plonów rolnych oraz przez zmywanie lub też занoszenie szutrem żyznej gleby.

Wielkie zbiorniki wodne w dolinach rzek górskich, budowane nakładem olbrzymich kosztów i dostarczające dużych ilości energii elektrycznej, ulegają stałemu замулaniu наносами z potoków. Jakkolwiek w projektach tych zbiorników uwzględnia się tak zwany zapas żelazny przeznaczony na замулenie, to jednak należy wziąć pod uwagę, że sprawa замулania zbiorników na naszych terenach nie jest jeszcze dostatecznie zbadana, zatem trudno przewidzieć na jak długo w rzeczywistości ten zapas wystarczy. Ze szwajcarskich badań wynika, że dla zlewni podobnych co do wielkości i stopnia zalesienia do zlewni zbiornika rożnowskiego, roczna ilość наносów wynosi około 1 miliona m³. Przy takim замулaniu zapas żelazny Rożnowa wystarczy zaledwie na około 70 lat. Niezależnie od tego należy zauważyć, że ilość dogodnych miejsc na wielkie zbiorniki jest w naszym kraju ze względów topograficznych i geologicznych bardzo ograniczona, a zbiorników tych nie buduje się przecie tylko dla jednego pokolenia. Obudowa potoków wstrzymująca ruch rumowiska zmniejsza замулание tych zbiorników, a tym samym przedłuża okres ich pracy.

Wielkie wody spowodowane obfitymi opadami w dorzeczu karpackich dopływów Wisły sięgają swym wpływem na całą długość jej biegu. Dla zilustrowania tego stanu wystarczy podać, że maksymalny zaobserwowany odpływ sekundy w Tczewie jest zaledwie dwukrotnie

większy od takiego odpływu w Zawichoście (poniżej ujścia Sanu), przy czym zlewnia dla Tczewa jest czterokrotnie większa. Stworzenie odpowiedniej retencji odpływu na potokach górskich za pomocą zalesienia i budowy małych zbiorników retencyjnych, o czym będzie mowa poniżej, może mieć zatem duży wpływ na obniżenie fali powodziowej na całej Wiśle.

Wyrównanie odpływu za pomocą tej retencji oraz powstrzymanie ruchu wleczonych materiałów przyczyni się również do powstania warunków sprzyjających prawidłowej regulacji rzek spławnych i żeglugowych.

W końcu regulacja potoków górskich, a w szczególności ich dolnych odcinków, jest warunkiem umożliwiającym racjonalne przeprowadzanie melioracji rolnych na obszarach kumulacji.

Zastanówmy się teraz nad opłacalnością obudowy potoków górskich; o ile bowiem rentowność robót ochronnych dla zabezpieczenia linii komunikacyjnych czy osiedli zasadniczo nie budzi wątpliwości, to jednak często się słyszy głosy, że przeprowadzenie systematycznej regulacji danego potoku będzie kosztowniejsze niż wartość ochraniających gruntów, budynków itp. Celem sprawdzenia słuszności takich wątpliwości trzeba by obliczenie opłacalności obudowy potoków górskich przeprowadzić przy wszechstronnym uwzględnieniu wszystkich czynników. Należałoby więc prócz wartości ochronionych obiektów uwzględnić wartość przewidywanych szkół powodziawych w okresie amortyzacji budowli, koszty robót przy obudowie i zabezpieczeniu przedsięwzięte przez miejscową ludność, ponadto utrudnienie i przerwy spowodowane w komunikacji, zmniejszenie zdolności produkcyjnych poszkodowanego okręgu i wiele innych. Nie przesadzając zresztą wyniku takiego ścisłego rachunku, należy w ogóle zakwestionować celowość przeprowadzania takiej kalkulacji rentowności. Trudno bowiem sobie wyobrazić, aby w postępowym kraju można było zostawić obszar około 17000 ha bezpośrednio zagrożonych gruntów, wyłączony od racjonalnego zagospodarowania i na którym cała egzystencja ludności wydana byłaby na łaskę ślepych sił przyrody. W końcu należy zauważyć, że w planie 6-letnim nie przewiduje się takich regulacji wyłącznie dla ochrony gruntów, a to ze względu na wielką ilość poważniejszych zagrożeń.

Z rozważań powyższych wynika, że potoki górskie są związane ze wszystkimi zagadnieniami budownictwa wodnego i oddziaływują prawie na wszystkie dziedziny gospodarki narodowej, wykraczając znacznie poza ramy zainteresowań jednego tylko resortu. Długofalowy plan zagospodarowania doliny Wisły winien zatem podjąć walkę o ujarznienie żywiołu wody właśnie u jego źródeł w dosłownym tego słowa znaczeniu, tj. na potokach górskich.

*

Obudowa potoków górskich należy obecnie do zakresu działania Departamentu Dróg Wodnych, przy czym wszystkie potoki dorzecza górnej Wisły leżą w zasięgu administracyjnym Dyrekcji Okręgowej Dróg Wodnych w Krakowie, a w szczególności na terenie Państwowych Zarządów Wodnych w Żywcu, Nowym Sączu, Tarnowie i Przemyśle. Dział obudowy potoków górskich obejmuje oprócz właściwych potoków górskich również i górne odcinki rzek górskich, od granicy ich ustawowej spławności.

ci. Należy tu zauważyć, że rozgraniczenie kompetencji odnośnie administracji potoków pomiędzy b. Ministerstwo Komunikacji¹⁾ i Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych nie jest ściśle sprecyzowane. Faktyczny podział istniejący w terenie jest niezgodny z brzmieniem ustawy, która zresztą rozgraniczenie to niewłaściwie i niezbyt jasno określa. Ogólna długość rzek górskich wynosi 645 km, poważniejszych potoków 1300 km, małych potoków 6730 km oraz całkiem drobnych ścieków i debr około 2300 czyli razem około 11000 km cieków wodnych, o łącznej powierzchni dorzecza wynoszącej w granicach naszego Państwa 13 437 km². Ze względu na trudność ścisłej klasyfikacji podane powyżej długości są oczywiście tylko przybliżone.

Początek intensywnych robót regulacyjnych na terenie naszego kraju datuje się mniej więcej od roku 1890. Niestety okres wojen światowych oraz brak należytego zrozumienia dla tak ważnej dziedziny w ogólnopolskiej gospodarce spowodowały w latach 1914 do 1945 znaczne ograniczenie kredytów zarówno na obudowę potoków, jak i na konserwację robót wykonanych. Ten 30-letni okres zastoju spowodował kompletne zdziczenie naszych rzek i potoków górskich oraz olbrzymie zniszczenia na odcinkach już obudowanych. Stan ten pogorszył się jeszcze znacznie wskutek faktu, że z przyczyny prowadzenia w tym okresie rabunkowej gospodarki w naszych lasach, odpływy wód z braku retencji naturalnej stały się gwałtowniejsze, a w skutkach bardziej szkodliwe. Dla należytej oceny wytworzonej sytuacji należy również wziąć pod uwagę, że w tymże czasie gęstość linii komunikacyjnych i zabudowań znacznie wzrosła.

W dzisiejszym stanie mamy w dorzeczu Wisły około 361 km uregulowanych potoków, na co składa się 173 km regulacji tamami, 141 km korekcyjnych progów, 21 km żłobów oraz 258 zapór szutrowych. Przeważna ilość wykonanych robót znajduje się w dorzeczu Małej Wisły, Soly, Skawy, Raby i Dunajca, należy jednak zaznaczyć, że większość zapór szutrowych jest już kompletnie załadowana, a około 70% zabudowań domaga się gwałtownie konserwacji, względnie nawet odbudowy. Ogólna wartość tych istniejących budowli wynosi około 173 milionów zł. Olbrzymie siły działające przy spływie wielkich wód na potokach górskich powodują konieczność wykonywania silnych, a tym samym kosztownych budowli regulacyjnych. Koszt obudowania jednego kilometra potoku waha się od 300 do 750 tysięcy zł, w zależności od wielkości i typu zastosowanego zabudowania.

*

Stosowane na potokach górskich roboty regulacyjne można najogólniej podzielić na:

- roboty programowe obejmujące systematyczną obudowę poszczególnych potoków,
- roboty ochronne o charakterze lokalnym, mające na celu bezpośrednie zabezpieczenie danego obiektu, linii komunikacyjnej czy osiedla,
- roboty zachowawcze, w skład których wchodzi roboty konserwacyjne i odbudowa zniszczonych odcinków uprzednio uregulowanego potoku.

Przy systematycznej obudowie stosowano dotychczas następujące zasadnicze sposoby regulacji: budowę zapór szutrowych w systemie na górnych odcinkach potoków, żłoby kamienne ujmujące prawie z reguły największe wielkie wody, dalej na stożkach usypowych korekcie progowe budowane dla różnych objętości wody, a w końcu w dolnych partiach i na rzekach górskich regulacje za pomocą tam równoległych, opasek i poprzeczek, podobnie jak się to praktykuje na rzekach nizinnych.

Przy zastosowaniu powyższych, pod wieloma względami przestarzałych sposobów, koszt uregulowania wszystkich uprzednio podanych potoków wyniosłby w przybliżeniu około 4,5 miliarda zł. Jest to oczywiście kwota określająca tylko rząd wielkości zagadnienia i nie ulega wątpliwości, że uwzględniając realne potrzeby gospodarcze oraz stosując bardziej racjonalne metody obudowy, osiągnięte się bardzo znaczne obniżenie tej kwoty. Ponieważ cyfrowe ujęcie tych kosztów bez przeprowadzania odpowiednich studiów jest niemożliwe, a również szczegółowe omówienie nasuwających się w związku z tym

zagadnień technicznych i gospodarczych przekraczałoby znacznie ramy niniejszego referatu, ograniczymy się tylko do naszkicowania zasadniczych zadań wykonawczych, jakie napotkamy przy rozwiązywaniu problemu potoków górskich

Zadania te dadzą się sprowadzić do:

- powiększenia retencji zlewni,
- umocnienia koryta potoku,
- ograniczenia ruchu materiałów.

Powiększenie retencji odpływu uzyskałoby się z dodatkowej retencji naturalnej powstałej przez zwiększenie porostu wegetacyjnego na całym obszarze zlewni, a w szczególności przez zmianę użytków rolnych na leśne, na terenach wyżej położonych oraz z retencji sztucznej przez budowę szeregu małych zbiorników retencyjnych na potokach. Budowa tych zbiorników da szereg korzyści, oprócz bowiem bezpośredniej ochrony terenów położonych poniżej zbiornika ograniczy w znacznym stopniu koszty robót regulacyjnych i konserwacyjnych oraz zredukuję szkody powodziowe na dolnych obszarach do możliwego minimum. Wtórna, ale również bardzo cenna, korzyścią zbiorników retencyjnych byłoby obniżenie fali powodziowej na rzekach spławnych i żeglugowych, nie wyłączając całej Wisły. Ten ostatni moment ma szczególne znaczenie dla takich rzek, na których nie ma możliwości budowy wielkich zbiorników powodziowych. Za przykład może służyć rzeka Skawa, na której brak odpowiedniego miejsca na wybudowanie potrzebnego zbiornika powodziowego o pojemności około 130 miln. m³, zatem dla całkowitego opanowania powodzi na tej rzece należałoby wybudować około 20 małych zbiorników na dopływach. Za budową zbiorników retencyjnych przemawia również i ta okoliczność, że zapory te mogą być przeważnie ziemne, co jest niezmiernie ważne przy koniecznej obecnie oszczędności materiałów, nadto budowa takich zapór nie naraża na specjalnych trudności geologicznych i technicznych. Wyszczególnione wyżej korzyści z budowy tych zbiorników przemawiają za jak najszerszym zastosowaniem tego systemu. Nie należy jednak sądzić, że budowa zbiorników retencyjnych wykluczy konieczność stosowania również innych systemów obudowy potoków i rzek górskich. Składa się na to szereg przyczyn, mianowicie korzystne działanie takiego zbiornika rozciąga się tylko na poniżej leżącą część doliny, dalej nie na wszystkich potokach znajdują się odpowiednie warunki do ich budowy — chodzi tu głównie o uzyskanie odpowiedniej objętości zbiornika dla uchwycenia fali powodziowej, ponadto dla ochrony tych zbiorników przed zamuleniem trzeba koniecznie równocześnie budować zapory szutrowe; odprowadzenie tak zwanej nieszkodliwej objętości wymagać będzie również pewnych robót regulacyjnych, jakkolwiek w znacznie zmniejszonym zakresie niż obecnie; w końcu wszystkich zapór retencyjnych nie da się od razu wybudować, a zatem najpilniejsze roboty ochronne będą musiały być prowadzone równolegle dalej.

Przystępując do omówienia umocnienia samego koryta potoku, należy zauważyć, że nie wszystkie dotąd stosowane sposoby wyszły zwycięsko z egzaminu życiowego: o ile bowiem odnośnie zapór szutrowych można mieć tylko pewne zastrzeżenia natury konstrukcyjnej, o tyle np. korekcja progowa zawiodła pod wieloma względami.

Przyczyny tych niepowodzeń należy szukać nie tylko w wadliwych typach budowy, ale również w samym systemie. Do budowy używano przeważnie materiałów nietrwałych, jak faszyny i drzewa, co tłumaczy się ówczesną taniością tych materiałów. Jednakże ta źle pojęta oszczędność powodowała duże koszty konserwacji, a w braku teźże zniszczenie budowli. Oprócz powyższych powodów już sama nakazana oszczędność w użyciu drewna oraz obecna niewspółmiernie wysoka cena faszyny decydują o ograniczeniu użycia tych materiałów na korzyść obszerniejszego zastosowania betonu. Wymogi ochrony przyrody i krajobrazu winny mieć również zapewniony dostateczny wpływ na kształtowanie się nowych typów budowli.

Ograniczenie szkodliwego ruchu materiałów zostałoby automatycznie uzyskane przy realizowaniu zadań zwiększania retencji dorzecza i umocnienia koryta potoku oraz przez jednocześnie prowadzoną akcję utrwalenia stoków i odsypisk. Przy opracowaniu nowych metod zabudowy należy również przewidzieć wciągnięcie do współpracy

¹⁾ W czasie drukowania niniejszego artykułu Departament Dróg Wodnych został przydzielony do resortu Ministerstwa Żeglugi (przyp. Red.).

zadrzewienia jako sposobu regulacji i kształtowania łozyska potoku na wielką wodę.

* * *

Występujące prawie corocznie powodzie na potokach górskich wyrządzają olbrzymie szkody. Jako przykład może posłużyć rok 1949, w którym szkody wyrządzone przez powodzie w 76 miejscach w samych tylko obiektach i budowlach regulacyjnych oszacowano na około 7,5 miliona zł. Kwota ta nie obejmuje szkód w gruntach, płodach rolnych itp., które były kilkakrotnie większe. Rok 1950, który minął bez szkód powodziowych, był pod tym względem bardzo rzadkim wyjątkiem. Ponieważ istniejące zagrożenia, szczególnie linii komunikacyjnych i osiedli domagają się natychmiastowej akcji, zatem staje się oczywistym, że plan długofalowy musi przewidywać roboty regulacyjne w dwu zasadniczych etapach, a mianowicie w pierwszym etapie winny być wykonane roboty ochronne i zachowawcze, a dopiero w drugim etapie regulacja systematyczna łącznie z budową zbiorników retencyjnych. W związku z tym, program robót w planie 6-letnim w ramach określonego limitu przewiduje przeważnie zużycie kredytu, tj. 70%, na roboty ochronne i zachowawcze, rozdrobnione z konieczności na szereg małych placów budowy oraz resztę limitu, tj. 30%, na budowę 8 zbiorników retencyjnych.

Przewidziany podział limitu na poszczególne lata przeznaczają w pierwszych trzech latach średnio po 6% rocznie, a w drugiej połowie planu po 27% rocznie. Jakkolwiek, ogólnie biorąc, takie dozowanie w stosunku do robót systematycznych mogłoby być ekonomicznie uzasadnione, to jednak w odniesieniu do robót ochronnych jest ono, wbrew wszystkim pozorom, wyraźnie niewłaściwe. Uwzględniając bowiem milionowe straty wynikające ze szkód powodziowych w budowlach, należałoby w pierwszych latach planu przeznaczyć z ogólnego limitu znacznie większe kwoty na roboty ochronne, a to celem powstrzymania narastania tych szkód. W przeciwnym bowiem razie szkody w budowlach będą przewyższały wkład włożony, a w ogólnym stanie posiadania będziemy musieli stwierdzić ujemne saldo.

Wobec częstych zmian wywołanych powodzią, które w międzyczasie niewątpliwie wystąpią, szczegółowy program robót ochronnych musi być elastyczny i mieć możliwość dostosowania się do nagłych potrzeb chwili. Ścisłe trzymanie się bowiem z góry ustalonego, sztywnego programu doprowadziłoby do wykonania robót mniej pilnych, kosztem rzeczywiście zagrożonych odcinków. Omawianie każdego z 78-miu obecnie przewidywanych placów budowy byłoby z tych względów niecelowe, abstrahując od tego, że zajęłoby tutaj zbyt wiele miejsca.

Ograniczamy się zatem tylko do zbiorowego zestawienia efektów gospodarczych, które zamierzamy osiągnąć w dziedzinie obudowy potoków górskich po upływie planu 6-letniego. Osiągnięcia te dadzą się ująć następująco:

- Unikniemy szkód powodziowych wielokrotnie przekraczających wartość włożonego w obudowę kapitału.
- Uzyskamy trwałe zabezpieczenie linii komunikacyjnych, obiektów i osiedli na najbardziej zagrożonych odcinkach (zabezpieczenie 12 km linii kolejowych oraz 23 mostów kolejowych; zabezpieczenie dróg państwowych, wojewódzkich i powiatowych na łącznej długości 29 km oraz 45 mostów drogowych, a ponadto 48 km dróg gminnych i gromadzkich; zabezpieczenie 6 miast powiatowych, 12 uzdrowisk oraz szeregu innych miejscowości; zabezpieczenie 1300 ha gruntów przed zrywaniem i zaszutrowaniem).
- Uzyskamy trwałe zabezpieczenie niektórych dolin przez całkowite ujęcie fal powodziowych oraz zmniejszenie tej fali na recipientach (zabezpieczymy przed zalewem i innymi szkodami 76 km dolin rzecznych o szacunkowej powierzchni 1000 ha).
- Uzyskamy szereg uregulowanych odcinków rzek i potoków o łącznej długości ok. 100 km, które w przyszłości zostaną włączone w jedną systematyczną całość zagospodarowania doliny.
- Uzyskamy ograniczenie ruchu materiałów na niektórych potokach.
- Stworzymy możliwość przystąpienia na wielką skalę do robót programowych.

Procentowy udział poszczególnych dorzeczy w rozdziale limitu planu 6-letniego uwidoczniło w poniższym zestawieniu:

D o r z e c z e	Km ²	% limitu
Mała Wisła	297	6,5
Soła	1089	8,0
Skawa	838	8,5
Raba	678	19,0
Dunajec	2981	27,0
Poprad	557	10,5
Wisłoka	2093	13,5
San	3676	2,5
Wisłok	886	3,0
Czarna Orawa	342	1,5
R a z e m	13437	100,0

Jak z powyższego zestawienia widać, większość przewidzianych robót skupia się na terenie województwa krakowskiego, jest to jednak rzeczą zupełnie oczywistą, jeżeli się weźmie pod uwagę z jednej strony górski charakter terenu, wielkość obszaru tego terenu i wielką ilość najgwałtowniejszych rzek i potoków, a z drugiej strony gęsto rozlokowane w dolinach osiedla i linie komunikacyjne.

Jesteśmy w drugim roku Planu 6-letniego, musimy zatem zdać sobie sprawę, co zostało dotychczas w tej dziedzinie zrobione. Odpowiedź będzie krótka: Z zakresu badań naukowych poza nieskoordynowanymi wysiłkami rozwiązywania narzucających się problemów — właściwie nic, z dziedziny studiów i projektów — tylko bieżącą dokumentację techniczną dla robót ochronnych, a w końcu odnośnie samej realizacji inwestycji — wykonano plan rzeczowy 1950 r. w 160,4% przy wskaźniku finansowym 148,7%. W szczególności wykonano: 11,5 sztuk zapór szutrowych, 0,832 km żłobów, 0,830 km korekcji progowych, 4,37 km regulacji tamami oraz 0,465 km murów oporowych.

* * *

Rozważając praktycznie możliwości realizacji Planu 6-letniego, musimy sobie zdać sprawę, że największe trudności nastręcza sprawa kadr inżynierskich. Zadania bowiem jakie stoją przed tymi kadrami są, jak to poniżej przedstawimy, niezwykle duże.

Brak ustalonych podstawowych zasad obudowy potoków, narażający Państwo na znaczne koszty wynikłe z niewłaściwego podejścia do tego zagadnienia, stwarza konieczność przeprowadzenia specjalnych badań naukowych w tej dziedzinie. Należy przy tym podkreślić, że istnieją tu bardzo duże możliwości osiągnięcia znacznych oszczędności. Nieodzowną potrzebą jest więc zebranie szczegółowych materiałów z wyniku dotychczas wykonanych regulacji i wyciągnięcia stąd praktycznych wniosków odnośnie zastosowania metod obudowy, typów budowli, przekrojów, spadów itp. Z drugiej strony należałoby metody te oprzeć na nowszych zdobyczach wiedzy technicznej, popartej równolegle prowadzonymi badaniami w terenie i w laboratoriach. Stosowane przy projektowaniu podstawy hydrologiczne, opierające się na niepewnych a niekiedy wątpliwej wartości wzorach empirycznych, są niewystarczające i wymagają zasadniczej rewizji. Koniecznością jest również wprowadzenie do projektowania obliczeń hydraulicznych, które były dotąd uwzględniane tylko w bardzo małym zakresie. Dostosowanie wzorów hydraulicznych do praktycznych potrzeb projektowania, powinno jednak poprzedzić potwierdzenie tych teoretycznych obliczeń doświadczalnymi na modelach i wykonanych obiektach. Oparta na wynikach tych badań normalizacja zasad projektowania i normalizacja typów budowli stałaby się podstawą do sprawnego i właściwego opracowania projektów.

Po opracowaniu założeń projektu dla planu długofalowego należałoby przy uwzględnieniu hierarchii potrzeb

przystąpić do kolejnego opracowania projektów generalnych dla zagospodarowania poszczególnych dolin rzek i potoków, w oparciu o wyniki wyżej opisanych badań naukowych. Brak projektów generalnych daje się już obecnie dotkliwie odczuwać, nie tylko przy opracowywaniu szczegółowych projektów budowy, które z konieczności opierają się na przybliżonych założeniach, lecz również i przy uzgadnianiu projektów z innych dziedzin, a w szczególności w zakresie planów zagospodarowania terenowego, które stale potykają się o sprawy wodne. Opracowanie projektów szczegółowych dla budowy wymagać będzie uprzednio przeprowadzenia obszernych studiów polowych, na które składać się będą głównie pomiary geodezyjne i hydrologiczne, oraz badania geologiczne; te ostatnie szczególnie odnośnie zbiorników retencyjnych.

Po należyтым spełnieniu wyżej opisanych zadań, samo wykonawstwo robót nie powinno nastęrczać większych trudności. Wielkie roboty, jak budowa zbiorników retencyjnych i systematyczna obudowa zostałyby zlecone do wykonania przedsiębiorstwom państwowym, podczas, gdy drobne roboty ochronne i zachowawcze, ze względu na wielkie ich rozdrobnienie w terenie i dużą drobiazgowość robót, winny być wykonane raczej sposobem gospodarczym.

Dla ustalenia potrzebnej ilości kadr technicznych, należy wziąć pod szczególną uwagę, że obudowania potoków górskich ze względu na drobiazgowość robót i konieczność precyzyjnego wykonania wymaga zarówno przy projektowaniu, jak i przy wykonawstwie znacznie większej ilości fachowego personelu, niż to ma miejsce przy innych regulacjach. Trudności, jakie tu się napotyka są szczególnego rodzaju, wobec znikomego zakresu nauczania tego przedmiotu na naszych uczelniach i kompletnego braku jakichkolwiek podręczników z tej dziedziny, uzyskanie nowego narybku jest możliwe tylko przez wyszkolenie praktyczne. Biorąc pod uwagę znikomą ilość fachowców technicznych w tej specjalności, trzeba uświadomić sobie, że wszelkie instytucje państwowe o ogólnym zakresie zadań z dziedziny badań naukowych, oraz studiów i projektów, przeładowane ponadto innymi zagadnieniami, w najbliższej przyszłości potokom nic nie dadzą, jak reszta dotąd niewiele dały. Stąd wniosek, że jedynym praktycznym wyjściem z tej sytuacji jest niezwłoczne utworzenie jakiejś odpowiednio rozbudowanej i silnej organizacyjnie jednostki, któraby miała w sobie komórki zdolne do spełnienia wszystkich trzech zadań, a więc 1) badań naukowych, studiów i projektów, 2) wykonawstwa i 3) nadzoru. Po odpowiednim rozwinięciu się tej jednostki i wyszkoleniu potrzebnej ilości kadr, komórki te mogłyby następnie przejść do właściwych instytucji państwowych.

Obecnie tymi wszystkimi zagadnieniami zajmuje się referat potoków górskich przy Wydziale Budowy i Utrzymywania Drog Wodnych w Dyrekcji Okręgowej Drog Wodnych w Krakowie. Olbrzymia dysproporcja pomiędzy ogromem tych naglających zadań a stojącym obecnie do dyspozycji aparatem zmusza nas do otwartego stwierdzenia, że dalsze pozostawienie potoków górskich na dotychczasowym poziomie organizacyjnym nie da gwarancji odpowiedniego rozwiązania tego zagadnienia w Planie 6-letnim.

sowym poziomie organizacyjnym nie da gwarancji odpowiedniego rozwiązania tego zagadnienia w Planie 6-letnim.

Dla zobrazowania całokształtu istniejącej obecnie sytuacji należy jeszcze podać, że w związku z zamierzeniem opracowania ustawy o obudowie potoków górskich, została wszczęta akcja mająca na celu ustalenie zakresu i zasad współpracy poszczególnych resortów przy realizacji tego problemu. Odnośnie powyższego należy uznać za uzasadnione wydzielenie do Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych tych potoków, które mają tylko i wyłącznie znaczenie rolnicze. Chodzi tu o potoki nieszkodzące, mające charakter bardziej nizinny i wymagające wobec tego zastosowania innego rodzaju metod regulacyjnych. Obszary te obejmują potoki o innym charakterze, winny jednakże bezwzględnie stanowić pod względem hydrologicznym zamkniętą dla siebie całość. Również słusznym jest, aby do Ministerstwa Leśnictwa, należały pewne roboty o charakterze specjalnym, jak np. roboty umacniające w obszarze zbiorczym, stabilizowanie usuwisk, zalesianie stoków, prowizoryczne budowe kaszycowe dla ochrony gospodarczych dróg leśnych itp.

Jako wypaczenie tych słuszných zamierzeń pojawiły się zamiary podzielenia samych potoków górskich pomiędzy kilka resortów. Przy założeniu, że problem potoków górskich jako całość został tu dostatecznie przeżyty, przedstawiony, musi się dojść do logicznego wniosku, że dzielenie potoków górskich pomiędzy kilka resortów jest niedopuszczalne i nie doprowadzi do żadnych pozytywnych rezultatów. W szczególności propozycje dzielenia każdego poszczególnego potoku pomiędzy trzy Ministerstwa, nie wytrzymują żadnej krytyki. Z punktu widzenia państwowej gospodarki jest bowiem rzeczą obojętną kto będzie wykonywał dane roboty służące ogólnemu celowi, a chodzi jedynie o to, aby te roboty zmierzały w sposób najbardziej racjonalny do zamierzonego celu. W zasadzie jest więc mniej ważne do jakiego Ministerstwa będą potoki należały, natomiast bardzo ważne jest aby należały w całości do jednego i to możliwie do tego, które będzie w sobie skupiać większość zagadnień budownictwa wodnego, z którymi potoki górskie są organicznie związane. Stwarzanie jakiejś wielotorowości byłoby tu już choćby ze względu na brak personelu fachowego wysoce niewłaściwe.

Bezpośrednich korzyści z obudowy potoków górskich nie osiąga się na samych potokach, lecz w innych dziedzinach gospodarki narodowej, względnie pośrednio przez ogólne podniesienie zagospodarowania i zdolności produkcyjnej kraju. Stąd też widać, że obudowa potoków górskich jest rodzajem przedsięwzięcia usługowego na rzecz szeregu innych resortów. Przedsięwzięcie to jednak wymaga znacznych nakładów finansowych, absorbuje duże ilości sił technicznych i nie daje możliwości wykazania się bezpośrednimi efektami produkcyjnymi. Tym też prawdopodobnie należy sobie tłumaczyć pojawiające się ostatnio w b. Ministerstwie Komunikacji tendencje zmierzające do odstąpienia potoków górskich na rzecz innego resortu

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Zbiorniki dla celów melioracyjnych

W związku z nasileniem akcji nawodniania użytków zielonych staje się aktualna budowa w tym celu zbiorników retencyjnych, które szeroko stosowane w ZSRR, u nas stanowią jeszcze pewną nowość. W związku z tym podajemy szereg wiadomości, aby zorientować naszych melioratorów w nowym dla nich dziale projektowania.

1. Wiadomości ogólne.

Podstawą projektowania zbiorników, jak i innych urządzeń melioracyjnych są obliczenia hydrologiczne. Zbiornik przeznaczony dla celów melioracyjnych winien być w ten sposób zaprojektowany, aby posiadał niezbędny zapas wody w najbardziej suche lata oraz miał zabez-

pieczony dopływ, gwarantujący coroczne jego napełnianie nawet w razie braku wiosennej powodzi. Wynika z tego, że zlewnia zbiornika winna być bardziej obszerna, niż zwykłych stawów.

Przytoczone zastrzeżenia nie wyłączają możliwości użytkowania zbiornika retencyjnego jednocześnie dla innych

dotychczasowych celów, jak np. hodowli ryb, pojenia zwierząt, poboru wody dla picia itd.

Jeśli względy terenowe nie stoją na przeszkodzie, wskazana jest — zamiast jednego większego — budowa kilku mniejszych połączonych ze sobą zbiorników lub stawów, usytuowanych systemem kaskadowym.

W tym wypadku budujemy najpierw zbiorniki górne, z których możemy pobierać wodę, gdy mamy przygotowaną do nawodnień tylko część projektowanego obszaru, a dopiero w miarę postępu prac melioracyjnych dołączamy zbiorniki dolne. System ten zmniejsza straty w związku z przesiąkaniem oraz parowaniem, gdyż w lata posuszne możemy ograniczyć się do zachowania rezerwy do jesiennych nawodnień tylko w zbiorniku górnym, a na początku sezonu nawodniania opróżniamy zbiorniki dolne, które do końca roku utrzymujemy bez wody.

Poza tym należy podkreślić, że miejsce na budowę zbiornika winno być wyznaczone bezpośrednio w terenie.

Wstępna ekspertyza geologiczna winna stwierdzić zwiększoną i nieprzepuszczalność podłoża oraz możliwość zamulenia zbiornika przez dopływ.

Pożądane jest, aby zlewnia zbiornika była zalesiona i obejmowała większą powierzchnię użytków zielonych, co będzie przeciwdziałało jego zamulaniu.

Największą pozycją kosztorysową przy budowie zbiorników są roboty ziemne, tj. budowa grobli względnie zapór ziemnych. Należy więc dążyć do jak największego ograniczenia ich gabarytu.

Następna co do wielkości pozycja kosztów stanowią urządzenia do poboru wody oraz przelewy. Właściwe i oszczędne zaprojektowanie tych urządzeń może wydatnie zmniejszyć ogólne koszty budowy.

Zwrócenie uwagi na odpowiednią konserwację elementów zbiornika jest bardziej konieczne niż konserwacja innych urządzeń melioracyjnych. Szczególnie szybko w razie braku konserwacji następuje niszczenie skarp, które często deformują się wskutek pojenia zwierząt gospodarskich, jak również pod wpływem falowania wody w zbiorniku. Pozostawienie skarp zapory ziemnej bez dozoru po pewnym czasie może spowodować większe ich uszkodzenia, a przez utworzone wyboje wiosną w czasie wezbrań przelewa się woda. Dlatego też, aby zapobiec większym deformacjom, poza odpowiednią konserwacją zapór należy w zbiornikach przewidywać poidła dla zwierząt i odpowiednio zabezpieczyć miejsca poboru wody dla celów gospodarczych. Pożądane są również pralnie i najprostszego typu kąpieliska.

Prostym urządzeniem do poboru wody ze zbiornika dla celów gospodarczych są studnie usytuowane w jego pobliżu i połączone ze zbiornikiem za pomocą gruntowego filtru ułożonego z piasku, żwiru i kamieni. Urządzenie filtracyjne buduje się mniej lub więcej starannie, zależnie od przeznaczenia studni. Eksploatacja tego rodzaju studni-filtrów w niektórych rejonach ZSRR w praktyce okazała się bardzo wygodna. Należy wyrazić tylko żal, że nie znamy typów tych urządzeń oraz odpowiedniej z tego zakresu literatury.

Musimy jeszcze pamiętać, że po wybudowaniu zbiornik winien być odpowiednio zadrzewiony. Poza częściową ochroną od promieni słonecznych hamuje to siłę wiatru, a co za tym idzie zmniejsza parowanie i falowanie.

2. Obliczenia hydrologiczne.

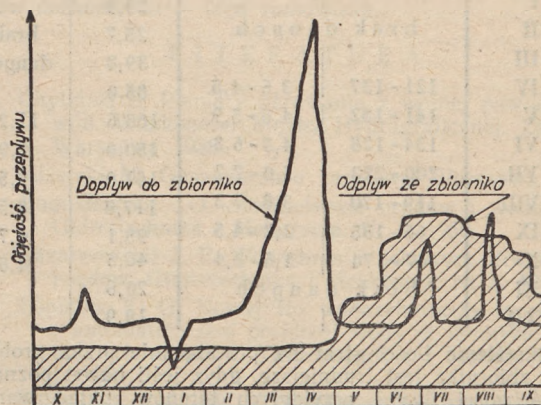
Przystępując do obliczania podstaw hydrologicznych dla projektowanego zbiornika winniśmy dokładnie sprawdzić wszelkie posiadane materiały i obserwacje. Obserwacje za okresy ubiegłe należy przeanalizować krytycznie i zdecydować, czy w warunkach jakie wytworzą się po wybudowaniu zbiornika będzie można je zastosować.

Do obliczenia hydrologii zbiornika należy zebrać i wykorzystać następujące materiały:

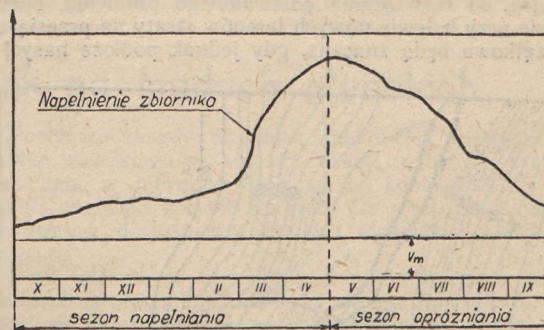
- 1) wieloletnie przepływy w przekroju projektowanego zbiornika z podziałem ich ilości według sezonów lub nawet miesięcy,
- 2) wieloletnie obliczenia zapotrzebowania wody dla nawodniania grawitacyjnego względnie mechanicznego (deszczownie) oraz innych potrzeb,
- 3) określenie strat przy różnych poziomach wody w poszczególnych porach roku,
- 4) obliczenie użytkowej pojemności zbiornika i stałej rezerwy, która określa dolny poziom jego wykorzystania,

5) tabele lub wykresy dla bardziej skomplikowanych sposobów poboru wody.

Na podstawie zgromadzonych materiałów dla każdego roku zestawiamy odpowiednie tabele lub wykresy (rys. 1 i 2), jak np. wykres jednostkowych dopływów i wydatków wody (z uwzględnieniem strat), a następnie krzywą pojemności zbiornika dla jednego lub kilku lat, z której orientujemy się o stosunkach zachodzących między zapotrzebowaniem i dopływem wody.



Rys. 1.



Rys. 2.

Jako początek okresu rocznego, dla którego wykreślamy wymienione krzywe przyjmujemy datę ukończenia ostatniego poboru wody celem nawodnień.

Uważam, że ściślejsze omawianie metod obliczeń hydrologicznych jest zbędne, gdyż dla inżyniera melioracyjnego nie powinny one stanowić większych trudności, za wyjątkiem sposobu ustalania strat (p-t. 3), co należałoby omówić.

Straty w zbiornikach powstają wskutek: 1) parowania, 2) przesączania się wody w głąb i 3) infiltracji wody przez zapórę ziemną.

Określenie wymienionych strat jest dość trudne z powodu braku odpowiednich badań. Dopiero po wybudowaniu pewnej ilości zbiorników i przeprowadzeniu szeregu obserwacji otrzymamy w tym zakresie pewne normy. Dla stawów rybnych dotychczas u nas budowanych straty według znanego podręcznika Mizerskiego (2) szacuje się na 1,05 l/ha/sek. w okresie letnim. Po przeliczeniu wynosi to 9 mm/dobę. Danymi powyższych do zbiorników bezkrytycznie nie możemy stosować. Należy je w miarę możliwości przeanalizować.

Przed wszystkim określamy straty w związku z parowaniem. Pomiaru parowania ze zbiorników wodnych w naszym klimacie przed wojną przeprowadzono dość dokładnie. Wyniki tych pomiarów, otrzymane na jez. Gopło (1) i na jez. Grimnitz (6) położonym na północ od Berlina, różnią się tylko w małym stopniu. Okazuje się, że w naszej strefie klimatycznej w poszczególnych latach wysokość parowania z powierzchni wody waha się nieznacznie i wynosi od 850 do 1100 mm, natomiast pewne różnice powstają w okresach miesięcznych; — dla przykładu podajemy dane otrzymane w Grimnitz przez Bindenmanna i na jez. Gopło przez Chylińskiego.

Miesięczne i dzienne wysokości parowania w mm z wolnej powierzchni jezior wg Bindenmanna i Chylińskiego (6, 2).

	Jez. Grimnitz - okres 1909 - 1913		Jez. Gopło-okres 1935 - 1936	
	miesięcznie od - do	dziennie od - do	średnio miesięcz- nie	najwię- ksze dziennie
I			29,4	
II	brak danych		25,7	brak
III			39,8	danych
IV	121 - 137	3,6 - 4,5	85,0	
V	141 - 182	4,5 - 5,9	168,6	11,2
VI	134 - 128	4,5 - 6,8	150,0	9,9
VII	200 - 223	5,0 - 7,2	151,0	9,5
VIII	119 - 170	3,8 - 7,3	117,8	8,5
IX	66 - 135	2,2 - 4,5	95,1	6,7
X	47 - 74	1,5 - 2,4	46,3	4,8
XI	brak danych		20,6	
XII			19,9	

Określenie ilości strat na przesiąkanie przez groblę i dno zbiornika jest trudniejsze, gdyż jeśli nawet poznamy właściwości dna i przyległych terenów, układ warstw wodonośnych, grubość warstwy nieprzepuszczalnej, jak również wysokość słupa wody, pod ciśnieniem którego odbywa się przesiąkanie, — to otrzymamy tylko dane orientacyjne do rozwiązania postawionego problemu. Niewątpliwie przy zalewie nowych terenów straty na przesiąkanie początkowo będą znaczne, gdy jednak podłoże nasyci się

wodą, a dno ulegnie zamuleniu, wspomniane straty będą się stopniowo zmniejszały. Mizerski, mierząc w kilku przypadkach odpływy z wysięków dla większych stawów, o terenach średnio przepuszczalnych, oznaczył je na 0,15 do 0,52 l/sek./ha.

3. Wskazania techniczne.

Jak już wspominałem, zasadniczą pozycję kosztorysową przy budowie zbiorników stanowią groble względnie zapory ziemne. Dlatego też wymiary tych budowli nie powinny przewyższać niezbędnych norm. Szerokość korony zapór do wysokości 6 — 7 m można przyjąć równą 3,5 — 4 m. Nachylenie skarpy górnej (od strony wody) damy 1 : 2 lub 1 : 2,5, zaś dolnej — 1 : 1,5 (3). Zresztą, ustalając gabaryt grobli należy się w głównej mierze liczyć z kątem zsypu naturalnego ziemi oraz z równowagą zapory pod wpływem parcia wody, gdyż przebieg procesu infiltracji tylko w niewielkim stopniu zależy od poprzecznego przekroju grobli.

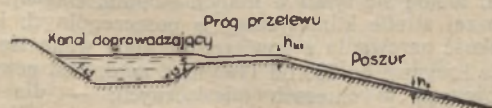
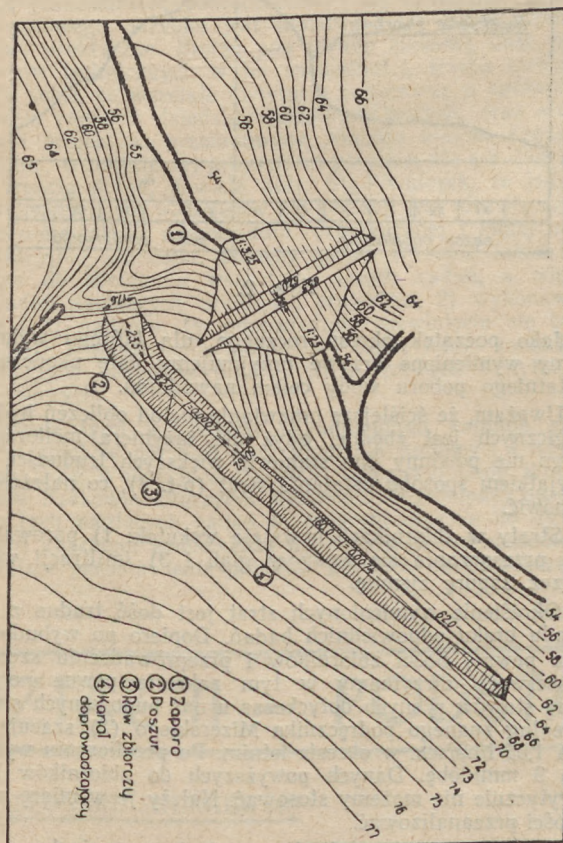
Co się tyczy konieczności zastosowania drenażu w zaporzach ziemnych, to pod tym względem zdania są podzielone, tak że w tym względzie nie można dać autorytatywnych wskazań, natomiast ścianki szczelne pod podstawą grobli są uważane za niecelowe.

Zahamowanie filtracji między podłożem a podstawą grobli należy osiągnąć przez staranne wykonanie zamków (zazębien między nasypem i podłożem) i robót ziemnych. Zasadniczo wbudowanie przelewów w groblach uważa się za konieczne, jednakże w pewnych lokalnych warunkach ze względu na brak odpowiednich materiałów i kwalifikowanej robocizny będzie się lepiej kalkułować raczej podwyższenie korony zapory ponad najwyższy przewidywany poziom zw. wody w zbiorniku, niż urządzenie przelewu, co normalnie wynosi 40 do 50% ogólnych kosztów zbiornika.

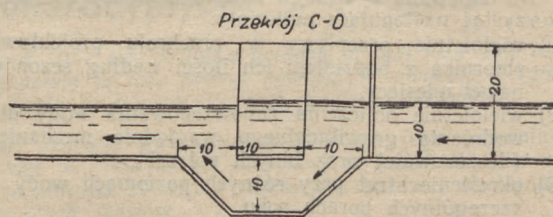
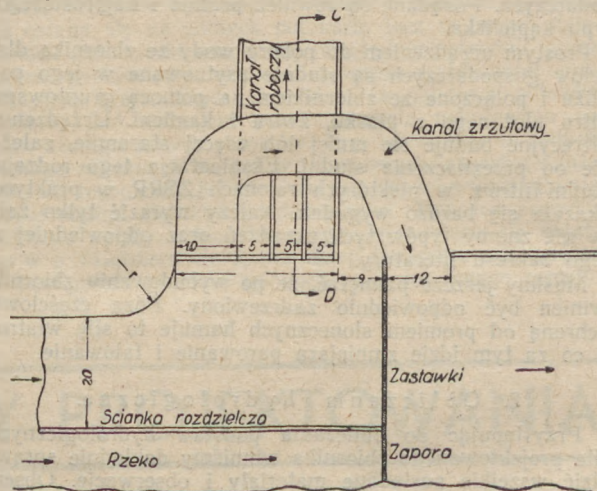
W razie budowy przelewu należy więc zwrócić uwagę nie tylko na jego przydatność pod względem technicznym, ale również na ekonomiczną stronę budowli.

Jednym z typów czyniących zadość tym postulatowi jest przelew boczny (rys. 3), z którego konstrukcją zapoznamy czytelników.

Górną część przelewu stanowi rów podłużny, przeprowadzony z odwrotnym spadem równoległym do stoku doliny. Wewnętrzna skarpa tego rowu winna być ścięta na wysokości normalnego zw. wody w zbiorniku. W ten sposób skarpa tworzy jakby stopień, przez który na całej długości rowu w czasie wezbrań wlewa się woda,



Rys. 3. Zapora ziemna i przelew.



Rys. 4.

przelewając się przez próg i ściekając do odpływu za pośrednictwem umocnionego poszuru, zaprojektowanego z niewielkim spadem, aby prąd wody nie niszczył umocnień. Jako umocnienie poszuru wystarcza zwykle odarowanie (4).

Projektując zbiornik należy w miarę możliwości zabezpieczyć go przed zamulaniem. Spośród licznych typów urządzeń zabezpieczających zamulanie zbiorników przytoczę opis nowej konstrukcji, która wypróbowana w ZSRR dała wyniki zadawalniające, gdyż tylko około 10% rumowiska z kanału przenikało do zbiornika.

Zasada pomysłu polega na wykorzystaniu własności śrubowego ruchu wody, który tworzy przy podziale cieku na 2 ramiona pod kątem od 20° do 90°. Zatem woda doprowadzona z rzeki do kanału roboczego, wskutek istniejącego ruchu śrubowego wytwarza w kanale siłę odśrodkową porywającą wlezione rumowisko, które koncentruje się wąskim pasem wzdłuż brzegu wklęsłego. Izolując więc w tym kanale tę wąską strefę wody wraz z rumowiskiem możemy zahamować przenikanie rumowiska do zbiornika.

Konstrukcyjnie rozwiązano pomysł w ten sposób, że kanał roboczy połączono z rzeką za pośrednictwem kanału zrzutów, który ponownie odprowadza do rzeki wodę ze skoncetrowanym w niej rumowiskiem. Zwykle oba kanały położone są jeden nad drugim (rys. 4), tak że kanał zrzutów przechodzi akweduktem nad roboczym (może być i odwrotnie).

W związku z tym, służy czołowa regulująca dopływ do kanału roboczego usytuowana na zaokrągleniu brzegu

dzieli się na 2 części, z których jedna jest przeznaczona do regulowania dopływu do kanału zrzutów, a druga — do kanału roboczego, wskutek tego odpowiednie zastawki znajdują się na różnych poziomach.

Aby kanał spełniał swe zadanie, tj. odprowadzał rumowisko do rzeki, należy spowodować w nim odpowiednią prędkość umożliwiającą transport rumowiska do rzeki. Pożądana prędkość może być osiągnięta przez budowę na rzece zastawki lub innego urządzenia, powodującego spiętrzenie. Przy zastosowaniu tej konstrukcji, do kanału zrzutów dochodzi 80 — 90% rumowiska.

LITERATURA

1. Chyliński S. Pomiary parowania z wolnej powierzchni wód. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Zesz. 5. Warszawa 1938.
2. Mizerski M. Gospodarstwo karpiowe. Warszawa 1935.
3. Bogusławski J. O stroitielstwie prудов i wodojonow Gidrotehnika i Melioracja. Nr 4. 1950.
4. Kazarnowski J. E. Wodosbros z bokowym sliwom dla prудов. Gidrotehnika i Melioracja. Nr 5. 1950
5. Łopatow K. G. Nowyj tip wodozabornogo sooruzeniia s avtomaticheskoy czistkoj wody ot donnyh i pri-donnyh nanosow. Gidrotehnika i Melioracja. Nr 1. 1950.
6. Bindemann H. Die Verdunstungsmessungen an dem Grimnitzsee. Berlin 1921.

Prof. Dr. Inż. JERZY OSTROMEŃSKI

I.U.N.G. Bydgoszcz Dział Gospodarki Wodnej

Potrzeby wodne i parowanie łąk na madałach głębokich

CZĘŚĆ I.

POTRZEBY WODNE ROSLIN A NAWODNIENIA

Na podstawie wiekowej praktyki rolniczej stwierdzono powszechnie, że potrzeby wodne roślinności użytków zielonych, zwłaszcza zaś łąk, są bardzo wysokie w porównaniu do wymagań innych roślin uprawnych. Dotyczy to zarówno niezbędnego poziomu zapasów wody w glebie (70—100% pełnej pojemności wodnej), jak i ilości wody zużywanej w okresie wegetacji na parowanie i transpirację z jednostki powierzchni (do 7 mm/dobę).

W związku z tym, o ile dla większości upraw położonych w naszych warunkach klimatyczno-glebowych wyrównanie przeciętnych (przy danym poziomie produkcji) zdarzających się niedoborów opadowych było osiągalne przy pomocy zabiegów uprawowych regulujących obieg wody własnej, o tyle w melioracjach i zagospodarowaniu użytków zielonych istniało i istnieje dążenie do zapewnienia odpowiednich ilości wody z zewnątrz na pokrycie przewidywanych i faktycznie występujących znacznych braków. Realizuje się to poprzez nawodnienia różnych systemów, przy czym dotychczasowe wyniki w postaci zwiększonych plonów potwierdzają u nas celowość stosowania i dodatnie strony zabiegów.

W zagadnieniu nawodniania użytków zielonych należy jednak zwrócić uwagę na kilka momentów przyrodniczo-technicznych, od których zależy ostateczny efekt tego rodzaju melioracji.

W świetle nauki Wiliamsa samo doprowadzenie wody z zewnątrz dla pokrycia stwierdzonych w danym terenie braków wodnych wydaje się rozwiązaniem wprawdzie najprostszym, ale nie usuwającym przyczyn obserwowanych niedoborów i nie wyczerpującym całkowicie problemu, tj. stworzenia takich warunków, aby roślina w ciągu całego swego rozwoju znalazła niezbędny pokarm i wodę w glebie w najodpowiedniejszym wzajemnym stosunku. Dlatego też obok doprowadzenia określonych ilości wody (strona techniczna melioracji) nie jest obojętne, jak roślinność w danej glebie zdoła tą wodą gospodarować łącznie z zasobami pokarmowymi już istniejącymi lub uzupełnianymi przez nawożenie.

Przy nawodnieniach powstaje więc natychmiast kwestia wytworzenia takiej struktury, w której woda, powietrze i pokarm nie stawałyby się nawet przejściowo antagonistami, lecz występowały w zespole najbardziej przez roślinę przyswajalnym.

Powyższe zasady Wiliamsa, jakkolwiek winny obowiązywać wszelkiego rodzaju melioracje, nabierają szczególnej wagi w nawodnieniach wobec konieczności wyznaczenia wielkości potrzeb wodnych dla planowanych upraw, do których dostosujemy dawki i techniczne rozwiązanie projektu.

Lecz właśnie w określaniu i prelimitowaniu potrzeb wodnych projektujący napotyka na ogół na liczne trudności co do samego ujęcia istoty potrzeby wodnej i ilościowego jej wyrażenia dla konkretnych warunków. W tym względzie mamy jednak oparcie o wskazania Wiliamsa, sformułowane między innymi jak następuje:

„Ilość wody zużywanej przez roślinę określa się jej pracą. Wydajność pracy rośliny zależy w prostym stosunku od znajdujących się w jej dyspozycji elementów, z których składa się jej produkt — masa organiczna. Te elementy właśnie stanowią pokarm roślinny. Jasne jest, że w razie niedoboru pokarmu roślina będzie bezpożytecznie wyparowywać wodę, nie tworząc masy organicznej i bodziec wzmożonego parowania zniknie” (9).

Z drugiej strony Timiriazew (11) wykazuje, że „dla celów żywienia roślina nie wymaga tych wielkich ilości wody, jakie zazwyczaj wyparowuje”, dlatego też twierdzi: „Przy ocenie zapotrzebowania wody przez roślinę wypada rozstrzygać dwie kwestie: ile rozchodzi ona wody i czy ściśle cała ta ilość jest dla niej niezbędna”.

W ten sposób pod potrzebę wodną nie możemy podciągać jakichkolwiek niezmiennych norm zużycia wody lub też zmiennych, lecz zależnych wyłącznie od właściwości rośliny, klimatu, gleby czy techniki rozpatrywanych z osobna. Realną potrzebę wodną do projektów melioracyjnych będą stanowiły te ilości wody, które roślina w wytworzonym przez meliorację i agrotechnikę optymalnym zespole warunków przerobi jak najwydajniej w procesie budowania swej masy.

Sprawa wydajności, a więc uzyskania maksymalnej masy przy minimalnym rozchodzie wody, jest aktualna nie tylko w strefach wybitnie suchych, gdzie niejednokrotnie rolnictwo opiera się wyłącznie na wodzie doprowadzanej, ale i u nas, gdyż w ramach ogólnej gospodarki wodnej rolnictwo zajmuje w Polsce pozycję pod względem potrzeb wodnych najpoważniejszą.

Aby umożliwić melioratorom wyciągnięcie wniosków z zasad ogólnych i ująć potrzeby wodne w liczbowej postaci (bez czego przecież nie do pomyślenia jest sporządzenie projektu nawodnień), wypada omówić dotychcza-

sowe dane i metody używane dla ilościowej oceny gospodarowania wodą przez roślinę. Tym bowiem tylko materiałem z przeszłości rozporządza projektujący, a od prawidłowego podejścia do zgromadzonych przez doświadczania czy praktykę liczb i przyjęcia właściwej normy zależy skutek wykonanych urządzeń technicznych.

Ogólnie biorąc do dyspozycji melioratora stoją trzy grupy danych, skąd czerpać może wiadomości do projektu.

Będą to:

— Prace fizjologów nad transpiracją dokonywaną przez sam organizm rośliny,

— Doświadczenia rolnicze i obliczenia bilansowe nad sumarycznym zużyciem wody na transpirację i parowanie z powierzchni terenu pokrytego szatą roślinną,

— Pomiary i obserwacje techniczno-rolnicze na systemach nawadniających, gdzie rozchód wody obejmuje transpirację, parowanie i straty wynikające z charakteru urządzeń technicznych.

Transpirację, czyli zjawisko wydzielania wody w formie pary przez żywą roślinę, charakteryzuje się w badaniach fizjologicznych kilkoma wskaźnikami, które z uwagi na przyjęte definicje, różne metody i warunki doświadczzeń są w dużej mierze między sobą nieporównywalne. Również w ograniczonym stopniu mogą te wskaźniki służyć melioratorowi jako bezpośrednie i konkretne wzorce czy założenia obliczeniowe, gdyż przytaczane w literaturze liczby ilustrują stosunki zachodzące przeważnie w pojedynczych okazach rośliny lub nawet jej częściach i to badane raczej w warunkach laboratoryjnych, odbiegających rzeczą jasną od naturalnych warunków produkcji.

Pomimo to bogaty materiał doświadczalny przy właściwej interpretacji powinien niewątpliwie dać podstawy i do oświetlenia zagadnień melioracyjnych w zakresie ogólnej orientacji co do możliwości wydajnego wykorzystania wody.

Najczęściej spotykane charakterystyki transpiracji są takie:

- Współczynnik transpiracji — ilość wody wyrochodowanej na jednostkę wytworzonej suchej masy rośliny,
- Intensywność (natężenie) transpiracji — ilość wyrochodowanej wody w gramach na jednostkę czasu i jednostkę powierzchni rośliny,
- Szybkość rozchodowania wody — rozchód wody w ciągu jednostki czasu, wyrażony w % zawartości wody w roślinie,
- Transpiracja względna — stosunek intensywności (natężenia) transpiracji do parowania z wolnej powierzchni wody w tych samych warunkach.

Każdy z tych wskaźników odzwierciedla oczywiście własności fizjologiczne samej rośliny (ulegające jak wiemy zmianom), ale przede wszystkim zależy od warunków zewnętrznych, w których funkcjonuje dana roślina. Świadczą o tym liczne obserwacje, jak np.: a) u roślin uprawnych intensywność transpiracji maleje znacznie w miarę wzniesienia miejsca uprawy nad poziom morza (4), b) rośliny alpejskie przeniesione w niziny wykazują podobną intensywność transpiracji jak rośliny mezofilne nizin (8), c) współczynnik transpiracji zmniejsza się w miarę zwiększonego przez nawożenie plonu itd.

Wnioskować więc należy, że jeśli wielkość transpiracji nie jest niezmienną, bezwzględną cechą rośliny i nie zawsze da się identyfikować z potrzebą wodną, to tym samym istnieje zasadnicza możliwość osiągnięcia wzrastających wydajności wody w nawodnieniach, na drodze zmian właściwości rośliny i warunków jej rozwoju.

Spśród wymienionych wyżej wskaźników pewne praktyczne zastosowanie w melioracjach znalazł współczynnik transpiracji. Wychodząc mianowicie z wielkości zmierzonego plonu, współczynnika transpiracji danej rośliny i strat na parowanie z powierzchni gleby określa się niezbędne dawki wody. Trafne obliczenie na tej drodze potrzeb wodnych dla konkretnych warunków jest dalekie od doskonałości, gdyż współczynnik transpiracji zależy od warunków zewnętrznych i fazy rozwoju rośliny jest dla tego samego gatunku a nawet odmiany tak różny, że przyjmowanie jego norm wg średnich danych z literatury prowadzi do odchyłek wielokrotnych w porównaniu z mogącymi faktycznie wystąpić rozchodami. Williams (9) między innymi podaje, że u lucerny współczynnik transpiracji waha się w granicach 520—1354 i stwierdza: „Otrzymano olbrzymią masę liczb, zupełnie nie pod-

dających się nie tylko dialektycznemu lecz często nawet i prostemu arytmetycznemu opracowaniu”.

„Przyczyny przytoczonych ogromnych różnic polegają na tym, że największa efektywność każdego czynnika realizuje się tylko przy pełnym zapewnieniu roślinie wszystkich innych czynników”.

Trudności korzystania ze współczynnika transpiracji do obliczeń wodnych powiększają się ponadto przez mniej lub więcej dowolne przyjmowanie strat na parowanie samej gleby.

Na tle powyższej metody wiązania dawek wody z transpiracją nasuwa się pytanie, czy można tak dobrać zespół warunków produkcji, aby nie tylko obniżyć się sam współczynnik transpiracji (co jak wiemy jest całkowicie osiągalne), lecz i zmniejszyć się sumaryczny rozchód wody wykonany przez roślinę w okresie wegetacji, pomimo zwiększenia wyprodukowanej przez nią masy.

Wprowadzając następujące oznaczenia:

P_t — transpiracja sumaryczna za okres wegetacji,

γ_t — współczynnik transpiracji średni w okresie,

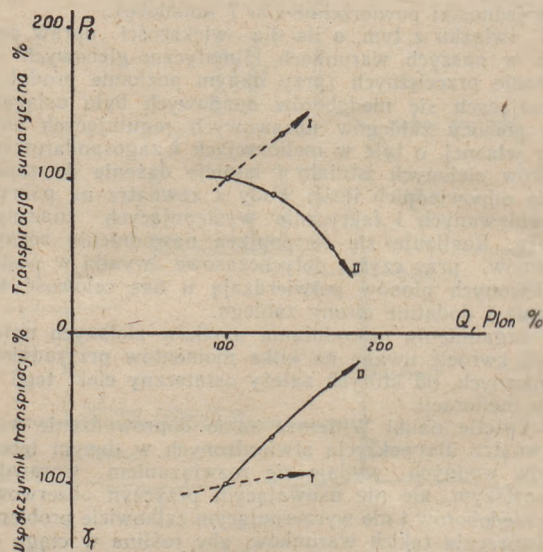
Q — plon, tj. wytworzona w tym czasie masa rośliny — mamy prosty związek:

$$P_t = \gamma_t \cdot Q$$

Doświadczenia wskazują, że ze wzrostem plonu wywołanym np. przez lepsze nawożenie maleje współczynnik transpiracji, przy czym jednak nie możemy uważać współczynnika transpiracji wyłącznie za jednoznacznie określoną funkcję wielkości plonu, lecz traktować go trzeba jako funkcję całego zespołu warunków zewnętrznych i właściwości samej rośliny, od których także zależy, aczkolwiek w innych relacjach, wysokość plonu. Przykładem jest tu chociażby przeciwstawność procesu transpiracji szparkowej i asymilacji: przy zwiększonej transpiracji utrudnione zostaje przenikanie CO_2 do organizmu rośliny.

Jeśli więc zdołamy wywołać silniejsze obniżenie współczynnika transpiracji niż spowodowany celowymi zabiegami wzrost plonu, to transpiracja sumaryczna za okres wegetacji zmaleje. Jest to możliwe oczywiście tylko przy zachowaniu podstawowej zasady Williamsa o konieczności kompleksowego oddziaływania na wszystkie czynniki rozwoju rośliny, a więc w warunkach pozwalających realizować maksymalne plonowanie.

Ilustracją zmniejszenia sumarycznej transpiracji ze wzrostem plonu są prace Wollny'ego (10), z których przytoczymy wyciągi w tab. I, odwzorowane graficznie na rys. 1.



Rys. 1

Doświadczenia Wollny'ego nad różnym przebiegiem transpiracji: I—dla pszenicy, II—dla mieszkanki traw.

W obu doświadczeniach ze wzrostem masy roślinnej malał współczynnik transpiracji, lecz różnie zachował się sumaryczny rozchód wody: w doświadczeniu pierwszym — przy zachowaniu jednakowych wilgotności powietrza wzrostowi masy towarzyszył wzmószony rozchód, w doświadczeniu drugim — przez pokierowanie wilgotnością powietrza otrzymuje się mniejszy rozchód ogólny w miarę zwiększania masy.

TABLICA I.

Doświadczenia Wollny'ego nad transpiracją

Roślina	Rok	Względna wilg. powietrza %	Średnie parowanie dobowe	Plon ziarna i słomy albo suchej masy traw g	Wartości względne		
					Parowanie dobowe	Plon	Współczynnik transpiracji
I, Pszenica.....	1895	68,7	114	30,0	100	100	100
„	1894	69,3	147	40,6	129	135,4	95,4
II, Mieszanka traw..	1896	44,5	249	15,6	100	100	100
„ „ ..	1896	65,2	226	20,1	90,8	128,9	70,5
„ „ ..	1896	83,9	141	26,1	56,6	167,5	33,8

Wychodząc więc z fizjologicznych właściwości rośliny widać, że nie jest konieczne wzmożenie ogólnego rozchodu wody w przypadku zwiększenia produkowanej masy; dobór odpowiednich warunków obniża nie tylko współczynnik transpiracji lecz i transpirację sumaryczną.

Do dyskusji natomiast pozostaje kwestia granicy obniżanej transpiracji, co nie może być traktowane wyłącznie z technicznego punktu oszczędności wody — transpiracja gra doniosłą rolę w formowaniu własnego mikroklimatu w otoczeniu rośliny, jako regulator temperatury itd., a tym samym bierze czynny udział w formowaniu wysokości plonu. Dążenie więc do nadmiernego ograniczenia procesu mogłoby minąć się z celem uzyskania wysokich współczynników użytecznego działania wody.

Sumując rozważania nad transpiracją przeprowadzone pod kątem zadań melioracji należy sądzić, że:

a) Przyjmowanie do obliczeń wodnych (dawki nawodniające) współczynnika transpiracji obranego „a priori” w oderwaniu od przyszłych warunków nawodnianego obiektu, w którym roślina będzie pracować, tym bardziej zaś przyjmowanie współczynnika transpiracji jako pewnej stałej wielkości (np. średniej z doświadczeń gdzie indziej wykonanych) i rozciągnięcie go na inną skalę projektowanego plonu nie będzie słuszne.

b) Potrzebą wodną rośliny nie jest ta ilość wody, jaką w czasie swego rozwoju żywiołowo bez ingerencji człowieka przetranspirowuje, lecz ta, która w kierowanych warunkach wystarczy do najlepszego wyzyskania asymilacyjnych możliwości.

c) Zwiększenie współczynnika użytecznego działania nawodnień wobec tak ujętych potrzeb wodnych rośliny jest zasadniczo możliwe.

* * *

Omówione powyżej zagadnienia transpiracji dotyczyły samej rośliny i aczkolwiek związane z jej masą nie uwzględniały powierzchni gleby przez nią zajmowanej. W melioracjach nawodniających konieczne jest jednak poznanie sumarycznych rozchodów na transpirację i parowanie z jednostki powierzchni pokrytej daną roślinnością uprawną o określonej wysokości plonu, w konkretnych warunkach glebowo-klimatycznych.

Te rozchody w równaniach bilansu wodnego noszą nazwę parowania terenowego i stanowią część strat (hydrologicznych) dają się obliczyć (o ile nie ma w zlewni dopływu i odpływu wglębnego) ze znanej zależności:

Parowanie terenowe = Opad — Odpływ + Zapas wody początkowy — Zapas wody końcowy.

Równanie to właściwie pomija jeszcze dwie pozycje przychodowe: rosę i kondensację pary wodnej w glebie (nie rejestrowane w pomiarach hydrologiczno-meteorologicznych), skutkiem czego tak obliczone parowanie terenowe będzie raczej nieco mniejsze niż rzeczywiste. Z drugiej strony — ponieważ rosy i kondensacja, aczkolwiek ważne dla życia roślin i mikroklimatu, stanowią w naszych warunkach w stosunku do takich składników bilansu jak opad i parowanie pozycję niewielką oraz przedstawiają pewnego rodzaju wielkość stałą niższego rzędu

w danej zlewni, przeło bez większego błędu można by utożsamiać obliczone parowanie terenowe z faktycznym. Nie zwalnia to nas oczywiście od obowiązku dalszych poszukiwań, czy przyjęte uproszczenie jest w pełni uzasadnione, względnie jakim błędem obarczone.

Parowanie terenowe obliczone z równania bilansowego (z obserwacji hydrologicznych w zlewniach, na polatkach doświadczalnych czy też w lysimetrach) składa się z:

- transpiracji roślin,
- parowania opadu bezpośrednio z powierzchni roślin,
- parowanie gleby,
- wody zmagazynowanej w roślinie, co jest ilością stosunkowo nieznaczną, w większości plonów wracającą zresztą po zbiorach do atmosfery (np. suszenie siana).

W każdym razie obserwacje parowania terenowego, o ile podane są dokładnie warunki ich wykonania, mogą być bardzo przydatne dla określenia projektowanych potrzeb i dawek. Trudności są oczywiście niemałe z uwagi na to, że parowanie terenowe stanowi wypadkową wielu składników zależnych w swoisty sposób od warunków zewnętrznych zmiennych, jak np. klimatyczne z roku na rok. Tym niemniej ze specjalnie podjętych doświadczeń uzyskano w wielu krajach dla konkretnych warunków szeregi danych liczbowych pozwalających przy wnikliwym, nie dowolnym, stosowaniu wypośrodkować normy do projektu. Rzecz jasna normy te nie powinny z natury rzeczy pretendować do niezmienności, w miarę rozwoju agrotechniki muszą ulegać rewizji i poprawkom.

Parowanie terenowe odniesione do jednostki plonu nazywają również polowym współczynnikiem transpiracji (1); jest on większy niż współczynnik transpiracji (fizjologiczny), a słuszniej byłoby wprowadzić nazwę „produkcyjny współczynnik parowania terenowego”.

Zajmijmy się teraz analizą produkcyjnego współczynnika parowania i oceną możliwości obniżenia go, tj. tym samym zwiększenia wydajności wody nawodniającej.

Oznaczając przez:

P — parowanie terenowe za okres wegetacji,

P_t — transpirację sumaryczną,

γ_t — współcz. transpiracji,

Q — plon, tj. wytworzoną masę roślinną,

P_o — parowanie bezpośrednie opadu,

P_g — parowanie gleby —

i pomijając wodę zmagazynowaną w roślinności, możemy napisać zależność

$$P = \gamma_t \cdot Q + P_o + P_g$$

Niewątpliwie składniki P_o i P_g są związane z wielkością plonu chociaż w dość skomplikowany sposób. Np. parowanie bezpośrednie rośnie z wielkością plonu, gdyż na większej powierzchni liści zatrzymuje się większa ilość opadu; parowanie gleby przeciwnie — winno by maleć z uwagi na większe zacienienie przy wzmożonym poroście i wytwarzającą się większą wilgotność warstwy przyziemnej powietrza w zwartej pokrywie roślinnej.

W myśl tego uznając P_o i P_g za pewne funkcje plonu, możemy napisać ogólnie

$$P = \gamma \cdot Q$$

gdzie γ będzie produkcyjnym współczynnikiem parowania.

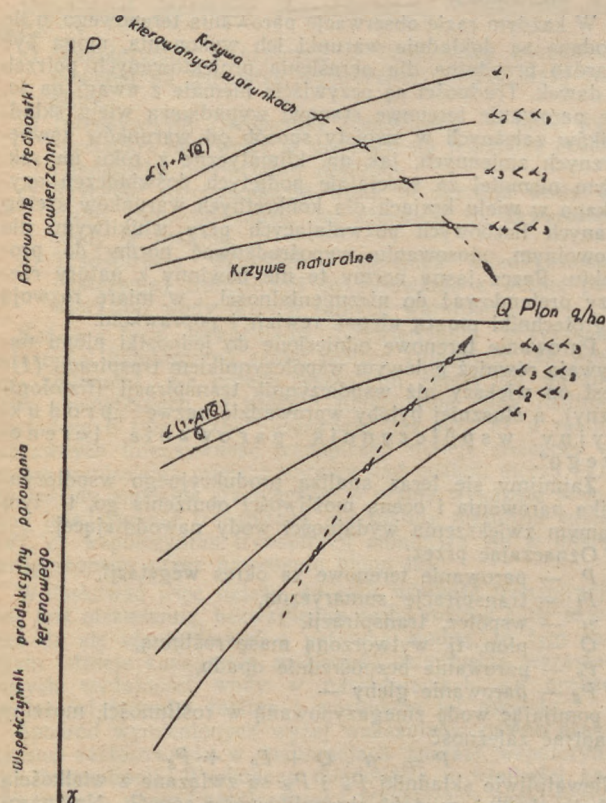
Liczne doświadczenia wskazują, że produkcyjny współczynnik parowania zawsze maleje w miarę wzrostu plonu podobnie jak w samej transpiracji, natomiast parowanie terenowe sumaryczne rośnie wraz z plonem, gdy w doświadczeniu oprócz plonu wszystkie warunki były jednakowe. Wnioskowanie o bezwzględnej konieczności wzmoczonego rozchodu na parowanie terenowe w miarę zwiększenia produkowanej masy nie jest jednak słuszne. Przez dobór warunków, tak jak transpirację sumaryczną, tak i parowanie terenowe, (a więc potrzeby wodne w sensie melioracyjnym) uda się obniżyć. Rzecz jasna, o ile warunkami nie pokierujemy, krzywa parowania będzie rosła z masą, ale praktyka rolnicza od dawna już zwróciła na to uwagę, stosując np. uprawy mające na celu zmniejszenie parowania gleby. Aby bliżej zilustrować zagadnienie, przytoczę dwa przykłady zaczerpnięte z doświadczeń wykonanych w różnych warunkach.

W poprzednich pracach (3) podałem następującą empiryczną formułę na parowanie z powierzchni łąki na torfowiskach zmeliorowanych

$$P = \alpha (1 + A \sqrt{Q})$$

gdzie α — współczynnik zależny od wilgotności powietrza i wilgotności gleby, A — współczynnik liczbowy zależny od rodzaju roślinności, Q — plon masy roślinnej.

Odwzorowanie tej formuły (rys. 2.) daje rodzinę krzywych rosnących, świadczących o tym, że przy $\alpha = \text{constans}$, rzeczywiście parowanie rośnie z masą, aczkolwiek samo tempo wzrostu maleje. O ile natomiast będziemy jednocześnie ze wzrostem plonu zmieniać α (np. przez zmniejszenie wilgotności gleby, zmniejszenie niedosytu wilg. powietrza), to uzyskamy nową krzywą malejącą, trajektorię danego pęku, która odzwierciedla przebieg parowania terenowego, możliwy do osiągnięcia w kierowanych warunkach.



Rys. 2.

Wpływ warunków zewnętrznych na parowanie terenowe i współczynnik parowania

Zadaniem doświadczalnictwa jest poznanie funkcjonalnych zależności parowania od różnych warunków, aby przez technikę melioracyjną i agrotechnikę realizować na danym obiekcie malejącą trajektorię rozchodów.

Do tychże wniosków dochodzi Szaumian (7), stosując zresztą odmienną metodę. Daje on mianowicie następujący wzór w przypadku niskiego poziomu wód gruntowych

$$T = \frac{100 H (a - r)}{K \cdot t}$$

gdzie:

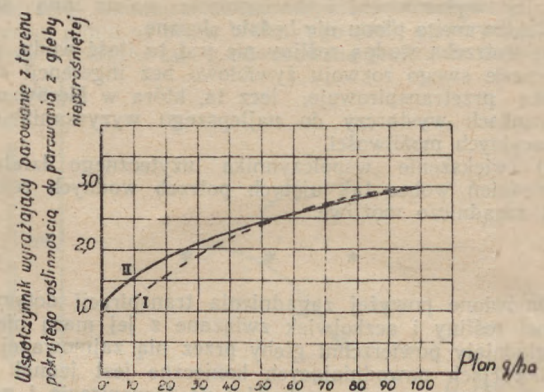
- T — czas w dobach, w ciągu którego wyparowuje z gleby i poprzez rośliny woda do minimalnej dopuszczalnej wartości wilgotności gruntu,
 H — grubość warstwy w metrach, nasyconej wodą w trakcie nawodnienia,
 a — max. dopuszczalna wilgotność gleby w %, osiągnięta po nawodnieniu,
 r — min. dopuszczalna wilgotność gleby w %,
 t — średnia dobową temperatura powietrza w $^{\circ}\text{C}$,
 K — współczynnik zależny od rośliny i wysokości jej plonu..

Dla bawelny np. współczynnik K kształtuje się wg doświadczeń radzieckich przodowników rolnictwa jak niżej:

Plon q/ha	K
10	1,20
20	1,50
30	1,80
40	2,10
50	2,35
60	2,55
70	2,70
80	2,85
90	2,95
100	3,00

Współczynnik ten wzrasta wolniej niż plon, a Szaumian słusznie przypuszcza, że dzięki odpowiedniej agrotechnice można wzrost jego jeszcze bardziej ograniczyć lub nawet doprowadzić do zmniejszania. Współczynnik K Szaumiana w zasadzie winien być podobnie interpretowany jak wyrażenie $1 + A \sqrt{Q}$, wprowadzone w naszą empiryczną formułę dla parowania łąk torfowych.

W doświadczeniach wyżej cytowanych (3) uzyskałem średnią liczbową wartość $A = 0,2$ (w obrębie dekady, $T = 10$ dni), odpowiadającą roślinności łąkowej, przy czym Q wyrażało się przez plon siana w q/ha.



Rys. 3.

Zależność parowania terenowego od wielkości plonu

I — Współczynnik K wg Szaumiana dla bawelny

II — Współczynnik $1 + A \sqrt{Q}$ wg autora dla łąk

Zestawiając na wspólnym wykresie (rys. 3) wartości dla bawelny i dla łąk biorąc pod uwagę ogromną różnicę własności roślin i środowisk obu doświadczeń (bawelna — Sr. Azja, łąki — torfowiska klimatu umiarkowanego), widzimy podobny przebieg zależności wzrostu parowania od produkowanej masy. Dodając rozumowania dotyczące rys. 2. dowodziłoby to raz jeszcze możliwości uzyskania nie tylko mniejszego produkcyjnego współczynnika parowania, lecz i parowania sumarycznego pomimo większych plonów.

Podobnie, jak przy rozwoju ograniczenia transpiracji jako takiej, nie należy wyrażać daleko idących postulatów co do ograniczenia sumarycznego parowania tereno-

wego, które jest ważnym składnikiem formującym klimat lokalny i obieg wewnętrzny wody. Celowym natomiast będzie każde dążenie do zmniejszenia produkcyjnego współczynnika parowania. Realizować zmianę warunków uda się kompleksowymi zabiegami, np. przez pasy wiatrochronne regulować wilgotność powietrza i siłę wiatru, przez ugrawny i wytworzenie struktury gleby ograniczać parowanie gleby itd., co najpełniej uogólnione jest w systemie Dokuczajewa — Wiliamsa, a realizowane obecnie w praktyce na dużych obszarach Związku Radzieckiego.

Sumując przeanalizowane wyżej zagadnienie parowania terenowego należy uznać, że produkcyjny współczynnik parowania terenowego, określony doświadczalnie w warunkach odpowiadających przyszłemu gospodarowaniu na nawodnianym obiekcie, może reprezentować potrzeby wodne, których pokrycie melioracją ma zabezpieczyć. Współczynnik ten nie jest stały, lecz podatny w dużym stopniu na regulację i będzie malał z podnoszeniem się poziomu agrotechniki, pozwalając w ten sposób na wydajniejsze zużycie wody a nawet w miarę potrzeby i zmniejszenie rozchodu sumarycznego.

*

* *

W trakcie projektowania melioracji, a także gospodarowania na obiekcie nawodnianym, operuje się pojęciem dawek (np. dawka pełna okresowa, dawka polewowa brutto itd.), tj. ilościami wody doprowadzanej na jednostkę powierzchni (m^3/ha , mm) w ciągu pewnego okresu czasu. Ponieważ dawki, jakkolwiek związane są z właściwościami danego systemu nawodniającego, powinny w pierwszym rzędzie opierać się o potrzeby wodne roślinności, musimy z kolei zająć się omówieniem wzajemnych stosunków między dawkami a rzeczywistymi potrzebami wodnymi. Jest to niezbędne tym bardziej, że w praktyce często zachodzi tendencja do utożsamiania obserwowanych na innych obiektach ilości zużywanej wody z potrzebami wodnymi i posilkowania się nimi jako normami w nowych projektach. W rezultacie bezpośredniego przenoszenia z obiektu na obiekt tego typu danych jak dawki lub dopływy sekundowe (w których zsumowane są i rozchody pożyteczne i różne straty) spotyka się rozbieżności między ilością wody rzeczywiście potrzebną i mogącą pożytecznie być przez roślinność przerobioną, a ilością wody pobraną ze źródła lub doprowadzoną na obiekt.

Pełna dawka okresowa netto składa się z kilku dawek polewowych netto ($D_n = \sum d_n$) i może być ustalona na drodze preeliminowania bilansu wodnego określonej warstwy gruntu na nawodnianym polu wg równania:

$$D_n = P - (1 - \delta) N - (W_1 - W_0)$$

gdzie:

- D_n — pełna dawka netto w okresie nawodnień,
- P — parowanie terenowe przewidywane w danych warunkach produkcji przy określonym plonie, tj. odpowiadające potrzebom wodnym i w myśl poprzedniego podatne na regulację,
- δ — współczynnik odpływu poza czynną dla roślin warstwę gruntu,
- N — opad za dany okres,
- W_1 — zapas wody w czynnej warstwie gruntu, na początku okresu obliczeniowego,
- W_0 — minimalny dopuszczalny zapas wody w tejże warstwie.

Równanie to obejmuje jedynie nawodnienia związające, przy wyzyskaniu nawozowej siły wody kryteria będą oczywiście inne.

W strefach wybitnie suchych, gdzie opady i zapasy pozimowe w gruncie są minimalne, zazwyczaj wymagana jest zależność: $D_n \cong P$. W naszym klimacie D_n jest na ogół mniejsze od P i stanowi niejako tylko uzupełnienie opadów.

Doprowadzenie obliczonej pełnej dawki netto na każdy punkt nawodnianego pola osiąga się przeważnie przez podział jej na dawki polewowe, realizowane przy pomocy stosownych urządzeń doprowadzających i rozprowadzających. Zależnie od ilości dawek, typu urządzeń, sposobu technicznego ich wykonania i eksploatacji oraz agrotechniki uzyskanie w poszczególnym punkcie terenu niezbędnej dawki D_n pociąga za sobą konieczność poboru ze źródła wody ilości większych od D_n , czyli tzw. dawki brutto D_{br} . Z dawki brutto pokrywane są w przebiegu nawodnienia liczne straty na doprowadzalnikach, sieci rozdzielczej, przesiąki w głąb gleby, zrzuty wody itd.

Jeżeli dawki pełne D_n i polewowe d_n dobrane są

trafnie z uwzględnieniem postulatów poprzedniego rozdziału i odpowiadają pojęciu dawki użytecznej (Skotnicki — 6), tj. „ilości wody istotnie spożytej przez rośliny (w sposób dla danych warunków najwydajniejszy — przyp. autora) lub w jakikolwiek sposób wpływającej na rozwój kultur irygowanych”, to stosunek $\eta = \frac{D_n}{D_{br}}$ słu-

nie można nazwać rzeczywistym współczynnikiem użytecznego działania nawodnienia na danym obiekcie.

Na ogół jednak w literaturze technicznej pod współczynnikiem użytecznym nawodnienia pojmują raczej stosunek dawki polewowej netto (d_n , nazywanej także dawką użyteczną), tj. stosunek ilości wody wchłoniętej przez glebę i zmagazynowanej w czynnej warstwie gleby (a przez to potencjalnie dostępnej dla dalszego wykorzystania przez rośliny) do dawki polewowej brutto (d_{br}), tj. do ilości wody pobranej na kwaterę w czasie trwania jednego polewu z wylotu doprowadzalnika. Osobno ponadto określa się straty na doprowadzalnikach i dla nich oblicza się współczynnik użytecznego działania w oparciu o przepływy sekundowe. Takie wyodrębnienie, o ile jeszcze może charakteryzować sprawność samych urządzeń, to zbyt wąsko pogląd na faktyczną gospodarkę wodną w nawodnianym obiekcie, gdyż nie mówi o wydajności wprowadzanej dawki w stosunku do osiągniętych plonów, co uwarunkowane jest przecież całym zespołem urządzeń technicznych i rolniczym użytkowaniem terenu.

Gdybyśmy się oparli wyłącznie na technicznych współczynnikach użytecznego działania (jak je nazywa Kostiałow — 2), moglibyśmy z rachunku otrzymać stosunkowo wysokie wskaźniki pomimo niskich wydajności produkcji rolniczej i wyprowadzać stąd mylne sądy o działaniu doprowadzanej wody.

Dlatego też prawidłowszym będzie wg Szaumiana (7) wyrazić współczynnik użytecznego działania stosunkiem ilości wody użytecznie wyrozchodowanej na produkcję masy roślinnej do ogólnej ilości wody pobranej ze źródła w okresie nawodnień.

Współczynnik ten jest iloczynem trzech cząstkowych współczynników:

$$\eta = \eta_d \cdot \eta_r \cdot \eta_k$$

gdzie:

- η_d — współczynnik użytecznego działania sieci doprowadzającej (tj. z uwzględnieniem straty na przesiąki w doprowadzalnikach),
- η_r — współczynnik użytecznego działania sieci rozdzielczej (jak wyżej),
- η_k — współczynnik użytecznego działania na kwaterze nawodnianej, uwzględniający wszelkie straty nieprodukcyjne (parowanie gruntu, zrzuty itd.), a więc będący właśnie stosunkiem potrzeb wodnych do dawek brutto pobranych z doprowadzalnika na kwaterę.

Wymienione współczynniki winny być wyrażone przez stosunki objętościowe odniesione do całego okresu nawodnień, a nie przez stosunki dopływów sekundowych.

Pomijając szczegółową dyskusję co do cząstkowych współczynników wypada stwierdzić, że przy pomocy tej metody możemy porównać faktyczne czy też preliminowane rozchody z potrzebami wodnymi w ściślejszym znaczeniu, które omówiono w rozdziałach poprzednich.

W ten sposób można też wykryć, które części systemu nawodniającego mają decydujące straty i odpowiednio podjąć zabiegi dla podwyższenia współczynnika ogólnego η .

Wtedy dopiero po analizie η na określonym obiekcie można przenosić dawki tam obserwowane na inne obiekty.

W zakresie powiększenia użytecznego współczynnika nawodnień (w rozumieniu wyżej przedstawionym) możliwości są olbrzymie, co ilustruje przykład (Tab. II) zaczerpnięty z pracy Szaumiana (7).

TABLICA II

Wpływ agrotechniki na oszczędne zużycie wody (wg Szaumiana)

Obszar nawodniany	Dawka pełna brutto m^3	Plon bawelny q/ha	Rozchód wody w stos. do 1 q bawelny w m^3
1. Kołchoz Berłysuk . . .	6000	10	600
2. „ Kzył Guč . . .	4080	34	120
3. Brygada Rachmatowa . .	9180	102	90

W obszarze 2 i 3 dzięki wysokiej agrotechnice rozchód wody na jednostkę plonu wybitnie zmalał, a w obszarze 2 nawet sumaryczny rozchód był mniejszy przy zwiększonym plonie.

Podobny wzrost produktywności wody wykazują doświadczenia w Ak-Kawak (5), gdzie dzięki polepszeniu agrotechniki plony wzrosły 4 razy, ogólne zużycie wody tylko 1,5 raza, a współczynnik transpiracji zmalał trzykrotnie (Tab. III).

TABLICA III

Produkcyjność wyrochodowanej wody na polu z bawełną w zależności od poziomu agrotechniki (wg Ryzowa).

Rok	Powierzchnia zasiewu ha	Głębokość orki cm	Nawożenie kg/ha		Średnia ilość dawek polewowych	Dawka pełna m ³ /ha	Plon q/ha	Współczynnik transpiracji
			N	P ₂ O ₅				
1926	33,3	11	30	15	4,4	4400	11,0	1651
28	30,5	13	26	21	5,0	5000	14,9	1278
30	42,5	15	5	2	5,0	5360	15,7	1252
32	71,4	18	39	27	5,8	5800	15,3	1404
35	50,3	20	55	55	7,7	6160	21,5	947
36	48,4	21	159	164	9,0	7200	37,5	736
37	33,0	24	229	250	9,1	7280	40,2	723
38	35,6	26	119	176	8,8	7920	39,4	694
39	37,0	28	151	180	8,4	7560	43,6	602
1940	—	—	—	—	—	7290	44,6	620

Przytoczone liczby ilustrują wprawdzie zagadnienie wydajnego zużycia wody w wybitnie suchych obszarach Sr. Azji o zdolności ewaporacyjnej powietrza rzędu 1000 mm/rocznie, lecz wnioski dają się uogólniać i rozszerzać na inne tereny.

W warunkach naszych sprawa oszczędnego gospodarowania wodą przy nawodnieniach nabiera również znaczenia, w miarę intensyfikacji rolnictwa i rozbudowy melioracji łąk, a lokalnie np. w dorzeczu Bzury i Neru już teraz występuje w całej ostrości. Rozważania zaś przeprowadzone nad transpiracją, parowaniem terenowym i dawkami wskazują na realność opanowania rozchodów wody.

Skuteczne rozwiązanie (a więc zmniejszenie dawek brutto), obok poznania i usuwania strat w urządzeniach technicznych, wymaga przede wszystkim zorientowania się w rzeczywistych potrzebach wodnych — czyli ustalenia wyjściowych danych wystarczających dawek netto.

Dopiero znając potrzeby wodne możemy krytycznie posługiwać się oznaczonymi doświadczalnie dawkami na obiektach zmeliorowanych i wprowadzać je jako wzorce do nowych projektów.

CZĘŚĆ II.

PAROWANIE Z POWIERZCHNI ŁĄK NA MADACH GŁĘBOKICH

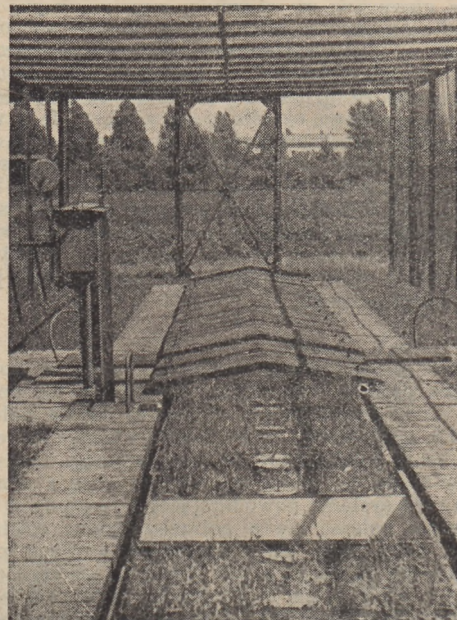
Materiały odnoszące się do potrzeb wodnych łąk na glebach torfowych przedstawiono w wymienionych już wyżej pracach (3 cz. I. i II.), przedmiotem zaś badań opisanych w niniejszej publikacji jest parowanie z powierzchni łąk na madach, glebach równie ważnych w produkcji łąkowej jak torfy.

Prace doświadczalne (1947—1949) wykonano w lysimetrach Wydziału Melioracyjnego P.I.N.G.W. w Bydgoszczy¹⁾. Lysimetry te w postaci żelaznych zbiorników o wymiarach 1 × 1 × 1,5 m (8 sztuk i deszczomierz), zmontowanych na wózkach, mieszczą się w murowanym kanale zaopatrzonym w tor i wagę pomostową o nośności 3000 kg. Urządzenia zostały w 1945/46 r. całkowicie odbudowane (zniszczenia wojenne na skutek zamiany lysimetrow na schron sięgały 50%) oraz przystosowane do utrzymywania żądanych poziomów wody gruntowej i do

przewodzenia pomiarów bilansowych określonych równaniem:

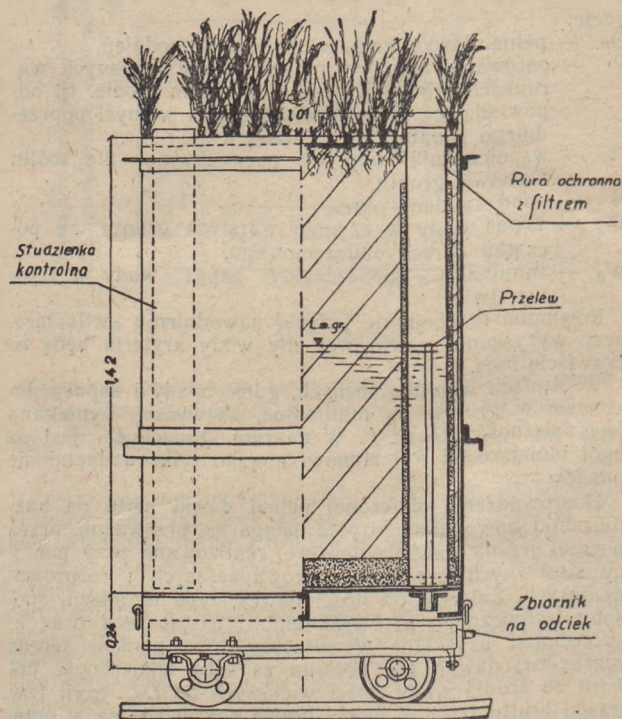
Parowanie = Opad + woda dolana — odciek + ciężar początkowy — ciężar końcowy.

Widok ogólny urządzeń i schematyczny przekrój lysimetru podano na rys. 4 i 5



Rys. 4
Widok ogólny lysymetrów.

W 1946 r. załadowano lysimetry madą wiślaną z Łęgnowa koło Bydgoszczy. Własności fizyczne zestawione w tab. IV i V wskazują, że jest to mada ciężka o dużej zawartości części spławialnych. W warunkach zalegania nie podlegała ona zalewom rzeczny od lat kilkunastu (obwałowanie Wisły), natomiast wiosną stagnowały często na powierzchni wody własne, a poziom wód gruntowych bywał zmienny w ciągu roku, opadając do 1—1,2m.



Rys. 5.
Schematyczny przekrój lysimetru.

¹⁾ Obecnie Dział Gospodarki Wodnej I.U.N.G. Bydgoszcz.

Tablica IV.
Skład mechaniczny mady z Łęgnowa

L.p. warstwy	Poziom w cm od powierzchni	Wagowy % frakcji				
		>1	1-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	<0,01
1	0-6	0,2	5,2	4,9	25,5	64,2
2	6-25	0,2	2,9	4,3	21,7	70,9
3	25-30	0,1	0,6	19,4	44,4	35,5
4	30-52	0,2	0,3	2,3	33,4	63,8
5	52-54	0,2	0,2	9,6	49,7	40,3
6	54-66	0,0	0,4	3,2	31,7	64,7
7	66-69	0,3	0,5	6,5	32,5	60,2
8	69-90	0,0	2,1	5,6	32,5	59,8
9	90-95	0,0	11,0	33,9	28,4	26,7
10	95-120	0,0	2,4	6,6	32,9	58,1
11	120-138	0,0	6,3	5,4	30,4	57,9
12	138-152	0,0	0,6	1,3	13,9	84,2
Średni dla warstwy 0-152		0,1	2,5	5,9	29,5	62,0

Profil glebowy do głębokości około 1,4 m posiada dość wyrównany ciężar objętościowy (1,225-1,416 kg suchej masy w 1 dcm³ gleby); dopiero poniżej znajduje się silnie uwodniona i próchnicza warstwa o małym ciężarze objętościowym (0,750) a dużej porowatości (69%).

Osobnego omówienia wymaga metoda załadowania lysimetrów glebą. Z uwagi na samą konstrukcję i brak specjalnych urządzeń nie udało się przenieść gleby w postaci monolitów i ładowano ją warstwami, przewidując zresztą ewentualne zniekształcenia własności fizycznych.

Tablica V.
Własności fizyczne mady z Łęgnowa

L.p. warstwy	Poziom w cm od powierzchni	Ciężar właściwy tworząca gleby	Ciężar objętościowy suchej masy w 1 dcm ³ gleby kg	Objętość masy gleby %	Porowatość %
2	6-16	2,605	1,225	47,0	53,0
3/4	25-35	2,665	1,338	50,4	49,6
4	38-48	2,715	1,262	46,5	53,5
5/6	52-62	2,680	1,285	47,9	52,1
7/8	66-76	2,705	1,245	46,0	54,0
9	87-97	2,665	1,416	53,1	46,9
10	106-116	2,690	1,340	49,8	50,2
11	120-130	2,700	1,318	48,8	51,2
12	138-148	2,445	0,750	30,7	69,3
Średni dla warstwy 0-148 cm		2,655	1,255	47,2	52,8

Na profilu gleby w odkrywcę wyodrębniono 12 makrowarstw, które umieszczono w lysimetach we właściwym porządku, doprowadzając przez ubijanie do grubości istniejącej w naturze.

Dla zorientowania się w zmianach własności fizycznych wytworzonego w lysimetrze nowego profilu, wykonano badania na monolitach o przekroju 1 dcm² i wysokości 1,5 m. Jeden z nich pobrany został z odkrywki, a więc był to monolit naturalny, drugi — sztuczny pobrano z materiału glebowego ułożonego w specjalnej skrzyni w ten sam sposób w jaki ładowano go do lysimetrów.

Wyniki badań, których metoda polegała na ważeniu całych monolitów (pomieszczonych w stosownych formach i zbiorniku, rys. 6), a poddanych nasycaniu wodą, następnie odciekaniu, zestawiono w tab. VI i na rys. 7.

Pod względem objętości gleby, ciężaru objętościowego, kapilarnej pojemności wodnej i porowatości, różnice między monolitem sztucznym a naturalnym nie przekraczają 2%. Pojemność wodna pełna, oznaczona dla stanu całkowitego nasycenia zanurzonych w wodzie monolitów, różniła się nieco wyraźniej, przy czym w obu monolitach była wyższa od porowatości. Objasnić można to zwiększeniem się objętości monolitu w trakcie nasycania (pęcznienie); zjawisko takie zachodzi w madach również w na-

turze, oczywiście w stopniu mniejszym, wobec niemożności bocznego rozszerzania się materiału, co miało miejsce w naszym doświadczeniu.

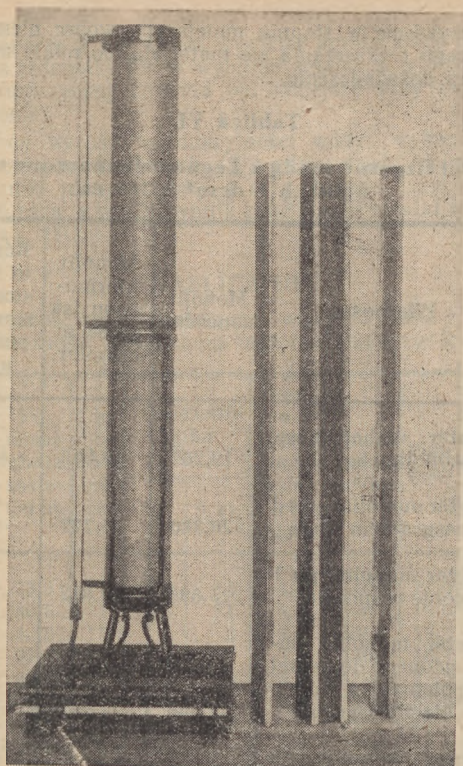
Tablica VI.

Własności fizyczne mady z Łęgnowa oznaczone w monolitach 1 dcm² × 150 cm

Lp.	Własności	Monolit naturalny	Monolit uformowany jak gleba w lysimetr.	Różnice w % w stos. do monolitu naturalnego
1	Ciężar suchej masy monolitu kg . . .	19,287	19,665	+1,95
2	Ciężar monolitu przed nasycaniem wodą	26,380	25,777	-2,29
3	Ciężar monolitu po 1 dobie nasycania .	26,895	26,612	-1,05
4	Ciężar monolitu nasyczonego do pełnej pojemności po 76 dniach nasycania .	27,660	27,452	-0,76
5	Ciężar monolitu po odcieku, tj. przy pojemności kapilarnej połowej, po 65 dniach od chwili obniżenia lustra wody gruntowej .	26,665	26,892	+0,85
6	Odciek litrów w ciągu 65 dni	0,995	0,660	-33,6
7	Ciężar objętościowy suchej masy w 1 dcm ³ gleby . . .	1,286	1,311	+1,95
8	Objętość masy gleby przy $\gamma = 2,655$ w %	48,5	49,4	+1,86
9	Porowatość w % objętości	51,5	50,6	-1,75
10	Pojemność wodna kapil. w % objętości przy stanie p. 5 .	49,1	48,2	-1,83
11	Pojemność wodna pełna w % obj. przy stanie p. 4 . .	55,9	51,9	-7,16
12	Objętość powietrza przy poj. wodnej kapilarnej	2,4	2,4	0,0

O ile własności obu monolitów, dotyczące się ilości zatrzymywanej wody, możemy uznać za prawie identyczne, o tyle naruszenie naturalnej struktury wywołało większe zmiany w prędkości krążenia wody. Mianowicie przeciętny współczynnik przepuszczalności (średni z 12 warstw) wyniósł dla gleby w stanie naturalnym 150×10^{-6} cm/sek, a dla gleby załadowanej 3×10^{-6} cm/sek, przy czym różnice wystąpiły głównie w warstwach 0-1 m, tj. tych, które w układzie naturalnym znajdowały się w sferze wahań wody gruntowej, a więc przewietrzania i zasięgu korzeni, wobec czego posiadały pewną strukturę, zniszczoną następnie przez ładowanie w monolite sztucznym.

Również nasycanie i odciekanie (rys. 7) monolitu sztucznego zachodzi mniej intensywnie, jakkolwiek rozbieżności nie są tak duże jak w przepuszczalności, odciekanie bowiem obserwowane podczas opuszczania wody od 0 do 150 cm wyniosło przeciętnie dla monolitu naturalnego 1,02, dla sztucznego zaś 0,67 (cm³/dobę z 1 dcm³ gleby).



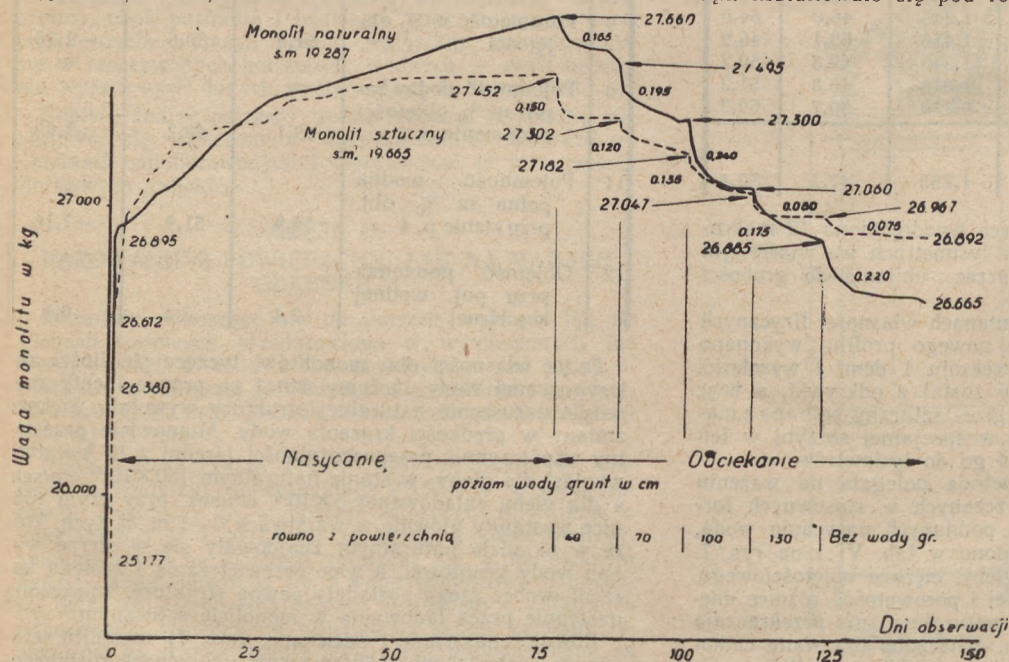
Rys. 6.

Aparatura do badań zdolności ociekania monolitów.

Biorąc pod uwagę, że gleba załadowana do lysymetrów w miarę upływu czasu raczej polepszy swe zdolności przepuszczania wody, a to wskutek przerośnięcia ponownego korzeniami, działania przesiąkającej wody opadowej oraz pęcznienia i wysychania masy, wolno sądzić, iż pomimo pewnych zniekształceń nie zmieniono własności załadowanej masy tak radykalnie, aby nie można było przyjąć nowej gleby za głębę reprezentującą grupę mad ciężkich.

Wnioski więc wysnute z dalszych doświadczeń powinny być słuszne dla głębokich mad ciężkich, charakteryzujących się następującymi własnościami:

Skład mechaniczny — 60% frakcji < 0,01 mm,
90% frakcji > 0,05 mm.



Rys. 7.

Krzywe nasycania i ociekania
Mada z nad Wisły, Łęgnowo. (wymiar monolitu
150 x 10 cm).

Ciężar objętościowy — 1,3 kg suchej masy w dm^3 .

Ciężar właściwy — 2,665

Porowatość — 50%

Kapilarna pojemność wodna — 48% od objętości.

Współczynnik przepuszczalności — $n \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec}$.

Zdolność ociekania gleby uprzednio w pełni nasyczonej — 1 $\text{cm}^3/\text{dobę}$ z 1 dm^3 gleby.

Pokrywą roślinną lysymetrów stanowiła wysiana wiosną 1947 r. mieszanka traw o składzie: kostrzewa łąkowa, kupkówka, wyczyniec łąkowy, tymotka, rajgras francuski, stokłosa bezostna, kostrzewa czerwona, rajgras włoski, rajgras angielski, koniczyna czerwona, koniczyna biała.

Nawożenie coroczne stosowano dość obficie:

N — 50 kg/ha, P_2O_5 — 50 kg/ha, K_2O — 100 kg/ha.

W okresie wegetacji (kwiecień—październik) utrzymywano w lysymetrach 4 kombinacje poziomów wody gruntowej przy pomocy przelewów osadzonych na następujących głębokościach pod powierzchnią terenu:

Lysimetr 1—2	40 cm
" 3—4	70 "
" 5—6	100 "
" 7—8	130 "

Faktycznie obserwowane poziomy wody wahały się w granicach do 10 cm poniżej ustalonego przelewu, zwłaszcza w miesiącach wzmożonego parowania.

W miesiącach zimowych wodę z lysymetrów całkowicie spuszczano z wyjątkiem łagodnej zimy. 1949/1950. Uzupełnianie wyparowanej wody odbywało się codziennie (2—3-krotne dolewanie wody na miarę do krawędzi przelewu); ważono lysymetry raz na dekadę.

Realizowana gospodarka wodna odpowiadała w zasadzie potrzebom łąk, a więc zapewniono odprowadzenie wód zimą, a podtrzymywanie wilgoci latem, przy czym wobec wahań zw. wody gruntowej i wilgotności warstw nadwodnych spełniony był postulat niestagnowania wody w glebie. Obserwacje meteorologiczne (temp. powietrza, wilgotność) prowadzono w klatce obok lysymetrów; niektóre elementy jak osłonecznienie, ciśnienie, wiatr przyjęto wg stacji meteorologicznej oddalonej o 75 m od urządzeń. Wyniki pomiarów parowania, czynników klimatycznych, wielkości i jakości plonów zestawiono w odpowiednich tablicach²⁾.

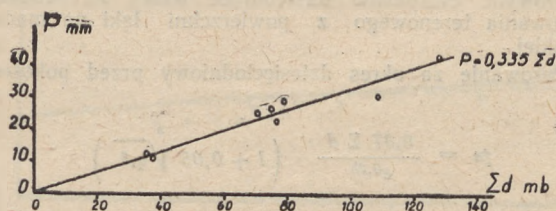
W doświadczeniu niniejszym parowanie z powierzchni łąki kształtowało się pod równoczesnym wpływem masy roślinnej, poziomu wody gruntowej (wilg. gruntu) i czynników meteorologicznych. Ponieważ liczby pomierzone są wypadkową działania wielu zmiennych, należy dla możliwości przedyskutowania wyników uporządkować materiał w sposób porównywalny.

W pierwszym rzędzie zbadano wpływ poziomu wody gruntowej na parowanie z powierzchni darniny. Do obliczeń wybrano pomiary z dekad przed pełnym ruszeniem wegetacji i po zbiorach pokosów, a więc przy nikłej masie porostu.

Jako wskaźnika parowania użyto niedosytu wilgotności powietrza, który nie będąc wielkością nie-

²⁾ Materiały te znajdują się w Instytucie Upraw, Nawożenia i Gleboznawstwa w Bydgoszczy, w archiwum Działu Gospodarki Wodnej.

zależną od innych elementów meteorologicznych, w sposób dla praktyki dostatecznie ściśle reprezentuje zdolności ewaporacyjne atmosfery.



Rys. 8.

Zależność parowania z powierzchni zadarnionych od sumy niedosytów wilgotności powietrza. Poziom wody grunt. 0,43 m.

Graficzne odwzorowanie (rys. 8) zależności zachodzących w obrębie dekady między parowaniem (p w mm) a sumą średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza (Σd w mb) pozwoliło stwierdzić, że w każdej kombinacji lysimetrów występuje relacja:

$$p = \alpha \cdot \Sigma d$$

gdzie współczynnik α zależy od poziomów wody gruntowej w sposób następujący:

Lysimetr Nr	Poziom wody gruntowej ob-serwowany h — metrów	Współczynnik obliczony
1—2	0,43	0,335
3—4	0,72	0,326
5—6	1,01	0,300
7—8	1,31	0,280

Nanosząc obliczone wartości α przy odpowiadających poziomach wody na wykres (rys. 9), związano je zależnością:

$$\alpha = \frac{0,37}{e^{0,2h}}$$

gdzie e — podstawa log. naturalnych,

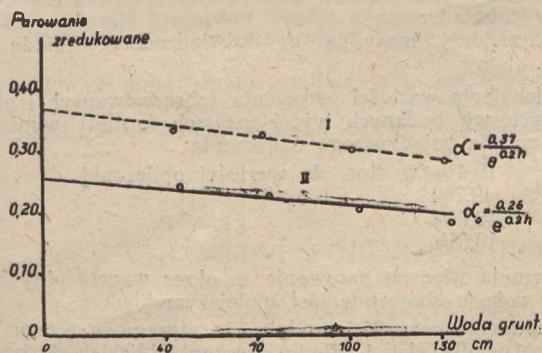
h — odległość wody gruntowej w m.

Na tymże wykresie (rys. 9) przedstawiono współczynnik dla parowania z powierzchni zoranej, który wg obserwacji wyniósł:

$$\alpha_0 = \frac{0,26}{e^{0,2h}}$$

Straty na parowanie były więc w tym wypadku około 30% mniejsze, co należy przypisać przerzucaniu podciągania wody z warstw głębszych do powierzchni parującej.

Współczynnik $\alpha = \frac{p}{\Sigma d}$ możemy nazwać parowaniem zredukowanym (na jednostkę niedosytu), a jego liczbowe wartości wyrównane wg formuł zestawiono w tab. VIII.



Rys. 9.

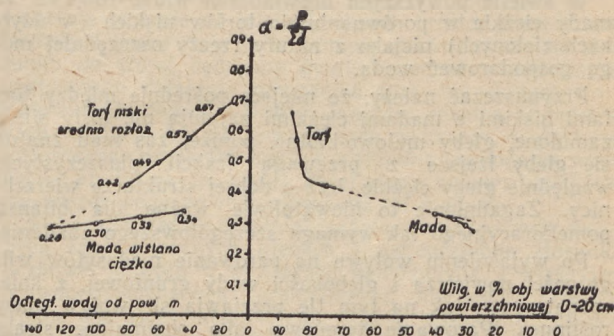
Zależność parowania zredukowanego (na jednostkę niedosytu) od poziomu wody gruntowej. I. — powierzchnia zadarniona, II. — powierzchnia zorana.

Na wykresie (rys. 10 lewa strona) naniesiono (w funkcji odległości od wody gruntowej) obok parowania (zredukowanego) z powierzchni darniny na madał, także współczynnik otrzymany z dawniejszych doświadczeń nad torfami niskimi (3).

Tablica VII.

Parowanie zredukowane ($\alpha = \frac{p}{\Sigma d}$) powierzchni lysimetrów napełnionych madał.

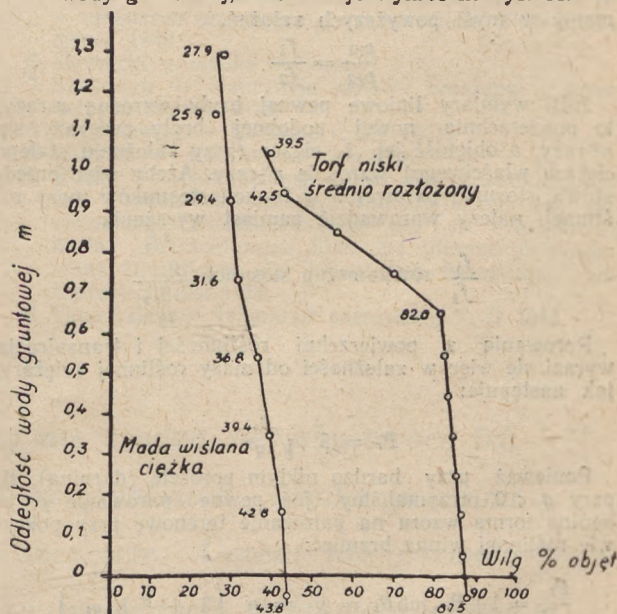
Głębokość wody gruntowej w m	Darnina α	Zorane α_0
0,40	0,342	0,240
0,50	0,335	0,235
0,60	0,328	0,231
0,70	0,321	0,226
0,80	0,315	0,222
0,90	0,309	0,217
1,00	0,303	0,213
1,10	0,297	0,209
1,20	0,291	0,205
1,30	0,286	0,201



Rys. 10.

Parowanie z powierzchni zadarnionej torfu i mady przy różnych poziomach wody gruntowej.

Jak widać, przy jednakowych niedosytach wilgotności powietrza i odległościach wody gruntowej od terenu, parowanie z powierzchni zadarnionej jest na madał mniej zróżnicowane i mniej intensywne niż na torfach, przy czym rozbieżności zanikają dopiero przy głębokim zwierciadle wody. Zjawisko to objaśnia się różnym w tych glebach rozkładem wilgotności ponad zwierciadłem wody gruntowej, co ilustruje wykres na rys. 11.



Rys. 11

Rozkład wilgotności w glebie ponad zwierciadłem wody gruntowej.

Z wykresu tego można odczytać zawartości wody w dowolnej warstwie zależnie od jej położenia nad zwierciadłem wody gruntowej. Nanosząc na prawej stro-

nie wykresu na rys. 10 pary liczb — parowanie i wilgotność warstwy wierzchniej (odpowiadająca obserwowanemu poziomowi wody gruntowej), widzimy, że wielkość parowania z powierzchni zadarnionej torfu i mady (wyrażone w funkcji wilgotności warstwy wierzchniej) znalazły się na wspólnej krzywej. Punkty dotyczące torfu niskiego układają się w górnej gałęzi, a punkty odnoszące się do mady — w gałęzi dolnej, stosownie do występujących wilgotności warstwy wierzchniej tych gleb.

Ponieważ na łąkach torfowych będziemy się starali utrzymywać stosunkowo wysoką zawartość wody w warstwach wierzchnich (wobec istnienia w torfach dużych ilości wody niedostępnej dla roślin), musimy się liczyć jednocześnie ze zwiększonym parowaniem, przynajmniej przy poziomach wody gruntowej do 1 m, tj. w obrębie intensywnego podsiąkania.

Jedynie drogą przemiany struktury wierzchniej warstwy torfowiska w kierunku zwiększenia ilości wody dostępnej dla roślin (w stosunku do zawartości ogólnej) zdołamy bez szkody obniżyć wymaganą wysoką zawartość ogólną wody w tej glebie, a przez to zmniejszy rozchód na parowanie.

W świetle powyższych doświadczeń widać również, że mady ciężkie w porównaniu do torfów niskich (w użytkach zielonych) niejako z natury, rzeczy oszczędniej mogą gospodarować wodą.

Przypuszczać należy, że miejsce pośrednie między torfami niskimi a madami ciężkimi zajmują np. torfy silnie zamulone, gleby mułowo-błotne, poniżej zaś mad znajdują się gleby lżejsze z przewagą frakcji piaszczystych, względnie gleby ciężkie, lecz o dobrej strukturze wierzchniej. Zagadnienie to niewątpliwie ważne dla bilansu pomelioracyjnego łąk wymaga szczegółowszego zbadania.

Po wyjaśnieniu wpływu na parowanie niedosytów wilgotności powietrza i głębokości wody gruntowej, z kolei rozpatrzmy, jak na tym tle przejawia się wpływ masy roślinnej. Parowanie terenowe jako obejmujące straty na parowanie bezpośrednie części opadu z pokrywy roślinnej i transpirację przez rośliny winno być w zasadzie być proporcjonalne do zbiorowej powierzchni liści i łodyg roślin, o ile z pewnym przybliżeniem przybliżymy, że parowanie bezpośrednie z gleby jest jednakowe, niezależne od wielkości plonu i bardzo małe w stosunku do parowania z powierzchni roślin. Oznaczając przez:

p_r — parowanie z powierzchni roślin (jako część całego parowania terenowego),

f — powierzchnię roślin,

q — masę roślinną —

mamy w myśl powyższych założeń.

$$\frac{p_{r1}}{p_{r2}} = \frac{f_1}{f_2}$$

Jeśli wymiary liniowe pewnej bryły wzrosną n -razy, to powierzchnia nowej podobnej bryły zwiększy się n^2 -razy, a objętość jej i ciężar (przy założeniu stałego ciężaru właściwego) wzrośnie n^3 -razy. Ażeby więc przedstawić stosunki parowania w funkcji stosunków masy roślinnej, należy wprowadzić zamiast wyrażenia

$$\frac{f_1}{f_2} \text{ równoważny stosunek } \frac{q_1^{2/3}}{q_2^{2/3}}$$

Parowanie z powierzchni roślinności i transpiracja wyrazi się więc w zależności od masy roślinnej (ciężar), jak następuje:

$$P_r = \beta \sqrt{\frac{q}{q^2}}$$

Ponieważ przy bardzo nikłym poroście (darnina), tj. przy $q \leq 0$ otrzymaliśmy już pewne parowanie p , to ogólna forma wzoru na parowanie terenowe przy pokrywie roślinnej winna brzmieć:

$$\frac{P_t}{P} = 1 + P_r \text{ lub } P_t = p = p \left(1 + \beta \sqrt{\frac{q}{q^2}} \right)$$

Rzecz jasna, że rozumowanie powyższe nie może być teoretycznie ścisłe dla żywej pokrywy roślinnej, znajdującej się w zależnych warunkach klimatycznych i posiadającej zmienny mikroklimat, niewątpliwie zależny również od masy roślinności, tym niemniej będzie wystarczające jako podbudowa dla empirycznego wzoru, tym bardziej, że podobną formę wzoru wyprowadzono już

uprzednio na drodze czysto empirycznej w serii doświadczeń na torfach (3).

Przeprowadzając odnośne obliczenia na materiale pomiarowym, otrzymano następujące wzory na wielkość parowania terenowego z powierzchni łąki na madzie ciężkiej.

Parowanie za okres dziesięciodniowy przed pokosem:

$$p_t = \frac{0,37 \Sigma d}{e^{0,2h}} \cdot \left(1 + 0,05 \sqrt[3]{q_s^2} \right)$$

$$p_t = \frac{\Sigma d \cdot 0,37}{e^{0,2h}} \cdot \left(1 + 0,135 \sqrt[3]{q_s^2} \right)$$

gdzie: p — parowanie terenowe w mm,

Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza wyrażona w mb,

e — podstawa log. nat.,

h — odległość wody gruntowej od powierzchni w metrach, średnia w dekadzie,

q_s — plon zielonej masy zebrany w końcu dekady wyrażony w q/ha,

q_s — plon siana zebrany w końcu dekady, wyrażony w q/ha.

Parowanie za okres wegetacji jednego ukosu:

$$P_t = \frac{0,37 \Sigma d}{e^{0,2h}} \cdot \left(1 + 0,025 \sqrt[3]{Q_s^2} \right)$$

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

$P_t \Sigma d$ — jak wyżej — w odniesieniu do okresu wegetacji, gdzie:

e — podstawa log. nat.,

h — odległość wody gruntowej od powierzchni, w metrach, średnia za okres,

Q_s — plon zielonej masy-q/ha,,

Q_s — plon siana-q/ha.

Parowanie dekadowe da nam informacje o maksymalnych rozchodach wody, parowanie za okres wegetacyjny określi oczywiście zapotrzebowanie sumaryczne.

Na rys. 12 przedstawiono graficznie wartości wzrostu parowania w zależności od masy roślinnej, przy czym naniesiono też relacje uzyskane z doświadczeń na torfach. Odzworowanie świadczy o dużym podobieństwie wyników obu doświadczeń, pozwalając porównywać obie serie. Szczególnie bliski przebieg krzywych jest dla zielonej masy. Rozbieżności przy sianie tłumaczą się tym, że w doświadczeniu z łąkami torfowymi siano stanowiło 28% zielonej masy, a w doświadczeniu z madą — 22%.

Odchylenia wartości parowania (obserwowanych i obliczonych wg podanych wyżej czterech formuł) wyniosły kolejno dla pojedynczego oznaczenia:

- 1) 19,4% w stos. do wartości obliczonej.
- 2) 19,7%
- 3) 10,8%
- 4) 10,5%

Formuła więc na parowanie za okres wegetacyjny jednego pokosu obarczona jest mniejszym błędem.

Nadmienić oczywiście należy, że otrzymane wzory będą ważne dla gleb i składu mieszanek bliskich do badanych oraz w granicach wahań elementów meteorologicznych, a więc w warunkach następujących:

Długość okresu wegetacyjnego jednego pokosu 29 — 76 dni.

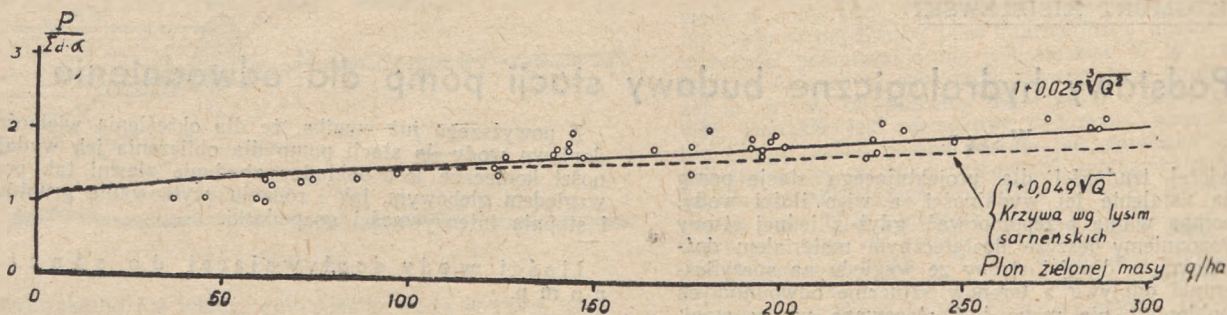
Średnie temp. powietrza za pokos 10,3 — 18,8 C°.

Suma opadu za pokos 26 — 168 mm.

Średnie prędkości wiatru 1,8 — 3,3 m/sek.

Średnie ciśnienia powietrza 1006 — 1015 mb.

Sumy śr. dobowych niedosytów wilg. powietrza 214 — 444 mb.



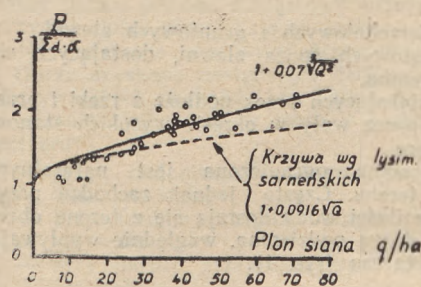
Rys 12

Zależność parowania od plonu łąki (wartości średnie za pokos).

P — parowanie za pokos przy plonie Q

Σd — suma niedosytów w mb,

α — współczynnik dla darniny — parowanie na jdn. niedosytu.



Srednie dobowe ilości godzin usłonecznienia 5,6 — 9,6 godz.

Są to granice dość znaczne, pozwalające ekstrapolować formułę poza rejon doświadczeń na znaczną część Polski, zwłaszcza w pasie Wielkich Dolin.

* *

Maksymalne plony w warunkach doświadczenia uzyskano przy poziomach wody gruntowej 0,45 i 0,75 m, a więc w średnim 0,6 m.

Przeliczmy teraz jakie będzie np. w rejonie Bydgoszczy zapotrzebowanie wodne łąk wysokoprodukcyjnych na torfach i madach ciężkich w okresie pierwszego pokosu (kwiecień — czerwiec).

Zakładając plon siana 50 q/ha, odległ. wody gruntowej optymalną dla mad — 0,6 m, przyjmując średnią sumę niedosytów 430 mb, i sumę opadu 140 mm, otrzymamy:

$P_s = 275$ mm, a niedobór 135 mm.

Dla łąk torfowych przy tymże plonie i stosownym optymalnym zwierciadle wody mamy z publikacji (3) wielkości parowania w rejonie Bydgoszczy równe 394 mm, a niedobory 254 mm.

Parowanie więc jednako produkcyjnych łąk będzie na madach ciężkich o 30% mniejsze niż na torfach, a niedobory wodne, których pokrycie projekt melioracji musi przewidzieć, spadną do połowy wartości niezbędnej dla torfów. Przeliczając na średni dopływ sekundowy, musielibyśmy zabezpieczyć go dla torfów w wysokości 0,32 litr/sek/ha, dla mad wystarczający byłby w ilości 0,17 litr/sek/ha.

Obliczenie powyższe uwzględnia tylko potrzeby netto, w rozumieniu potrzeb wodnych dyskutowanych na początku, niewątpliwie zatem rodzaj nawodnień i sposób ich pro-

wadzenia wpłynie na wielkość dawek brutto; przytoczone formuły i liczby dają jednak miarę porównawczą, w stosunku do której będziemy mogli oznaczyć współczynnik użytecznego działania nawodnień przy określonych projektowanych dawkach brutto. Ponadto różnica w potrzebach wodnych łąk na tych glebach wykazuje, że łąki na torfowiskach prowadzą niezbyt oszczędną gospodarkę wodną — produkcja tej samej ilości siana zużywa dwukrotnie więcej wody nawodniającej niż na madach.

Wykazane doświadczenie różnicowanie potrzeb wodnych łąk na różnych glebach i uwidocznione stosunki liczbowe pozwolą w projektach nawodnienia z większym prawdopodobieństwem preeliminować niezbędne rezerwy wodne dla określonego terenu, przede wszystkim zaś potwierdzają w melioracjach możliwości kierowania rozchodem wody w produkcji roślinnej, co realizowane być winno w oparciu o naukę Williamsa o żyzność gleby.

LITERATURA

- 1 Kondraszew — Oroszajemoje ziemliedielie 1948.
- 2 Kostiakov — Osnovy melioracji.
- 3 Ostromecki — Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych 1947. cz. I, II.
- 4 Popławska — Ekologia rastienii 1948.
- 5 Ryżow — Naprawlennaja pieriedielka prirody poczw w usłowjach oroszajemogo ziemliedielia. Poczwowiedienie 1949.
- 6 Skotnicki — Nauka melioracji.
- 7 Szaumian — Naucznyje osnovy oroszenia i orositielnych sistem 1948.
- 8 Szymkiewicz — Ekologia roślin 1932.
- 9 Williams — Poczwowiedienie 1940.
- 10 Wollny — „Untersuchungen über die Verdunstung und das Produktionsvermögen Kulturpflanzen bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt der Luft“ cytowane wg Balla: „Betrachtungen über die pflanzenphysiologischen Grundlagen der künstlichen Beregnung.“ Der Kulturtechniker 1934.
- 11 Timiriazew — Izbannyje soczinienia T. II 1948.

„Uczciwi pracownicy nauki nigdy nie zgodzą się, aby owoce ich badań miały być użyte do celów niszczycielskich. Nauka powinna służyć człowiekowi i budować jego szczęście. Učení nie pozwolą aby zbroszone krwią ręce podlegaczy wojennych skierowały naukę ku celom wojny i masowej zagłady“

(Z listu otwartego uczonych polskich do uczonych amerykańskich)

INŻ. ZYGMUNT KISIELEWSKI

Podstawy hydrologiczne budowy stacji pomp dla odwodnienia

Wstęp.

Najwięcej trudności dla projektującego stacje pomp sprawia ustalenie jej wydajności, a więc ilości wody, jaką pompa winna przepompować, gdyż z jednej strony nie dysponujemy jeszcze dostatecznym materiałem doświadczalnym, z drugiej strony ze względu na specyficzne warunki odpływu z terenów sztucznie odwodnianych (np. polderów) nie mogą być stosowane wzory empiryczne, mające zastosowanie dla większych obszarów nawet o zbliżonych warunkach klimatycznych i glebowych.

W każdym konkretnym wypadku należy dokładnie zbadać warunki odpływu i wówczas dopiero określić ilość wody, jaka musi być usuwana.

W większości wypadków całość terenu sztucznie odwodnianego, względnie znaczna jego część, położona jest poniżej zwierciadła średniej wody w kanale odwodniającym i pozostaje pod wodą stałe, względnie przez dłuższą część roku przed odprowadzeniem nadmiaru wody przy pomocy stacji pomp. W tym wypadku trudno jest w ogóle określić ilość odpływu na podstawie badań w terenie.

Są jednak wypadki, że muszą być sztucznie odwodnione tereny zabagnione, gdyż ciek odprowadzający wodę nie posiada spadku dostatecznego dla uzyskania dobrego odwodnienia. Wtedy również nie mogą być brane ilości wody prowadzone przez powyższy ciek jako miarodajne dla ustalenia wydajności zakładu przepompowującego wodę. Teren jest zabagniony, gdyż przepływ w cieku jest za mały i nie wystarcza dla pełnego odwodnienia i dlatego konieczne jest intensywniejsze sztuczne odwodnienie. Musimy określić ilości wody, jakie muszą być wypompowane, ażeby odpowiednią część opadów usunąć w określonym czasie z odwodnianego terenu.

W tym zakresie jednak brak jest dotychczas w dostatecznej ilości materiału doświadczalnego.

Dla określenia wydajności stacji pomp odwodniających początkowo stosowano dane uzyskane na innych terenach posiadających podobne warunki i wielkości te wykorzystywane były przy projektowaniu nowych budowli.

W Kłajpedzkim Związku Wałowym obliczano stacje pomp na podstawie ówczesnych holenderskich doświadczeń, przyjmując 12 K.M. na 100 ha, co dawało 0,65 l/sek/ha. Przy pierwszych stacjach pomp stosowano nawet początkowo tylko 0,54 l/sek/ha, jednak przy intensywniejszej gospodarce rolnej okazało się jako konieczne obliczenie stacji pomp dla dopływu 1,10 — 1,20 l/sek/ha, a nawet 1,60 l/sek/ha.

Dla holenderskich stacji pomp ze zbiornikami wymaga się, aby były one w stanie przepompować opad wysokości 8 mm w ciągu jednego dnia, co daje dopływ ok. 0,92 l/sek/ha; przy polderach o bardzo intensywniej gospodarce wydajność oblicza się na dopływ 1,60 l/sek/ha.

Na Żuławach początkowo przyjmowano zasadę, iż pompy mają usunąć w przeciągu 24 godzin z całej powierzchni odwodnianej opad 10 mm, co odpowiada spływowi 1,15 l/sek/ha, przy przebudowie stacji pomp parowych na elektryczne przyjmowano 1,25 — 1,50 l/sek/ha, najczęściej obliczano na 1,27 l/sek/ha, co odpowiada 10 mm opadu w ciągu 20 godzin pracy pomp dziennie. Ostatnio wybudowane stacje pomp odwodniające powierzchnię ok. 42.000 ha obliczono na spływ 1,0 l/sek/ha.

Znaczne różnice wielkości spływu uzasadnione są geologiczną budową zlewni oraz rodzajem rolniczego użytkowania. Jeżeli na terenach holenderskich, które częściowo są odwodniane grawitacyjnie, dostateczne były pompy przepompowujące 7 do 8 mm opadu dziennie, podczas gdy dla Żuław wymagane było 10 mm, to ma swoje uzasadnienie w tym, iż niższe części holenderskich polderów użytkowane były przeważnie jako zielone użytki, dla których krótkotrwałe podmoknięcie nie było szkodliwe, podczas gdy na Żuławach stosowano wówczas więcej użytków rolnych. Ponadto przyjęcie w Kłajpedzkim Związku Wałowym przez okres ponad 20 lat niższych dopływów niż na wyżej podanych terenach ma swoje uzasadnienie w tym, że większe części zlewni posiadają glebę piaszczystą i gliniasto-piaszczystą, gdzie woda wsiąka i wywołuje podniesienie się stanu wody gruntowej, która później dopiero usuwana jest z polderu.

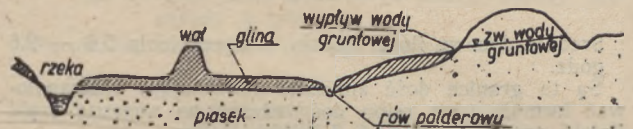
Z powyższego już wynika, że dla określenia wielkości dopływu wody do stacji pomp dla obliczenia ich wydajności konieczne jest dokładne zbadanie zlewni tak pod względem glebowym, jak i rodzaju użytkowania gruntów i stopnia intensywności gospodarki.

Ilości wody dopływającej do stacji pomp.

Dopływ wody do stacji pomp składa się z następujących źródeł:

- z wód powierzchniowych i gruntowych zlewni,
- z wód gruntowych spoza zlewni, dostających się drogą podziemną,
- z wód przesiakających przez podłoże z rzeki i przesiakających przez wały w okresie wysokich stanów wody w rzece.

Zlewnia stacji pomp ograniczona jest naturalnym ukształtowaniem terenu. Często jednak zachodzą przypadki, że znaczne ilości wody dostają się z terenu obcego poza zlewnię drogą podziemną, względnie wypływają u stóp wyższego tarasu (rys. 1).



Rys. 1.

Zlewnia winna być dokładnie zbadana pod względem glebowym.

Przy ciężkich glebach wydajność pompy winna odpowiadać następującym warunkom:

- stacja pompy winna w okresie silnego topnienia śniegów usunąć wodę w czasie takim, aby nie dopuścić do podmoknięcia oziminy i tak tereny wczesną wiosną osuszyć, aby nie nastąpiło opóźnienie rozpoczęcia wiosennych robót polnych;
- przy większych letnich opadach woda winna być usunięta w ciągu 1—3 dni przy polach uprawnych oraz w ciągu 3—5 dni przy użytkach zielonych. Utrzymanie jednak powyższych terminów przy wyjątkowo silnych opadach jest niecelowe ze względu na znaczne powiększenie stacji pomp.

Długoletnie obserwacje wykazały, że przy ciężkich gruntach dostateczne są stacje pomp, o wydajności zdolnej usunąć w ciągu jednej doby warstwę wody 10 mm grubości. Ponieważ pompa w ciągu doby winna mieć dwie jednogodzinne przerwy w pracy, to spływ wyniesie 1,27 l/sek/ha. Na Żuławach przyjmuje się 1,0 l/sek/ha.

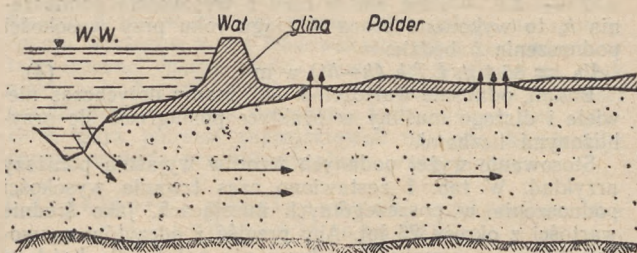
W terenach o wyjątkowo obfitych opadach należy przyjmować konieczność przepompowania warstwy wody 12 mm, co odpowiada 1,52 l/sek/ha.

Przy glebach piaszczystych, z których odpływ podziemny odbywa się z opóźnieniem, należy przyjmować mniejsze wielkości odpływu do 0,4 l/sek/ha, przy glebach zwięźlejszych do 0,6 l/sek/ha, w miarę wzrastania spadków terenu i nieprzepuszczalności gleby norma spływu wzrasta do podanych dla zwięźlejszych gruntów.

Zważywszy, iż między rodzajem gleby a dopływem wody do pompy istnieje duża zależność, dla określenia wielkości dopływu konieczne jest uprzednie sporządzenie możliwie dokładnej mapy glebowej.

Wyżej podane normy spływu obejmują wody powierzchniowe oraz wody gruntowe. Ponadto muszą być uwzględnione wody przesiakające przez podglebie z rzeki i przesiakające przez wały w okresie wysokich stanów wody w rzece. Przesiakanie wody następuje wtedy, gdy podłoże wału stanowi warstwa piaszczysta mająca połączenie z przepuszczalnymi warstwami podścielającymi koryto rzeki i polder nę jest pokryty grubszą warstwą nieprzepuszczalną (rys. 2).

W większych ilościach przesiakanie następuje wówczas, gdy stan wody w rzece osiągnie określoną wielkość (0,5 do 1,0 m) ponad przeciętny poziom terenu polderu. Przy wałach na przepuszczalnym podłożu następuje silniejsze



Rys. 2.

przeziąkanie już wtedy, gdy poziom wody w rzece osiągnie poziom terenu. Przy dalszym wzrastaniu poziomu wody ponad poziom początkowy przeziąkania, następuje przyrost ilości przeziąkającej wody.

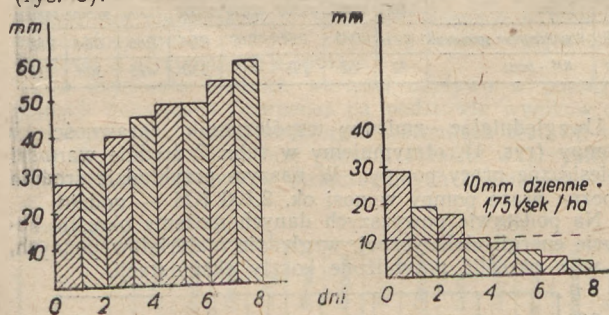
Na podstawie obserwacji przeprowadzonych na Elbie i Odrze uzyskano następujące dane odnośnie ilości wód dopływających na każdy km wału i metr różnicy między poziomem zwierciadła w rzece, a przeciętnym poziomem polderu:

- przy małoprzuszczalnym podglebiu 10 — 15 l/sek km wału,
- przy średnio przepuszczalnym podglebiu 30 l/sek km wału,
- przy bardzo przepuszczalnym podglebiu 50 l/sek km wału.

Dane powyższe mogą być stosowane jako orientacyjne przy obliczaniu ilości przeziąkającej wody.

Rzadkie są jednak wypadki, iż wielka woda w rzece zbiega się równocześnie z dużymi wodami na polderze. Jeżeli szczyt przebiegu wielkiej wody nie trwa długo, to dla obliczenia koniecznej wydajności pompy przyjmuje się najwyższą wodę na polderze i połowę wody wybijającej z podłoża, względnie średnią wielką wodę dopływającą z polderu i całą wodę wybijającą z podłoża. Miarodajną dla obliczenia wydajności pompy będzie większa liczba.

W Holandii dla sprawdzenia przyjętych wielkości odpływu dla określenia wielkości pomp wykorzystuje się długoletnie obserwacje stacji opadowych położonych na odwodnianym terenie. W szczególności określa się największe w długoletnim okresie, ilości opadów jedno, dwu, trzynastu itd. w porze zimowej, obfitującej w największe opady i z powyższego oblicza się największe ilości opadów w ciągu dnia, trwających jeden, dwa, trzy dni itd. (rys. 3).



Rys. 3.

Ponieważ w warunkach holenderskich parowanie w zimowym okresie jest znikome i według poczynionych obserwacji może być nieuwzględniane, otrzymana wielkość dziennego opadu jest miarodajna dla obliczenia wydajności pompy przy założeniu, że opady mają być usunięte w takim okresie czasu, w jakim spadły.

Wysokość podnoszenia wody.

Drugim punktem, który przy projektowaniu stacji pomp musi być ustalony, jest określenie wysokości podnoszenia wody.

Celem stacji pomp jest obniżenie stanu wody do poziomu nieszkodliwego i taka wysokość pompowania jest miarodajna. Nieszkodliwym poziomem wody jest taki, który dla rośliny nie przynosi żadnych szkód, a więc leży ok. 70 cm poniżej najniższych części terenu. Do tego poziomu powinna pompa posiadać pełną wydajność.

Jako poziom górnej wody przyjmuje się średnią wielką wodę w odborniku. Przyjmowanie abs. najwyższego stanu wody w odborniku jako miarodajnego dla określenia wysokości pompowania nie jest słuszne. W tych wypadkach, w których w odborniku trwają stany wody powyżej śr. w. w., odwodnienie może nieco wolniej postępować, jednakże jest niemożliwe całkowite unieruchomienie pompy. Jeżeli pompa została tak skonstruowana, że podczas śr. w. w. może całkowicie wypompować wodę z kanału odwodniającego, to gdyby zaszła konieczność, pompa taka może pracować nawet przy abs. w.w., obniżając zw. wody w kanale odwodniającym. Nie celowe jest budowanie pomp o takiej wydajności podnoszenia, że przy abs. w.w. w odborniku pompa będzie w stanie zwierciadło wody w kanale odwodniającym obniżyć do najniższego poziomu, gdyż przy normalnej wysokości podnoszenia, najdłużej trwającej, współczynnik sprawności pompy będzie niekorzystny.

Obliczanie kosztów eksploatacji stacji p. m.

Przy opracowywaniu projektów stacji pomp odwodniających zachodzi potrzeba określenia przypuszczalnych kosztów eksploatacji. Również przy projektowaniu powinno się zwracać więcej uwagi na należyty wybór pompy pod względem mocy, wysokości podnoszenia i krzywej sprawności. Wszystkie wymienione czynniki mają wpływ na koszty późniejszej eksploatacji.

Niestety w obecnym stanie brak jest szeregu danych doświadczalnych, niezbędnych, aby projektujący mógł z możliwie największą dokładnością określić wyżej podane czynniki i dokonać wyboru najwłaściwszego typu pompy. Poniżej podane rozważania mają na celu wskazanie, jakie dane winny być przez projektującego zebrane, jak również podanie w wypadku braku bliższych danych sposobu określenia przybliżonych kosztów eksploatacji.

Jak ustaliliśmy, odpompowywane z obwałowanego polderu ilości wody składają się z odpływu wód opadowych oraz wody, która przy wyższych stanach przeziąkla przez wał, względnie przez podglebie polderu. Wody opadowe muszą być wypompowane z polderu przy różnych stanach wody w odborniku, przy czym w zależności od warunków mogą być odprowadzane nawet częściowo grawitacyjnie bez użycia pompy. Wykonana przez pompę praca zależy od ilości przepompowywanej wody oraz wysokości podnoszenia. Obydwa te czynniki są różne w poszczególnych latach i oczywiście nie dadzą się przewidzieć dla każdego poszczególnego roku. Nie jest to jednak konieczne, gdyż chodzi nam o wartości średnie dla szeregu lat. W tym celu należy wziąć za podstawę dane w poszczególnych miesiącach, które są charakterystyczne w przecięciu wieloletnim dla danego polderu odnośnie tak opadów i odpływów, jak również stanu wody w rzece. Należy zwrócić uwagę, iż w większości wypadków przy dużych rzekach między ilością opadów na danym polderze a stanami wody w rzece w dłuższym okresie czasu w poszczególnych miesiącach nie ma żadnej zależności. Odwrotnie, przy małych rzekach i ciekach większe miejscowe opady mają miejsce przy równocześnie wysokim stanie wody w rzece. Ta zależność istnieje z reguły tylko jednak przy małych rzekach. Przy rzekach o większych zlewniach w przekroju dłuższego okresu czasu zachodzą często wypadki, że silne miejscowe opady w zlewni polderu mają miejsce przy niskich stanach wody w rzece i odwrotnie, rzeka może prowadzić nawet wielką wodę, podczas gdy na polderze nie ma wcale opadów. Jest to zrozumiałe, gdyż stany wody w rzece zależą od warunków atmosferycznych całej dużej zlewni, której tylko drobny wycinek stanowi zlewnia polderu. Dla tego tylko wypadku, mianowicie dla odbornika stacji pomp posiadającego dużą zlewnię, mogą być stosowane poniższe rozważania.

Przybliżone określenie pracy pompy.

Oznaczmy ilość odpływu jednego dnia przez q_i wysokość pompowania w tym dniu przez h_i , wówczas praca pompy A w ciągu miesiąca będzie $A = \sum q_i h_i$, gdzie $i = 28, 30$ lub 31 . Jeżeli teren odwodniany jest grawitacyjnie, wówczas $h_i = 0$ i pompa nie wykonuje żadnej pracy. Ponieważ dzienne wartości q_i h_i są niewiadome

wydawałoby się, iż powyższa zależność dla określonej pracy pompy nie ma praktycznego znaczenia.

Przyjmijmy jednak najpierw, że wartości q_i są nam znane. Z zestawienia stanów wody na wodowskazie możemy określić wysokość h_i dla danego miesiąca, jako średnie szeregu lat.

Ponieważ, jak poprzednio zaznaczyliśmy, nie ma żadnej zależności między q_i i h_i przeto w ciągu miesiąca mogą zachodzić wszystkie możliwe kombinacje q_i h_i Np. przy $i = 1 - 3$ może być:

$$\begin{aligned} A_1 &= q_1 h_1 + q_2 h_2 + q_3 h_3 \\ A_2 &= q_1 h_1 + q_2 h_3 + q_3 h_2 \\ A_3 &= q_1 h_2 + q_2 h_1 + q_3 h_3 \\ A_4 &= q_1 h_2 + q_2 h_3 + q_3 h_1 \\ A_5 &= q_1 h_3 + q_2 h_1 + q_3 h_1 \\ A_6 &= q_1 h_3 + q_2 h_2 + q_3 h_1 \end{aligned}$$

Ponieważ dla powyższych sześciu kombinacji istnieje równe matematyczne prawdopodobieństwo, to średnia praca pompy A_{sr} równa będzie średniej arytmetycznej sześciu wartości A_1 do A_6 , tj.:

$$A_{sr} = \frac{\Sigma A}{6}$$

oprócz tego

$$\Sigma A = 2 (q_1 + q_2 + q_3) (h_1 + h_2 + h_3).$$

Ponieważ $q_1 + q_2 + q_3 = Q$ stanowi cały odpływ, to

$$A_{sr} = \frac{Q}{3} (h_1 + h_2 + h_3).$$

Łatwo uzasadnić, że ogólna zależność będzie

$$A_{sr} = \frac{Q}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad (1)$$

Z powyższego wzoru wynika, że średnio w dłuższym okresie lat:

— przepompowuje się jednakową ilość wody $\frac{Q}{n}$ przy każdej dziennej wysokości w miesiącu h_i
— średnia miesięczna praca pompy zależy tylko od całej miesięcznej ilości odpływu Q , a nie od odpływu w poszczególnych dniach.

Jeżeli przeto wysokość pompowania h w danym miesiącu trwa t dni, to przy tej wysokości średnia roczna praca pompy będzie

$$A_h = h \Sigma \frac{Q t}{n} \quad (2)$$

Wartości t i h określić można z zestawienia czasów trwania stanów wody. Wartości t są średnimi wartościami dłuższego okresu lat.

Niewiadomymi są wartości miesięcznego odpływu Q . Należy więc, dopóki nie będziemy dysponowali większym materiałem doświadczalnym, określać roczny odpływ, opierając się na średnim rocznym opadzie i biorąc pod uwagę parowanie zgodnie z miejscowymi warunkami. Określony w ten sposób średni odpływ roczny należy podzielić na odpływ w poszczególnych miesiącach, uwzględniając warunki terenowe i glebowe, średnie miesięczne ilości opadów, jak również zmiany parowania w zależności od pory roku, rodzaju rośliny i zmiany zużycia wody w poszczególnych miesiącach przez rośliny.

Jeżeli oznaczmy przez:

F — zlewnię polderu w ha,

A — miesięczny odpływ w mm,

wówczas wzór 2 otrzyma postać:

$$A_h = 10F \cdot h \Sigma \frac{A t}{n} \text{ w m} \quad (3)$$

Oprócz wody opadowej należy usunąć z polderu wodę, która przesiąka przez wał, względnie przez podglebie. Wg danych doświadczalnych okazuje się, że praktyczne znaczenie mają ilości wody, które dostają się na polder wtedy, gdy stan górnej wody w odbiorniku osiągnie określoną wysokość h^1 ponad dolną wodę. Możemy przyjąć, iż ilość wody przesiąkającej na 1 km wału jest proporcjonalna do wysokości $h - h^1$.

Jeżeli oznaczmy:

d — dopływ wody na km wału na różnicę poziomów $h - h^1 = 1$ m w l/sek,

L — długość wału w km,

$T - \Sigma t$ — ilość dni w roku z wysokością podnoszenia h , to wykonana praca w ciągu roku przy wysokości podnoszenia h będzie:

$$A_h = 86,4 d \cdot L \cdot T \cdot h (h - h^1) \text{ w m} \quad (4)$$

Badań, odnośnie wartości d i h^1 , mamy dotychczas niewiele i dlatego musimy w praktyce posługiwać się przybliżonymi liczbami.

Stosowanie wyżej podanych wzorów wyjaśnia poniższy przykład. W tab. I zestawiono czas trwania wysokości podnoszenia w poszczególnych miesiącach, jako średnie wartości z okresu 25 lat. Aby przejść z odczytów na wodowskazie na wysokości podnoszenia należy dla każdego miesiąca ustalić stan dolnej wody, jaki winien być utrzymany przy pompie. W ostatniej rubryce tablicy podano miesięczne odpływy A ustalone na podstawie danych z innych polderów, posiadających podobne warunki. Sposób określenia przybliżonych wartości A podany będzie niżej.

Tablica I

Wartości t

Wys podnoszenia h	≤ 0	0,01	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	n	A
h średnie	0,10	0,30	0,50	0,70	0,90	1,10	1,30	1,50			
STYCZEŃ	10,2	2,8	4,3	7,5	3,0	2,2	1,2			31	28
LUTY	6,4	3,9	3,8	8,0	3,2	1,1	0,8	0,8		28	30
MARZEC	2,3	3,0	3,6	4,2	3,1	3,8	3,5	3,1	2,4	31	26
KWIECIEŃ	6,5	2,7	3,0	4,9	4,8	4,1	2,0	1,4	0,6	30	21
MAJ	4,0	3,6	4,3	5,4	6,3	3,3	3,1	1,0		31	9
CZERWIEC	8,0	5,0	6,1	4,0	3,2	3,1				30	7
LIPIEC	13,4	5,1	4,9	1,8	1,5	1,1	2,5	0,7		31	9
SIERPIEŃ	5,8	3,0	3,6	5,1	4,6	3,2	3,4	1,4	0,9	31	14
WRZESIEŃ	6,0	4,5	5,0	6,2	4,2	3,1	1,0			30	5
PAŹDZIERNIK	7,1	3,1	3,3	7,8	4,3	4,0	1,4			31	8
LISTOPAD	5,6	4,1	4,6	5,0	4,8	3,2	2,3	0,4		30	16
GRUDZIEŃ	8,8	5,6	6,4	3,5	3,0	2,6	1,1			31	18
SUMA	84,7	46,2	52,9	63,4	48,0	34,8	22,3	8,8	3,9	365	191

Jeżeli w przykładzie naszym $F = 245$ ha, to możemy na podstawie wzoru (3) obliczyć pracę pompy dla poszczególnych wysokości pompowania. Wynik zestawiono w rubr. 3 tab. II.

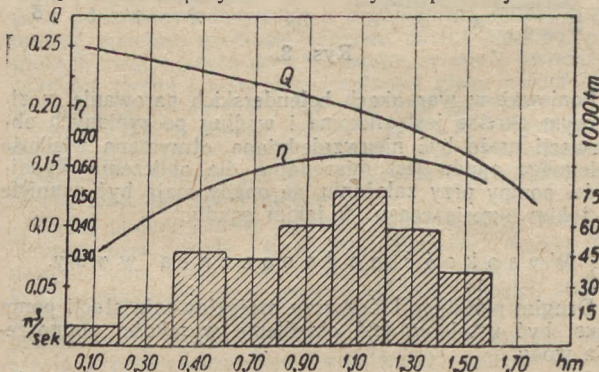
Ponadto gdy $d = 30$ l/sek, $h^1 = 0,80$ m, długość wałów $L = 2,3$ km, to na podstawie wzoru (4) obliczamy pracę pompy konieczną dla usunięcia wody przesiąkającej przez podglebie i wynik podajemy w rubr. 4.

Tablica II

1	Wysokość podnoszenia	0,01	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40
2	h średnia	0,10	0,30	0,50	0,70	0,90	1,10	1,30	1,60
3	wg wzoru (3) t/m	5,600	19,600	43,300	42,800	38,400	31,900	18,400	10,400
4	wg wzoru (4) t/m					18,600	48,800	34,100	24,400
5	Suma	5,600	19,600	43,300	42,800	57,000	75,700	52,500	34,800
6	Współczynnik sprawności	0,29	0,45	0,54	0,60	0,64	0,66	0,64	0,58
7	KM — godz	72	162	298	265	330	425	304	223

Uwzględniając zmienny współczynnik sprawności η pompy (rys. 4), otrzymujemy w rubr. 7 średnie wartości miesięczne pracy pompy. W naszym przykładzie średnia roczna praca pompy wynosi ok. 2.100 KM — godzin.

Na podstawie powyższych danych możemy określić zużycie energii elektrycznej, względnie materiałów pędnych, a więc określić przybliżone koszty eksploatacji.



Rys. 4.

Ponadto graficzne przedstawienie (rys. 4) pracy pompy przy różnych wysokościach podnoszenia pozwala projektującemu wybrać należyty typ i konstrukcję pompy.

Wyżej podane obliczenia można wykonać małym nakładem pracy w krótkim czasie, gdyż polega na sporządzeniu wyciągów z list wodowskazowych i zestawieniu w tabelarycznej formie. Jeżeli nawet ze względu na brak niektórych danych, wynik naszych obliczeń da wartości przybliżone, to jednak wykonanie tych obliczeń jest wskazane, gdyż pozwoli zaprojektować należyłą konstrukcję pompy oraz da przybliżony obraz pracy pompy.

Określenie miesięcznych spływów na podstawie opadów.

Roczny średni odpływ zlewni można określić z większą dokładnością aniżeli średnie miesięczne odpływy. Dlatego też musimy uprzednio określić roczny odpływ i następnie dokonać podziału na poszczególne miesiące. Jak już wyżej podawaliśmy, odpływ z pewnej zlewni (polderu) jest zależny od trzech czynników: klimatu, rodzaju gleby i wegetacji. Do wpływów klimatu należy nie tylko wielkość i intensywność opadów, lecz także ich rozkład na poszczególne pory roku, jak również temperatura, wiatry i parowanie. Ponadto spady terenu, przepuszczalność gleby i rodzaje użytków mają istotny wpływ na wielkość odpływu.

Na podstawie wielkości odpływów, uzyskanych przez bezpośrednie pomiary i obserwacje w zlewniach o warunkach zbliżonych do istniejących na polderach na wybrzeżu, odwodnianych przy pomocy stacji pomp, Dr Inż. Schroeder w oparciu o wzory Kellera opracował tablicę, stosowanie której w wypadku braku bliższych danych pozwoli z dostateczną dokładnością na obliczenie odpływu przy opracowywaniu projektów stacji pomp (tab. III).

W tablicy powyższej: H — średni opad w mm, A — średni roczny odpływ w mm, P — średnie roczne parowanie w mm.

Tablica III

H mm	450	500	550	560	568	600	650	700
A mm	100	105	110	113	118	147	194	241
$P \cdot H - A$ mm	350	395	440	447	450	453	456	459

Wartości pośrednie należy określać przez interpolację. Przy stosowaniu tablicy III należy sprawdzić, czy ze względu na szczególne miejscowe warunki nie jest wskazane zwiększenie lub zmniejszenie otrzymanych wartości odpływu A i wówczas wartości te mogą być zwiększone o 15% lub zmniejszone o 10%. Na terenach o nieprzepuszczalnej glebie zachodzi zwykle potrzeba zwiększenia wartości A otrzymanych z tablicy.

Dla uzyskania średnich wartości odpływu w poszczególnych miesiącach Schroeder na podstawie wyników uzyskanych ze zlewni o podobnych warunkach zestawiał tablicę IV, stosowanie której pozwoli określić w przybliżeniu wartości odpływu w poszczególnych miesiącach.

Tablica IV

	Listopad	Grudzień	Styczeń	Luty	Marzec	Kwiecień	Maj	Czerwiec	Lipiec	Sierpień	Wrzesień	Październik	Suma
H_1	41	39	37	34	37	41	53	52	83	65	49	37	568
A_1	8	10	11	12	16	14	11	7	7	7	7	8	118
H	45	37	41	40	38	49	58	60	86	77	50	44	625
H'	45,1	42,9	40,7	37,4	40,7	45,1	58,3	57,2	84,4	71,5	53,9	40,7	625
$H-H'$	-0,1	-5,9	+0,3	+2,6	-2,7	+3,9	-0,3	+2,8	-5,4	+5,5	-3,9	+3,3	0
A	115	144	158	173	230	202	158	101	101	101	115	170	
α^1 %	25	34	39	45	56	45	27	18	11	14	19	28	
A	11	12	16	19	22	22	16	11	9	11	9	12	170
H	39	35	30	46	34	33	50	42	59	61	46	45	520
H'	37,5	35,7	33,9	31,1	33,9	37,5	48,5	47,6	76	59,5	44,8	33,9	520
$H-H'$	+1,5	-0,7	-3,9	+14,9	+0,1	-4,5	+1,5	+4,6	-17,0	+1,5	+1,2	+11,1	0
A	73	73	92	101	145	128	101	64	64	64	64	73	108
α^1 %	19	26	30	35	43	34	21	13	8	11	14	22	
A	8	9	9	13	16	11	10	6	5	8	6	9	108

Stosowanie powyższej tablicy wyjaśni następujący przykład.

Mamy obliczyć rozkład średnich odpływów w poszczególnych miesiącach dla polderu, na którym średni opad roczny H wynosi 625 mm i rozkład opadów miesięcznych podany jest w rubr. 3 tab. IV.

Z tab. III określamy średni roczny odpływ $A = 170$ mm. Rozkład tego odpływu na poszczególne miesiące przeprowadza się następująco:

Opadowi H , na polderze odpowiada odpływ A_1 . Weźmiemy wypadek, że na drugim, znajdującym się w podobnych warunkach, polderze są opady H_1 , które są większe o pewien określony procent od wartości H_1 , zaś średni opad w obydwu wypadkach jest jednakowo rozłożony na poszczególne pory roku i miesiące, to można w przybliżeniu przyjąć, że rozkład rocznego odpływu na poszczególne miesiące jest również taki sam w obu wypadkach. Wówczas w naszym przykładzie dla poszczególnych miesięcy istnieje następująca zależność:

$$H^1 = \frac{625}{568} H_1$$

$$A^1 = \frac{170}{118} A_1$$

Na podstawie powyższych zależności obliczamy wartości H^1 i A^1 (rubr. 4 i 6 tab. IV). Ponieważ w rzeczywistości wysokości opadów H różnią się od wartości H_1 , to różnice $H-H_1$ muszą być uwzględnione przy obliczeniu odpływu A . Dlatego do otrzymanych wartości A^1 należy wprowadzić poprawki wynikające z różnicy $H-H_1$ według wartości współczynnika

$$\alpha^1 = \frac{A^1}{H^1}$$

Wówczas $A = A^1 + \alpha^1 (H - H^1)$.

Obliczone wartości α^1 podane są w rubr. 7 tab. IV.

W przykładzie pierwszym np. dla miesiąca kwietnia.

$$H - H^1 = + 3,9 \text{ mm.}$$

$$\alpha^1 = 45 \%, \text{ to}$$

$$A = 20,2 + 3,9 \times 0,45 = 22 \text{ mm.}$$

Należy zwrócić uwagę, iż odpływ w danym miesiącu jest tym większy, im większe są opady, jednakże, jak wykazują obserwacje, przy większych opadach zwiększenie odpływu następuje przeważnie przez zwiększenie odpływu wód gruntowych i to niekoniecznie muszą być one odpompowywane w tym miesiącu, w którym nastąpiły opady.

Jeżeli w poszczególnych miesiącach będą znaczne różnice $H - H^1$, jak to uwidocznione jest w przykładzie drugim, to wyniki byłyby fałszywe, gdybyśmy całą poprawkę wynikającą z różnicy $H - H^1$ wprowadzili w jednym miesiącu. Znaczne odchylenie $H - H^1$ będzie miało również wpływ na odpływ w następnym miesiącu. Dlatego też podana wartość $H - H^1$ np. w m-cu lutym winna być rozłożona na miesiąc luty i marzec.

Należy zwrócić uwagę, iż obliczone wartości A oparte są na danych uzyskanych ze zlewni rzek o różnych warunkach glebowych. Można by przypuszczać, że przy płaskich polderach o bardzo przepuszczalnej glebie rozkład rocznego odpływu na poszczególne miesiące ma przebieg bardziej równomierny niż to wypływa z podanych wyżej obliczeń.

Z drugiej jednak strony rozkład odpływu ma przebieg bardziej nieregularny im zlewnia jest mniejsza, a wartości A , wynikające z tab. IV, obliczone zostały na podstawie danych ze zlewni rzek daleko większych niż polder. Dlatego też przyjęcie miesięcznych odpływów wg tab. IV jest dostateczne dla naszych celów.

Określenie ilości wody przesiąkającej przez podglebie.

Pozostają jeszcze do określenia ilości wody przesiąkającej przez podglebie. Ilości te mogą być oznaczone na razie tylko z dużym przybliżeniem. Szczególną trudność stanowi okoliczność, iż w wielu wypadkach dane zebrane z jednego terenu nie mogą być stosowane na drugim, nawet o podobnych warunkach glebowych, gdyż wymaga to przeprowadzenia bardzo dokładnych studiów podglebia na obu terenach, co w praktyce ze względu na znaczne koszty nie jest zwykle wykonywane. Tam, gdzie podglebie jest o różnej przepuszczalności, mogą być określone ilości wody przesiąkającej tylko z b. dużym przybliżeniem. Jest rzeczą wiadomą, że jedna żyła piaszkowa w podglebiu może dostarczyć więcej wody niż wiele kilometrów wałów na średnioprzepuszczalnym podłożu.

Tablica Z

Ilość

Przepuszczalność podglebia	d l/sek	h m	Ilość wody w l/sek na 1 km wału przy h			
			1m	2m	3m	4m
b. mało	5	1,50	—	3	8	13
mało	10	1,00	—	10	20	30
średnia	20	0,70	6	26	46	66
dużo	30	0,50	15	45	75	105
b. dużo	50	0,30	35	85	135	185

Z braku bliższych danych najwłaściwsze jest określenie przepuszczalności podglebia jako:

- bardzo mało przepuszczalne,
- mało przepuszczalne,
- średnio przepuszczalne,

ARKADIUSZ WIERZCHOWSKI

Modyfikacja wzorów Iszkowskiego

Proponowane przez Autora wzory mogą być z korzyścią stosowane do obliczeń. Posiadają tę dobrą stronę że dają dalsze rozwiązanie wzoru Iszkowskiego, co zezwala na dokładniejsze wartości C (C_s) i C (C_w). Jednak nawet ustalenie najlepszej formy wzoru nie może we wszystkich wypadkach dać na drodze mechanicznego stosowania formuły — dokładnego wyniku zgodnego z rzeczywistością, gdyż na wytworzenie się faktycznego przepływu składają się różne przyczyny nie zawsze w tym samym składzie. Np. kształt granic zlewni i wzajemny układ dopływów oraz czas dobiegu fal powodziowych wybitnie wpływa na wielkość przepływu w czasie kulminacji. Wielkość przepływu zależy również od ilości opadów w okresie mroźnej zimy, czasu przedłużenia się zimy oraz przebiegu tania śniegu, jak i warunków spływu wody z dorzecza.

Wskutek tego, chociaż wzory mogą dawać bardzo dobre wyniki w pewnych przeciętnych warunkach, to w wypadku występowania pewnych specjalnych cech dorzecza, różnych od przeciętnych, a wyróżniających swój wpływ na wielkość przepływu, musimy te specjalne warunki przy obliczeniach wzorami uwzględnić, przez dobór właściwych wartości współczynników, albo przez uwzględnienie dodatkowych poprawek.

Stosowanie wzorów Iszkowskiego ze współczynnikami (C_m (C_s)¹⁾ i C_h (C_w), zależnych od rzeźby terenu, dla obliczenia poszukiwanych przepływów napotyka w praktyce codziennej na poważne trudności przy scharakteryzowaniu terenu dla obrania odpowiednich wymienionych współczynników, wobec braku cyfrowych wielkości J . Wskutek tego powstaje dążenie do wzorów bardziej sprecyzowanych. Wzór Loevego aczkolwiek bardziej sprecyzowany pozwala na określenie spływu tylko wody zimowej i letniej Q_s dla cieków o zlewni do 600 km² w warunkach podobnych do tych, z jakich został wyprowadzony. Wyniki wzoru Loevego w wielu wypadkach nie odpowiadają warunkom polskim i niektóre współczynniki tego wzoru muszą być modyfikowane i przystosowane do warunków miejscowych. Jedną z zasadniczych cech bardzo praktyczną i korzystną, precyzującą wzór Loevego, jest użycie funkcji J jako współczynnika równą lub bardzo bliską $\sqrt{I_{sr}}$.

Wstawienie funkcji J we wzór Iszkowskiego na wodę średnią roczną zamiast współczynnika C_m (C_s) uczyniłoby go bardziej precyzyjnym dla określenia również innych przepływów, obliczanych od średnich rocznych.

Prof. Zakaszewski w podręczniku „Melioracje rolne” (tom I, str. 48), w przykładzie obliczeń przepływów charakterystycznych cieków, przyjmuje dla spadków poprzecznych 6‰ i podłużnego 2‰ współczynnik Iszkowskiego C_m (C_s) dla średnich rocznych wód równy 0,25. Można powiedzieć, że 0,25 jest pierwiastkiem czwartej potęgi ze średniego spadku 0,004:

$$\frac{0,006+0,002}{2} = 0,004; \text{ zaś } \sqrt[4]{0,004} = 0,2514$$

W tymże przykładzie dla spadków poprzecznych 25‰ i podłużnego 5‰ przyjmuje współczynnik C_m (C_s) równy 0,35, który również odpowiada pierwiastkowi czwartej potęgi ze średniego spadku 0,015:

$$\frac{0,025+0,005}{2} = 0,015, \text{ zaś } \sqrt[4]{0,015} = 0,35$$

Można zrobić przypuszczenie, że gdy Loeve wyprowadzał swój wzór, posiadał całkowity materiał i podstawę

¹⁾ W nawiasach wpisano znakowanie Prof. K. Dębskiego z podręcznika „Hydrologia i Hydraulika”.

— dużo przepuszczalne,

— bardzo dużo przepuszczalne.

Oznaczamy d — ilość wody dopływającej przez podglebie w l/sek na km wału przy ciśnieniu wody w rzece $h - h^1 = 1$ m, gdzie:

h — różnica wysokości wody w rzece, i poziomowi wody na polderze mierzona przy stacji pomp,

h^1 — wysokość ponad dolną wodę, przy której następuje przesiąkanie wody przez podglebie.

Przybliżone wartości h i h^1 można uzyskać z tab. V, opracowanej na podstawie wyników obserwacji szeregu polderów.

* * *

Podane rozważania stanowią próbę określenia przybliżonych danych koniecznych przy projektowaniu stacji pomp i mogą być pomocne dla projektującego w wypadku niemożności uzyskania bezpośrednich dokładniejszych danych. Z drugiej strony zwracają uwagę na potrzebę prowadzenia badań nad podstawowymi hydrologicznymi danymi, niezbędnymi dla obliczenia stacji pomp, a w szczególności nad określeniem miesięcznych odpływów terenów sztucznie odwodnianych oraz ilości wody przesiąkającej przez podglebie.

aby topografię terenu wyrazić funkcją J , natomiast Iszkowski mógł jeszcze nie posiadać dostatecznie całkowitego materiału.

Opierając się na przykładzie prof. Zakaszewskiego odnośnie współczynnika K_z wzoru Loevego, pozwolę sobie na twierdzenie, że znacznie mniej i mniejszych błędów popełni się w codziennej praktyce, przyjmując współczynnik Iszkowskiego C_m (C_s) równy $\sqrt{I_{sr}}$, aniżeli każdorazowe wybieranie grupy topograficznej z odpowiednią wielkością tych współczynników dla badanych zlewni.

Wówczas wzór na absolutnie średnią roczną wodę Q_m (Q_s) przyjąłby formę

$$Q_m (Q_s) = 0,03171 \cdot \sqrt[4]{I_{sr}} \cdot HF$$

Grupy topograficzne współczynnika C_m (C_s) na absolutnie średnią roczną wodę odpowiada grupom topograficznym współczynnika C_h (C_w) na wielkie wody wzoru Iszkowskiego.

Wybór współczynnika C_h (C_w) na wielką wodę nastrocza jeszcze większe trudności niż współczynnika C_m (C_s), gdyż interwały między poszczególnymi współczynnikami C (C_w) są większe.

Określenie współczynnika C_m (C_s) jako $\sqrt{I_{sr}}$ ułatwiłoby bardzo znacznie ze swej strony określenie współczynnika C_h (C_w) na wielkie wody, gdyż miejsce współczynnika C_m (C_s) w tabeli grup topograficznych odpowiadałoby miejscu w tabeli grup topograficznych współczynnika C_h (C_w) na wielkie wody.

Analiza tabeli Iszkowskiego do oznaczenia współczynników C_h (C_w) na wielką wodę wykazuje bezwzględnie pewną naturalną, zgodną z istotą rzeczy prawidłowość zmian w jego czterech kategoriach dorzeczy i grupach topograficznych.

Na przykład zupełnie wyraźnie daje się zauważyć, że współczynnik C_h (C_w) jest prawie dziesięciokrotnie mniejszy od współczynnika C_m (C_s) w dorzeczach pierwszej kategorii. Ta prawidłowość zmian współczynnika C_h (C_w) dla różnych rzeźb terenu (grup topograficznych) i kategorii dorzecza uchwycona empirycznie,

prawdopodobnie trudna jest do ujęcia wzorem matematycznym, lecz udaje się w wielu wypadkach z bardzo znacznym przybliżeniem. Aczkolwiek może to nie mieć większego znaczenia praktycznego i stosowanie wzorów matematycznych, chociażby najprostszych dla określenia współczynników C_h (C_w) na wielką wodę może nie wiele wpłynąć na precyzyjność ustalenia spływów ich w porównaniu z tym, co wyżej już zostało powiedziane. Jednak można takie wzory napisać w formie:

$$C_h \ C_w = \begin{cases} \text{dla I kategorii} & \sqrt[4]{I_{sr}} (0,095 + 0,02 \sqrt[2]{I_{sr}}) \\ \text{„ II „} & \sqrt[4]{I_{sr}} (0,155 + 0,3 \sqrt[2]{I_{sr}}) \\ \text{„ III „} & \sqrt[4]{I_{sr}} (0,2 + 1,25 \sqrt[2]{I_{sr}}) \\ \text{„ IV „} & \sqrt[4]{I_{sr}} (0,9 + 0,4 \sqrt[2]{I_{sr}}) \end{cases}$$

Tablica porównawcza współczynników C_m/C_s i C_h/C_w / Iszkowskiego ze współczynnikami wprowadzonymi wg wzorów wyżej przytoczonych.

Spadki I _{sr} .	Wielkości C_m/C_s /		Wielkości współczynnika C_h/C_w /							
			I kateg.		II kateg.		III kateg.		IV kateg.	
	Iszkowski	I _{sr} .	Iszk.	wzór	Iszk.	wzór	Iszk.	wzór	Iszk.	wzór
0,0016	0,20	0,20	0,017	0,019	0,03	0,03	—	—	—	—
0,004	0,25	0,25	0,025	0,25	0,04	0,043	—	—	—	—
0,008	0,30	0,30	0,03	0,029	0,055	0,055	—	—	—	—
0,015	0,35	0,35	0,035	0,034	0,07	0,067	0,125	0,124	—	—
0,026	0,40	0,40	0,04	0,039	0,082	0,079	0,155	0,16	0,40	0,39
0,04	0,45	0,45	0,045	0,045	0,1	0,1	0,190	0,20	0,45	0,44
0,0625	0,50	0,50	0,050	0,05	0,12	0,115	0,225	0,256	0,50	0,50
0,0915	0,55	0,55	0,055	0,056	0,14	0,14	0,290	0,32	0,55	0,565
0,13	0,60	0,60	0,06	0,06	0,16	0,16	0,360	0,33	0,60	0,62
0,162	0,65	0,65	0,065	0,067	0,185	0,180	0,460	0,47	0,70	0,70
0,25	0,70	0,70	0,07	0,07	0,21	0,21	0,600	0,58	0,80	0,77

Można przypuścić, że wielkość 0,017 współczynnika $C_h(C_w)$ dla I kategorii za dużo odsunęła się od następnych i jest za mała. Porównanie dalsze daje pewien

obraz i wymowę zmian wielkości $C_h(C_w)$ z tabeli Iszkowskiego i z przytoczonych wzorów.

Wzór Loevego w naszej literaturze technicznej

Wzór Loevego ma u nas duże zastosowanie przy projektach melioracyjnych do obliczania spływów tzw. wielkich wód letnich. Z tego powodu jest on często przytaczany w naszej literaturze technicznej, lecz nie we wszystkich publikacjach podaje się we właściwej postaci jeden ze współczynników do tego wzoru, a mianowicie K_4 , charakteryzujący oddziaływanie jezior na przepływ wielkich wód.

W celu zwrócenia uwagi melioratorów na poprawną formę współczynnika K_4 uważam za konieczne poruszenie tej sprawy na łamach „Gospodarki Wodnej”, zwłaszcza, że niektóre nowe podręczniki cytują tabelę współczynnika K_4 w błędnym ujęciu, wprowadzając zamęt wśród kolegów, którzy z reguły nie mają możliwości zastanawiania się nad prawidłowością tego czy innego wzoru przy stosowaniu go do obliczeń hydrologicznych.

Publikacje, które podają wzór Loevego można podzielić na 3 grupy. Do pierwszej należy praca inż. Trawińskiego pt. „Ilości przepływu wód w rowach i potokach o zlewni do 300 km² według wzoru Loevego” opublikowana w „Inżynierii Rolnej” (Nr 1/1929) oraz podręcznik „Melioracje Rolne” prof. Cz. Zakaszewskiego (1948 r.). Do drugiej grupy należy zaliczyć „Hydrologię” Rybczyńskiego, Pomianowskiego i Wóycickiego (1933 r.) oraz „Vademecum Hydrauliczne” inż. J. Rembowskiego (1949 r.). Trzecią grupę stanowi „Hydrologia i Hydraulika” inż. K. Dębskiego (1948 r.).

Tablice dla K_4 według tych trzech grup autorów dla porównania przytaczam poniżej w całości.

f — powierzchnia jezior w obrębie zlewni w km²,

F_1 — powierzchnia zlewni tych jezior w km²

F — całkowita powierzchnia zlewni w km²,

Pod względem liczbowym tablice I i II są identyczne.¹⁾ różnią się one natomiast znaczeniem liczb w poszczególnych kolumnach. Tablica III stanowi zespół liczb zasadniczo odmiennych od wartości dwu poprzednich tabel.

Nasuwa się zatem pytanie, która grupa autorów podaje współczynnik K_4 we właściwej postaci. Najprostszą drogą rozwikłania tego problemu byłoby porównanie wartości tabel z wartościami współczynnika K_4 zestawionymi przez autora wzoru. Jednakże pomimo poszukiwań nie udało mi się odnaleźć w obcej literaturze żadnej publikacji, która by zawierała wzór Loevego w oryginalnej formie. Jest to dość dziwne, gdyż jak stwierdził inż. Trawiński, wzór Loevego pochodzi z 1909 r. i w Poznańskim stosowany był oddawna, dając zadawalające wyniki.

Ażeby uzyskać odpowiedź na postawione pytanie, należy przeanalizować wszystkie trzy formy współczynnika K_4 i orzec następnie, która z nich jest prawidłowa. Po-

¹⁾ za wyjątkiem błędu w tablicy II w kolumnie III, gdzie zamiast 0,51 winno być 0,81.

I.

$K_4 = 1 - \mu \frac{F_1}{F}$		
$\frac{f}{F_1}$	μ	
	teren płaski	teren górzysty
0,005	0,05	0,09
0,01	0,10	0,17
0,02	0,17	0,34
0,03	0,25	0,47
0,04	0,34	0,57
0,05	0,40	0,64
0,06	0,47	0,72
0,07	0,51	0,78
0,08	0,55	0,81
0,09	0,60	0,85
0,10	0,64	0,87

II.

K_4		
$1 - \frac{f}{F}$	równiny	góry
0,005	0,05	0,09
0,01	0,10	0,17
0,02	0,17	0,34
0,03	0,25	0,47
0,04	0,34	0,57
0,05	0,40	0,64
0,06	0,47	0,72
0,07	0,51	0,78
0,08	0,55	0,81
0,09	0,60	0,85
0,10	0,64	0,87

III.

K_4		
$\frac{f}{F_1}$	na równinach	na górach
0,03	0,99	0,99
0,05	0,98	0,97
0,06	0,97	0,96
0,08	0,96	0,94
0,10	0,94	0,91

staram się tego dokonać przez stwierdzenie, które z wyszczególnionych tablic są błędne.

Zacznijmy od tablicy II. Jeśli liczby kolumny I odjąć od jedności, otrzymamy w rezultacie szereg liczb malejących od 0,995 do 0,900, przedstawiające wartości $\frac{f}{F}$

Zważywszy, że liczby te pomnożone przez 100 oznaczają procentowy stosunek powierzchni jezior do powierzchni zlewni, w której są one położone, musimy dojść do wniosku, iż ta forma współczynnika jest błędna, bowiem zlewnia zawierająca 90 — 99,5% powierzchni zajętej przez jeziora jest w naszych warunkach nierealna. Jedną z najbogatszych w jeziora w Polsce zlewnia rz. Pisy powyżej Pisu posiada tylko około 12% jezior, zlewnie pozostałych zaś rzek naszych mają jezior znacznie mniej, aż do ich zupełnego braku. Współczynnik K_4 mógłby być realny tylko wtedy, gdyby miał zastosowanie do zlewni przy wartościach stosunku $\frac{f}{F}$ rosnących od zera do ca 0,12.

Co się tyczy tablicy III, to powstała ona, jak należy przypuszczać z chęci autora uproszczenia tablicy I. Stosunek $\frac{f}{F_1}$ został tu utożsamiony ze stosunkiem $\frac{F_1}{F}$ o czym łatwo się przekonać, przeliczając wartości tablicy I według założenia $\frac{F_1}{F} = \frac{f}{F_1}$ które to założenie

jest błędne, gdyż oba te stosunki przedstawiają sobą dwie różne wielkości, z których pierwsza może przybierać wartości od zera do jedności, druga zaś od zera do liczby mniejszej od 0,12. Ponieważ tablica III została ułożona na podstawie błędnego założenia, nie można uznać jej za prawidłową.

Pozostaje do rozpatrzenia tablica I, która wobec odrzucenia dwóch poprzednio zanalizowanych tablic powinna być prawidłowa. Wydaje się, że tak jest istotnie, gdyż nie można stwierdzić żadnych nielogiczności tak jak

w tablicy II. Stosunek $\frac{f}{F_1}$ waha się tu w granicach 0,005 do 0,10 co jest najzupełniej realne. W przypadku

braku jezior w zlewni, tj. gdy $f = 0$, wtedy $K_4 = 1$. Oznacza to, że w zlewni pozbawionej jezior współczynnik K_4 nie wpływa zmniejszająco na spływ wielkich wód, liczonych wzorem Loevego, co jest zupełnie zrozumiałe.

Spotkałem się z twierdzeniem, że wzór Loevego jest nieodpowiedni do obliczania wielkich wód w naszych warunkach. Możliwe, że tak jest, jednak innego lepszego wzoru nie posiadamy i do czasu pojawienia się takiego wzoru Loeve będzie w dalszym użyciu. Dlatego też wydaje mi się konieczne, aby nowe publikacje, cytujące wzór Loevego, podawały go w prawidłowej postaci.

Inż. Stefan Rogiński

DZIAŁ III PROJEKTOWANIE

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMECKI

Nowy system nawodnień w ZSRR

I. WSTĘP

Rozwój nawodnień w ZSRR

Już w ciągu pierwszych dziesiątków lat istnienia Związku Radzieckiego zaznaczył się poważny rozwój rolnictwa na terenach nawodnianych, położonych w posusznej strefie południa i Środkowej Azji. Po przeprowadzeniu wodno-rolnej reformy, zakończonej około 1924/25 roku, na obszarach tych corocznie wykonywano nowe urządzenia nawodniające oraz usprawniano sieć istniejącą. Ze stanu 4,28 milionów ha (1928 r.) powierzchnie nawodniane wzrosły do 6,86 milionów ha w 1943 r. (19), z równoległym wzrostem globalnej i jednostkowej produkcji rolnej.

Melioratorom naszym znane są wielkie kompleksy irygacyjne Głódno Stepu (górny bieg Syr-Darii) oraz wielkie obiekty jak Kanał Niewinnomyski (Kubań) lub Kanał Fergański (górna Syr-Daria) długości 350 km.

Równocześnie z pracami w Środkowej Azji zasięg nawodnień przesuwają się w strefę stepu i leśno-stepową aż do wyżyny środkowo-rosyjskiej. Szczególniejsze nasilenie w budowie podstawowych urządzeń nawodniających przyniosą lata ostatnie. Potężne budowlę wodne, stanowiące składową część stalinowskiego planu przeobrażenia przyrody, a więc realizowany obecnie węzeł nawodniająco-energetyczny Kachowski, Kujbyszewski, Stalingradzki i Kanał Turkmeński świadczą o nieograniczonych możliwościach społeczeństwa socjalistycznego w dziedzinie gospodarki wodnej. Dość jest przytoczyć dla ilustracji tej tezy, że omówione urządzenia zasilają w wodę obszar większy niż połowa powierzchni Polski (18,5 milionów ha).

Dotychczasowy system nawodnień o stałych doprowadzalnikach.

Aczkolwiek produktywność nawodnianych terenów była znaczna i stale wzrastała, osiągnięcia przodujących kolechozów i badania naukowe wskazywały, iż gospodarka rolnicza bynajmniej nie wyczerpała już wszystkich, nowopojawiających się możliwości, jakie stwarza na obszarach posusznych fakt doprowadzenia wody. Kondraszew (19) analizując to zagadnienie, wnioskuje, że wydajność wody (mierzona ilością produkowanej masy na jednostkę dostarczonej wody) mogłaby być podwojona. Podobnie a nawet wyższe wskaźniki podaje Szauimian (20).

Przyczyny nie pozwalające rolnictwu na wykorzystanie rezerw i uzyskanie maksymalnego (dostępnego przy danym stanie wiedzy rolniczej) współczynnika użytecznego tkwiły w niedoskonałości dotychczasowej sieci nawodniającej. Sieć urządzeń technicznych w pewnym momencie przestała odpowiadać wymogom stosowanej przez praktykę wysokiej agrotechniki, która z roku na rok się udoskonalała.

W Rosji przedrewolucyjnej z racji stosunków własnościowych większość terenów nawodnianych posiadała nadzwyczaj gęstą sieć doprowadzalników i wprost mikroskopijne kwatery nawodniane (podstawowe jednostki irygacyjne) o powierzchniach nawet rzędu 1/8 — 1/12 ha. W tych warunkach oczywiście były możliwe tylko uprawy ręczne, w najlepszym zaś razie przy użyciu żywej siły pociągowej.

W związku z kolektywizacją i mechanizacją rolnictwa po rewolucji, przystąpiono od razu do zwiększania powierzchni kwater, przy czym w początkowej fazie uważa-

Tablica I
Straty czasu i powierzchni na małych kwaterach wg danych Uszakowa (12)

Straty	Długość drogi traktorowego agregatu w metrach									
	50	100	200	300	400	500	700	800	1000	1500
Czasu na uwrotach, w % do całej pracy traktorowego agregatu	56,1	39,7	22,7	17,8	14,1	11,6	8,6	7,5	6,2	4,2
Powierzchni pomijanej, w % do całego pola	24,8	12,4	6,1	4,1	3,1	2,5	1,8	1,6	1,2	0,8

no za dostateczne wytworzenie powierzchni rzędu 3-10 ha, z pozostawieniem jednak sieci doprowadzalników stałych po granicach kwatery. Kwatery miały w tym okresie kształt wydłużony, pozwalający na uprawy traktorowe wzdłuż, lecz wykluczające jeszcze uprawy pielęgnacyjne w poprzek działki. Równomierność nawodnienia gleby zapewniały czasowe bruzdy rozdzielcze i polewowe, wyorywane i zasypanye zależnie od potrzeby.

W miarę tego jak rolnictwo radzieckie przechodziło na pełną mechanizację (agregaty narzędzi, kombajny) i wypracowywały współczesną wysoką agrotechnikę te początkowo wystarczające powierzchnie kwater okazały się zbyt małymi, ograniczając szybkość wzrostu wydajności pracy i produkcji.

Przez praktykę rolniczą zostały stwierdzone następujące wady stałych kwaterowych doprowadzalników (nawet już rekonstruowanych a więc rozmieszczonych w odległościach 80—150 m):

1. Gęsta sieć uniemożliwiała wydajne stosowanie współczesnej mechanizacji upraw, siewu, pielęgnacji i zbioru. Straty czasu i powierzchni nieobrabianej na uwrótach były znaczne (Tab. I) i np. na kwaterze o wymiarach 300 x 150, tj. o powierzchni 4,5 ha wynosiły 20—25% czasu i 5—10% powierzchni.

2. Gęsta sieć zajmowała 8—12% powierzchni pól pod same doprowadzalniki i nieobsiewane pasy rezerwowe.

3. Doprowadzalniki i rezerwy stały się siedliskiem chwastów.

4. Sieć gęsta i stała podnosiła koszty i przedłużała czas budowy całego systemu nawodniającego.

5. Sieć stała wymagała dużych nakładów na konserwację prowadzoną ręcznie.

6. Gęsta sieć stałych doprowadzalników powodowała duże straty wody na przesieki wgląd. Woda ta przeważnie szła na zasilanie wód gruntowych, co sprzyjało zabagnieniu lub zasoleniu (16).

II PRZEŁOM W TECHNICIE NAWODNIEN

Próby powiększenia powierzchni kwater

W warunkach socjalistycznego rolnictwa zasada stałych i gęsto rozmieszczonych doprowadzalników przeciwstawiała się więc dalszemu rozwojowi mechanizacji i polepszaniu agrotechniki. Dlatego też od dawna radzieccy hydrotechnicy, naukowcy i praktycy rolnictwa zajmowali się zagadnieniem powiększenia kwatery nawodnianej.

Proponowane zabiegi opisane są przez Trombaczewą (10) i dadzą się sprowadzić do dwóch schematów: a) powiększenia szerokości kwatery i zwiększenia ilości kwater zasilanych dwustronnie z dwóch doprowadzalników stałych (na tej drodze można było uzyskać kwaterę o powierzchni 10—40 ha), b) wydłużenia bruzd rozdzielczych do 400—500 m, skasowania 2-3 doprowadzalników z zachowaniem 1 doprowadzalnika stałego na powiększoną kwaterę.

W założeniach tych pozostawały więc doprowadzalniki stałe, przez co nadal istniało mniejsze lub większe ograniczenie dla powiększenia powierzchni, zależnie od warunków terenowych. Ponadto wydłużenie bruzd rozdzielczych możliwe było tylko na spadkach większych (4). W terenie o małych spadkach bruzdy rozdzielcze muszą iść z reguły wzdłuż warstwie (aby udało się otrzymać spadki na kwaterze), co przy dłuższych bruzdach prowadzi do przepelniania ich wodą i częstego przerywania grobelek.

W związku z tym, że funkcje doprowadzalnika i bruzdy rozdzielczej są różne, wydłużanie bruzd jako elementu czasowego leżącego wewnątrz kwatery stosunkowo mało posuwało rozwiązanie zagadnienia, aczkolwiek w określonych warunkach terenowych było zabiegiem istotnie pozytywnym.

Nowy system doprowadzalników czasowych

Omówione wyżej sprzeczności zachodzące między postulatem równomierności nasycenia wodą kwatery, co związane jest z jej powierzchnią, a potrzebą mechanizacji i agrotechniki usuwa radykalnie dopiero system doprowadzalników czasowych.

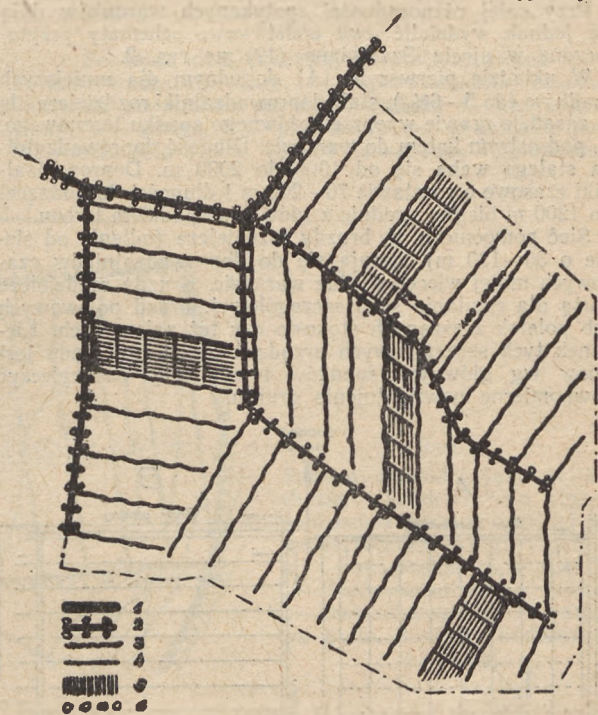
Nowy system wypracowany został wspólnie przez praktykę i naukę radziecką. Delinikajtis (4) wspomina, że zasada doprowadzalników czasowych znana była praktyce rolniczej jeszcze przed rewolucją, lecz uległa zarzuceniu a ponownie stosować ją rozpoczęły przodujące kolchozy i sowchozy przed 15—16 laty (16). Równocześnie też za-

jęły się tym zagadnieniem instytuty badawcze, a nagromadzone doświadczenia nauki i praktyki doprowadziły do powstania nowej inżynierskiej koncepcji nawodnień, odmiennej od dotychczasowych, celowej i zwartej z całością kształtem gospodarki rolniczej a więc tworzącej nowy system.

Wprowadzenie nowego systemu w życie na skalę ogólnopolską datuje się od sierpnia 1950 r., kiedy dzięki inicjatywie twórcy planów przeobrażenia przyrody — Stalina — powzięte zostało przez Radę Ministrów Związku Radzieckiego postanowienie wielkiej wagi o „Przejściu na nowy system nawodnienia w celu pełniejszego użytkowania nawodnianych gruntów i polepszania mechanizacji robót rolnych” (6).

W nowym systemie stałymi elementami sieci są tylko: doprowadzalnik główny prowadzący wodę od jej źródła (rzeka, zbiornik) na kompleks nawodniany oraz doprowadzalniki rozdzielcze, które zasilają powierzchnie duże rzędu kilkudziesięciu do kilkuset hektarów, a więc odpowiadające dawnemu pojęciu działu irygacyjnego. Pojęcie kwatery nawodnianej, jako najmniejszej jednostki irygacyjnej, ograniczonej doprowadzalnikami stałymi — znikła. Wszystkie urządzenia wewnątrz działu a więc doprowadzalniki mniejsze, bruzdy rozdzielcze i polewowe są urządzeniami czasowymi, które wykonuje się maszynowo dla pola i następnie zasypuje, aby umożliwić zmechanizowane uprawy, siewy i zbioru.

Podkreślić trzeba, że w obrębie elementów czasowych istnieje ścisłe rozgraniczenie funkcji każdego z nich; doprowadzalniki czasowe zachowują nadal funkcję dopro-



Rys. 1.

Schemat nowego systemu nawodniającego o czasowych doprowadzalnikach.

Oznaczenia

1—Doprowadzalnik główny podaje wodę ze źródła nawodnień (rzeka, jezioro, zbiornik) na kompleks nawodniany. — 2 Doprowadzalniki rozdzielcze rozdzielają wodę z doprow. głównego na masywy nawodniane, pomiędzy kolchozy i sowchozy oraz na doprowadzalniki czasowe. — 3 Doprowadzalniki czasowe (które wykonuje się na okres pola) zamiast doprowadzalników stałych dają wodę z doprowadzalników rozdzielczych w bruzdy rozdzielcze pól nawodnianych. — 4 Bruzdy rozdzielcze dają wodę z czasowych doprowadzalników w bruzdy polewowe. Bruzdy rozdzielcze mogą być wykonane w zależności od miejscowych warunków nie tylko w poprzek, jak wskazano na schemacie, lecz i wzdłuż doprowadzalników, w tym przypadku bruzdy polewowe i rzędy roślin będą szły w poprzek doprowadzalników czasowych. — 5 Bruzdy polewowe zasilają bezpośrednio rośliny wodą. — 6 Zadrzewienia wzdłuż kanałów.

wadzalnika stałego a więc dostarczają wody wzdłuż pewnej linii, z której czerpią ją bruzdy rozdzielcze, przekazując następnie do bruzd polewowych. Ta cecha wyróżnia nowy system od innych, szukających powiększenia kwatery przez wydłużenie bruzdy rozdzielczej, z jednocześnie pozostawieniem doprowadzalników stałych.

Zasadniczy schemat systemu przedstawiono na rys. 1. W porównaniu do dawnego nowy system odznacza się decydującymi zaletami a mianowicie:

- zwiększa powierzchnię użytkową wskutek likwidacji dużej liczby kanałów i zmniejszenia powierzchni traconej na uwrotach,
- zwiększa poważnie powierzchnię poszczególnego pola, przez co podwyższa poziom mechanizacji i wydajność maszyn,
- wykorzystuje oszczędniej wodę i polepsza stan gruntów wobec sumarycznie zmniejszonej filtracji z kanałów,
- zmniejsza nakład na konserwację sieci i umożliwia zmechanizowanie budowy urządzeń,
- pozwala szybciej i skuteczniej zwalczać zachwaszczenie.

III. SZCZEGÓŁY TECHNICZNE NOWEGO SYSTEMU

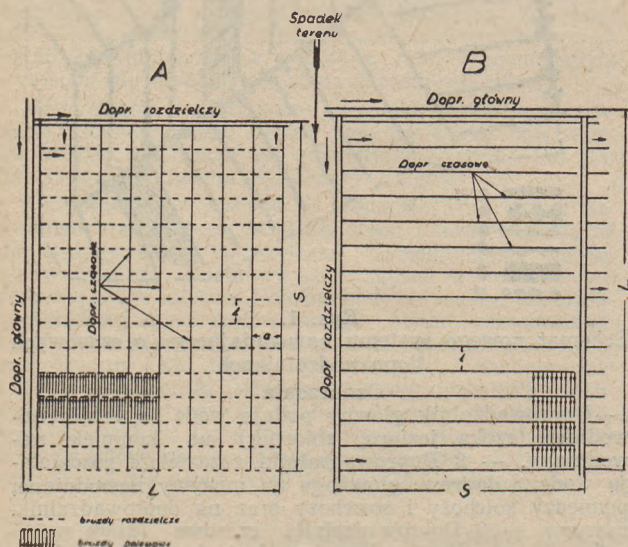
Układ nawodniający w planie

Zarówno prace badawcze, jak i osiągnięcia praktyki wskazują na konieczność ścisłego nawiązania planu sieci nawodniającej do rzeźby terenu, własności gruntu i zadań produkcyjnych gospodarstwa.

Przy całej różnorodności spotykanych warunków dają się jednak wydzielić dwa podstawowe schematy przytoczone w ujęciu Szaumiana (12) na rys. 2.

W układzie pierwszym (A) dogodnym dla mniejszych spadków (do 5—6‰), stałe doprowadzalniki rozdzielcze idą w zasadzie prawie wprost przez główny spadek terenowego, tj. pod ostrym kątem do warstw. Długość doprowadzalnika stałego waha się od 1000 do 2000 m. Doprowadzalniki czasowe o rozstawie 70—200 m i długości dochodzącej do 1200 m biegną zgodnie z głównym spadkiem terenu.

Sieć pomocnicza, tj. bruzdy rozdzielcze (odległe od siebie o 30—130 m) kierują się do doprowadzalników czasowych mniej więcej wzdłuż warstw. Bruzdy rozdzielcze służą dla zasilania sieci szczegółowej: bruzd polewowych lub poletek zraszanych stokowo czy też zalewanych. Kierunek tych szczegółowych urządzeń ostatniego rzędu jest znów wg głównych spadków terenu, aby zabezpieczyć równomierne nawilgotnienie gruntu.



Rys. 2.

Zasadnicze schematy sieci czasowej.

A— dla małych spadków, B— dla dużych spadków. W układzie A: $L = 1-2$ km, $S = 1,2$ km, $l = 30-130$ m, $a = 70-200$ m. W układzie B: $L = 1-2$ km, $S = 0,8-1$ km.

Układ drugi (B) przewidziany dla terenów o dużych spadkach (5‰) ma doprowadzalniki rozdzielcze stałe, poprowadzone wzdłuż głównych spadków terenu. Wytrasowanie doprowadzalników czasowych na większych spad-

kach byłoby tu nie celowe, gdyż ulegałyby one rozmyciu. Z drugiej strony usytuowanie doprowadzalników czasowych nieco skośnie do warstw (a więc z mniejszym spadkiem) utrudniłoby gospodarowanie w terenie.

Długość doprowadzalników stałych w schemacie drugim może być znaczna, natomiast ich rozstawy sięgają 800—1000 m, co jest uwarunkowane ograniczoną długością wewnątrzdziałowych doprowadzalników czasowych, które biegną tu od doprowadzalników stałych pod niewielkim kątem do warstw, a więc z małym spadkiem (dopuszczalne minimum 1,5‰).

Wodę z doprowadzalników czasowych zaleca Pantelejew (3) podawać na kwatery nie bezpośrednio, lecz z bruzd rozdzielczych, równoległych w tym wypadku do doprowadzalników czasowych.

Obszar zaopatrzony w opisane urządzenia staje się jednym działem irygacyjnym dostatecznie dużym (50—100 i więcej ha) dla zmechanizowanych upraw, a jednocześnie posiadającym w trakcie nawodnień czasowe małe kwatery, warunkujące równomierność i oszczędność nawodnienia. Jeśli chodzi o powierzchnię działów to rozporządzenie Rady Ministrów ZSRR (6) przewiduje następujące normy, jako minima:

- w rejonach zbożowych 40—60 i więcej ha,
- w rejonach uprawy bawełny 20—40 ha, a w razie istnienia dużej ilości zadrzewień wzdłuż obecnych kanałów, lub przy gęstej sieci drenażu, powierzchnia graniczna jest rzędu 10—20 ha,
- w rejonach z bardzo gęstym zadrzewieniem morwą (jedwabnictwo) zezwala się wyjątkowo na powierzchnię 5 ha.

Rozstawy sieci czasowej zależą od rzeźby terenu i własności gleby, które wyznaczają dopuszczalne wymiary elementów kwatery nawodnianej. W przypadku nawodnienia bruzdowego rozstaw bruzd rozdzielczych reguluje długość bruzdy polewowej; w nawodnieniu stokowym miarodajną będzie długość kwatery czasowej, zapewniająca równomierne zwilżenie gleby przy danym dopływie sekundowym. Pojęcie o stosowanych rozstawach daje tab. II zaczerpnięta z pracy Szaumiana (12)

Tablica II
Rozstawy bruzd rozdzielczych

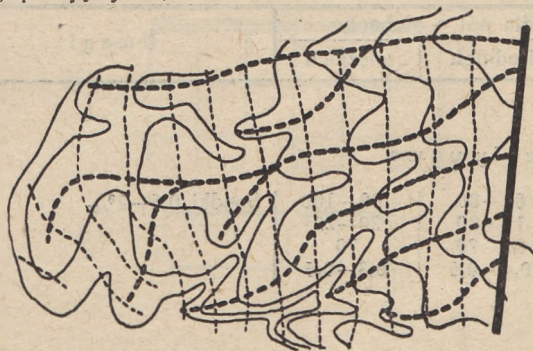
Przepuszczalność gleby	Spadek terenu ‰	Długość bruzdy polewowej, jednocześnie wyznaczająca rozstaw bruzd rozdzielczych (w metrach)
Słaba	20—10	110—130
	10—4	90—110
	4—2	80—100
	2	50—80
Średnia	20—10	100—120
	10—4	80—100
	4—2	70—90
	2	40—60
Silna	20—10	80—100
	10—4	60—80
	4—2	40—60
	2	30—40

Jak wspomniano, doprowadzalniki czasowe mogą służyć dla zasilania różnego rodzaju szczegółowych systemów nawodniających. W kołchozie „Czerwona Zorza” w Chakassji stosowano system stokowy polewu w pasach szerokości 6—12 m, ogroblowanych niskimi grobelkami, które oczywiście są sypane i zrównywane mechanicznie specjalnymi zgarniaczami (3).

Na ogół jednak zalecany jest system bruzdowy, przy czym okazują się odpowiedniejszymi bruzdy nieprzepływowe o głębokości 15—20 cm. Przy bruzdach przepływowych, długich i płytkich, na spadku większym (2—10‰) powstają duże straty wody na zrzuty i przedłuża się czas polewu. Szczegóły dotyczące wymiarów bruzd polewowych zestawione są w tab. III (str. 162).

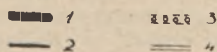
Nowy system nawodnień pozwala na trasowanie doprowadzalników czasowych zgodnie z rzeźbą terenu, a więc

przy urozmaiconej sytuacji pionowej danego pola doprowadzalniki mogą biec linią łamaną lub krzywą. Przykłady kilku rozwiązań wg Trombaczewa (10) i Denisowa (15) podają rys. 3, 4 i 5.

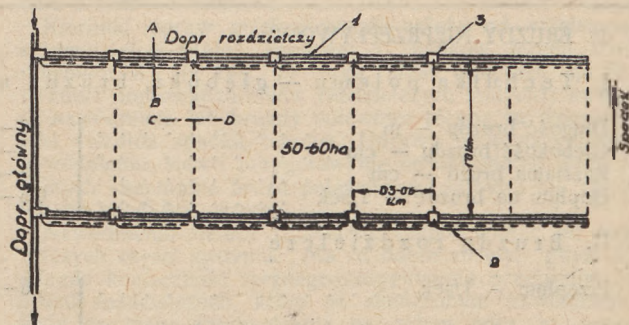


Rys. 3.

Schemat sieci czasowej w urozmaiconym terenie.
1—Doprowadzalnik stały. 2—Doprowadzalnik czasowy. 3 — Bruzdy rozdzielcze. 4 — Warstwy.

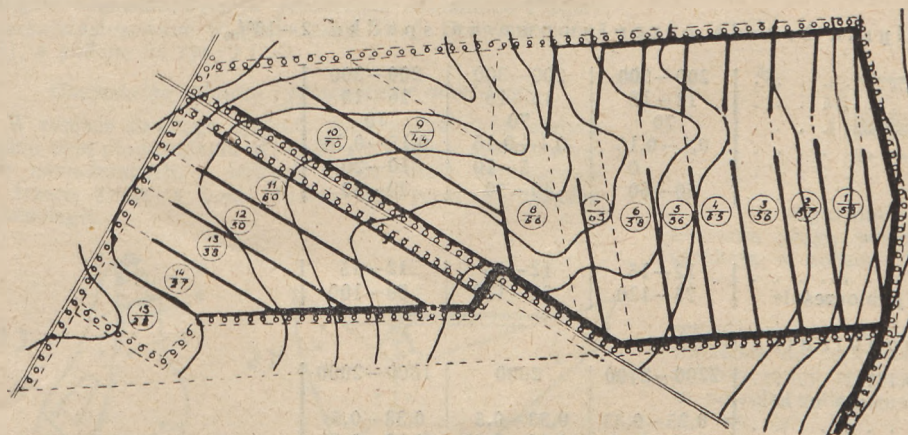


Poza topografią na trasowanie doprowadzalników wpływa rozmieszczenie pasów wiatrochronnych. Pasy zadrzewień mogą być usytuowane tylko wzdłuż doprowadzalników stałych, ich zatem kierunek wiązać trzeba z kierunkiem przeważających wiatrów. Jeśli wytworzony dział irygacyjny będzie duży (kilkaset ha) i projektuje się na nim kilka pól zmianowania, to poszczególne pola rzędu



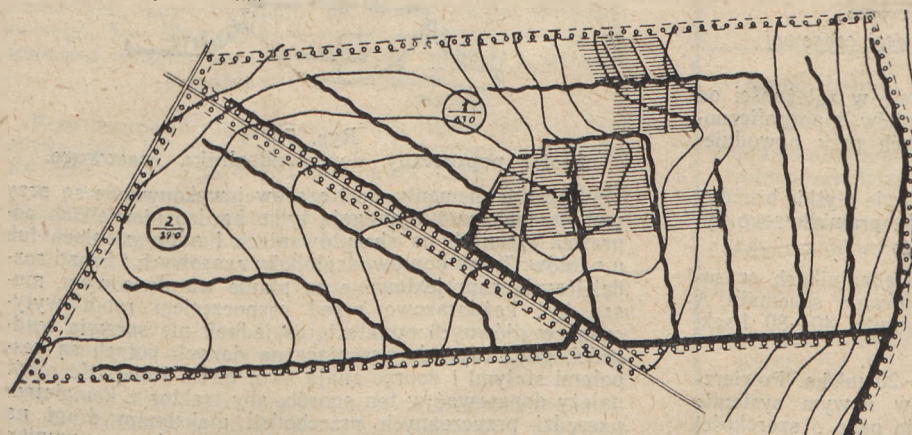
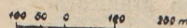
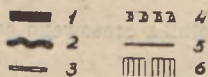
Rys. 6.

Schemat sieci czasowej w stałych polach
1—doprowadzalnik stały, 2—doprowadzalnik czasowy, 3—śluzka rozdzielcza na dopr. stałym, 4—pas zadrzewiony, 5—droga, 6—pas drzew po granicach pola. Wewnątrz pola o pow. 58—60 ha—drobna sieć czasowa.



Rys. 4.

System nawodniający w kołchozie „Trudownik” o stałych doprowadzalnikach ogólnej długości 10,2 km i z 15 kwaterami powierzchni 2,7—6,9 ha.
1—Doprowadzalnik główny. 2—Doprowadzalniki kwaterowe stałe. 3—Pasy zadrzewień. 4—Drogi.



Rys. 5.

System nawodniający w kołchozie „Trudownik” przeprojektowany na sieć czasową. Doprowadzalników stałych zostało 1,3 km, powierzchnie pól są 29 i 63 ha. 1—Doprowadzalnik stały, 2—Doprowadzalniki czasowe, 3—Drogi, 4—Pasy zadrzewień, 5—Bruzdy rozdzielcze, 6—Bruzdy polewowe.

TABLICA III
CHARAKTERYSTYKI TECHNICZNE NAWODNIEŃ BRUZZOWYCH (17)

Elementy i wskaźniki	Wymiary dla pól o glebach			U w a g i
	lekkich	średnich	ciężkich	
1) BRUZZY NIEPRZEPLYWOWE				
I. Technika polewu — głęboka, bruzda nieprzepływowa				
Długość bruzdy — m	50—60	60—80	80—100	Spadki 0,6—2‰
Głębokość bruzdy — cm	15—17	17—20	20—22	
Rozstawa bruzd — cm	55—70	60—70	70	
Dopływ na bruzdę — l/sek	0,6—0,8	0,4—0,6	0,3—0,5	
II. Bruzdy rozdzielcze				
Przepływ — l/sek	18—20	20—23	23—25	Szerokość dołem 0,2 m, szer. górą 0,5m Głębokość pełna 0,25—0,30 m. Napełnienie 0,20 m. Spadki 1—10‰
Ilość bruzd polewowych zasilanych jednocześnie	25—35	40—50	50—60	
III. Doprowadzalniki czasowe				
Przepływ — l/sek	55—60	60—70	70—75	Szer. dołem 0,30 — 0,40 m szer. górą do 1,00 m. Głębokość pełna 0,40 m. Napełnienie 0,25—0,35 m. Spadki 0,6—2‰
Ilość bruzd rozdzielczych zasilanych jednocześnie	3	3	3	
IV. Wydajność przy nawodnieniach				
Średnia dawka polewowa m ³ /ha	500—600	700—800	800—900	
Wydajność pracy 1 robotnika polewacza w hektarach na 12 godz.	1,30	1,24	1,20	
Współczynnik użyteczny wody przy polewie . . .	0,9—0,95	0,95—1,0	0,95—1,0	
2) BRUZZY PRZEPLYWOWE				
I. Technika polewu — płytka bruzda przepływowa na spadku 2—10‰				
Długość bruzdy — m	200—300	200—300	200—300	
Głębokość bruzdy — cm	12—15	15—16	16—18	
Rozstawa bruzd — cm	70	70	70	
Dopływ na bruzdę — l/sek	0,1—0,15	0,1—0,15	0,15—0,20	
Zrzuty powierzchniowe — %	0	5—10	10—20	
Filtracja wgłąb — %	50—60	40—50	30—40	
II. Bruzdy rozdzielcze				
Przepływ — l/sek	12—15	12—15	12—15	
Ilość bruzd polewowych zasilanych jednocześnie .	75—120	75—120	50—100	
III. Wydajność przy nawodnieniach				
Średnia dawka polewowa —m ³ /ha	2200—2400	2000	1800—2000	
Wydajność pracy 1 robotnika polewacza w hektarach na 12 godz.	0,25—0,33	0,33—0,5	0,33—0,5	
Współczynnik użyteczny wody przy polewie . . .	0,35—0,40	0,45—0,50	0,50—0,60	

50—60 ha zaleca Natalczuk (11) obsadzić po granicach dwoma rzędami drzew owocowych (rys. 6).

Wymiary profilu poprzecznego sieci czasowej

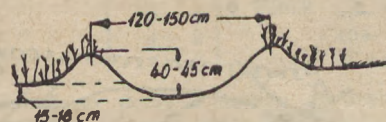
Wymiary sieci czasowej projektuje się w zależności od techniki polewu i miejscowych warunków topograficzno-glebowych. Przykład norm stosowanych przy nawodnieniu bruzdowym daje tab. III.

Z danych tab. III widać, że typ 2 (długie płytkie bruzdy) jest nieekonomiczny w porównaniu do prawidłowego typu 1, o krótszych bruzdach.

Objętość robót ziemnych na doprowadzalnikach czasowych nie jest duża. W razie zastosowania schematu A (z rys. 2), przy wydatku doprowadzalnika 40—80 l/sek, trzeba wykonać 18—23 m³/ha.

Schemat B (z rys. 2) wymaga 10—20 m³/ha. Powierzchnia stracona dla upraw wynosi w nowym systemie około 1‰ i ogranicza się właściwie do pasa o szerokości doprowadzalnika w górze.

Profil poprzeczny doprowadzalnika czasowego przedstawia rys. 7.

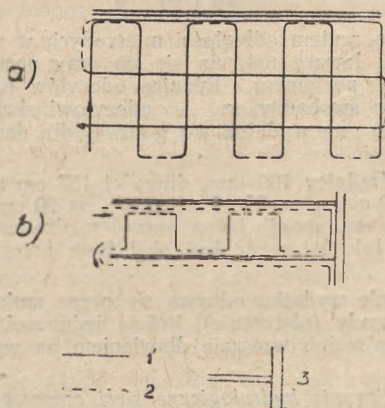


Rys. 7.

Profil poprzeczny doprowadzalnika czasowego.

Wszystkie elementy sieci czasowej wykonywane są przy pomocy maszyn i wymagają tylko bardzo niewielkich poprawek ręcznych na skrzyżowaniach i odgałęzieniach lub u wlotów. Trasy doprowadzalników czasowych i bruzd rozdzielczych, zaprojektowane na planie warstwicowym, muszą być każdorazowo przed rozpoczęciem robót wytyczone w głównych punktach, co jednak nie sprawia trudności, gdyż brygady pracujące na danych polach są zespołami stałymi i dobrze znają swój teren. Kolejność robót należy dopasować w ten sposób, aby traktor z kompletem narzędzi przyczepnych przechodził maksimum drogi na chodzie roboczym. Jest to w pełni osiągalne a wynika

z samych założeń nowego systemu. W dawnym systemie o stałych doprowadzalnikach wyorywanie bruzd rozdzielczych zabierało (na jednostkę powierzchni) znacznie więcej drogi luzem i czasu, jak to widać na rys. 8.



Rys. 8.

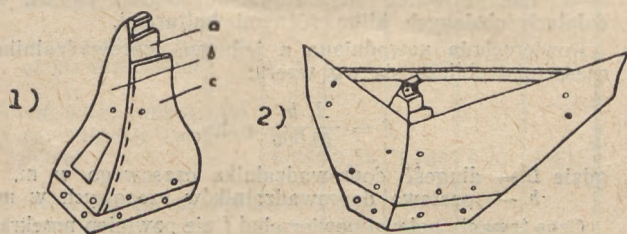
Schemat drogi koparki przy wykonywaniu doprowadzalników czasowych na dużej kwaterze (a) oraz na małej (b) (wg Delinikajtisa, 4) 1 — Bieg roboczy, 2 — Bieg jałowy, 3 — Doprowadzalniki stałe.

W ogóle zaś rozchód siły i czasu na założenie sieci czasowej jest mały, tak np. wg Delinikajtisa (4) powierzchnia 150 ha może być obrobiona w 8 godzin.

Przemysł radziecki rozwiązuje obecnie masowy wyrób specjalnych narzędzi dla wykonania sieci czasowej, jak np. kopaczki KPN, KPU-2000, o wydajności 2,5 km doprowadzalnika na godzinę przy jednorazowym przejściu. Wiele robót zostało jednak już wykonane przy użyciu dotychczasowych typów koparek lub zrationalizowanymi prostszymi narzędziami, dostępnymi w gospodarstwie. Jako przykład wymienimy wyposażenie ramy zwykłych pługów wieloskibowych w poszerzone odkładnice i zgarzniacze, zastosowane w Chakasskiej Stacji Doświadczalnej (5), a podane na rys. 9 i 10.

Gospodarka rolnicza i prowadzenie nawodnień

W ramach dawnego systemu doprowadzalników stałych jedno pole płodozmianu składało się z wielu stałych kwater nawodnianych, z których każda miała ograniczenie z trzech stron, a boki dłuższe zazwyczaj usytuowane równolegle.



Rys. 9.

Szczegóły pługa do wyorywania doprowadzalników czasowych, zmontowanego na ramie pługa wieloskibowego. 1 — Słupica, a—b części istniejące, c — przyspawana szczeka lewa. 2 — Korpus płużny z nowymi odkładnicami i lemieszami.

Przy doprowadzalnikach czasowych figura kwatery czasowej może być dowolna, a w dziale irygacyjnym mieści się całe pole płodozmianu lub nawet kilka pól.

W strefie posusznej zależnie od warunków klimatycznych i doboru roślin nawodnienie na ogół wymagane jest w następujących okresach i formach:

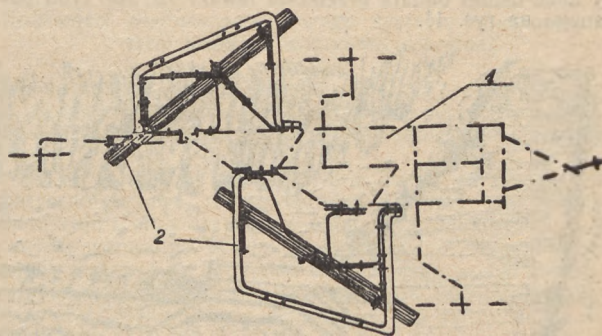
- jednorazowe przedsięwzięcie jesienne lub wiosenne nawodnienia dla stworzenia zapasów wilgoci w glebie,
- wielokrotne nawodnienia w okresie wegetacyjnym,
- zarówno przedsięwzięcie, jak i wegetacyjne nawodnienie.

W przypadku pierwszym sieć wykonuje się jednorazowo, po nawodnieniu zasypuje się ją zgarzniaczami i prowadzi uprawy pielęgnacyjne oraz siewy na jednolitym dużym

masywie, umożliwiającym mechanizację robót. W razie, gdy są tylko niezbędne nawodnienia wegetacyjne, sieć czasową wykonuje się po zasiewach. Przed zbiorami doprowadzalniki czasowe są obkosszone (plon zebrany) i zasypane, co pozwala na użycie kombajnów dla zbiorów na całym polu. W przypadku trzecim musi być sieć wyorywana dwukrotnie w ciągu roku, w sposób opisany w punktach a i b.

Kierunki upraw mechanicznych zależą od wzajemnej sytuacji sieci stałej, czasowej i spadków terenu. Dla schematu A (z rys. 2) orka idzie wpoprzek spadku (wzdłuż doprowadzalników rozdzielczych stałych); kwatery nawodniane lub bruzdy polewowe biegną tu wpoprzek orki (wzdłuż spadku terenu). Uprawy pielęgnacyjne po nawodnieniu, siew i przygotowanie do nawodnień wegetacyjnych (nacinanie bruzd polewowych) odbywa się zgodnie ze spadkiem terenu.

Nawodnienia należy prowadzić rozpoczynając od najniższych części systemu. Ma to dobre strony, gdyż: a) odpada konieczność ręcznego zasypywania przekopów do bruzd rozdzielczych, które po skończonym nawodnieniu będą zasypane mechanicznie na całym polu, b) unika się zrzutów wody, c) bruzdy rozdzielcze, położone po-



Rys. 10.

Zgarniacz do zasypywania bruzd

1 — rama pługa wieloskibowego, 2 — domontowana konstrukcja z nożami zgarzającymi, 3 — część robocza zgarzniacza.

wyżej kwatery w danej chwili nawodnianej, nie będą narażone na rozmycie jeszcze przed rozpoczęciem pracy.

Ilość pracy ręcznej przy prowadzeniu nawodnień jest w nowym systemie poważnie mniejsza (Delinikajtis, 4) — por. tab. IV.

Tablica IV.

Ilość pracy ręcznej w robotniko-dniach na 1 ha przy eksploatacji kwater nawodnianych

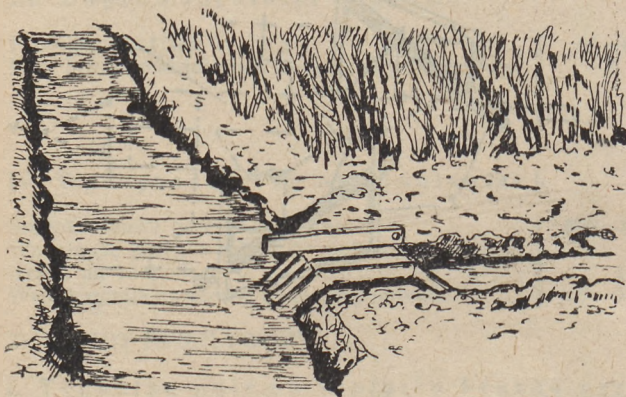
Rodzaj robót	Sieć stała	Sieć czasowa
Wiosenna i letnia konserwacja doprowadzalników	1,4	0,0
Poprawa nasypów u początków doprowadzalników	—	0,01
Poprawa połączeń bruzd rozdzielczych z doprowadzalnikami	0,4	0,04
Uzbrojenie sieci czasowej	—	0,06
Zasypywanie ręczne części sieci czasowej	0,8	1,3
	2,6	1,41

Armatura sieci i budowle

W systemie dawnym zachodziła potrzeba uzbrojenia sieci w liczne budowle stałe, jak służki piętrzące, regulujące, rozdzielcze, wpusty itd. Przy doprowadzalnikach czasowych zmienia się charakter wszelkich urządzeń regulujących i rozdzielczych, które są tu urządzeniami przenośnymi z wyjątkiem punktów poboru wody na doprowadzalnikach stałych. Ilość tych punktów może być ograniczona (rys. 6) i wynosi 5–6 razy mniej niż w systemie dawnym, natomiast warunkiem koniecznym jest zaopatrzenie ich w urządzenia pomiarowe dla przepływu.

Urządzenia przenośne piętrzące lub tamujące wodę stosuje się w postaci prostych zastawek z blachy o grubości 3 mm wbijanych w grunt. Nie zaleca się wykonywania prowizorycznych grobelek ziemnych (w profilu doprowadzalnika), gdyż prowadzi to z reguły do obniżania powierzchni terenu wzdłuż trasy (wykop materiałowy).

Podstawowe i najliczniejsze urządzenia — wpusty do bruzd polewowych i rozdzielczych — mogą być również typu zastawki przepływowej, lecz dogodniejsze są rurki, a w związku z postulatem racjonalnego dawkowania wody duże usługi oddają przenośne lewary (8, 18) typu podanego na rys. 11.



Rys. 11.

Lewary zasilające bruzdę rozdzielczą z doprowadzalnika.

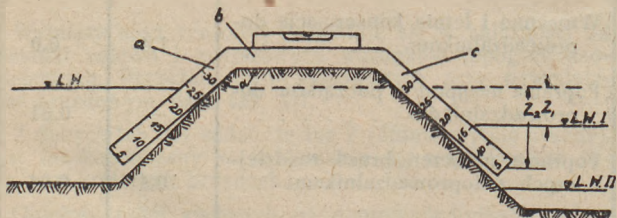
Użycie ich nie wymaga przekopywania grobelek, obsługa jest prosta i szybka, ponadto łączą w sobie urządzenie rozdzielcze z pomiarowym. Lewary z rur metalowych lub węży gumowych nie okazały się praktyczne, natomiast znalazły zastosowanie rury z tkaniny guderonowanej na uzbrojeniu ze spiralnie skręconego drutu stalowego (18).

Maksymalna średnica lewaru, przy której może go uruchomić jedna osoba wynosi 120 mm. Gdy więc zachodzi potrzeba większego dopływu zakłada się baterię kilku lewarów.

Wydatek wody przez lewar o średnicy d (mm) określa wzór:

$$q = 3,475 \mu d^2 \sqrt{z}$$

gdzie z jest to ciśnienie, pod którym pracuje lewar. Gdy wypływ jest zatopiony, z równa się różnicy poziomów górnej i dolnej wody. W razie wypływu swobodnego z jest wysokością górnej wody nad środkiem otworu dolnego (rys. 12)



Rys. 12.

Schemat lewara-wodomierza.

Współczynnik wydatku μ dla danego typu lewaru można wyznaczyć doświadczalnie i przyjmować jako stały, zarówno przy wypływie swobodnym, jak i zatopionym, o ile nie żąda się dokładności większej niż 4–5% (8).

Dla ułatwienia odczytu z na ramiona lewara nanosi się wg wzoru:

$$z^1 = \frac{z}{\sin(180 - \alpha)}$$

skalę, będącą rzutem odległości mierzonych w pionie. Po uruchomieniu lewara ustawia się go przy pomocy libeli w położeniu poziomym. Różnicę odczytów na skalach (gdy wypływ swobodny z = odczytowi skali górnej) przelicza się na wydatek wg gotowej dla danego typu tabelki.

Lewar o średnicy 100 mm, długości 157 cm może dać: przy $z = 10$ cm, $q = 6,7$ l/sek, przy $z = 20$ cm, $q = 9,3$ l/sek. W ten sam sposób jedna bruzda rozdzielcza zgodnie z normami tab. III może być obsługiwana przez 2–3 lewary.

Regulowanie wydatku odbywa się przez zmianę poziomu górnej wody (piętrzenie), ilością jednocześnie pracujących lewarów lub wreszcie dławieniem na wypływie.

Obliczania hydrologiczne sieci czasowej.

Dla prawidłowego zaprojektowania sieci czasowej niezbędne są, jak zawsze w melioracjach, obliczenia hydrologiczne i zestawienie planu gospodarowania wodą z uwzględnieniem sposobów polewu i upraw, organizacji pracy, rodzaju roślin i ich potrzeb wodnych (12).

Tok obliczeń w zasadzie nie różni się od dotychczasowych. Obliczenie wydatku doprowadzalnika stałego, zaopatrującego szereg doprowadzalników czasowych wymaga znajomości:

- powierzchni (F ha) nawodnianej z danego doprowadzalnika stałego,
 - czasu (T w dobach) niezbędnego dla nawodnienia pow. F ,
 - średniej ważonej dawki polewowej m m³/ha,
 - współczynnika użytecznego sieci nawodniającej —
- Stąd dopływ sekundowy wyniesie:

$$Q = \frac{F \cdot m}{86,4 \cdot T \cdot \eta} = 0,0116 \frac{F \cdot m}{T \cdot \eta} \text{ l/sek.}$$

Szasz trwania polewu (T) zależy od agrotechniki i rodzaju rośliny; niewątpliwie byłby najlepszy okres krótki, lecz zbyt skracanie czasu spowodowałoby zbyt duże dopływy sekundowe, a stąd większe wymiary poprzeczne doprowadzalnika. Gdy nawodniany dział obsiany jest jedną rośliną, czas T przyjmuje się w granicach 1–2 doby. Działy większe nawodnia się w ciągu 3–5 dni. Również można przedłużyć czas polewu w działach obsianych kilkoma różnymi kulturami.

Powierzchnia nawodniana z jednego doprowadzalnika czasowego oblicza się wg wzoru:

$$f = \frac{L \cdot b}{10.000} \text{ w ha}$$

gdzie L — długość doprowadzalnika czasowego w m,
 b — rozstawa doprowadzalników czasowych w m,

Czas trwania polewu powierzchni f nie powinien przekraczać 1 doby. Poniżej podajemy przykład obliczeń wg Szaumiana (12).

Dane: $F = 60$ ha pszenicy,

$T = 2$ doby,

$m = 600$ m³/ha,

$L = 600$ m,

$b = 100$ m,

$\eta = 0,95$.

Należy obliczyć wydatek doprowadzalnika stałego i czasowych.

Doprowadzalnik stały przy całodobowym polowie winien prowadzić:

$$Q = \frac{60 \cdot 600}{86,4 \cdot 2 \cdot 0,95} = 219 \text{ l/sek.}$$

Powierzchnia f zasilana jednym doprowadzalnikiem czasowym:

$$f = \frac{600 \cdot 100}{10.000} = 6 \text{ ha}$$

Ilość jednocześnie pracujących doprowadzalników czasowych w założeniu polewu pow. f w ciągu 1 doby:

$$n = \frac{F}{T \cdot f} = \frac{60}{2,6} = 5$$

Wydatek jednego doprowadzalnika czasowego:

$$q = \frac{Q}{n} = \frac{219}{5} = 44 \text{ l/sek.}$$

Doprowadzalniki czasowe projektuje się na przepływ od 30 do 90 l/sek. Przepływ ten mieści się w normalnie stosowanych profilach i pozwala na zasilenie jednocześnie 1-3 brzd rozdzielczych. Wymieniony przepływ może być zatem rozprowadzany po kwaterach lub brzdach polewowych przez 1-3 polewaczy, z których każdy zdoła obsłużyć strugę o wielkości 25-30 l/sek.

Sieć czasowa, podobnie jak stała, musi być sprawdzana ze względu na prędkości dopuszczalne, aby nie było rozmijania, przy czym należy tu oczywiście przyjmować inne współczynniki szorstkości niż w rowach stałych.

Obserwacje (3,13) wskazują, że współczynniki szorstkości (γ wg Bazina) są na doprowadzalnikach czasowych mniejsze (1,06) niż na stałych (5,78).

Przypisać to należy zarastaniu dna i skarp doprowadzalników stałych przez chwasty. Zarośnięcie sieci stałej ma wpływ na współczynnik użyteczny urządzeń; w rezultacie większych oporów wzrasta napężenie i obwód zwilżony, a zatem rosną straty na przesiąki.

Co do oceny strat na przesiąki panowało przez pewien czas mniemanie, iż straty w doprowadzalnikach czasowych będą większe niż w stałych. Liczne obserwacje (3,13) dowiodły istnienia zjawiska wręcz odwrotnego. Sieć czasowa ma straty znacznie mniejsze. Tak np. doświadczenia Pantielejewa i Turbina (5) dały wyniki podane w tab. V.

Tablica V

Porównanie pracy doprowadzalników stałych i czasowych przy dopływie 60 l/sek i spadku 2,2‰

Rodzaj doprowadzalnika i okres nawodnień	Prze-krój m ²	Ob-wód zwilżony m	Pro-mień hydra-ul. m	Prę-dkość m/sek	Straty w% na 100 m ² po 20 godz. pracy
Dopr. stały, nawodnienie przedsięwne . .	0,28	1,61	1,74	0,21	2,6
Dopr. czasowy, nawodnienie przedsięwne . .	0,08	1,06	0,085	0,75	1,0
Dopr. stały, obkoszony, nawodnienie wegetacyjne	0,26	1,58	1,165	0,23	4,2
Dopr. czasowy, nawodnienie wegetacyjne	0,10	1,21	0,091	0,60	2,3

W danym doświadczeniu dopiero po 6 dniach straty w obu typach doprowadzalników wyrównały się malejąc do poziomu 1‰. Jeśli uwzględnimy różnice wymiarów (z tab. V), wnioskujemy, iż w ciągu pierwszych dwóch dni (zwykły okres pracy doprowadzalnika) doprowadzalniki stałe miały na jednostkę obwodu zwilżonego straty około dwa razy większe niż czasowe. Łączy się to niewątpliwie z głębokością napełnienia, która bezużytecznie jest większa w doprowadzalnikach stałych. Ponieważ sieć czasowa może pracować z tym samym wydatkiem (małe szorstkości) przy mniejszych przekrojach, jasne jest, że współczynnik użyteczny będzie w niej większy, dążąc do jedności.

Ponadto trzeba zauważyć, że przesiąki z doprowadzalników czasowych tylko w części noszą charakter strat bezwzględnych dla kompleksu nawodnianego. Doprowadzalnik czasowy leży wewnątrz pola, a więc przesiąk zużyty będzie w znacznej mierze przez roślinność, a mniej wody ujdzie w głąb na zasilenie wód gruntowych.

IV. UWAGI KONCOWE.

Znaczenie i rozmiar robót nad unowocześnieniem sieci nawodniającej.

Przejście na nowy system nawodniania traktuje nauka radziecka (16) nie tylko jako zwykłą zmianę jednych urządzeń drugimi i zwiększenie powierzchni kwater. Jest to w zasadzie rekonstrukcja całej gospodarki rolniczej w rejonach nawodnień, gdyż łącznie z siecią techniczną wprowadza się kompleks zabiegów agrotechnicznych, podwyższających produktywność danych obszarów na bazie nowego systemu.

Nowy system staje się niezwykle ważnym ogniwem w realizacji wielkiego planu przeobrażenia przyrody; umożliwia on oszczędne i szybkie nawodnienie szczegółowe wraz z zagospodarowaniem nowych gruntów, znajdujących się w zasięgu wznoszonych obecnie podstawowych budowlí wodnych.

O rozmiarach i tempie robót przy wprowadzaniu systemu informują liczby w postanowieniu Rady Ministrów ZSRR. W ciągu 3-4 lat przebudowana zostanie sieć nawodniająca na powierzchni 4,34 miliona ha, nie licząc inwestycji nowych.

Możliwości zastosowania nowego systemu nawodnień w naszej praktyce wodno-melioracyjnej.

Niewątpliwie każdy inżynier, śledzący postępy techniki i rolnictwa radzieckiego, zadaje sobie pytanie o perspektywach zastosowania opisanych osiągnięć i w naszym kraju.

Na to pytanie w danej chwili z uwagi na różnice klimatyczno-glebowe, rodzaje produkcji rolnej, stopień mechanizacji i etap rozwoju spółdzielni produkcyjnych, odpowiedź generalna byłaby trudna. Wydaje się natomiast celowe wskazać na konkretny odcinek prac wodno-melioracyjnych, gdzie system doprowadzalników czasowych mógłby znaleźć w najbliższej przyszłości, jak sądzę, dobre zastosowanie.

Chodzi tu mianowicie o zagadnienie rolniczego użytkowania ścieków miejskich.

Dotychczas pola irygacyjne projektowane były i wykonywane jako kosztowne urządzenia stałe, uzbrojone w gęstą sieć rowów, doprowadzalników ogroblowanych i wyposażonych w służki oraz o małych sztucznie formowanych kwaterach nawodnianych. Dla przykładu przytoczę pola bydgoskie o kwaterach 0,25—1,00 ha. Ta okoliczność bez wątpienia utrudnia gospodarkę rolniczą zmierzającą, a być może nie sprzyja przez to szerszemu projektowaniu pól nowych, tak niezbędnych w Polsce dla rolniczego wykorzystania olbrzymiej siły nawozowej, zawartej w ściekach rozbudowujących się naszych miast.

Nowy system rozwiązałby to zagadnienie, gdyż można by tylko część pól wyposażać w urządzenia stałe (właściwie pola irygacyjne lub rezerwowe), a znaczniejsze obszary używać rok rocznie w systemie doprowadzalników czasowych, koordynując odpowiednio gospodarkę rolniczą z ilością i czasem dopływu ścieków.

Koncepcja taka nasuwa się w dolinie Neru, który jest odbiornikiem ścieków Łodzi, jak wiadomo intensywnie rozbudowującej swe urządzenia sanitarne. Dotychczas ścieki łódzkie są zużywane na obszarze paru tysięcy ha dla nawodnienia łąk doliny w porze letniej. Efekty rolnicze są duże, natomiast ścieki zimowe nie są wcale wykorzystane. Ostatnio wykonano tam tytułem doświadczeń doprowadzalnik, przerzucający część wody ściekowej poza obręb doliny, tak, aby w porze zimowej ścieki nie zużyte na łąki mogły dać nawodnienie nawożące piaszczystym ubogim wzniesieniom wzdłuż doliny.

Wprowadzenie w opisany teren doprowadzalników czasowych otworzyłoby szersze możliwości rozwojowe dla użytkowania ścieków.

Zakończenie

Niezależnie od bezpośredniej wartości praktycznej nowy system ma dla rozwoju melioracji rolnych ważne znaczenie teoretyczne. Jest on bowiem realnym przykładem, jaką drogą winien kroczyć postęp techniki wodnej i rolnictwa, które w Związku Radzieckim nie zadowalniają się bieżącymi wysokimi wskaźnikami, lecz nadal szukają rozwiązań podwyższających zdolności produkcyjne. Poszukiwania te nie idą osobno w nastawieniu wyłącznie na

usprawnienie poszczególnych elementów, lecz ujmując zagadnienie jako całość, a zmieniając pozornie tylko jeden z elementów, w istocie tworzą nową wartość.

LITERATURA:

1. *Chudiakow P. D.* Uwieliczenie rozmiarów poliwnych kart na irygacyjnych systemach i podwyższenie efektywności ispolzowania orositielnoj wody. G. M. nr 3
2. *Pankratow W. K.* Sposoby udieszewlenia i uskorenia stroitelstwa orositielnoj sieci. G. M. nr 4
3. *Pantelejew A. i Turbin A.* Nowaja sistemi oroszenia bez postojannych kartowych orositiel. G. M. nr 7
4. *Delinikajtis S. A.* Zamiana postojannych kartowych orositiel wremiennymi. G. M. nr 7
5. *Turbin A. G.* Orudia dla narezki i zasypki wremiennych orositiel. G. M. nr 7
6. *Radu Ministrów ZSRR.* O pieriechodzie na nowuju sistemi oroszenia w celiach bolie polnogo ispolzowania oroszajemych ziemel i uluczszania mechanizacji sielskochozajstwiennych rabot. G. M. nr 8
7. *Kundicz M. i Rabinowicz N.* Mechanizirowanij sposob narezki orositiel. G. M. nr 8
8. *Warban A. K.* Pierenosnye sifony-wodomery i ich naznachenie. G. M. nr 8
9. — Pieriechod na nowuju sistemi oroszenia. G. M. nr 9

10. *Trombaczew S. P.* Ugrupnienie poliwnych uczastkow w swiazi s primienieniem wremiennych orositiel. G. M. nr 9
11. *Natalczuk M. F.* Wniedrenie wremiennoj orositielnoj sieci w oroszajemom ziemliedielii. G. M. nr 9
12. *Szaumian W. A.* Orositielnaja sieć pri nowoj sistemie oroszenia. G. M. nr 10
13. *Goriunow N. S.* Wremiennye orositeli w usłowiach centralno-czernoziomnoj polosy. G. M. nr 10
14. *Pikałow F. I.* Glinianyje odieždy, kolmatacja i uplotnienie w borbie s filtraczej iz orositielnych kanalow. G. M. nr 11
15. *Denisow P. I.* Preimuszczestwa nowoj sistemi oroszenia. (Les i Stiep, 1950 nr 11)
16. — Nowaja sistemi oroszenia — moszcznyj faktor dalniejszego razwitija oroszajemogo ziemliedielia. (Sowietskaja Agronomija, 1950, nr 11)
17. *Szarow I. A.* Nowaja sistemi oroszenia — ważniejsze sredstwo sielskochozajstwiennogo proizvodstwa. (Doklady Wsiesojuznoj ordena Lenina Akademii Sielskochozajstwiennych Nauk, 1950 nr 10)
18. *Bikmatow Ch. i Dołmatow L.* Sifonno-borozdkowyj poli w Czujskoj dolinie. G. M. nr 8
19. *Kondraszew S. K.* Oroszajemoje ziemliedielie. 1948
20. *Szaumian W. A.* Naucznyje osnovy oroszenia i orositielnych sooruzenij. 1948

UWAGA: G. M. oznacza czasopismo „Gidrotechnika i Melioracja” rocznik 1950.

INŻ. TOMASZ BIERNACKI

Zasady sporządzania dokumentacji technicznej dla siłowni wodnych

(dokończenie)

W omówionym uprzednio opracowaniu (Nr 3 — 1951), dotyczącym projektu wstępnego, podkreślono konieczność przedstawienia proponowanych rozwiązań alternatywnie, celem umożliwienia przeprowadzenia dyskusji technicznej, opartej o gotowe opracowania i umożliwienie zatwierdzenia ostatecznego schematu budowy siłowni. Zatwierdzenie projektu wstępnego obejmuje więc jedno rozwiązanie dla każdej części budowy, które z kolei wchodzi do szczegółowego rozpracowania w projekcie technicznym.

Wynika więc, i tak będzie w rzeczywistości, że projekt techniczny jest dalszym naturalnym rozszerzeniem projektu wstępnego po przez opracowanie przyjętych rozwiązań w formie szczegółowej, przeprowadzenie dokładnych obliczeń itp.

Opisy w projekcie technicznym ograniczają się do minimum i nie obejmują już dyskusji lub uzasadnień przyjętych rozwiązań, lecz objaśniają sposób wykonania danego urządzenia, omawiają szczegóły prac montażowych, zawierają przepisy i normy obowiązujące wykonawcę.

W odróżnieniu od projektu wstępnego, „Część I — Ogólna” przyjmuje formę przyczynka gospodarczo-ekonomicznego całości inwestycji. „Część II — Badawcza” odpada całkowicie. „Część VI — Urządzenia ogólnopomocnicze” zostaje rozbita i przemieszczona do innych części, w zależności od jej głównego przeznaczenia (np. łączność i sygnalizacja przechodzi do części elektrycznej) oraz tworzy „Część V — Gospodarczą”. „Część VII — Załoga i osiedle” wchodzi w zakres części budowlanej. „Część VIII — Organizacja robót” oraz „Część IX — Kosztorysy i zestawienia” tworzy nową część nazwaną „Zakresem prac i specyfikacjami”. Część X — Porównanie alternatyw i ich wybór nie wchodzi w zakres opracowania projektu technicznego.

Forma zewnętrzna projektu technicznego będzie również odmienna od formy projektu wstępnego.

Projekt techniczny jest wybitnie projektem rysunkowym, wszelkie pozostałe materiały, jak opisy i obliczenia, choć niemniej ważne, są drugoplanowe.

Rysunki wchodzące w skład projektu technicznego są już rysunkami konstrukcyjnymi i różnią się od rysunków roboczych jedynie tym, że są zestawieniowe, tj. obejmują całe urządzenia a nie ich fragmenty lub szczegóły.

Rysunek zestawieniowy projektu technicznego jest podstawą wykonania zestawienia materiałowego, analizy cen i kosztorysu robocizny a następnie rysunków roboczych.

Dla przykładu podamy, że np. rysunki projektu technicznego w części budowlanej są zwykle podawane w skali 1 : 100, uwzględniają wszystkie szczegóły łącznie ze zbrojeniami i choć nie nadają się bezpośrednio do wykonania zbrojeń, pozwalają na obliczenie robocizny, ilości potrzebnych materiałów itp. Dane powyższe w dużej mierze oblicza sam projektant i konstruktor, gdyż rysunek powinien być zaopatrzony w zestawieniową tablicę aparatury i materiałów oraz objaśnienia dotyczące montażu. Schematy elektryczne opracowuje się w dwójakiej formie, tzw. schematów rozwiniętych określających działanie układów przekątnikowych i sterujących oraz w formie schematów ideowych w pełnym zakresie (popularnie nazywanych trójprzewodowymi lub wieloprzewodowymi), umożliwiających obliczenie potrzebnego materiału pomocniczego i przekroju przewodów oraz wykonanie na ich podstawie schematów montażowych.

Projekt techniczny jest ostatnią fazą pracy projektowej dyskusowaną komisyjnie; rysunki robocze zaś są przysyłane bezpośrednio do wykonawcy budowy i podlegają zatwierdzeniu jedynie w biurze projektowym. Egzemplarz projektu technicznego otrzymuje przedsiębiorstwo wykonujące inwestycję.

Poruszając zagadnienie rozdziału i roli faz projektowych, należy wspomnieć o jego wszystkich etapach.

Założenia projektu mają na celu ustalenie celowości i możliwości wykonania proponowanej inwestycji, umieszczenia jej w planie wieloletnim lub w odpowiednim planie rocznym oraz zaplanowaniu kredytów inwestycyjnych na poszczególne lata planu.

Projekt wstępny ustala technicznie sposób wykonania inwestycji, jest podstawą do zarezerwowania materiałów, surowców, maszyn i urządzeń, a poza tym umożliwia przeprowadzenie wstępnych rozmów z dostawcą i wreszcie pozwala na ustalenie efektów osiągniętych przez inwestycję z określeniem terminów.

Projekt techniczny jest podstawą do wykonania szczegółowych zamówień, określenia limitów inwestycyjnych, zawarcia umowy z wykonawcą i wykonania rysunków roboczych.

Zakres projektu technicznego siłowni wodnej.

Projekt techniczny obejmuje przede wszystkim rysunki konstrukcyjne i zestawienia oraz następujące tabele, opisy i obliczenia.

I. Część ogólna.

1. Wstęp.

Przyczynek gospodarczo-ekonomiczny omawiający zadania inwestycji, osiągnięte efekty, przyszłość inwestycji itp.

2. Warunki produkcyjne.

Krótkie zbiorcze omówienie warunków pracy, produkcji zakładu, moc gwarantowana, moc szczytowa itp.

3. Warunki eksploatacyjne.

Omówienie sieci rozdzielczej, charakterystyka odbiorców. Zadania siłowni w sieci. Rola siłowni podczas zakłóceń.

4. Sytuacja zakładu.

Plany generalne zakładu z oznaczeniem poszczególnych działów, np. transportu, dróg dojazdowych, urządzeń gospodarczych.

Załączniki:

a. Tabele zbiorcze wskaźników siłowni.

b. Wykresy przewidywanej pracy, obciążeń, produkcji okresowej, pracy zbiornika itp.

c. Plany sytuacyjne w skali 1 : 500 lub mniejsze dla całości obiektu i poszczególnych elementów.

II. Część budowlana.

1. Fundamenty budynku siłowni.

Rysunki: Fundamenty z podaniem zbrojeń, plany fundamentów z zaznaczeniem przejść, kanałów, studzien, przestrzeni do wypełnienia podczas i po montażu maszyn. Skala rysunków 1 : 100. Rysunki grodzy, dołu fundamentowego. Rysunek wykopów z podaniem kubatury. Plany zabicia ścianek szczylnych. Obliczenia. Opisy techniczne.

2. Budynki główne (siłownia).

Rysunki: Plany architektoniczne w skali 1 : 100. Rysunki ważniejszych fragmentów budynku. Rysunki elewacji. Obliczenia. Opisy techniczne.

Następnie zamieszcza się kolejne rozdziały części budowlanej, których zakres i ujęcie jest podobne do rozdziału 1 i 2.

3. Kanały wody górnej.

4. Sztolnie.

5. Osadniki.

6. Ujęcia wody.

7. Komory uderzeń.

8. Umocowanie i podparcie rurociągów,

9. Kanały ulgi i przelewy.

10. Kanały wody dolnej i odprowadzające.

11. Budynki i pomieszczenia pomocnicze (magazyny, portiernie, garaże).

12. Budynki mieszkalne i socjalne.

13. Transport (opis przewozu urządzeń, wyładunku, itp.).

III. Część mechaniczna.

1. Turbiny.

Rysunki: Ustawienie turbin w przekrojach i rzutach dla całej siłowni w skali 1 : 100 lub 1 : 200. Ustawienie poszczególnych turbin. Rura ssawna. Wirnik i kierownica. Tablica sterująca maszyną. Schemat aparatury kontrolnej i sygnalizacyjnej. Łożysko oporowe turbiny. Łożyska prowadzące. Schemat smarowania. Opisy montażu, szczegółów konstrukcyjnych i pracy turbiny.

2. Regulatory.

Rysunki: Schemat szczegółowej regulacji i jej sterowania. Rysunki ustawienia regulatorów. Zbiorniki oleju regulatorowego. Regulacja od poziomów. Obliczenia. Wykresy regulacji. Opisy.

3. Pompy i napędy pomocnicze turbin.

Rysunki: Plany ustawienia. Rysunki ustawienia poszczególnych aparatów. Opisy działania. Zestawienia.

4. Pompy główne (dla zakładów pompowych).

Rysunki: Ustawienie pomp w skali 1 : 100 lub 1 : 200 w przekrojach i rzutach dla całej siłowni. Ustawienie poszczególnych pomp. Przewód ssawny. Przewód tłoczący. Napęd pomp. Łożyska i ich smarowanie. Tablice maszynowe pomp. Opisy.

5. Gospodarka olejowa turbin.

Rysunki: Schemat ogólny rozprowadzenia oleju turbiniowego i regulatorowego dla poszczególnych turbin. Plan przewodów. Obliczenia. Opisy.

6. Rurociągi.

Rysunki: Plan prowadzenia rurociągów. Profile tras. Złącza. Złącza dylatacyjne. Kotwiczenie. Zawory bezpieczeństwa. Włazy. Sygnalizacja. Pochylnia transportowa. Opisy techniczne. Obliczenia.

7. Zawory.

Rysunki: Zawory turbinowe. Zawory pompowe. Sterowanie. Obliczenia. Opisy.

8. Zasuwy.

Rysunki: Zasuwy górnej wody. Obliczenia. Opisy techniczne.

9. Suwnice.

Rysunki: Suwnica w hali maszyn. Krany portalowe. Napędy. Sterowanie. Obliczenia. Opisy techniczne.

10. Ścianki zakładane.

Rysunki: Ścianki zakładane górnej wody, Ścianki zakładane dolnej wody. Uchwyty ścianek. Uszczelnienia. Obliczenia. Opisy.

11. Dźwigi ścianek, kraty, oczyszczacze krat.

Rysunki: Dźwig ścianek dolnych. Dźwig ścianek górnych kombinowany z oczyszczaczem. Dźwig ścianek górnych. Oczyszczacz krat. Kraty. Obliczenia. Opisy. Wywózka śmieci.

12. Gospodarka wodna turbin.

Rysunki: Schemat ogólny rozprowadzenia wody do turbin i pomp głównych. Plan przewodów. Obliczenia. Opisy.

Część IV. Część elektryczna.

1. Schemat siłowni.

Rysunki: Schemat trójprzewodowy całego zakładu dla wszystkich napięć z podaniem typów podstawowych aparatów. Opis techniczny schematu.

2. Generatory.

Rysunki: Ustawienie generatorów w skali 1 : 100 lub 1 : 200. Ustawienie poszczególnych generatorów. Obudowa generatora. Ułożenie na fundamentach. Wzбудnice. Łożyska prowadzące. Chłodzenie generatorowe. Punkt zerowy i jego wyprowadzenie. Odwzbudzenie i wyłączniki pola. Tablice kontrolne. Opisy techniczne.

3. Silniki głównych pomp (dla zakładów pompowych).

Rysunki: Ustawienie silników w skali 1 : 100 lub 1 : 200. Ustawienie poszczególnych silników. Łożyska. Chłodzenie. Doprowadzenie prądu. Tablice kontrolne. Opisy.

4. Schematy zabezpieczeń bloków i generatorów.

Rysunki: Schematy rozwinięte, schematy wieloprzewodowe z oznaczeniem aparatów, podziałem na pola, listw zaciskowych i ich numerów, przewodów łączących. Obwody prądu stałego wzbudzenia generatorów. Regulacja napięcia i mocy generatorów. Regulacja transformatorów. Opisy techniczne zabezpieczeń.

5. Transformatory blokowe i sprężelowe.

Rysunki: Komory i ustawienie. Chłodzenie oleju. Chłodzenie i wentylacja komór. Aparaty pomiarowe. Połączenia szynowe i kablowe. Opisy techniczne.

6. Transformatory potrzeb własnych.

Jak w p. 5.

7. Dławiki.

Rysunki: Komory i ustawienie. Wentylacja i chłodzenie. Połączenia szynowe i kablowe. Opisy techniczne.

8. Rozdzielnie wysokiego napięcia.

Rysunki: Schematy pól i ich zabezpieczeń. Celki w przekrojach i rzutach z oznaczeniem konstrukcji — generatorowe, potrzeb własnych, sprężel, pomiar. Szałki sterujące i listwowe. Obliczenia. Opisy.

9. Rozdzielnie potrzeb własnych.

Rysunki: Schematy pól i ich zabezpieczeń. Celki w przekrojach i rzutach z oznaczeniem konstrukcji — zasilające, transformatorowe, sprężelowe, pomiarowe, sekcji. Szałki sterujące. Rozdzielnie okapturzone. Prowadzenie szyn. Obliczenia. Opisy.

10. Sprężarki.

Rysunki: Komory i ustawienie. Plany rurociągów. Zbiorniki. Odwodnienia. Wentyle sterujące. Obliczenia. Opisy.

11. Nastawnie.

Rysunki: Konstrukcje nastawni. Fronty pól. Oświetlenie nastawni. Obliczenia i opisy.

12. Synchronizacja.

Rysunki: Schemat wieloprzewodowy z opisem przyrządów i oznaczeniem numerów zacisków listw. Pola w nastawni. Opisy.

13. Automatyka.

Rysunki: Schematy wieloprzewodowe urządzeń sterowanych samoczynnie i zdalnie. Blokady. Opisy.

14. Odejścia linii.

Rysunki: Odejścia kablowe. Przejście z kabla na słup. Wyjście przepustami. Opisy.

15. Zabezpieczenia przepięciowe i uziemienia.

Rysunki: Odgromniki. Plan uziemień. Studzienki uziemień. Uziemienia wewnątrz siłowni. Obliczenia. Opisy.

16. Kable, kanały kablowe, trasy.

Rysunki: Zakończenia kablowe. Prowadzenie kabli olejowych. Zbiorniki oleju. Studzienki inspekcyjne. Sygnalizacja temperatury i ciśnienia kabli olejowych. Wykonanie kanałów. Plan kanałów. Podwieszenia kabli. Trasy kanałów w siłowni dla wszystkich poszczególnych urządzeń. Obliczenia. Opisy.

17. Silniki pomocnicze.

Rysunki: Schematy wieloprzewodowe zabezpieczeń i sterowania. Kolumnienki sterujące. Ustawienie. Opisy.

18. Bateria akumulatorów, ładownice.

Rysunki: Pomieszczenia baterii, stojaków, wentylacji. Odejścia szynowe i kablowe. Ustawienie ładownic. Sterowanie ładownic. Schemat wieloprzewodowy prądu stałego. Tablice prądu stałego. Opisy.

19. Oświetlenie.

Rysunki: Plany z oznaczeniem punktów świetlnych i ich mocy. Tablice oświetleniowe. Schemat oświetlenia. Schemat światła bezpieczeństwa. Plan światła bezpieczeństwa. Opisy wykonania.

20. Sygnalizacja wewnętrzna i łączność.

Rysunki: Plan telefonów wewnętrznych i zewnętrznych. Telefonnia nośna. Odejścia liniowe. Szafki sterujące. Plan sygnalizacji akustycznej i świetlnej. Schematy. Opisy.

21. Obliczenia dodatkowe.

Obliczenia: Moce zwarcia. Równowaga układów. Wytężalność termiczna i dynamiczna w rozdzielniach.

Część V. Gospodarcza.

1. Gospodarka olejowa.

Rysunki: Magazyny olejowe, zbiorniki, filtry. Plany generalne centralnych przewodów olejowych. Opisy techniczne poszczególnych punktów.

2. Gospodarka wodna.

Rysunki: Plany kanalizacji. Pompy zasilające. Woda chłodząca. Woda gospodarcza i pitna. Filtry. Schemat centralny gospodarki wodnej. Plany prowadzenia przewodów. Opisy.

3. Wentylacja i ogrzewanie.

Rysunki: Obieg powietrza. Schematy cyklu ogrzewalnego. Urządzenia wentylacyjne. Wykonanie ogrzewania. Opisy.

4. Warsztaty i laboratorium.

Rysunki: Pomieszczeń. Plany ustawienia maszyn. Plan laboratorium. Wyposażenie. Opisy.

Część VI. Zakres prac i specyfikacje

1. Ogólne omówienie zakresu prac.

Harmonogramy dostaw, wykonawstwa, organizacja placu budowy. Podział na odcinki robocze wg harmonogramu. Omówienie prac równoległych. Kolejność dostaw, cykl transportu materiałowego.

2. Prace budowlane i łądowo-wodne.

Rysunki i plany: Zwirownia, betoniarnia, zbrojarnia, kuźnia, stolarnia, szopy ciesielskie. Magazyny cementu i innych materiałów. Schematy ustawienia maszyn. Schematy zasilania energią. Pompy odwodniające. Maszyny robocze. Czasokresy i brygady. Analiza cen robocizny. Zestawienie i koszt parku maszynowego.

3. Roboty montażowe mechaniczne.

Rysunki: specjalnych rusztowań. Wyposażenie narzędziowe. Szczegóły organizacji prac. Czasokresy i brygady

4. Roboty montażowe elektryczne.

Jak w p. 3.

5. Roboty w części gospodarczej.

Jak w p. 3.

6. Specyfikacje i kosztorysy części budowlanej.

Tabele zestawieniowe surowców, materiałów i maszyn. Analiza cen. Kosztorysy.

7. Specyfikacje i kosztorysy części mechanicznej.

Jak w p. 6.

8. Specyfikacje i kosztorysy części elektrycznej.

Jak w p. 6.

9. Specyfikacje i kosztorysy części gospodarczej.

Jak w p. 6.

10. Ogólne zestawienie danych dla całości inwestycji.

Tabele.

Jak wyjaśniono uprzednio, po zatwierdzeniu projektu technicznego inwestor na jego podstawie przystępuje do zamówienia wszystkich maszyn, aparatów i materiałów zgodnie z harmonogramem dostaw, który określa czas dostaw a tym samym terminy zamówień. Przedsiębiorstwo wykonujące budowę zawiera z inwestorem umowę i przystępuje do organizacji placu budowy i mobilizacji sprzętu.

*

Ostatnią fazą prac projektowych są:

RYSUNKI ROBOCZE.

Rysunki robocze otrzymuje bezpośredni wykonawca. Rysunki są dostarczane sukcesywnie w miarę postępu robót. Pewne fragmenty rysunków wykonawczych opracowuje się na miejscu budowy, bądź przez specjalne ekipy biura projektowego, bądź przez działy techniczne przedsiębiorstwa budującego.

Rysunki robocze obejmują pewne fragmenty konstrukcyjne i wykonawcze. Zestawieniowe rysunki konstrukcyjne obejmował projekt techniczny. W części budowlanej rysunki robocze obejmują m.in. szalowanie rury ssawnej, plany zbrojeń, ułożenie płyty fundamentowej. W części mechanicznej szczegóły ustawienia maszyn, łączenia rurociągów. W części elektrycznej elementy celek, schematy montażowe, plany wierceń itp.

Do rysunku dołącza się opisy sposobu wykonania i montażu, instrukcje obsługi i ruchu.

*

Na zakończenie, po umówieniu zasad sporządzania dokumentacji należy jeszcze zastanowić się nad nieulegającymi wątpliwości korzyściami uzyskanymi dzięki sporządzaniu dokumentacji technicznej wg ustalonych zasad.

— Całkowity projekt w formie dokumentu przechowywany w bibliotece biura projektów stanowi podkład do technicznego opracowania dalszych prac. Wykorzystanie opracowań podobnych lub identycznych w odniesieniu do nowego projektu zmniejsza koszt własny i czas trwania dokumentacji.

— Materiały zebrane w projektach służą do ustalenia aktualnych wskaźników techniczno-ekonomicznych i stworzenia wzorów typowych, które winny być podstawą prac projektowych.

— Zgromadzenie gotowych projektów ułatwia szacowanie i planowanie prac projektowych przy nowych obiektach.

— Doświadczenia zebrane podczas montażu i eksploatacji dołączone w formie uwag do projektu są cennym materiałem polepszającym następne projekty.

Już obecnie po niespełna dwóch latach pracy biur projektowych energetyki dysponujemy całym szeregiem cennych rozwiązań typowych, doskonale spisujących się w eksploatacji.

Specjalne znaczenie posiada dokumentacja dla siłowni wodnych, które ze względu na każdorazową odmienną warunków topograficznych i hydrologicznych nie pozwalają ująć się w ściśle typowe formy. Bogaty zbiór dokumentacji umożliwi wyciągnięcie z kilku projektów możliwości rozwiązań poszczególnych fragmentów tworzących następnie całość.

Koszt dokumentacji projektów siłowni wodnych jest stosunkowo wysoki, nie tyle ze względu na same prace w biurze ile kosztowne prace badawcze i studia wstępne. Prace projektowe w biurze zawierają się w granicach przeciętnych, zbliżonych do projektów siłowni cieplnych. linii i podstacji, tj. 1,6 — 2,5% całego nakładu inwestycyjnego. Badania wstępne (studia hydrologiczne, topograficzne i geologiczne) obciążają ogólne wydatki inwestycyjne o dalsze 2 — 2,5%. Koszt całkowity prac projektowych dla siłowni wodnej należy przyjąć za równy 3 — 5% nakładu inwestycyjnego.

Poszczególne fazy projektowe w odniesieniu do całości prac dokumentacyjnych (przyjmując je za 100%) można w przybliżeniu następująco oszacować:

Założenia projektu	6 — 8%
Projekt wstępny	24 — 30%
Projekt techniczny	24 — 25%
Rysunki robocze	46 — 37%

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INZ. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI

Zapuszczanie żelbetowych konstrukcji (zbiorników, osadników itp.) poniżej wody gruntowej

Budownictwo przemysłowe i mieszkaniowe, realizowane obecnie w wielkim tempie, wysuwa coraz więcej zadań z dziedziny gospodarki wodnej i budownictwa wodnego. Zadania te urastają w ramach Planu 6-letniego do dużego zakresu i wymagają racjonalnego projektowania oraz właściwego doboru metod wykonawczych.

Poważniejsze problemy wodne i związane z tym budownictwo hydrotechniczne dla potrzeb przemysłu i budownictwa osiedlowego jest na ogół projektowane i wykonywane przez fachowe przedsiębiorstwa usługowe. Zagadnienia te wówczas mają zagwarantowany odpowiedni poziom projektowania i jakość wykonania. Mniejsze problemy wodne, ze względu na ich ilość, nie zawsze mogą być objęte planem wykonawstwa fachowych przedsiębiorstw specjalnych. Pewna część tych zagadnień opracowywana jest z konieczności przez mniej doświadczonych siły techniczne, a realizacja tych projektów bywa dokonywana często przez przedsiębiorstwa prowadzące ogólne roboty budowlane, nie zawsze posiadające odpowiednie doświadczenie w zagadnieniach hydrotechnicznych.

Odbija się to w wielu wypadkach ujemnie zarówno na celowości przyjętego rozwiązania, jak i na kosztach robót, które przy niewłaściwym sposobie realizacji wzrosnąć mogą kilkakrotnie.

* * *

Jednym z często spotykanych elementów budownictwa hydrotechnicznego w budownictwie przemysłowym, osiedlowym, monumentalnym i zabytkowym są różnego rodzaju betonowe i żelbetowe zbiorniki, osadniki, studnie oraz inne urządzenia zapuszczane w teren, poniżej wody gruntowej.

Z robotami tymi spotykamy się przeważnie przy rozwiązywaniu zagadnień sanitarnych, zaopatrzenia w wodę, odwodnieniowych itp. Występują one niemal w każdym większym obiekcie i w wielu wypadkach nasuwają duże trudności wykonawcze.

Trudności te wynikają przede wszystkim z braku ustalonych kryteriów postępowania w tym kierunku oraz z niewłaściwie sporządzonej dokumentacji w oderwaniu od warunków budowy.

Brak studiów (wierceń hydrogeologicznych) oraz niedostateczne przygotowanie projektantów w zakresie wykonania robót w zależności od poszczególnych charakterystycznych wypadków czynią często projekty teoretycznymi oraz zwiększają trudności na budowie.

Przed szczegółowym omówieniem kilku typowych robót z dziedziny zapuszczania zbiorników scharakteryzujemy warunki, w których stosuje się zapuszczanie. Jednocześnie, wobec zauważonych braków w zakresie opracowywania dokumentacji technicznej podamy najogólniejsze uwagi wykonawców co do podstaw projektowania tego rodzaju budowli.

* * *

Na podstawie wykonanych już prac można byłoby różnić następujące wypadki przy budowie konstrukcji podziemnych, a mianowicie:

- grunt nieprzepuszczalny na głębokość większą od wysokości zbiornika,
- grunt słabo przepuszczalny z wodą gruntową,
- grunt silnie przepuszczalny z wodą gruntową.

W ostatnich dwu wypadkach stosuje się zapuszczanie, będące przedmiotem niniejszego artykułu. Polega ono na wykonaniu części lub całości budowli (bez dna) na sucho w wykopie, ponad poziomem wody gruntowej i opuszczaniu tak wykonanej konstrukcji poniżej wody gruntowej. Dalej następuje stopniowa nadbudowa konstrukcji od góry i zabetonowanie dna pod wodą w końcowej fazie robót.

Metody zapuszczania zależą będą przede wszystkim od następujących warunków miejscowych:

- czy wykonywany zbiornik położony jest w pobliżu fundamentów obcych konstrukcji,
- czy też jest usytuowany zdaleka od istniejących budowli.

Przy zapuszczaniu zbiorników w pobliżu obcych budowli istnieje niebezpieczeństwo wypłukiwania drobnych części podłoża, a tym samym naruszania struktury gruntu pod stopami fundamentów sąsiadujących konstrukcji.

Wybrany sposób zapuszczania zbiornika musi zapobiegać temu procesowi.

Rozróżnić zatem musimy dwa zasadnicze sposoby zapuszczania:

- przez wybieranie ziemi za pomocą podwodnego bagrowania, przy zaniechaniu pompowania wody gruntowej wewnątrz konstrukcji (stosuje się przede wszystkim w sąsiedztwie blisko stojących budowli),
- przez pompowanie wody z wnętrza zapuszczanej konstrukcji, przy jednoczesnym bezpośrednim wybieraniu odwodnionego pokładu gruntu ze środka (ma zastosowanie w drugim wypadku, gdy nie zachodzi obawa o bezpieczeństwo obcych budowli).

Poza tym istnieje jeszcze inne sposoby o charakterze raczej pośrednim.

Zastosowanie jednego ze wspomnianych sposobów zapuszczania zbiornika zależy w pierwszym rzędzie od stwierdzenia, czy mamy do czynienia na budowie z gruntem gruboziarnistym czy też z drobnym. Przy gruntach płynnych (kurzawka) i przy metodzie opuszczania z pompowaniem wdziera się do wnętrza konstrukcji (na skutek naruszenia równowagi hydrostatycznej) warstwa plynego gruntu o dość dużej grubości, tworząc tak zwany korek, wzrastający w miarę zagłębiania budowli. Zmusza to częstokroć do zaniechania pompowania i przejścia na bagrowanie, przy jednoczesnym zastosowaniu sztucznego nadciśnienia wewnątrz zbiornika w stosunku do poziomu wody gruntowej.

Nie będziemy się dłużej zatrzymywać nad omawianiem wszystkich trudności pojawiających się przy wykonywaniu tego typu robót, gdyż nie wprowadzają one zasadniczo istotnych zmian w sposobie zapuszczania. Podamy jednak kilka najbardziej ogólnych uwag, jakie nasuwają się wykonawcom odnośnie przekazywanych do realizacji projektów konstrukcyjnych zapuszczanych budowli.

Należy podkreślić, że dostarczana z tego okresu na budowę dokumentacja techniczna jest różnorodna zarówno pod względem celowości rozwiązań, jak i przyjętych szczegółów konstrukcyjnych i obliczeń statycznych. Mając na uwadze ilość wykonywanych tego rodzaju budowli, dążyć należy do ustalenia norm technicznych i opracowania projektów typowych w tym zakresie. W przekazywanej dokumentacji należy uwzględnić wymogi konstrukcyjne nie tylko z tytułu teoretycznych założeń statycznych na wypadki zachodzące po wykonaniu budowli, lecz również z punktu widzenia potrzeb wykonawstwa, podczas procesu zapuszczania.

Często w dostarczanych do realizacji projektach ściany zaprojektowanych konstrukcji, przy tych samych głębokościach zapuszczania, są albo cienkie 15 — 25 cm, lub grubsze 25 — 50 cm. W jednym wypadku projektant stosuje zbrojenie ścian pojedyncze (od strony wewnętrznej zbiornika), innym razem podwójne. Zdarzają się jednak wypadki, gdy naprzykład konstrukcja ścian o grubości 15 cm zbrojona jest pojedynczo z ułożeniem żelaza pośrodku grubości, to jest w osi obojętnej. Jasnym jest, że zbrojenie tak ułożone bywa mało użyteczne i może być wciągnięte do pracy dopiero po spekulacji betonu od wewnętrznej lub zewnętrznej strony zbiornika, to jest praktycznie po jego zniszczeniu.

Dostarczone obliczenia statyczne tak zaprojektowanych konstrukcji uwzględniają z zasady tylko pracę zbiorników lub osadników w warunkach panujących po ich zainstalowaniu. Są to założenia błędne. Nie mamy tu bowiem do czynienia z budowlą wznoszoną od razu na miejscu jej ostatecznego posadowienia. Decydującą rolę w tym wypadku odgrywać winny założenia statyczne uwzględniające również pracę konstrukcji podczas zapuszczania oraz związany z tym ruch i wstrząsy budowli.

Zdarzające się na skutek niejednorodności gruntu wychylenia zapuszczanej konstrukcji ze swej osi pionowej, dalej potrzeba późniejszego prostowania oraz usuwania przypadkowych głazów z pod noża budowli i związane z tym wstrząsy — wymagają w zasadzie obustronnego zbrojenia. Stosuje się je zatem nawet wtedy, gdy z obliczeń statycznych uwzględniających pracę w warunkach po zakończeniu budowlą wypadnie zbrojenie pojedyncze. Poza tym ze względów wykonawczych konieczne jest stosowanie odpowiednio grubych ścian, — niezależnie od teoretycznie obliczonych, z uwagi na to, że większy ciężar konstrukcji ułatwia proces jej zapuszczania. Ma to szczególne znaczenie w warunkach budowy wśród obcych fundamentów, gdzie chodzi nam o jak największe hamowanie dopływu gruntu z zewnątrz zapuszczanej konstrukcji celem uniknięcia ruchu drobnych cząsteczek gruntu w zasięgu sąsiadujących budowli. Jeżeli zatem z obliczeń statycznych uwzględniających pracę konstrukcji w miejscu jej ostatecznego położenia wypadnie tylko pojedyncze zbrojenie i zbyt mała grubość ścian, należy — w zależności od wyników wiercen hydrogeologicznych i potrzebnego stopnia hamowania dopływu gruntu z pod obcych fundamentów — zaprojektować odpowiednie zwiększenie grubości ścian i podwójne zbrojenie konstrukcyjne. Podwójne zbrojenie stosuje się na wypadek wstrząsów i wychyleń budowl przy zapuszczaniu.

Najwięcej trudności w zakresie zapuszczania zbiorników sprawia wykonanie dna, którego betonowanie odbywa się przeważnie na dużych głębokościach pod wodą.

Od dobrze zaprojektowanej konstrukcji dna i właściwie przeprowadzonego wykonania robót zależy nie tylko późniejsze warunki eksploatacyjne i wykluczenie możliwości awarii, lecz również bezpieczeństwo robót w końcowej fazie wykonania wnętrza.

Tymczasem, jak już wspomnieliśmy w wstępie, większość dostarczanych przez inwestorów projektów rozwiązuje to zagadnienie niedostatecznie lub zbyt teoretycznie, nie dostosowując szczególnie konstrukcji dna do rzeczywistych warunków panujących przy wykonywaniu robót.

Przy ustalaniu właściwej konstrukcji dna decydującą rolę odgrywają dobrze przyjęte założenia statyczne oraz znajomość przez projektanta praktycznych zasad wykonania tego rodzaju robót pod wodą.

W zakresie założeń statycznych nasuwają się dwa następujące wypadki, według których przede wszystkim należy obliczyć dna. (rys. 1):

- gdy najwyższy poziom wody gruntowej występuje na zewnątrz zbiornika, przy zbiorniku pustym, bezpośrednio po zabetonowaniu dna pod wodą.
- gdy najniższy spotykany poziom wody gruntowej występuje na zewnątrz zbiornika, przy zbiorniku wypełnionym planowo lub awaryjnie.

Jeżeli poziom wody awaryjnej lub najwyższej wewnątrz zbiornika różni się znacznie od najniższego poziomu wody gruntowej, wówczas należy przewidzieć wykonanie drugiej warstwy dna. Tę drugą warstwę należy powiązać ze ścianami głównej konstrukcji za pośrednictwem pozostawionych w tym celu i odgiętych do góry prętów zbrojeniowych na zewnątrz ścian wewnętrznych.

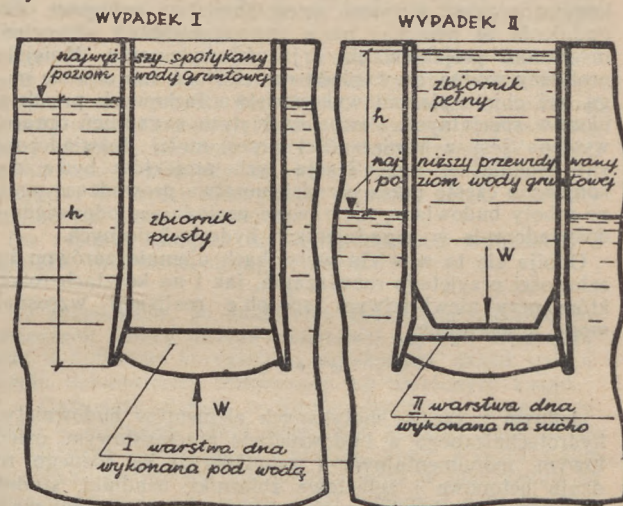
Dno betonowe pod wodą, pozostawione bez odpowiedniego powiązania, w wypadku nadciśnienia skierowanego pionowo w dół, łatwo mogłoby ulec odspojeniu od rozszerzających się ku dółowi stożkowych, wewnętrznych powierzchni noża (patrz rysunek). Odpowiednio uzbrojona druga warstwa dna przejmować będzie przypadkowe lub planowe nadciśnienia i przeciwdziałać nieprzewidzianemu osiadaniu pierwszej części dna, niezależnie od pozostałej konstrukcji studni.

Bardzo ważną częścią zapuszczanych zbiorników jest część dolna konstrukcji, tak zwany nóż. W zasadzie odpowiednio skonstruowane noże ułatwiają zapuszczanie zbiorników przez proces ciągnięcia i odspajania zmarzłego

gruntu. Najbardziej typowe zakończenie konstrukcji noża zostało uwidocznione na rysunku.

Należy jednak pamiętać, że odpowiednie zakończenie noża stosuje się nie tylko dla zwiększenia zdolności opuszczania się zbiornika podczas bagrowania. W gruntach luźnych konstrukcja betonowa pod wpływem własnego ciężaru opuszcza się łatwo, nawet bez ostrego zakończenia noża. Zachodzą często wypadki, gdy budowlę podczas zapuszczania trzeba zabezpieczyć przed zbytnim tonięciem.

Jeśli jednak w wypadku gruntu luźnego chcemy zmniejszyć dopływ cząstek z poza obwodu zbiornika do jego wnętrza, stosujemy również nóż z blachownicy odpowiednio wysokiej, przytwierdzonej kątowniką do konstrukcji. Tak skonstruowany nóż pracuje na wzór ścianki szczelnej, stale się obniżającej, która powoduje wydłużenie drogi cząstek z zewnątrz do wewnątrz zbiornika. Zmniejsza to w bilansie ostatecznym ilość gruntu napływającego i wybagrowanego z poza obrysu zapuszczanej konstrukcji oraz zwiększa bezpieczeństwo sąsiadujących budowli. Wytwarzany zwykle lej dookoła konstrukcji jest węższy i płytszy.



Rys. 1.

Całkowite obliczenia statyczne winny być zakończone sprawdzeniem na wypór konstrukcji w wypadku występowania najwyższej wody gruntowej i pustym zbiorniku.

Uwagi powyższe są wynikiem spostrzeżeń, które nasunęły się przy wykonywaniu kilkudziesięciu tego rodzaju budowli w różnorodnych warunkach hydrogeologicznych, terenowych i budowlanych.

Poniżej zostanie podany bardziej szczegółowy opis kilku najbardziej typowych prac celem bliższego zapoznania czytelników z przebiegiem i metodą postępowania w podobnych wypadkach.

* * *

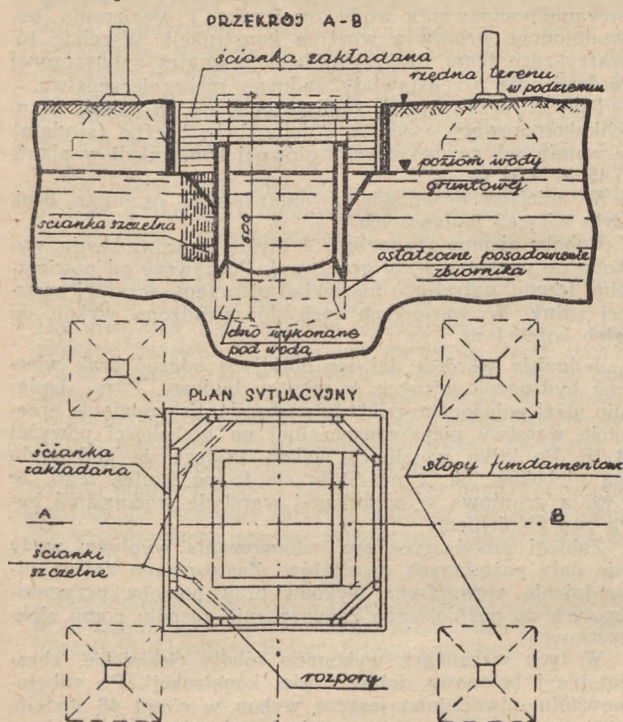
Jednym z charakterystycznych przykładów tego rodzaju robót było zapuszczanie zbiorników żelbetowych w podziemiach nowowzniesionej budowli monumentalnej w Warszawie. Warunki budowy były niezwykle utrudnione nie tylko przez bliskie sąsiedztwo ław fundamentowych, lecz również przez brak możliwości prawidłowego rozwinięcia roboty spowodowanej małą wysokością kondygnacji podziemnej, ograniczającej ruch i użycie właściwego sprzętu.

Budowę zbiornika podjęło początkowo przedsiębiorstwo prowadzące roboty budowlane na tym terenie, które już przy wstępnych pracach (wykop dołu fundamentowego z pompowaniem), doprowadziło do częściowego obnażenia stóp fundamentowych (ok. 15% powierzchni).

Dalsze kontynuowanie robót groziło obsunięciem się gruntu spod czterech otaczających największy zbiornik ław fundamentowych i naruszenie równowagi statycznej ramownicy żelbetowej budynku o siedmiu kondygnacjach.

Rozpatrzone materiały hydrogeologiczne wskazywały na zaleganie w miejscu budowy piasków średnioziarnistych i gruboziarnistych z wodą gruntową występującą około 1,5 m od poziomu nawierzchni w podziemiu. Projekt przewidywał wykonanie zbiornika o głębokości ok. 5 m i o wymiarach zewnętrznych w planie 3 × 3 m.

Usytuowanie zbiornika w stosunku do fundamentów podano na rysunku 2.

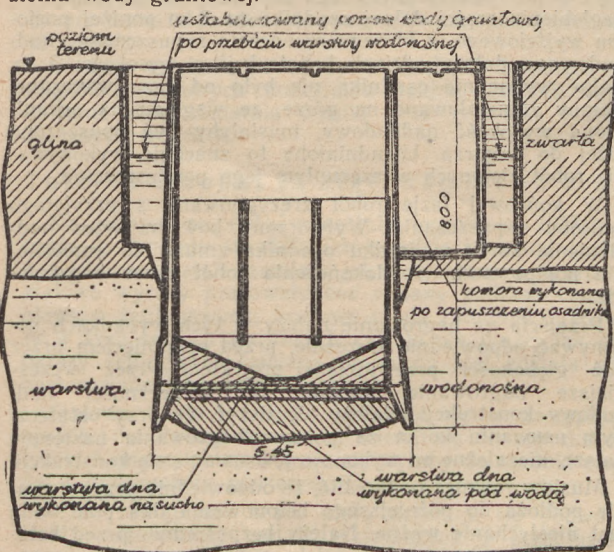


Rys. 2.

Zastosowano następujące środki zaradcze.

Wykonany już częściowo dół fundamentowy stojący pod wodą zasypano z powrotem na wysokość nieco wyższą od zaobserwowanego zwierciadła wody, następnie zaś uzupełniono wyrwy pod stopami fundamentów.

Po wykonaniu tych czynności grunt pod fundamentami zabezpieczono ściankami zakładanymi do głębokości poziomu wody gruntowej.



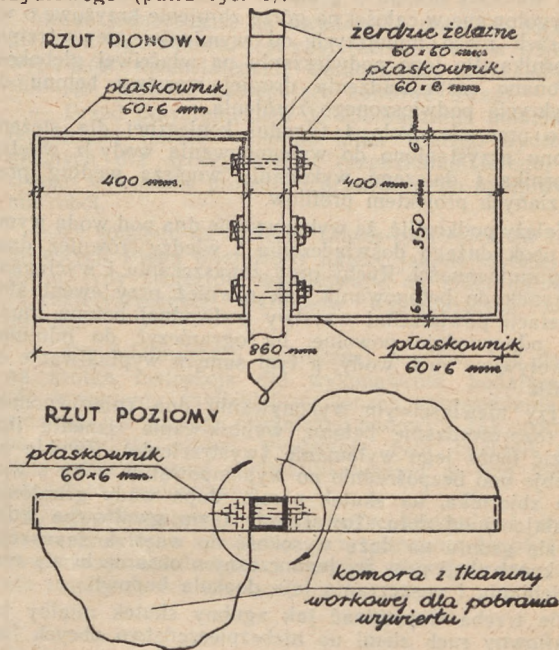
Rys. 3.

Na tak przygotowanym podłożu (o rzędnej nieco wyższej od poziomu wody gruntowej) wykonano szalowanie, zbrojenie i roboty betonowe dolnej części konstrukcji o wysokości ok. 2,5 m, poczem przzerwano pracę na trzy tygodnie dla stężenia betonu.

Wykonanie zbiornika w początkowej fazie pracy na pełną wysokość nie było wskazane ze względu na nisko położony strop budynku i potrzebę zainstalowania rygu do przeprowadzenia bagrowania.

Chcąc zmniejszyć do minimum ruchy gruntu pod nożem z zewnątrz do wewnątrz zbiornika, zrezygnowano z pompowania wody i wybierania bezpośredniego ziemi.

Na górnej części konstrukcji ułożono rusztowanie z pomostem oraz zainstalowano odpowiedniej wysokości trójnog do wykonania bagrowania pod wodą systemem wiertniczym, przy zastosowaniu specjalnego wiertła dwuskrzydłowego (patrz rys. 4).



Rys. 4.

Po trzech dniach bagrowania i opuszczeniu zbiornika na 1,5 m zaobserwowano wytwarzanie się dookoła niego leja.

Biorąc pod uwagę zbyt mały ciężar konstrukcji, spowodowany niedostateczną grubością ścian, obciążono pomost roboczy wybagrowaną ziemią, otrzymując ok. 10 — 15 ton dodatkowego obciążenia. Niezależnie od tego zabito ściankę szczelną na osiągalną w tych warunkach głębokość ok. 2 m, w kształcie dwu skrzydeł usytuowanych pomiędzy zapuszczoną konstrukcją a najbliższymi stopami sąsiadujących fundamentów (patrz rysunek).

Pozwoliło to na częściowe zahamowanie procesu rozszerzania się leja od strony najbliższej położonych stóp fundamentowych, poprzez wydłużanie drogi dla znajdujących się uprzednio w ruchu cząstek gruntu.

Opuszczanie zbiornika na następny metr do całkowitej głębokości 2,5 m odbywało się już bez trudności.

Po zapuszczeniu dolnej części zbiornika pod wodę przzerwano bagrowanie, zdjęto rusztowania i nadbudowano górną część konstrukcji, zyskując w ten sposób znaczne zwiększenie ciężaru opuszczanej budowli. Po wznowieniu zapuszczania stosowano nadal obciążenie pomstu wybagrowanym piaskiem.

Na skutek niejednorodności gruntu oraz nierównomiernego pobierania wywiertu, zbiornik w drugiej fazie opuszczania dwukrotnie ulegał wychyleniu ze swej osi pionowej. Zastosowano od strony wychylenia podparcie konstrukcji lewarami przy pomocy odpowiednich rusztowań i jednocześnie zwiększenie poboru ziemi po stronie przeciwnej. W końcowym etapie robót, mając na uwadze jak największe bezpieczeństwo sąsiadujących fundamentów, zastosowano dodatkowe sztuczne naciśnienie wody wewnątrz zbiornika (ok. 0,5 m) przy jednoczesnym docisku dwu lewarów (ok. 10 ton), zapartych za pomocą odpowiedniego rusztowania o żelbetowe ramownice nowowzniesionej budowli.

Całość zabiegów dała pożądaną w tych warunkach efekt i konstrukcja osiągnęła projektowane posadowienie bez naruszania bezpieczeństwa budynku.

Czas bagrowania przy opuszczaniu zbiornika na 3,5 m pod wodę trwał w tym wypadku razem około trzech tygodni.

Po zapuszczeniu ścian zbiornika do pożądanej głębokości dokonano sondażu wykonanych robót ziemnych pod wodą. Po uzyskaniu pozytywnych wyników zdjęto wszystkie dodatkowe obciążenia z pomostu i przystąpiono do wykonania dna pod wodą. Betonowanie to zostało dokonane przez zapuszczanie przygotowanego na gorze betonu w zamkniętych skrzynkach z otwieranymi klapami. Po

każdorażowym osiągnięciu przez skrzynie przeznaczonego miejsca i głębokości otwierano klapy dla wyladowania betonu.

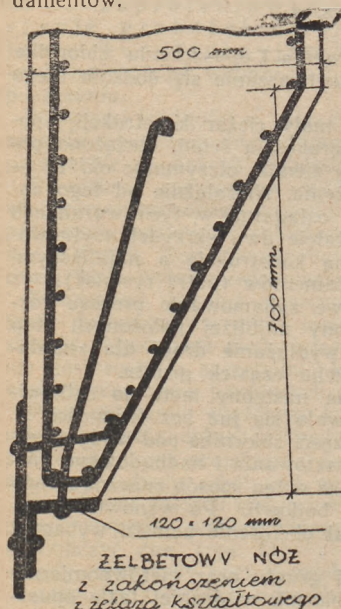
Po równomiernym rozprowadzeniu na całej powierzchni dna warstwy betonu o grubości około 30 cm, opuszczono przygotowane w całości na górze zbrojenie krzyżowe o wymiarach nieco mniejszych od wymiarów wewnętrznych zbiornika. Po jego podwieszeniu na właściwej głębokości dokonano rozprowadzenia drugiej warstwy betonu dla przykrycia podwieszono zbrojenia.

Po przerwie około 4 tygodni koniecznej dla stężenia betonu przystąpiono do wypompowania wody z wnętrza zbiornika i dalszego wykonania wnętrza według przewidzianych projektem profili.

Należy podkreślić, że wykonywanie dna pod wodą wymaga obok dużego doświadczenia i wiedzy, również dużej dozy sumienności. Ruchy przy zapuszczaniu i wyciąganiu skrzynek do betonowania, jak również przy ewentualnej niwelacji powierzchni warstwy podwodnej betonu muszą być odpowiednio powolne, by ograniczyć do minimum wywoływany ruch wody, a tym samym wypłukiwanie cementu.

Przy niewłaściwym wykonywaniu dna (nierównomierne rozprowadzenie betonu, wypłukiwanie cementu itp.) grozić może jego wylamanie (wystrzelenie). Zwykle następuje ono bezpośrednio po wypompowaniu wody z wnętrza zbiornika, na skutek parcia słupa wody gruntowej, działającej od dołu. Towarzyszy temu gwałtowne wdarcie się gruntu na dużą wysokość do wnętrza zapuszczanej konstrukcji przy jej jednoczesnym obsunięciu się oraz pogłębianiu i poszerzaniu leja dookoła budowli.

Nie trzeba wspominać jak zgubny skutek miałby tak gwałtowny ruch ziemi na niebezpieczeństwo obcych fundamentów.



Rys. 5.

Co do narzędzi i sprzętu używanego do bagrowania należy wspomnieć jeszcze o samej konstrukcji wiertła. Są to na ogół łatwo wykonalne w warunkach kuźni polowej dwie ostre z kątówek ramy, z przymocowanymi do nich komorami z elastycznych siatek odpowiednio gęstych lub wprost rzadkiej tkaniny lnianej. Ramy te są symetrycznie osadzone na swej pionowej osi. Oś ta, wystająca około 0,5 m poniżej prostokątnych ram, jest ostro zakończona. Tak sporządzone wiertło, po jego zapuszczeniu pod wodę zabija się w grunt bagrowany dla unieruchomienia osi wiertła podczas nadawania mu ruchu obrotowego. Przy ruchu tym następuje zacerpnięcie wywiertu.

Wiertło umocowane jest na sztywno z żelaznymi żerdziami, za pomocą których zapuszcza się i nadaje ruch obrotowy oraz wyciąga materiał wywiercony. Do wprowadzenia w ruch obrotowy wiertła służą odpowiednio przesuwne uchwyty żerdzi z wystającymi symetrycznie czopami. Na czopy te nakłada się trzony (ramiona) służące już do bezpośredniego nadawania obrotów żerdziom żelaznym, a tym samym całemu urządzeniu bagrowniczemu. Dokonywanie obrotów odbywa się z pomostu zainstalowanego na opuszczanej konstrukcji.

* * *

Innym charakterystycznym przypadkiem wykonywania robót z zakresu zapuszczania konstrukcji żelbetonowych poniżej wody gruntowej była budowa w jednej z miejscowości podwarszawskich osadnika Imhoffa, wchodzącego w skład oczyszczalni ścieków nowobudowanego osiedla.

W odróżnieniu od poprzedniego wypadku mieliśmy tu do czynienia z zapuszczaniem konstrukcji w łatwiejszych warunkach, zdala od jakichkolwiek fundamentów istniejących budowli.

Brak zabudowy w dużym promieniu zadecydował o przyjęciu sposobu zapuszczania osadnika poprzez zastosowanie pompowania wody od środka i wybierania odwodnionego gruntu z wnętrza konstrukcji. Wszelkie towarzyszące temu ruchy gruntu z zewnątrz zapuszczanej budowli nie przedstawiały żadnego niebezpieczeństwa.

Projekt przewidywał zapuszczenie na głębokość 8 m kilkukomorowego osadnika z dobudówką boczną (studnią) o wymiarach zewnętrznych głównej konstrukcji w planie 5,45 × 4,04 m.

W miejscu posadowienia omawianego osadnika brak było wierzeń badawczych.

Roboty ziemne rozpoczęto z myślą doprowadzenia wykopu do poziomu wody gruntowej. Począwszy od powierzchni terenu, natrafiono na pokład nieprzepuszczalnej zwartej gliny. W warunkach tych doprowadzono wykop do głębokości 4 m.

Jednakże wkrótce dał się dotkliwie odczuć brak wierzeń hydrogeologicznych w miejscu budowy. Przy badaniu niżej położonego pokładu nastąpiło niespodzianie przebiecie warstwy nieprzepuszczalnej na głębokości powyżej 4 m. Po kilku godzinach wykop znalazł się pod wodą na głębokość ok. 2 m. Stało się to na skutek tego, że woda gruntowa w napotkanej warstwie wodonośnej była pod ciśnieniem.

Zabiegi prowizorycznego zahamowania wypływu wody nie dały pożądaných rezultatów. Zastosowano zatem odwodnienie wewnętrzne wykopu przy pomocy przygotowanych do późniejszego zapuszczania zespołu pomp elektrycznych.

W tych warunkach wykonano roboty ciesielskie, zbrojarskie i betonowe dolnej części konstrukcji. Po zabetonowaniu odwodniono jeszcze wykop w ciągu 48 godzin, poczem przzerwano pompowanie i wykonany odcinek konstrukcji teżał częściowo w wodzie.

Po trzech tygodniach tężenia ponownie wypompowano wodę z wykopu, zdjęto szalowanie i przystąpiono do zapuszczania osadnika. W trakcie zapuszczania osadnik podobnie jak w pierwszym wypadku doznawał wychyleń z osi pionowej, spowodowanych niejednorodnym układem gruntu. Likwidacja tych wychyleń odbywała się sprawnie ze względu na możliwość bezpośredniego podkopywania mniej zagłębionej części noża.

Samo odwodnienie wnętrza odbywało się za pomocą dwu pomp elektrycznych zainstalowanych na górze. Po zagłębieniu części dolnej osadnika na 2 m poniżej poziomu wyjściowego, z którego rozpoczęto zapuszczanie, nadbudowano dalszy odcinek konstrukcji o wysokości 2 m. Pełne wykonanie osadnika nie było od razu wskazane. Pompy zainstalowane na górze, ze względu na ograniczoną wysokość nadbudowy, musiałyby być opuszczone niżej do wnętrza. Utrudniałoby to znacznie wykonywanie robót ziemnych w szczupłym jego pomieszczeniu.

W końcowej fazie robót zrezygnowano z przyjętego sposobu zapuszczania. Wytworzony bowiem przez nadciśnienie korek w środku osadnika zmusił do zaniechania pompowania i dokończenia robót przez bagrowanie.

Przejścia na bagrowanie należy w tych wypadkach dokonywać odpowiednio wcześniej, przed osiągnięciem przez nóż głębokości przewidzianej projektem. Przez wcześniejsze bagrowanie uniknie się konieczności nadbudowy konstrukcji. Należy się liczyć, że przy ostatecznym usuwaniu korka za pomocą bagrowania następuje dalsze, niezależne od wykonawcy, osuwanie się konstrukcji.

Musimy również podkreślić, że odpowiednie przygotowanie podłoża do późniejszego betonowania dna pod wodą jest niesłychanie ważne. Należy bezpośrednio przed betonowaniem przeprowadzić ścisły sondaż, usuwając ewentualne wyrzuszanie gruntu, szczególnie przy dnie o dużej rozpiętości. Niestosowanie tego powoduje często zmniejszenie grubości dna, a tym samym zmniejszenie jego wytrzymałości. Jeśli próby usuwania wyrzuszów lub końcowych korków nie dają przez stosowanie samego bagrowania odpowiednich rezultatów, należy zastosować nadciśnienie wody w zbiornikach w stosunku do poziomu wody gruntowej na zewnątrz.

Po zakończeniu betonowania dna pod wodą i jego dozbrojeniu przzerwano roboty dla stężenia betonu. Po wznowieniu prac wypompowano wodę z osadnika i przystąpiono do wykonywania dalszych robót wewnętrznych. jeszcze drugiej warstwy dna, powiązanej za pośrednictwem zbrojenia z konstrukcją główną ścian. Było to konieczne dla

zabezpieczenia I części dna wykonanego pod wodą przed odspojeniem na wypadek występowania nadciśnienia wewnątrz zbiornika. Dla umożliwienia omawianego powiązania wypuszczono (na początku budowy) ze ścian poza szalowanie wewnętrzne specjalne, dodatkowe zbrojenie. Zbrojenie to wygięto do góry, by nie przeszkadzało przy zapuszczaniu konstrukcji. Tak samo zostało uwzględnione zbrojenie dla przewidzianych projektem ścianek działowych osadnika oraz dobudowanej na zewnątrz komory.

Na zakończenie omawiania tego wypadku należałoby jeszcze dodać kilka ogólnych uwag na temat zapuszczania osadnika przez pompowanie wody i bezpośrednie wybieranie gruntu.

Dodatnią cechą tej metody jest zwiększona (często wielokrotnie) szybkość opuszczania oraz zmniejszone koszty. Do ujemnych cech bardziej charakterystycznych należy zaliczyć zwiększanie się robót ziemnych. Ilość tych robót w omawianych wypadkach wynosi od 150 do 250% kubatury zapuszczanej konstrukcji. Bywa to spowodowane, jak już wspomnieliśmy wyżej, wzmocnieniem dopływu gruntu z zewnątrz do wewnątrz konstrukcji, na skutek występującego nadciśnienia wody gruntowej osadnika. Ilość gruntu dopływającego z zewnątrz przy bagrowaniu zależy od rodzaju. Kubaturę tę łatwo obliczyć dokonując obmiaru wytorzonego leja, po zakończeniu zapuszczania konstrukcji.

* * *

Zagadnienie wykonawstwa zbiorników, osadników, studni i innych tego rodzaju konstrukcji nabiera w świetle inwestycji 6-letniego Planu dużego znaczenia.

Materiały zastępcze do budowy i remontu statków rzecznych

Do remontów statków używa się około 100 zasadniczych materiałów — wśród nich — w największych ilościach: metale czarne i nieżelazne, stopy, farby, tekstylia, chemikalia. Stosowanie przy remoncie statków tych właśnie materiałów od dawna budzi zastrzeżenia, tym bardziej, że część ich używa się przez tradycję.

Zastosowanie z dobrym wynikiem szeregu materiałów zastępczych dowiodło, jak znaczne są możliwości zaoszczędzenia materiałów deficytowych, głównie materiałów nieżelaznych.

W tym artykule podajemy wskazówki dotyczące zastąpienia niektórych materiałów takimi, których zastosowanie dało dodatnie wyniki przy remoncie statków rzecznych w ZSRR.

Tuleje i trzonki ze stali zamiast z brązu

Na jednym ze statków zostały jeszcze w 1937/38 r. użyte do remontu stawidła Dżoia tuleje i trzonki (palce) z hartowanej stali, zamiast jak dotychczas z brązu. Te stalowe wyroby pracowały bez zmiany podczas czterech okresów żeglugowych; brązowe tuleje i trzonki pracowały w tych samych warunkach zwykle nie dłużej jak dwa okresy żeglugowe. Zamiana brązu na stal została więc zastosowana i na innych statkach.

Stalowe tuleje i trzonki wykonuje się w następujący sposób: po obróbce tokarskiej werci się otwory dla zatyczki i smaru; potem kieruje się wyroby do obróbki cieplnej i oszlifowania powierzchni.

Przez zastąpienie brązu stalą uzyskuje się podwójny efekt: oszczędność metali nieżelaznych i przedłużenie czasu pracy.

Remont armatury z brązu

Kadłuby różnych zaworów i wentyli można wytwarzać z żeliwa, pozostawiając czopy, klapy i tuleje brązowymi. Podczas eksploatacji powierzchnie robocze czopów i gniazd zaworowych zżerane są przez wodę i wymagają często docierania; następuje siadanie czopa w kranie, który wskutek tego staje się niezdolny do pracy. Z tych względów wykorzystany został wniosek o remoncie armatury brązowej za pomocą nawarstwienia autogenicznego. Metoda ta dała szereg korzyści i oszczędności. Zużyte czopy wentyli rekonstruuje się w następujący sposób: dla zachowania średnicy i stożkowatości czopa nakłada się na

Zapotrzebowanie na wykonawstwo z tego zakresu staje się z każdym rokiem Planu coraz większe. Brak fachowych wykonawców z tego zakresu często utrudnia zakończenie całości inwestycji i opóźnia oddanie ich do eksploatacji.

Mając jednocześnie na uwadze, że dokumentacja techniczna z tego zakresu jest zbyt różnorodna i w większości wypadków niedostatecznie opracowana, należałoby reasumując wysunąć następujące końcowe uwagi.

— Przed przystąpieniem do sporządzania dokumentacji technicznej należy wykonać kilka wierceń hydrogeologicznych dla szczegółowego rozpoznania terenu, właściwego wykonania projektu i prawidłowego przeprowadzenia robót.

— Ze względu na rozległy zakres tych robót (w ramach inwestycji Planu 6-letniego) należy jak najszybciej opracować typy projektów dostosowane do kilku najbardziej charakterystycznych warunków występujących na budowach.

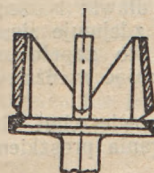
— Do dokumentacji technicznej powinna być dołączona krótka instrukcja dla wykonawców, podająca sposób wykonania (najlepiej w ramach sprawozdania technicznego lub projektu organizacji budowy). Tak sporządzona instrukcja ułatwi wykonanie tych budowli przedsiębiorstwom mniej wykwalifikowanym w tym kierunku lub ogólnie budowlanym.

Zracjonalizowana technika opracowywania i wykonywania tych prac spowoduje przyspieszenie terminów oddawania do eksploatacji inwestycji głównych oraz znaczne zmniejszy ich koszty.

jego wierzch warstwę brązu odpowiedniej grubości (rys. 1); np. dla kranów o średnicy $1\frac{1}{2}$ " — 3" nakłada się zwykle warstwy o grubości — 10 — 12 mm, zależnie od



Rys. 1



Rys. 2

wymiaru kranu — z dołu czop obcina się na grubość nawarstwienia. Wymiary otworu w czopie zachowuje się poprzednie przez nawarstwienie w dole otworu i przepiłowanie w górnej części otworu. Następnie czop obtacza się celem dopasowania do gniazda.

Nowe czopy można też wykonać ze stalowego rdzenia, nawarstwowanego brązem, o grubości warstwy 5—7 mm, obtaczając następnie i docierając do gniazda (rys. 2 i 3).

Czop stalowy pracuje nie gorzej od brązowego, nie podlega korozji i jest nawet mocniejszy od brązowego. Ta ostatnia cecha ma duże znaczenie, gdyż wypadki pęknięcia czopów podczas otwierania i zamykania zaworów nie są rzadkie; uszkodzenia takie mogą być przyczyną awarii, np. przy uszkodzeniu czopa dolnego zaworu kotłowego dla przedmuchiwania kotła.

Dla nawarstwienia czopów używa się elektrody o następującym składzie chemicznym: ołowiu 18,05%, cyny 9,07%, cynku 1,52%, miedzi 71,36%. Elektrody te po odlewie mają następujący skład chemiczny: miedzi 76,8%, ołowiu 14,89%, cyny 7,86%, cynku 0,45%. Takie elektrody dobrze utrzymują płomień łuku elektrycznego i nie rozpryskują się; nawarstwiony metal ma potrzebną twardość i łatwo poddaje się obróbce.

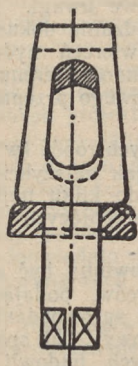
Tuleje (piasty) kół łopatkowych z brzozy

Zamiast żeliwnych tulei do kół łopatkowych oraz tulei wałków i ruchomych sworzni (palców) używa się obecnie w ZSRR tulei wytoczonych z brzozy. Tuleje takie pracują

cały sezon żeglugowy bez zmiany, a w końcu okresu żeglugi szyjki wałków i palców są prawie nieuszkodzone.

Obrobka tulei brzożowych jest łatwiejsza i szybsza, niż brzożowych. W ciągu 1 dnia roboczego tokarz może obtoczyć 100 tulei brzożowych.

Na okres żeglugowy wystarcza jeden komplet tulei brzożowych, a żeliwnych trzeba minimum dwa. Praca brzożowymi tulejami jest więc znacznie ekonomiczniejsza, niż przy tulejach żeliwnych. W dodatku koło łopatkowe zmontowane na brzożowej tulei pracuje znacznie spokojniej, niż na tulei żeliwnej.



Rys. 3

Pożądaną jest wykonanie tulei z korzenia brzoży, w którym nie ma fladrów. Przed wmontowaniem tulei należy ją dobrze przesylić podgrzanym pokostem z grafitem lub chociaż mazutem z grafitem. Po wmontowaniu tulei w gniazdo — za pomocą lekkich uderzeń młotkiem — należy posypać

powierzchnię roboczą tulei pyłem grafitowym, który zwiększa wytrzymałość i przedłuża czas pracy tulei. Szyjki wałków i palców winny być dobrze dopasowane i gładkie.

Dla łatwiejszej wymiany tulei bez wyjęcia wałków można tuleję rozciąć wzdłuż osi poziomej na dwie części. Podczas pracy taka tuleja dobrze dociska się do gniazda i mocno się trzyma.

Zamiana szellaku przez lak asfaltowy.

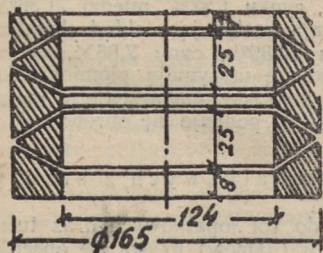
Lak asfaltowy miesza się z terpentyną, dodaje się benzynę i znów dobrze miesza w celu osiągnięcia jednogatunkowego płynu. Twornik lub inną część silnika elektrycznego pogrąża się do naczynia z wyżej opisanym płynem i przy pomocy wstrząsów otrzymuje się dobre nasycenie. Naczynie winno być szczelnie zamknięte, żeby benzyna nie ulotniła się zbyt wcześnie. Po nasyceniu twornik dokładnie się suszy, najlepiej w piecu elektrycznym. Podczas suszenia benzyna się ulatnia, a między zwojami twornika zostaje tylko lak asfaltowy. Doświadczenia wykazały, że izolacja uzwojenialakiem asfaltowym nie ustępuje w jakości izolacji lakiem szellakowym i wytrzymuje próbę przebicia prądem do 1000 Volt.

Szczeliwo z obcinków kartonu azbestowego.

Karton azbestowy i szczeliwo azbestowe są to materiały deficytowe. Jednakże, przy remontach, drobne a czasem i większe ścinki kartonu wyrzucane są jako bezużyteczne. Tymczasem ścinki takie można użyć jako szczeliwo dla dławic armatury parowej. Dla sporządzenia szczeliwa należy ścinki kartonu podzielić na włókna i układać warstwami w otworze dławicy, poczem zmoczyć je wodą lub olejem smołowym. Kiedy otwór dławicy został zapełniony wyżej wskazaną masą, zakłada się dławik i uszczelnia masę. Po pierwszym nacisku dławik zdejmujemy się; jeżeli jest miejsce na dodatek szczeliwa, to zapełniamy go masą i znów naciskamy dławik, obracając w różne strony trzonkę dławicy.

Dobre wyniki daje przesypanie powierzchni ciernych trzonka i masy w miejscach przylegania proszkiem grafitowym.

Szczeliwo z drzewa brzożowego.



Rys. 4

Zrobiono również próbę zastosowania zamiast przetłuszczonego szczeliwa konopnego — szczeliwa z pierścieni brzożowych (w dławicach cylindra niskiego ciśnienia i pomp wodnych). Szczeliwo brzożowe okazało się znacznie odpowiedniejsze od konopnego, a okres używalności o wiele dłuższy. Na rysunku 4 wyka-

zane jest uszczelnienie dławicy cylindra niskiego ciśnienia głównej maszyny statku. Jest to zbiór toczonych pierścieni brzożowych, które zakłada się kolejno i zaciska dławikiem. Pierścienie należy wygotować w mazucie. Dokładnie wytoczone pierścienie zapewniają potrzebną szczelność.

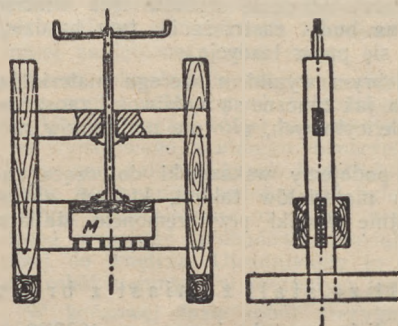
Szczeliwo z prętów wiklinowych

Stosowane obecnie do dławic pomp zasilających, przewodów wodnych i parowych niskiego ciśnienia, szczeliwo konopne jest mało praktyczne i szybko zużywa się. Spróbowano zastosować zamiast szczeliwa konopnego — szczeliwo z prętów łoży wiklinowej. Łoże wybierano bez sęków i uszkodzeń, sprzyjających złamaniu, z nieznaną stożkowatością. Grubość prętów łoży wybiera się odpowiednio do średnicy dławicy tak, żeby zrobiony z pręta pierścień mieścił się w niej szczelnie, tylko przy pomocy młotka. Po obcięciu szczytu pręta, powinny pręty zleka zwiędnąć. Następnie zwęglą się korę, wetknąwszy pręt w otwór drzwiczek kotłowych do paleniska. Gdy kora jest blisko zapalenia się, pręt wyjmujemy się i do paleniska wstawia się drugi koniec pręta. Pręty po takiej obróbce stają się bardzo giętkie, miękkie i nielamliwe. Pręt jeszcze gorący należy przekręcić naokoło osi. Bezpośrednio gorący jeszcze pręt nawija się na wałek i rozcina go na pierścienie. Średnica wałka powinna odpowiadać średnicy dławicy.

Załadowanie dławicy dokonuje się zwykłym sposobem. Pożądane jest przed załadowaniem pierścienie wygotować w podgrzanym smarze. Okres pracy szczeliwa wiklinowego wynosi 4 — 5 miesięcy.

Impregnacja bielonych pakul.

Dla uszczelnienia barek potrzebny jest w dużych ilościach impregnowany targań, którego często brak na rynku. Z tego powodu opisano poniżej b. łatwy sposób impregnacji bielonych pakul, dający się stosować w każdym warsztacie czy stoczni. Bielone pakule winny być w dobrym gatunku, nie sztywne i bez paździerz.



Rys. 5

Do impregnacji używa się następującej mieszanki: jedna wagowa część smoły i dwie części terpentyny; przy mniejszej ilości terpentyny pakule robią się suche i niedostatecznie nasycone (w przepisie stosowanym w ZSRR nie został niestety określony gatunek smoły. W polskich stoczniach używa się do tego celu smoły z drzew iglastych).

Mieszanke powyższą nagrzewa się we wmurowanym kotle do temperatury 80—90°. Po osiągnięciu tej temperatury dodaje się do kotła uprzednio wytrzępane pakule. Nasycenie pakul winno trwać tylko 2—3 minuty, przy stałym mieszanii pakul w kotle. Następnie pakule wyjmujemy się i wyciska z nich mieszanke nasycającą (którą należy znów zlać do kotła). Po wyciśnięciu pakul wiesz się je w ciepłym miejscu dla wysuszenia; dostateczność wyschnięcia określa się na dotyk.

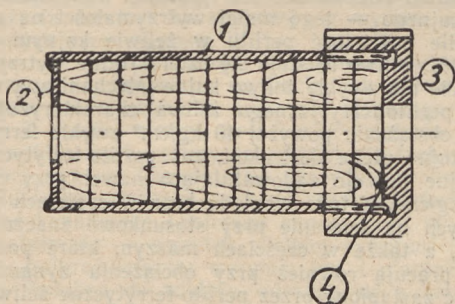
Dla ułatwienia wyciskania mieszanki można zastosować przyrząd wskazany na rys. 5. Przyrząd składa się z 2 belek, połączonych poprzeczkami. Do górnej poprzeczki wstawia się tuleję z naciętym gwintem płaskim. W tuleję wkręca się śrubę, odpowiednio nagwintowaną, koniec której łączy się z kształtką, przymocowaną do drewnianej płyty i naciskającą na pakule. Śrubę obraca się przy pomocy ręczki. Pakule po nasyceniu wkłada się do zagłębienia w dolnej poprzeczce (M). W dnie poprzeczki powinno być wywierconych kilka dziur o średnicy 100 mm dla ścieku smoły.

Dejdwoodowe i wspornikowe tuleje statków.

Dejdwoodowe i wspornikowe tuleje statków z napędem gazogeneratorowym było początkowo wykonywane w ZSRR

z metali kolorowych: dejdwdowe — z brązu wylanego stopem łożyskowym, a wspornikowe — z brązu. Następnie zaczęto wykonywać tuleje wspornikowe z żeliwa. Jednakże tuleje takie posiadały szereg wad. Na wykonanie tulei brązowych używano materiału wybitnie deficytowego; w dodatku, podczas pracy w wodzie rzecznej, posiadającej znaczną ilość domieszek mechanicznych (piasek, muł), tuleje zużywały się bardzo szybko, zwłaszcza przy pracy statku na płytkich wodach. Z tego powodu trzeba je było wymieniać po 3 — 4 razy w sezonie żeglugowym. Tuleje żeliwne zaś zbyt szybko zużywały szyjkę wału śrubowego, wskutek czego trzeba było w sezonie żeglugowym kilkakrotnie wyjmować wał, nawarstwiać szyjkę za pomocą napawania elektrycznego i przetaczać wał. Naprawy te powodowały znaczne przerwy w pracy statku, wynoszące do 25% wszystkich przestojów remontowych. Wobec tego zaczęto ostatnio używać do wyrobu tulei „lignofol”.

Lignofol jest to prasowana masa drzewna zmieszana ze spoiwem mineralnym; masa ta u nas w kraju nie jest wyrabiana. Okazało się jednak, że lignofol może być zastąpiony przez wyroby z dębiny. Tuleje lignofolowe ścierały się podczas sezonu żeglugowego tylko o 1 mm, wobec czego mogły pracować bez wymiany w ciągu dwu sezonów żeglugowych. Konstrukcja tulei z lignofolu lub z dębiny wskazana jest na rys. 6.



Rys. 6.

Korpus tulei (1) jest wykonywany z blachy grub. 8 — 12 mm (może również być użyty kawałek rury odpowiedniej średnicy). Długość tulei 250—300 mm. Rura wewnątrz jest obrobiona. Do jednego końca rury jest przyspawane denko (2), posiadające otwór o średnicy o 4 — 6 mm, większej niż średnica wału śrubowego. Drugi koniec rury posiada gwint gazowy z odpowiednią nakrętką (3). We wnętrzu nakrętki znajduje się występ o średnicy o 4—6 mm mniejszej niż wewnętrzna średnica metalowej rury (4). Występ ten, przy nakręcaniu na rurę nakrętki, ścisną lignofolowe (lub dębowe) pierścienie. Dla ułatwienia dokręcenia, nakrętka posiada na zewnątrz kilka podłużnych rowków o przekroju 10×6 mm. Do środka metalowej rury wkłada się pierścienie z lignofolu (lub dębiny) wytłoczone na tokarce. Zewnętrzna średnica pierścieni = wewnętrznej średnicy metalowej rury, zaś wewnętrzna jest o parę mm mniejsza niż średnica szyjki wału. Włożone pierścienie, ilość których zależna jest od ich grubości, dociska się szczelną za pomocą nakrętki, którą zamocowuje się śrubką przyporową. Następnie dokonuje się na tokarce końcowej obróbki wewnętrznej średnicy tulei, stosownie do średnicy szyjki wału. Pierścienie z dębiny zużywają się przez okres nawigacji tylko o 0,7 mm. Wobec tego, że lignofolowe i dębowe tuleje pra-

cują w wodzie, nie wymagają one specjalnego smarowania.

Na rys. 7 wskazana jest konstrukcja dejdwdowej i wspornikowej tulei z brzozy (lub lignofolu) hermetycznie złączonych, co zabezpiecza je od przedostania się do tulei mechanicznych domieszek, znajdujących się w wodzie. Tuleje takie pracują bez wymiany w przeciągu trzech sezonów żeglugowych. Do wspornika (1) przyspawana się stalową rurę (2), na obu końcach nagwintowaną (ze strony zewnętrznej). Do rury tej wstawia się stalową tuleję (3), do której wtłacza się tuleję z brzozy (4). Tuleję tę wytwarza się z odziomkowego odcinka brzeziny, dobrze wygotowanej w oleju gazowym lub solidolu. Na jeden nagwintowany koniec rury (2) nakręca się nakrętkę (5), złożoną z dwu połówek (części), połączonych śrubami. Nakrętka posiada doszczelniające pierścienie (6) i (7) z płyt gumowych (każdy pierścień (7) składa się z dwu połówek celem łatwiejszego wprawienia go do otworu). Nakrętkę (5) należy dociskać mocno, aby uniknąć rozluźnienia. Ze strony kadłuba statku do wspornika dołącza się rurę dejdwdową (8), którą przymocowuje się do tulei (3) za pomocą nakrętki (9). Do drugiego końca dejdwdowej rury (8) przyspawana się kołnierz (10), który za pomocą 4 sztyftów (guzonów) łączy się z kołnierzem (11) dejdwdowej tulei. Tuleja dejdwdowa składa się z tulei stalowej (12) i wtłoczonej w nią tulei z brzozy (13). Pomiędzy kołnierzami wstawia się przekładkę gumową (14). W części znajdującej się wewnątrz kadłuba statku tuleja dejdwdowa posiada jeszcze dławicę, którą wypełnia się szczeliwem konopnym (15), dociskany za pomocą dławnika (16). Dejdwdowa rurka (8) wypełnia się przez otwór (17) smarem (np. nigrolem). Aczkolwiek powyżej opisane urządzenie jest nieco skomplikowane, jest ono jednak niezawodne w użyciu.

Zastąpienie odlewów stalowych wyrobami spawanymi.

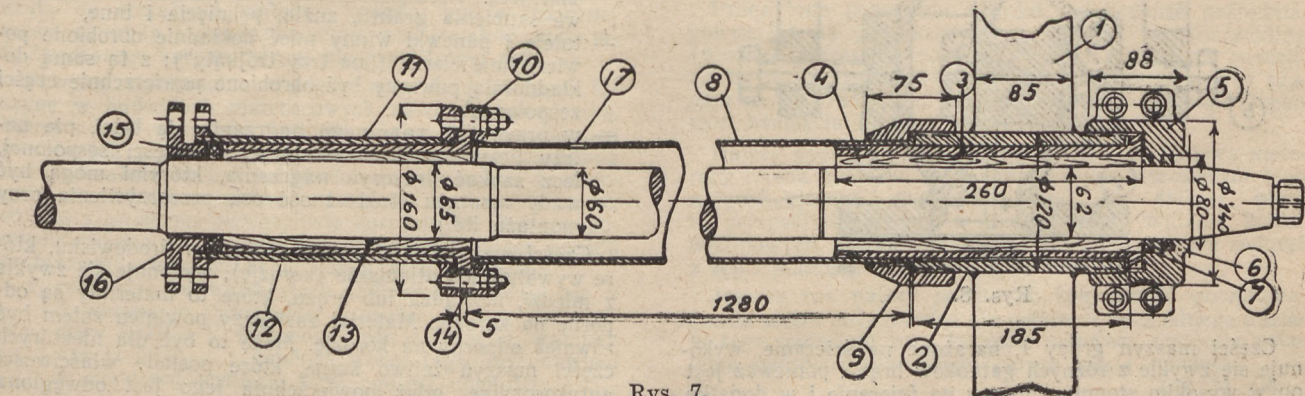
Stocznice remontowe zwykle nie posiadają urządzeń do wykonania odlewów stalowych, które są niezbędne dla statków rzecznych. Według instrukcji Rejestru ZSRR wyposażenie żeliwne i brązowe można stosować tylko do ciśnienia 13 atm. Przy wyższych ciśnieniach, wyposażenie powinno być wykonane z odlewów stalowych.

Obecnie wykorzystuje się na niektórych stocznicach ZSRR propozycje racjonalizatorskie, zmierzające do zastąpienia stalowych odlewów korpusów zaworów przez korpusy sztancowane i spawane elektrycznie.

Korpus zaworu przy średnicach od 3/4" do 2" wykonuje się z blachy grubości 4—6 mm i składa się z następujących części (rys 8):

- górnej części (1) (pokrywy),
- środkowej (2),
- dolnej (3) i
- dwu kołnierzy (4).

Części te wycina się z blachy i następnie wytłacza w odpowiednich matrycach (kołnierze też należy wytłaczać). Wytłoczone elementy (1), (2) i (3) odpowiednio układa się i ścisną za pomocą ściągacza (5), przy czym śruby jego (6) opierają się o dolną i górną część korpusu przez użycie przeznaczonego do tego celu rdzenia (7) i dociskowej listewki (8). Przed ostatecznym zaciśnięciem śrub ściągacza wyznacza się osie otworów dla kłapy i pokrywy. Następnie wykonuje się spawanie części korpusu i w końcu spawanie kołnierzy. Obróbka spawanego korpusu nie jest trudna i polega tylko na wytłocze-



Rys. 7.

niu otworu dla gniazda zaworu i nagwintowaniu gwintu dla pokryw. Na rysunku wskazane są wymiary zaworu o $\varnothing 1''$.

Przy znacznej ilości wytwarzanych zaworów i właściwej organizacji pracy, koszt wykonania spawanych zaworów powinien być mniejszy niż koszt zaworów żeliwnych.

Uwagi ogólne o możliwości zastąpienia metali kolorowych.

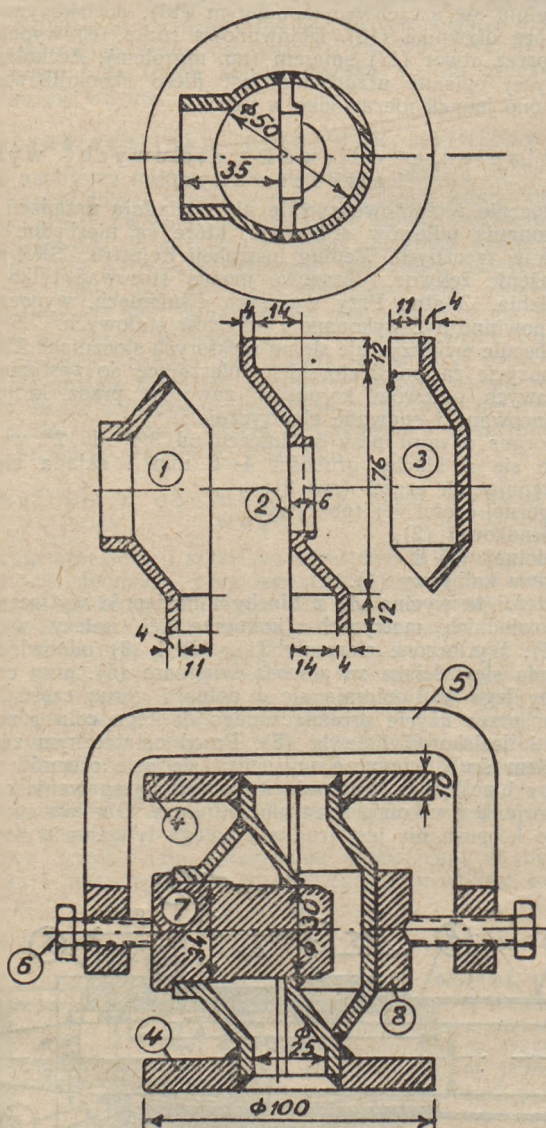
Części maszyn wykonywane dotychczas z metali kolorowych można podzielić na następujące grupy:

I grupa — części maszyn narażone przy pracy na ścieranie, a więc łożyska, tuleje itd. Materiał, z którego te elementy są wytwarzane, powinien posiadać wysokie zalety antykorozyjne. Ponadto szereg części maszyn tej grupy musi być odporny na obciążenia dynamiczne (uderzeniowe), a więc materiał, służący do ich wytwarzania powinien posiadać dodatkowo cechy plastyczności.

II grupa — części maszyn, które podczas pracy znajdują się w warunkach sprzyjających szybkiemu utlenieniu. Materiał, z których wyrabia się te części, winien posiadać znaczne zalety antykorozyjne.

III grupa — części armatury. Materiał, z którego są one wykonywane, winien być lekki i plastyczny, a często antykorozyjny.

IV grupa — części maszyn, które powinny być plastyczne dla zabezpieczenia szczelności złączy. Są to różnego rodzaju przekładki miedziane, mosiężne, miedziano-azbestowe.



Rys. 8.

Części maszyn grupy I, narażone na ścieranie, wykonuje się zwykle z różnych gatunków brązu, ponieważ jest on w wysokim stopniu odporny na ścieranie i w dodatku

plastyczny. Materiałem mogącym zastąpić brąz w niektórych częściach maszyn jest żeliwo szare. Na strukturę szarego żeliwa składa się mieszanina ferrytu, perlitu, cementytu i grafitu. Najwyższe właściwości przeciwтарыciowe posiada żeliwo, w strukturze którego masą zasadniczą jest perlit. Duży wpływ na wytrzymałość żeliwa mają domieszki grafitu. Grafit dobrze zwilża się smarem, aktywizuje go i dzięki temu polepsza smarowanie. Smar unosi płatki grafitu i w ten sposób ułatwia równomierne smarowanie całej powierzchni tarcia. Natomiast dla części maszyn, podlegających obciążeniom dynamicznym (uderzeniowym), szare perlityczne żeliwo nie może być niezawodnym materiałem zastępczym, gdyż jego właściwości plastyczne są nieznaczne. Bardziej odpowiednim materiałem zastępczym w tym przypadku jest żeliwo kujne (ciągliwe). Żeliwo to posiada wysokie własności mechaniczne (znacznie większe niż szare żeliwo), jest plastyczne i odporne na obciążenie stałe a także dynamiczne. Jednakże żeliwo to nie jest dostatecznie odporne na tarcie. Jego wytrzymałość na zmęczenie jest niższa od wytrzymałości szarego żeliwa; z tego powodu nie można stosować żeliwa kujnego do wykonania części maszyn pracujących na ścieranie, zwłaszcza przy znacznych obciążeniach.

Materiałem zastępczym dla części maszyn pracujących na ścieranie może być ferrytyczno-perlityczne żeliwo kujne. Takie żeliwo pozbawione jest głównej wady normalnego żeliwa kujnego — jego małej wytrzymałości na zmęczenie. O ile zawartość perlitu w żelwie kujnym wynosi 50 — 80%, żeliwo to staje się czterokrotnie wytrzymałsze na zużycie niż zwykłe żeliwo kujne. Mechaniczną wytrzymałość perlitto-ferrytycznego żeliwa charakteryzuje fakt, że przy obciążeniu powyżej 40 kg/cm² zwykłe ferrytyczne żeliwo kujne ulega destrukcji, zaś perlitto-ferrytyczne żeliwo kujne pracuje zadowalniająco nawet przy obciążeniu 60 kg/cm². Z tego względu brąz w częściach maszyn narażonych na ścieranie przy stosunkowo znacznym obciążeniu, a także w częściach maszyn, które poza ścieraniem pracują również przy obciążeniu dynamicznym, może być zastąpiony przez perlitto-ferrytyczne żeliwo. Najlepszą strukturą takiego żeliwa jest struktura z zawartością perlitu od 50 do 70%, twardości według Brinella w granicach 149 — 170. Takie żeliwo jest łatwe w obróbce i daje długi wiór, co dowodzi jego plastyczności i ciągliwości. Przy pracy tulei z takiego żeliwa na wale niezahartowanym, żeliwo zużywa się bardzo powoli i bardzo nieznacznie ściera wał (twardość niezahartowanych wałów leży zwykle w granicach 150 — 180 według Brinella).

Perlityczno-ferrytyczne żeliwo kujne wymaga normalnego smarowania, zarówno jak i brązowa tuleja. W przypadku suchego tarcia żeliwo takie nie może być stosowane.

Perlityczno-ferrytyczna struktura żeliwa może być otrzymana drogą obróbki cieplnej zwykłego żeliwa kujnego. Obróbka polega na nagrzaniu odlewów do temperatury 880 — 920° w ciągu 15 — 30 minut (zależnie od wymiarów części) i następnego ich chłodzenia na powietrzu.

Przy stosowaniu tulei i panewek z żeliwa zamiast brązu, trzeba zwracać uwagę na to, że:

- szare żeliwo z powodu nikłej plastyczności, tylko w małym stopniu posiada zdolność dotarcia się do zespolonej z nim części maszyny,
- obecność na powierzchniach trących piasku, zendry itd. wytwarza zadry nie tylko na żelwie, lecz i na części zespolonej,
- odlewy żeliwne powinny być wysokiej jakości; żeliwo winno mieć strukturę ścisłą (nieporowatą), drobnoporiastą. Niedopuszczalna jest porowatość, miejscowe skupienia grafitu, zużła, pęknięcia i inne,
- tuleje i panewki winny mieć dokładnie obrobione powierzchnie cierne („na trzy trójkąty“); z tą samą dokładnością powinny być obrobione powierzchnie części zespolonych,
- w przypadku znacznego nagrzania się tulei, nie należy liczyć na dotarcie się jej do części zespolonej, lecz szukać przyczyn nagrzania, którymi mogą być wady montażu (rozbieżność osi, przekrzywienia przy montażu itd.).

Części maszyn II grupy, pracujące w środowisku, które wywołuje ich utlenianie (korozję), wykonuje się zwykle z miedzi, mosiądzu lub brązu, które to materiały są odporne na korozję. Materiał zastępczy powinien zatem być również odporny na korozję. Może to być dla niektórych części maszyn żeliwo kujne, które posiada właściwości antykorozyjne, gdyż powierzchnia jego jest odwęglona

i składa się z jednolitej masy ferrytu. Dla części maszyn wytwarzanych z mosiądzu materiałem zastępczym może być zwykła stal węglowa z antykorozyjną powłoką (ocynkowana, ocynowana itd.).

Części maszyn III grupy — armaturę wykonuje się zwykle z brązu lub mosiądzu z powodu łatwości wykonania ich z tych materiałów. Jednakże niektóre odlewy armatury można wykonywać z miękkiej stali.

Należy tu jeszcze wspomnieć o roli żeliwa modyfikowanego; jest to żeliwo do którego dodaje się (do kadzi) przed odlaniem pewne składniki, które wpływają na przebieg reakcji, odbywających się w kadzi oraz następnie w wybitny sposób kierują krystalizacją żeliwa. Modyfikatorami są przeważnie substancje grafityzujące (żelazokrzem, aluminium lub stop żelazo-krzem z aluminium). Przeciwkorozyjne i przeciwcierne właściwości żeliwa mody-

fikowanego zezwalają w szeregu wypadków na stosowanie go w charakterze metalu, zastępującego brąz i inne metale kolorowe. Żeliwo modyfikowane posiada wytrzymałość na zmęczenie 2 — 3 razy wyższą od żeliwa zwykłego, szczególnie wytrzymałość na zginanie i na skręcanie, co ma znaczenie przy stosowaniu tego żeliwa na wały korbowe, koła itd. Wały do silników Diesla wykonane z żeliwa modyfikowanego są tańsze o 46%, dzięki wyeliminowaniu kucia i łatwiejszej obróbki mechanicznej.

Literatura: Gołwin — Zamieniteli materiałów w su-
dostrajeniu. [Czistiakow — Zamiana ciet-
nych metalow pri remontie traktorow.

Artykuły z „Przeglądu Mechanicznego“ i
„Wiadomości Urzędu Patentowego“.

Inż. Ludwik Dyakowski

Wykorzystanie nawłoci kanadyjskiej do wyrobu materacy, stosowanych przy regulacji Wisły

Do Komisji Usprawnień i Wynalazczości przy Warszawskim Zjednoczeniu Wodno-Inżynierskim wpłynął pomysł racjonalizatorski inż. inż. Pajczkowskiego Romana, Kukawskiego Czesława i Gaśnikowa Dymitra, dotyczący użycia nawłoci kanadyjskiej do wyrobu materacy, stosowanych przy regulacji Wisły.

Konieczność wprowadzenia oszczędności w materiale faszynowym, używanym do regulacji rzek, skłoniła racjonalizatorów do wyszukania materiału mogącego zastąpić faszynę. Z drugiej strony, świadomość istnienia w plantacjach wiklinowych rośliny szkodliwej dla tych plantacji w postaci nawłoci kanadyjskiej zdecydowała ostatecznie o powstaniu opisywanego pomysłu racjonalizatorskiego.

Nawłoc kanadyjska (*Solidago canadensis*), tzw. wierzbowka, stała się — wskutek wielkiej żywotności i plenności — najgroźniejszym wrogiem kęp i plantacji wiklinowych. Podobna do wikliny, odradza się z korzeni i z lekkich, przez wiatr i ptaki unoszonych nasion. Nawłoc rośnie szybciej od wikliny i dlatego opanowuje ona duże tereny kęp i plantacji wiklinowych. Nawłoc wstrzymuje, a niekiedy uniemożliwia całkowicie wzrost wikliny, w szczególności na nowych plantacjach i kępach świeżo wyciętych.

Walka z tym szkodnikiem jest bardzo trudna i kosztowna, polega ona na pielieniu i wycinaniu wierzbowki i następnie spalaniu jej albo usuwaniu z kępy. Dotychczasowe niszczenie nawłoci jest niedostateczne ze względów natury finansowej i ograniczało się przeważnie do akcji na nowo założonych plantacjach i kępach świeżo wyciętych.

Włókna nawłoci po wyschnięciu są nietrwałe i objętość masy maleje znacznie; zachowane pod wodą włókna są znacznie trwalsze. Z tego też względu nawłoc kanadyjska może mieć zastosowanie wyłącznie do wypełnienia budowli podwodnych, szczególnie takich, które obliczane są na zamulenie. Ma to miejsce w częściach ostróg, wykonywanych z zatapiających materaców.

Materac faszynowy, zatopiony w korycie rzeki, po pewnym czasie zostaje wypełniony rumowiskiem, które stwarza mineralny szkielet budowli. Zjawisku temu towarzyszy zazwyczaj proces tworzenia się odkładów rumowiska w zasięgu działania tamy poprzecznej. Z chwilą, gdy proces ten osiąga fazę, przy której stateczność budowli zagwarantowana jest wielkością i rozległością odkładu rumowiska, — można uważać za rzecz obojętną jakość materiałów użytych do wykonania budowli. Np. kamień użyty do obciążenia materaca mógłby być w znacznej części usunięty i ponownie użyty, zaś trwałość materiału tworzącego korpus ostrogi nie gra istotnej roli.

Powyżej wymienione względy pozwalają zastąpić faszynę w budowlach materacowych nawłocią kanadyjską, której udział w całości budowli winien być — zdaniem powołanych przez Komisję rzeczoznawców — określony doświadczalnie. Można już obecnie przypuszczać, że obecność wierzbowki w materacu zwiększy jego elastyczność, co jest zjawiskiem niewątpliwie korzystnym. Autorzy pomysłu racjonalizatorskiego proponują następujący sposób zastosowania nawłoci kanadyjskiej w materacach:

- a) materace na warsztatach lądowych składają się z 5 warstw, o jednakowej grubości, przy czym warstwy I, III i V wykonane będą z faszyny, warstwy zaś II i IV — z nawłoci, wobec tego ilość nawłoci w materacu wyniesie 40% ogólnej objętości;

- b) materace na warsztatach pływających składają się z 3 warstw, przy czym warstwy I i III wykonane z faszyny stanowią $\frac{1}{2}$ grubości całego materaca, warstwy II — z nawłoci — stanowi również $\frac{1}{2}$ grubości czyli ilość nawłoci w materacu wyniesie 50% ogólnej objętości.

Ze względu na trwałość włókien nawłoci, należałoby używać jej do robót jesienią, po przekwitnięciu, tj. wtedy, gdy lodygi zawierają więcej błonnika, a mniej soków. Z uwagi jednak na łatwość przenoszenia nasion i płynące stąd niebezpieczeństwo rozprzestrzenienia się tego chwastu, należy raczej zrezygnować z optymalnej trwałości włókien i cięcia nawłoci przeprowadzać przed zakwitnięciem. Okres cięcia może trwać od osiągnięcia przez wierzbowkę dostatecznej masy kwalifikującej ją do użycia, do czasu zakwitnięcia, co przeciętnie ma miejsce między 15 czerwca a 1 września.

Z całą pewnością — stwierdzają rzeczoznawcy — użycie nawłoci po przekwitnięciu pociągnie za sobą dalsze rozplenienie się tej szkodliwej rośliny na terenach wolnych dotychczas od porostów wierzbowki. Okres ścinania, podany orientacyjnie wyżej na 15.VI. — 1.IX, powinien być ściśle określony.

Nawłoc przeznaczoną do budowy należy transportować i przenosić bez korzeni, a więc najlepiej wycinać ją sierpem, a nie wyrwać.

Odnosnie ilości zaoszczędzonej faszyny, wskutek zastąpienia jej nawłocią, Komisja Usprawnień przyjęła następujące obliczenie:

Ogólna powierzchnia kęp i plantacji opanowanych przez nawłoc wynosi na terenach Dyrekcji Okręgowej Dróg Wodnych w Warszawie ok. 8000 ha. Szacunkowa powierzchnia opanowana przez samą nawłoc wynosi ok. 3000 ha, z których ok. 800 ha (świeżo wycięte plantacje i część nowo założonych) musi być odchwaszczona we wczesnym okresie, zanim nawłoc uzyska odpowiedni wzrost do technicznego jej wykorzystania. Do eksploatacji zatem pozostanie rocznie ok. 2200 ha. Przyjmując szacunkowo plon nawłoci z 1 ha na 20 mp, otrzymać można rocznie produkcję tego zastępczego materiału na ok. 44.000 mp. O taką też ilość mp zmniejszy się użycie faszyny. Jest to oszczędność bezpośrednia, którą finansowo oszacowano na ok. 600.000 zł rocznie.

Prócz tego powstanie również oszczędność pośrednia, polegająca na powiększeniu powierzchni porostu wikliny (wskutek niszczenia nawłoci), a tym samym na powiększeniu ilości produkowanej wikliny, co rzeczoznawcy szacują na ok. 70.000 mp rocznie, jednak dopiero po zupełnym usunięciu nawłoci kanadyjskiej.

Należy dodać, że eksploatację nawłoci do budowy materacy trzeba połączyć z systematycznym niszczeniem tego najgroźniejszego wroga wikliny. W dalszej przyszłości, w miarę uintensywniania kultur wiklinowych, nawłoc kanadyjska powinna zupełnie zniknąć z kęp i plantacji wiklinowych.

Jeszcze raz należy podkreślić konieczność przeprowadzenia prób i doświadczeń dla ustalenia optymalnego udziału tego materiału przy budowie materacy oraz dla ustalenia najodpowiedniejszego okresu cięcia nawłoci.

Inż. M. Ch.

DZIAŁ — V — EKSPLOATACJA

INŻ. JERZY SAWICZEWSKI

O typ kotła dla nowego taboru rzeczno-

I. STAN PROBLEMU KOTŁOWEGO W POLSKIM TABORZE RZECZNYM.

Skład polskiego taboru rzeczno- z własnym napędem mechanicznym stanowi obecnie — jeśli pominąć nieliczne nowe holowniki produkcji holenderskiej (typu „Światopełk” i „Jarowid”) — kolekcję statków różnych typów w wysokim stopniu zużytych i przestarzałych. Dotyczy to również kotłów, które bądź ulegają coraz częściej awariom, bądź oczekują w niedługim czasie ostatecznej dyskwalifikacji przez Dozór Kotłów. W związku z koniecznością wymiany kotłów wyrasta przed przemysłem krajowym niemożliwe niemal zadanie wytwarzania rosnącej ilości kotłów typu przestarzałego, przy czym każdy niemal kocioł jest innej wielkości i na inne parametry pary, niż pozostałe egzemplarze.

Ten psty obraz obecnej gamy naszych kotłów statkowych jest wynikiem zarówno analfabetyzmu technicznego przedwojennych polskich przedsiębiorców prywatnych, wzorujących się na typach zacofanej Rosji carskiej, przyjmujących bezkrytycznie wszystko, co zaofiarował bez skrupułów obcy dostawca i dbający tylko o własny zysk, — jak i następstwem faktu, że poniemiecki tabor na Odrze stanowi zbiorowisko odpadków taboru byłej Rzeszy. Wyposażenie kotłowe jest u nas tylko pod jednym względem jednolite: pod względem przestarzałości i zupełnego zużycia. Przewaga instalacji z kondensacją natryskową, zupełny prymitywizm w podejściu do zagadnień przygotowania wody zasilającej i stosownego opalania oraz zdarzające się w związku z tym awarie kotłów a zwłaszcza płomienie, dosadnie charakteryzują stan naszego problemu kotłowego, pod względem technicznym reprezentującego nieźle stan rzeczy z końca ubiegłego stulecia, a pod względem eksploatacyjnym — zupełny niemal prymityw. Trudno się więc dziwić, że rezultaty eksploatacji takich instalacji i takimi metodami są ekonomicznie niezadawalające. Sprawność kotłów spada do minimum, czasy podnoszenia pary rosną nawet ponad kompromitującą wysoką z natury swej normę kotłów „szkockich”, rośnie więc niepokojąco zużycie paliwa, kurczą się czasy przebiegów użytecznych, a ustalanie bodaj orientacyjnych norm zużycia materiałów pędnych staje się w tych warunkach zupełną fikcją.

Ciężkie i duże kotły pochłaniają zbyt znaczny ułamek wyporności statku i zbyt wiele już i tak drastycznie ograniczonej kubatury wewnętrznej kadłuba, oraz utrudniają bądź wręcz uniemożliwiają zachowanie optymalnego zanurzenia, a nadto — nawet na statkach nowych — stwarzają w kotłowni warunki, sprzeczne z wymogami higieny i bezpieczeństwa pracy (ciasnota, nadmierna temperatura).

Na tle naszkicowanej wyżej sytuacji oraz w obliczu zadań produkcyjnych planu 6-letniego wyrasta konieczność zarówno postawienia całości zagadnienia na właściwym poziomie przez zaopatrzenie całego taboru w jeden i tylko jeden typ kotła nowoczesnego oraz przez akcję typizacyjną, mającą na celu również ograniczenie szeregu wielkości kotłów do minimum, ze wszystkimi wynikającymi stąd ułatwieniami i korzyściami dla producenta i eksploatatora. Nim jednak sformułuje się pozytywne propozycje, należy rozpatrzyć warunki, jakimi odpowiadać winny typowe nowoczesne kotły dla naszego przyszłego taboru rzeczno-

II. WARUNKI DLA NOWOCZESNYCH KOTŁÓW STATKOWYCH.

Warunki pracy taboru rzeczno- są pod niektórymi i to dość istotnymi względami, zbliżone do warunków pracy okrętów wojennych. Kotły np. holowników, stanowiących zawsze większość taboru rzeczno- z własnym napędem, muszą być szybko i wysoko przeciążalne, by móc dostosować każdorazowo moc do takich okoliczności, jak

przechodzenie przez przemyśle czy pod mostami i w ogóle do zmiennych warunków nurtowych (zwłaszcza szybkości), a to celem utrzymania podyktowanej względami ekonomicznymi regularności i wydajności pracy taboru. Użyteczny kocioł statkowy musi więc w sensie zarówno konstrukcyjnym, jak i cieplnym być tak elastyczny, by móc bez ryzyka dostosować się do szybkozmiennych warunków poboru mocy, a więc i pary, i to możliwie przy utrzymaniu niezmiennych jej parametrów. Wynikające z hydrologicznych warunków naszych głównych szlaków żeglownych drastyczne ograniczenia zanurzenia, a często i innych wymiarów głównych statku (ze względu na służbę) wymagają lekkości nie tylko konstrukcji kadłuba, ale i kotłów, które obecnie mają nadmierny udział w całkowitej wyporności statku.

Wynikają stąd następujące wymagania zasadnicze:

- lekkości — by w minimum wymiarów głównych statku umieścić maksimum mocy,
- wysokiej wydajności, by z ograniczonych rozmiarów kotła otrzymać maksimum pary w jednostce czasu,
- postaci zewnętrznej, dostosowanej do kształtów kotłowni, co pozwoli zachować niezbędne wymogi higieny i bezpieczeństwa pracy,
- konstrukcji, pozwalającej wyzyskać maksimum powierzchni rzutu poziomego na ruszty,
- elastyczności mechanicznej i cieplnej, zapewniającej wysoką przeciążalność,
- wysokiej sprawności cieplnej, a więc m.inn. wysokich i przestronnych palenisk,
- szybkiego podnoszenia pary, by skrócić bezprodukcyjne przestoje i obniżyć zużycie paliwa, a więc łatwego i szybkiego obiegu wody i szybkiej wymiany ciepła przy utrudnieniu gromadzenia się osadów,
- odporności na zakłócenia ruchowe i wybuchy,
- wykonalności przez przemysł krajowy i z materiałów chodliwych (tzn. m.inn. umiarkowane parametry pary).

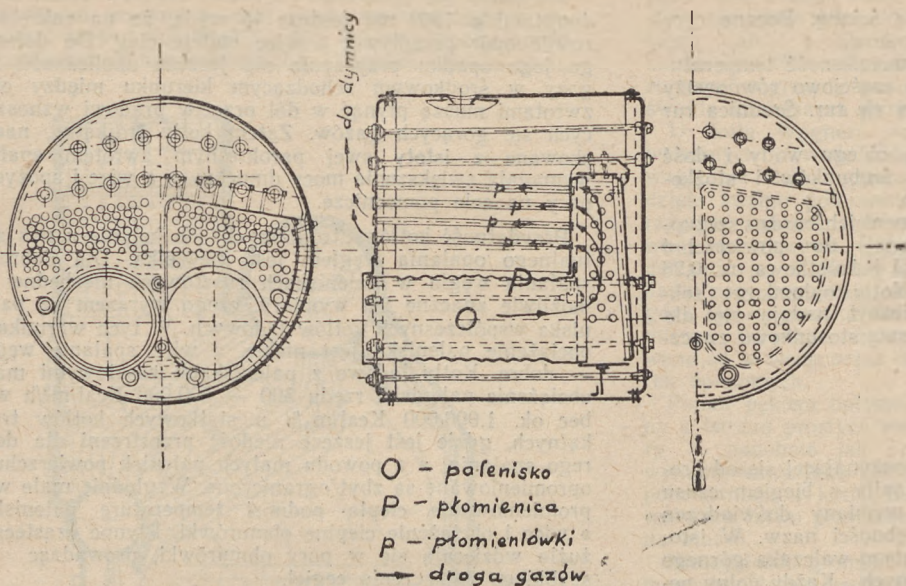
Nadto warunki produkcji i transportu wymagają, by kocioł bądź mieścił się w obrysie kolejowym jako całość, bądź też dał się przewozić w poszczególnych zespołach, dających się następnie łatwo zmontować na samym statku, co pozwoli również dokonywać demontażu bez konieczności wyjmowania całego kotła ze zrywaniem pokładu. Zobaczymy następnie, że — jak dotychczas — tylko jedna odmiana kotła zdolna jest spełnić cały ten zespół warunków jednocześnie.

III. TYPOWE KOTŁY SIATKOWE, OPIS, ZALETY I WADY. PROBLEM WODY ZASILAJĄCEJ.

Istniejące kotły siatkowe dają się ogólnie podzielić na płomieniówkowe i opłomkowe (wodnorurkowe). Te ostatnie dzielimy znów na szerokorurkowe i wąskorurkowe, które z kolei rozpadają się na starsze wzory, tzw. dla swej zewnętrznej postaci „trójkątne” oraz nowsze — o strukturze asymetrycznej. Rozpatrzymy je pokrótce kolejno.

A. Kotły płomieniówkowe

Typowym najbardziej znanym i rozpowszechnionym przedstawicielem ich jest tzw. kocioł cylindryczny, czyli szkocki, posiadający wszystkie zalety i wady prymitywu (rys. 1). Kocioł ten w istocie swej składa się z jednego walcowatego paroszczelnego naczynia, stanowiącego jednocześnie komorę wodną i parową, którego cały płaszcz musi zatem opierać się najwyższemu ciśnieniu robocznemu. Wynikiem tego jest bardzo wysoki ciężar jednostkowy, wywołany m.inn. wielką pojemnością wodną, która ze swej strony powoduje przewlekłość procesu rozpalania kotła i podnoszenia ciśnienia, a więc znaczne zużycie paliwa. Wynikające z istoty konstrukcji kotła sztywne powiązania jego konstrukcji wymagają równomiernego nagrzania wszystkich elementów, co wyklucza w praktyce



Rys. 1. Schemat kotła „szkockiego”.

możność nagłego i krótkotrwałego forsowania. Przebieg procesów wytwarzania pary nacechowany jest pewną ociężałością, a skonstruowanie całego kotła jako wspólnego zbiornika wody i pary czyni każdy wybuch prawdziwą katastrofą z ofiarami w ludziach i unieruchomieniem całego statku na dłuższy czas. Obieg wody jest trudny i powolny, woda raczej gotuje się, niż obiega w zamkniętym obwodzie. Konstrukcja kotła szkockiego jest złożona i kosztowna; główną jego zaletą jest względna łatwość obsługi oraz spora zdolność akumulacyjna.

Podnoszona wielokrotnie rzekoma niewrażliwość kotłów szkockich na gatunek wody zasilającej okazuje się przy bliższej analizie nieporozumieniem. Powolny bowiem i trudy obieg wody sprzyja osadzeniu się kamienia kotłowego, zwłaszcza na płomienicach, co prowadzi do licznych awarii, a zawsze obniża ogromnie sprawność cieplną, jeszcze bardziej przedłużając czas rozpalania i zwiększając rozchód paliwa.

Czyszczenie kotła szkockiego z kamienia nie jest bynajmniej prostą sprawą i odbywać się musi tym częściej, im bardziej grzeźniemy w przesądzie, że dla tych kotłów każda woda jest dobra.

Z przemysłowego punktu widzenia oparcie typizacji o kotły szkockie byłoby w większości wypadków równoznaczne z rezygnacją z produkcji krajowej i z przewozu kolejowego. Przemysł krajowy bowiem nie zainstaluje potężnych i kosztownych pras do dennic tylko po to, by pracowały one przez kilkadziesiąt godzin rocznie, a wymiary nie wielu tylko kotłów szkockich mieszczą się w obrysie kolejowym, co wobec konieczności przewożenia kotłów tych w stanie gotowym i niemożności montowania ich na statku z poszczególnych elementów, przesądza dostawę z importu i przewóz prawie wyłącznie drogą wodną.

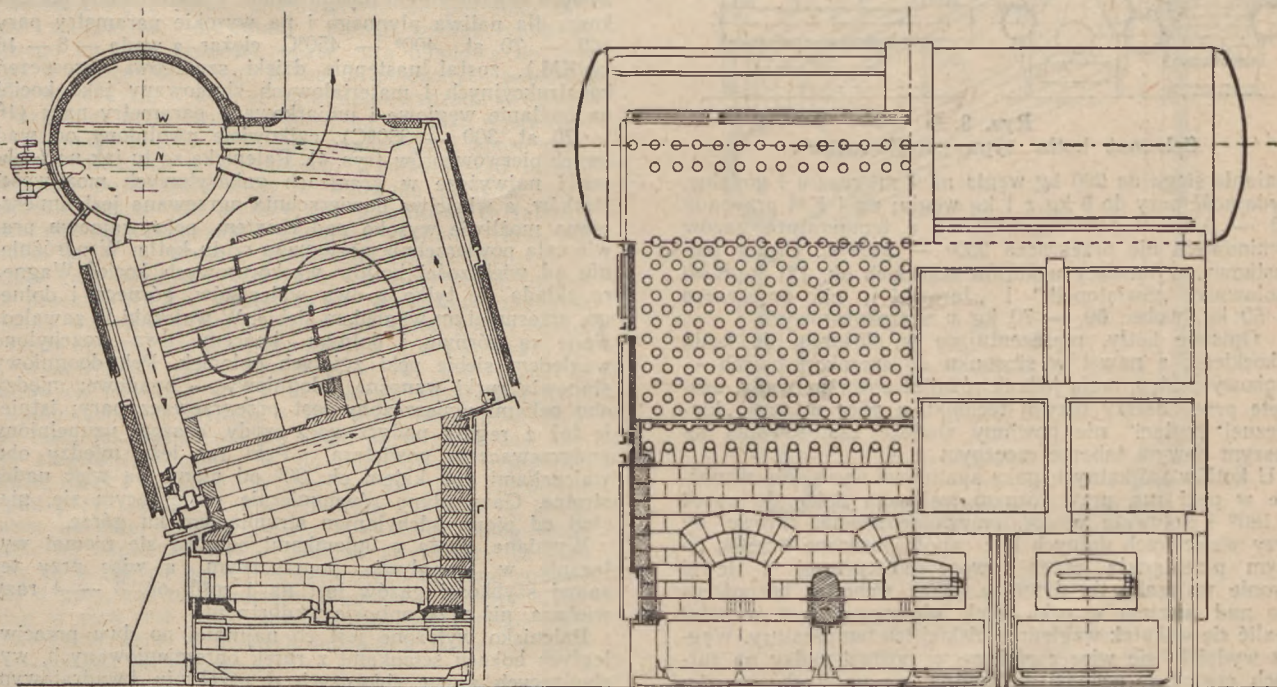
Stosunek powierzchni ogrzewanej do powierzchni rusztów wynosi u kotłów szkockich ok. 32 — 40; na 1 KM i przy maszynach 2-prężnych wypada ok. 0,4 m² pow. ogrzew. , przy 3-prężnych — ok. 0,3 m².

Spalanie na ogół nie przekracza 75 — 90 kg węgla na 1 m² rusztu i godzinę, wzgl. ok. 2,7 kg (ok. 20,000 kcal) na 1 m² pow. ogrzewanej i godzinę. Sprawność cieplna nie przewyższa 68%. Wskaźniki te są niskie.

B. Kotły wodnorurkowe

1. Kotły szerokorurkowe.

Z grupy tej, niegdyś bardzo różniczkowanej, wymieniemy tylko jeden typ, stanowiący szczytowy punkt rozwoju tej klasy kotłów i utrzymujący się gdzieś na statkach rzecznych, a mianowicie kocioł „Babcock & Wilcox” (rys. 2). Posiada on zespół lekko nachylonych, rozmieszczonych w kształcie prostopadłościanowego pęku prostych rur, których oba końce są zawalcowane w długich, wąskich, pionowych komorach wodnych o falistych ściankach. Komory te, zarazem usztywniające strukturę kotła, wypełniają czołową i tylną (lub obie boczne) ścianki kotła i łączą się u góry przez zawalcowanie — z walczakiem u dołu — identycznie z czworokątną komorą wodną. Zespół rur wznoszących i opadających (górnych, dolnych i bocznych) zapewnia gładki obieg wody w całym obwodzie. Walczak bywa umieszczany bądź

Rys. 2.
Schemat kotła „Babcock & Wilcox”.

z boku kotła, bądź nad jego tylną ścianą. Boczne rury opadowe mają ujście do szlamowników.

Dobry obieg wody zapewnia równomierność temperatury poszczególnych części kotła, co częściowo równoważy niemożność swobodnego wyciągania się rur. Średnica rur waha się od 45 do 100 mm.

Zaletą kotła jest obok dobrego obiegu wody i dość długiej drogi gazów także brak śrubunków i stożkowych powierzchni uszczelniających.

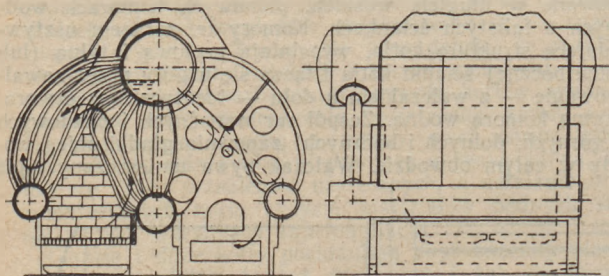
Wymiana rur jest łatwa a asortyment ich bardzo szczupły. Stosunek powierzchni ogrzewanej do powierzchni rusztów wynosi ok. 43, a wydajność jednostkowa ok. 0,28 KM z 1 m² pow. ogrzewanej. Kotły opłomkowe sekcyjne z pochylonymi opłomkami niezbyt nadają się dla statków rzecznych ze względu na swą stosunkowo znaczną wysokość.

2. Kotły wąskorurowe.

a) Kotły trójkątne (rys. 3)

Różnolitość typów tej klasy, rozpoczynającej się od prostorurkowego kotła „Yarrow”, ustąpiła z biegiem czasu pod wpływem konkurencji oraz wymiany doświadczeń daleko idącej unifikacji mimo odrębności nazw. W istocie swej kotły te składają się z jednego walczaka górnego („parowego”) i dwu lub trzech dolnych. Każdy dolny połączony jest z górnym pękiem lekko wygiętych, zwalcowanych w walczaki rurek, których krzywizna rośnie ku krańcom pęka, zmieniając znak około jego środka. Położone bliżej paleniska ścianki rurowe, silniej nagrzane, grają rolę rurek wznoszących, dalsze — opadowych; poza tym często występuje dodatkowe połączenie walczaka górnego ze skrajnymi dolnymi w postaci szerokich, nieogrzewanych rur opadowych (umieszczonych poza obudową kotła), co usprawnia obieg wody.

Zakrzywione rurki łatwo sprężynują, dobrze więc znoszą wysokie naprężenia cieplne i ich wahania, obieg wody w porównaniu z chaotycznym wrzeniem w kotłach szkockich jest bardzo dobry, a także sprawniejszy, niż w kotłach szerokorurowych; przeciążalność kotła, faworyzowana przez względnie przestronne paleniska, jest zadawalająca, a osadzanie się kamienia utrudnia dość regularny i szybki obieg wody a także stromość opłomek;



Rys. 3.
Schemat kotła typu „trójkątnego”.

spalanie sięga do 200 kg węgla na 1 m² rusztu i godzinę, wydajność pary do 8 kg z 1 kg węgla; na 1 KM przypada 0,2 — 0,25 m² pow. ogrzewanej, a temperatura gazów kominowych nie przekracza 250° — 340° C. Ciężar jednostkowy, wynoszący u kotłów szkockich ok. 121 kg/KM (holowniki „Światopełk” i „Jarowid”), nie przekracza tu 50 kg, wobec 60 — 70 kg u szerokorurowych.

Opisane kotły, reprezentujące w stosunku do kotła szkockiego, a nawet w stosunku do szerokorurowych — epokowy postęp, mają jednak również poważne wady, usunięte przez dalszy rozwój techniki, a więc w swej „klasycznej postaci” nie powinny znaleźć zastosowania na naszym nowym taborze rzeczonym.

U kotłów trójkątnych gazy spalinowe występują wznosząc się w pęki rur, przy górnym walczaku dokonują zwrot o 180° i spływają w dół, omywając ścianki rurowe, by przy walczakach dolnych być znów obrócone o 180°, po czym przeciągają przez otwory po prawej i lewej stronie walczaka do dymnicy. Gazy wchodzą bezpośrednio nad rusztem w pęki rurek, nie mogąc tam w pełni spalić się wskutek względnie niskiej ich temperatury. Węgiel wydziela się więc częściowo w postaci sadzy na rurkach, częściowo uchodzi do komina. Na zwrotach pod górnym walczakiem i nad dolnymi częściami sadzy tworzą gniazda powodujące miejscowe zatkanie, co obniża wydajność kotła. Prowadzenie gazów z dwoma kolejnymi

zwrotami o 180° ma jeszcze tę wadę, że na zakrętach rośnie opór przepływu, a więc maleje ciąg. Do dalszego jego spadku przyczynia się jeszcze okoliczność, że gazy w środkowym schodzącym kierunku między obu zwrotami muszą płynąć w dół przeciw prądowi wznoszących się gorących gazów. Zatem kotły trójkątne, nacechowane z istoty swej parokrotnym zwrotem spalin, wymagają zwiększenia mocy dmuchawy, a więc i spożycia pary na cele pomocnicze.

Przydatność kotłów „trójkątnych” do jedynie u nas aktualnego opalania węglem jest niewielka. Dla dobrego spalania węgla w paleniskach rusztowych niezbędne są możliwie znaczne ich wymiary, czego wyrazem są paleniska współczesnych kotłów lądowych. W tych warunkach obciążenie paleniska jest niskie, a więc spalanie węgla — dobre. Kotły lądowe z paleniskami rusztowymi mają obciążenie paleniska rzędu 300 — 500.000 Kcal/m²/h wobec ok. 1.000.000 Kcal/m²/h u statkowych kotłów trójkątnych, gdzie jest jeszcze niedość przestrzeni dla dobrego spalania, a z powodu małych palenisk powierzchnie opromieniowane są zbyt ograniczone. Względnie małe wypromieniowanie ciepła podnosi temperaturę paleniska, a więc i obciążenie cieplne obmurówki. Płynne cząsteczki żużla wdzierają się w pory obmurówki, prowadząc do szybkiego zniszczenia cegieł.

Ale nie tylko przebieg spalania w kotłach trójkątnych budzi zastrzeżenia, również pobór ciepła z gazów, omywających rurki przeważnie wzdłużnie jest niedostateczny. Pęk opłomek, omywanych spalinami wzdłużnie, pobiera z nich zaledwie 25 — 30% ciepła, przenieszonego na jednostkę powierzchni ogrzewanej w przepływie poprzecznym. Nawet w punktach zwrotu, gdzie u kotłów trójkątnych gazy płyną poprzecznie do rurek, wymiana ciepła jest wadliwa na skutek obecności izolujących warstw sadzy. Tak więc ogólne wyzyskanie ciepła jest niewystarczające nawet przy małym obciążeniu kotła, wyrażonym w kg pary na 1 m² pow. ogrzew. i godzinę. Zatem kotły te nawet z przegrzewaczem pary i podgrzewaczami powietrza i wody nie spełniają żądań, jakie można i należy postawić w połowie XX wieku.

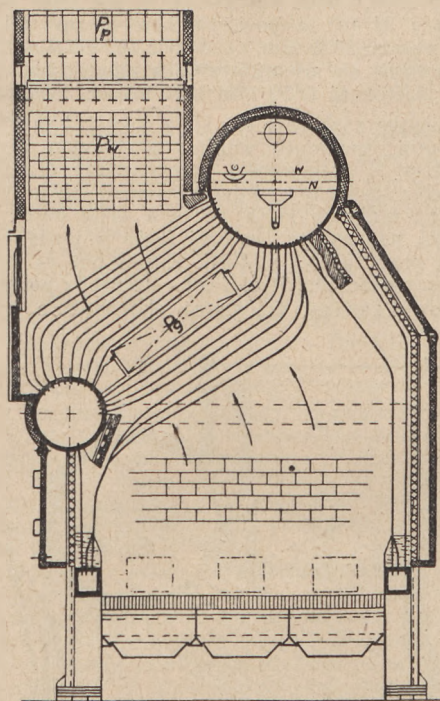
b) Kocioł Wagnera

Kocioł Wagnera, mający za sobą 20-letnie doświadczenie eksploatacyjne w najcięższych warunkach, m.in. jako standardowy kocioł niemieckiej marynarki wojennej w ubiegłej wojnie światowej, a nadto zastosowany z powodzeniem na szeregu statków handlowych morskich i rzecznych, a przewidziany m.in. jako typowy dla znormalizowanych niemieckich lodolamaczy wiślanych w 1943 r., stanowi obecnie szczytowy punkt rozwoju kotłów opłomkowych o naturalnym obiegu wody. Konstruowany początkowo dla paliwa płynnego i na wysokie parametry pary (60 — 70 at., 400° — 450°C. ciężar z wodą — 8 — 16 kg/KM.), został następnie dzięki szeregowi uproszczeń konstrukcyjnych i materiałowych zbudowany jako kocioł na opalanie węglowe i umiarkowane parametry pary (16 — 20 at, 300 — 350°C), całkowicie uwolniony od wad swych pierwowzorów (rys. 4). Paleniska są tu jak największe i najwyższe w granicach gabarytowych możliwości statków, a właściwa powierzchnia ogrzewana jest umieszczona możliwie wysoko nad rusztem, pokrywającym prawie całą powierzchnię poziomego rzutu kotła. W odróżnieniu od większości kotłów wąskorurowych kocioł Wagnera składa się tylko z dwu walczaków, górnego i dolnego, przesuniętych względem siebie. W walczaki te zawalcowane są górnym i dolnym końcem dwa rozchylone względem siebie pęki zgiętych opłomek. Pęk doogniowy stanowią rurki wznoszące, odogniowy — opadowe; między obu pękami umieszczony jest przegrzewacz pary; istnieje też z reguły podgrzewacz wody, czasem uzupełniony podgrzewaczem powietrza. Pęki rur leżą między obu walczakami pod kątem ok. 30° od pionu, są więc nader strome. Gazy płyną równomiernie wznosząc się, niezbyt od pionu odchylonym strumieniem ku górze.

Wymiana ciepła z opłomkami odbywa się niemal wyłącznie w przepływie poprzecznym, a więc przy tej samej szybkości gazów jest na 1 m²/h ok. 3 — 4 razy większa, niż przy opływie wzdłużnym.

Palenisko wyłożone jest co najmniej po dwu przeciwnych bokach ściankami z rurek opromieniowanych, wychodzących z rur zbiorczych o przekroju kwadratowym lub koleistym; rury te stanowią często zarazem boczne ogrzanie rusztu. Rurki opromieniowane leżą gęsto obok siebie, tworząc ściankę, za którą potrzebna jest już tylko

lekka, cienka warstwa izolacji. Pochłaniają one przez promieniowanie znaczny procent ciepła wyzwolonego w palenisku i im jest ono większe, tym większą można umieścić powierzchnię opromieniowaną. U kotłów wysoko obciąż-



Rys. 4.

Typowy kocioł Wagnera na opalenie węglowe.

zonych można wyłożyć również ściankę czołową rzędem rurek opromieniowanych dla ochrony obmurówki i zwiększenia ilości ciepła, przenoszonego przez promieniowanie; zagadnienia te były przez konstruktorów kotłów trójkątnych stanowczo niedocenione.

Również odnośnie obiegu wody kocioł Wagnera stanowi wielki postęp w stosunku do swych poprzedników. U tych woda obiegowa dopływa do dolnych walczaków przez zewnętrzne rury opadowe, wychodzące z krańca walczaka górnego i przebywa znaczną część swej drogi wzdłuż przez walczaki. Gdyby nawet rury opadowe istniały po obu krańcach kotła, to i tak mieszanina pary i wody, wznosząca się z rurek, znajdujących się pośrodku długości walczaków, musiałaby płynąć wzdłuż walczaka górnego ku jego krańcom, spaść rurą opadową do dolnego, a następnie od jego końca do położonych pośrodku rurek wznoszących. A więc energia, doprowadzana w opłomce wznoszącej przez wypór baniek pary, musi wystarczyć do pokonania oporów w rurach opadowych i oporu przepływu wzdłużnego w walczakach. Wynikają stąd różnice poziomów zwierciadła wody w walczaku górnym, gdzie pośrodku poziom jest wyższy, niż u końców, co fałszuje wskazania wodowskazów i pogarsza zasilanie rurek pośrodku kotła, tj. właśnie najbardziej obciążonych.

Choć rury opadowe są szerokie i nieogrzewane, to jednak przekrój ich nie wystarcza do właściwego zasilania opłomek wznoszących. Najdalsze od paleniska, gorzej ogrzane rzędy opłomek stają się opadowymi, a w warstwach pęku, stanowiących jakby przejście do rur wznoszących do opadowych powstają strefy o obiegu niedostatecznym. W opłomkach tych płynąca w dół woda może mieć szybkość taką, jak wznoszące się bańki pary, które więc ulegają stagnacji; dochodzi tu do miejscowych przegrzań, pęknięć rurek i do korozji ścianki rurowej przez chemiczny rozpad pary. Opłomki opromieniowane ogrzane są intensywnie na całej długości, mają więc dobry obieg wody i duże jej zapotrzebowanie, podczas gdy leżące za nimi rzędy są w swych pękach zewnętrznych ogrzane znośnie tylko u góry, zaś na pozostałej długości — bardzo słabo. Obieg w nich jest więc raczej leniwy, gdyż tylko małe wytwarzanie pary w górnych odcinkach dostarcza „na-

Objaśnienia do rysunków:

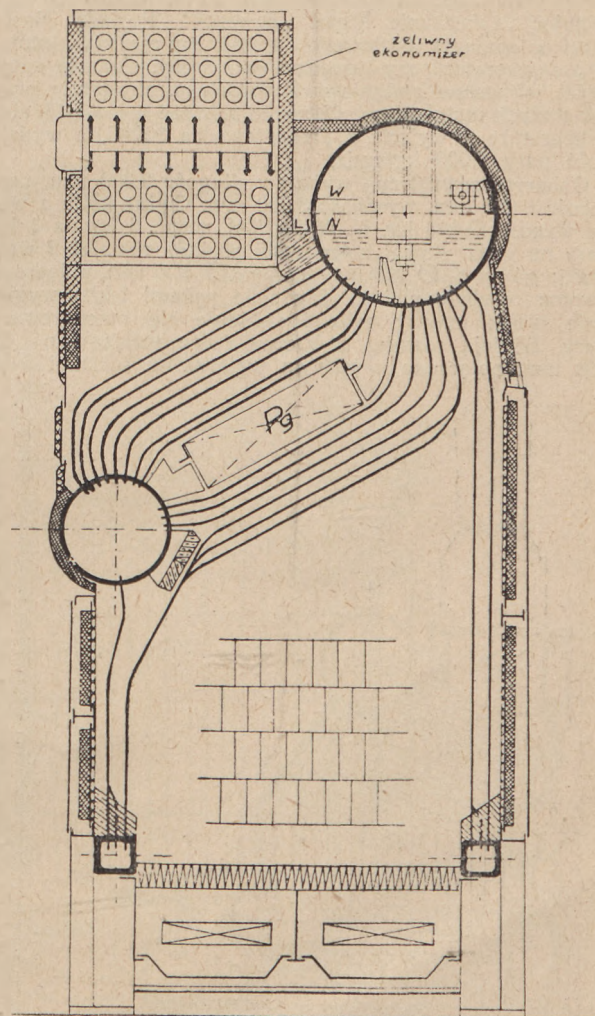
Pp — podgrzewacz powietrza, Pw — podgrzewacz wody, Pg — przegrzewacz pary, W — najwyższy stan wody w walczaku, N — najniższy stan wody w walczaku.

pędu” dla obiegu wody. Poszczególne rurki tych rzędów stają się opadowymi, lub też nie mają jednoznacznego obiegu. Całość procesów obiegu wody, stanowiąca w stosunku do kotłów szkockich, a nawet opłomkowych szerokorurowych ogromny postęp, jest u kotłów trójkątnych w świetle dzisiejszych wymagań i poglądów niepewna.

U kotła Wagnera natomiast zaopatrywanie opłomek wznoszących w wodę obiegową odbywa się przez obfity, względnie słabo ogrzany pęk opłomek opadowych, które dzięki swemu położeniu poza ogrzewaczem pary, odbierającym znaczną ilość ciepła, doprowadza zawsze dość wody do opłomek wznoszących, przy równomiernym rozdeleniu jej wzdłuż walczaka. Powstające tu niezliczone bańki pary dopływają bez trudności do walczaka górnego, gdyż skierowana ku dołowi szybkość wody nie jest nadmierna. Ścianki z opłomek opromieniowanych zaopatrywane są w wodę przez dostateczną ilość nieogrzanych rurek opadowych.

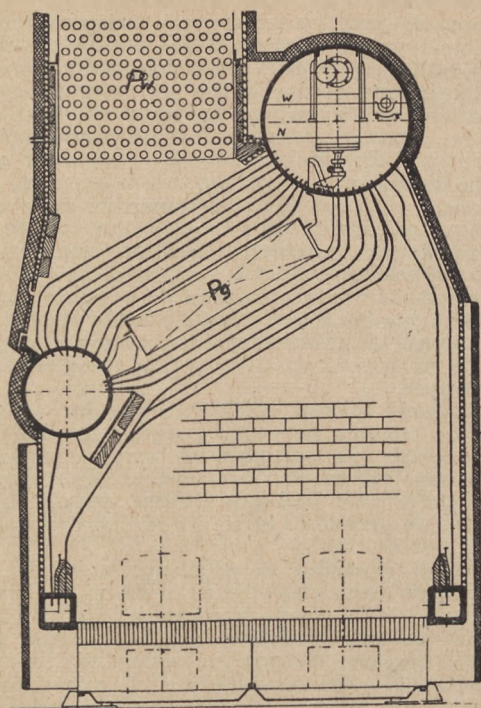
Ponad pękiem opłomek opadowych znajduje się złożony z bardzo prostych elementów podgrzewacz wody, który — podobnie jak przegrzewacz pary — może być wymontowany jako całość; co do umieszczenia tego zespołu istnieje u kotła Wagnera znaczna dowolność, pozwalająca łatwo przystosować się do odnośnych warunków na statku.

Nieczystości gromadzą się w dolnym walczaku, skąd mogą być łatwo usunięte, przy czym nie należy obawiać się porwania ich do przewodu parowego. Górny walczak ze względu na swą stosunkowo znaczną średnicę w porównaniu z innymi analogicznymi kotłami walczakowymi pozwala na łatwe zawalcowanie rur. Z pośród znanych konstrukcji kotła Wagnera o rozmiarach i z parametrami pary, całkowicie odpowiadającymi potrzebom naszego taboru rzeczniczego, wymienić tu należy: kocioł znormalizowanych niemieckich lodołamaczy wiślanych o mocy 250 KM oraz kocioł holenderski dla instalacji o mocy 500 KM. Kocioł



Rys. 5.

Kocioł Wagnera na 3 t/h, 16 atn, 325° C (holownik morski)



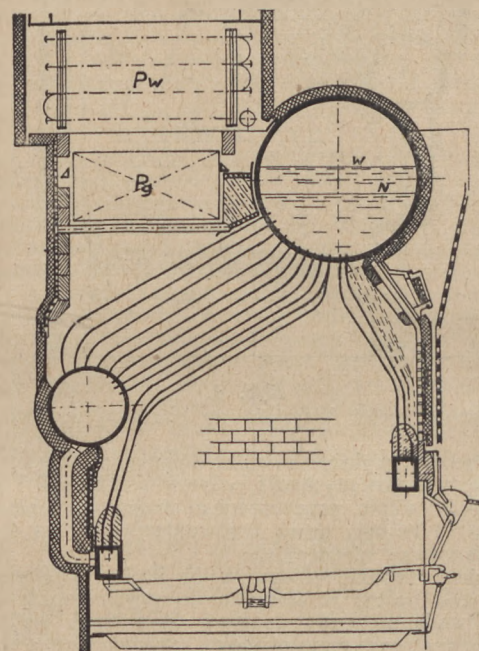
Rys. 6.
Kocioł Wagnera (4,2 t/h, 18 atn, 340°C)

niemiecki posiada 2 walczaki równoległe, z których górny umieszczony jest na tylnej ścianie kotła, bardzo przypominając zewnętrznie kocioł „Babcock”. Posiada płaski ruszt do opalania węglowego z zasilaniem ręcznym. Istnieje przeprzewacz pary i podgrzewacz wody, słusznie natomiast odrzucono podgrzewacz powietrza, zbyt przytłaczający przy tak małych instalacjach. Ciśnienie robocze wynosi 18 atn, temperatura u wyjścia z przeprzewacza 300°C, a wydajność pary 2.000 kg/godz.

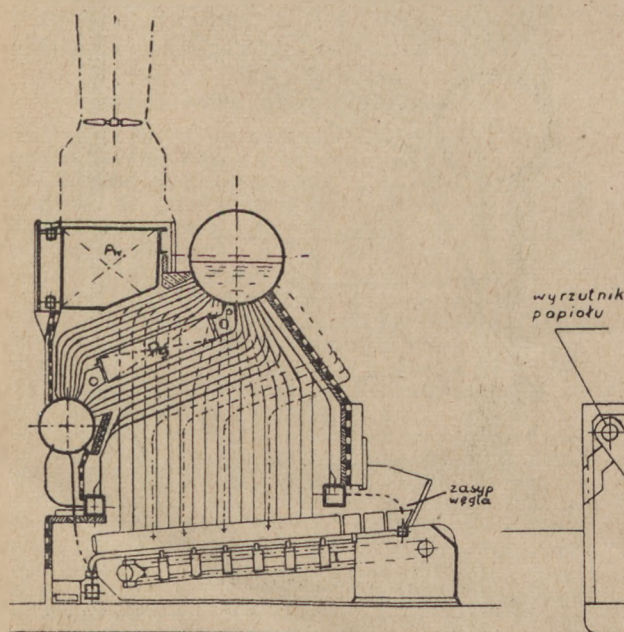
Gabaryty zewnętrzne wynoszą: długość 2.300 mm, szerokość 2.600 mm, wysokość 3.000 mm. Ciężar kotła z wodą wynosi 12.000 kg, tj. 46 kg/KM, wzgl. 6 kg na 1 kg pary na godz. Kocioł holenderski posiada również 2 walczaki: górny o $\varnothing$ 800 mm i dolny o $\varnothing$ 500 mm, połączone dwoma rozchylonymi między sobą pękami lekko wygiętych rurek; między pękami znajduje się przeprzewacz pary. Istnieją również 2 boczne dolne walczaki o $\varnothing$ 150 mm, połączone z górnym walczakiem rurkami opa-

dowymi. Podgrzewacz wody umieszczony jest poza właściwym kotłem. Opalanie węglowe z zasilaniem ręcznym. Ciężar kotła bez wody wynosi 20 t, z wodą — 22 t, tj. 44 kg/KM oraz 4,9 kg/l kg pary/godz. Wydajność kotła wynosi 4.500 kg pary na godz., ciśnienie robocze 16 atn. temp. pary 350°C, pow. ogrzewana 81 m², pow. podgrzewacza wody 54 m², a pow. rusztów 4,8 m². Głębokość paleniska wynosi 2000 mm, szerokość zaś 2500 mm. Gabaryty zewnętrzne są umiarkowane, a mianowicie: długość 3630 mm, szerokość 2650 mm i wysokość 3350 mm.

Na wzmiankę zasługuje też kilka innych typowych kotłów Wagnera, opalanych węglem z ręcznym zasilaniem rusztów. Rys. 5 przedstawia przeznaczony dla morskiego holownika kocioł o wydajności pary 3 t/h przy 16 atn i 325°C; na statkach stoją po dwa takie kotły. Rys. 6 przedstawia poprzeczny przekrój kotła o wydajności pary 4,2 t/h przy 18 atn i 340°C. Kocioł ten — ze względu na dalszą oszczędność ciężaru — posiada podgrzewacz węzownicowy zamiast żeliwnego ekonomizera kotła po-



Rys. 7.
Kocioł Wagnera dla holownika kanałowego, 2,2 t/h



Rys. 8.
Kocioł Wagnera z rusztem mechanicznym, 4,5 t/h, dla rzecznych holowników bocznołowych

przedniego. Ciężar kotła wg rys. 5, gotowego do ruchu, wynosi 22 t. Na rys. 7 widzimy kocioł o wydajności pary 2,2 t/h, przeznaczony dla małych holowników kanałowych. Walczaki są tu ułożone w poprzek statku, gdyż warunki eksploatacji nie grożą przechyłami bocznymi, mogącymi wywołać niedopuszczalne wahania zwierciadła wody w górnym walczaku. Przegrzewacz jest tu umieszczony ponad pękiem opłomek i może być wygodnie wybudowany przez pokład; rozwiązanie to jest mniej korzystne od typowego.

Wreszcie przytaczamy jeszcze 2 typy kotłów z rusztami mechanicznymi. Typ o wydajności pary 4,5 t/h widzimy na rys. 8. Palenisko jest tu ze wszystkich stron wyłożone rurkami opromieniowanymi. Elementy rusztu Steinmüllera typu „L” są zaklinowane na rury, przez które obiega woda kotłowa, doprowadzana rurkami opadowymi, wychodzącymi z walczaka górnego i połączonymi ze skrzynią zbiorczą, znajdującą się u krawca rusztu. Stąd woda płynie przez chłodzące rury rusztu, dochodząc rurami łączącymi do dolnej skrzyni zbiorczej i do rurek opromieniowanych przedniej ścianki kotła. Po 2 takie kotły zastosowano w czasie ubiegłej wojny w Niemczech na kilku wielkich bocznokołowych holownikach rzecznych, gdzie wykazały się wielką sprawnością i elastycznością przy ostrych wahanach obciążenia. Kotły te ustawione są obok siebie. Statki wspomnianej serii otrzymywały poprzednio 2 kotłownie, leżące po obu stronach maszynowni; w każdej kotłowni były po 2 kotły szkockie. Oszczędność na ciężarze i miejscu przy użyciu tylko dwu kotłów Wagnera okazała się ogromna, sprawność kotłów zmniejszyła rozchód paliwa i bunkry mogły ulec zmniejszeniu. Obsługa tych kotłów jest w wysokim stopniu zmechanizowana. Na ruszcie Steinmüllera typu „L” węgiel zostaje rozrzucony tzw. przeciągadłem, a popiół i żużel zostają zrzucone do komory żużlowej, skąd wygarnia je prosty transporter zgrzeblowy i wyrzuca za burtę. Większy kocioł o wydajności pary 10 t/h, przeznaczony dla morskich statków handlowych, przedstawia rys. 9; tu zastosowano również 2 kotły obok siebie. Ruszt mechaniczny podlega wmontowaniu już na statku. U kotłów Wagnera wystarcza ok. 0,16 m² pow. ogrzew. na 1 KM.

Zalety i wady kotłów wodnorurkowych.

Kotły opłomkowe są wynikiem dążeń do:

- a) stworzenia możliwie dobrego obiegu wody, co podnosi zdolność odparowania oraz utrudnia osadzanie się kamienia kotłowego, hamującego wymianę ciepła,
- b) właściwego prowadzenia gazów dzięki obecności ścianek rurowych, a więc do lepszego wyzyskania ciepła gazów,
- c) zwiększenia przestrzeni spalania dla usprawnienia jego przebiegu.

Schemat konstrukcyjny kotła szkockiego, sztywny w swej istocie i konstrukcji, nakładał tu pod każdym względem wąskie i nieprzekraczalne granice, zwłaszcza odnośnie powierzchni rusztów; nadto przebieg spalin jest dość trudny i kłopotliwy.

Zalety kotłów wodnorurkowych.

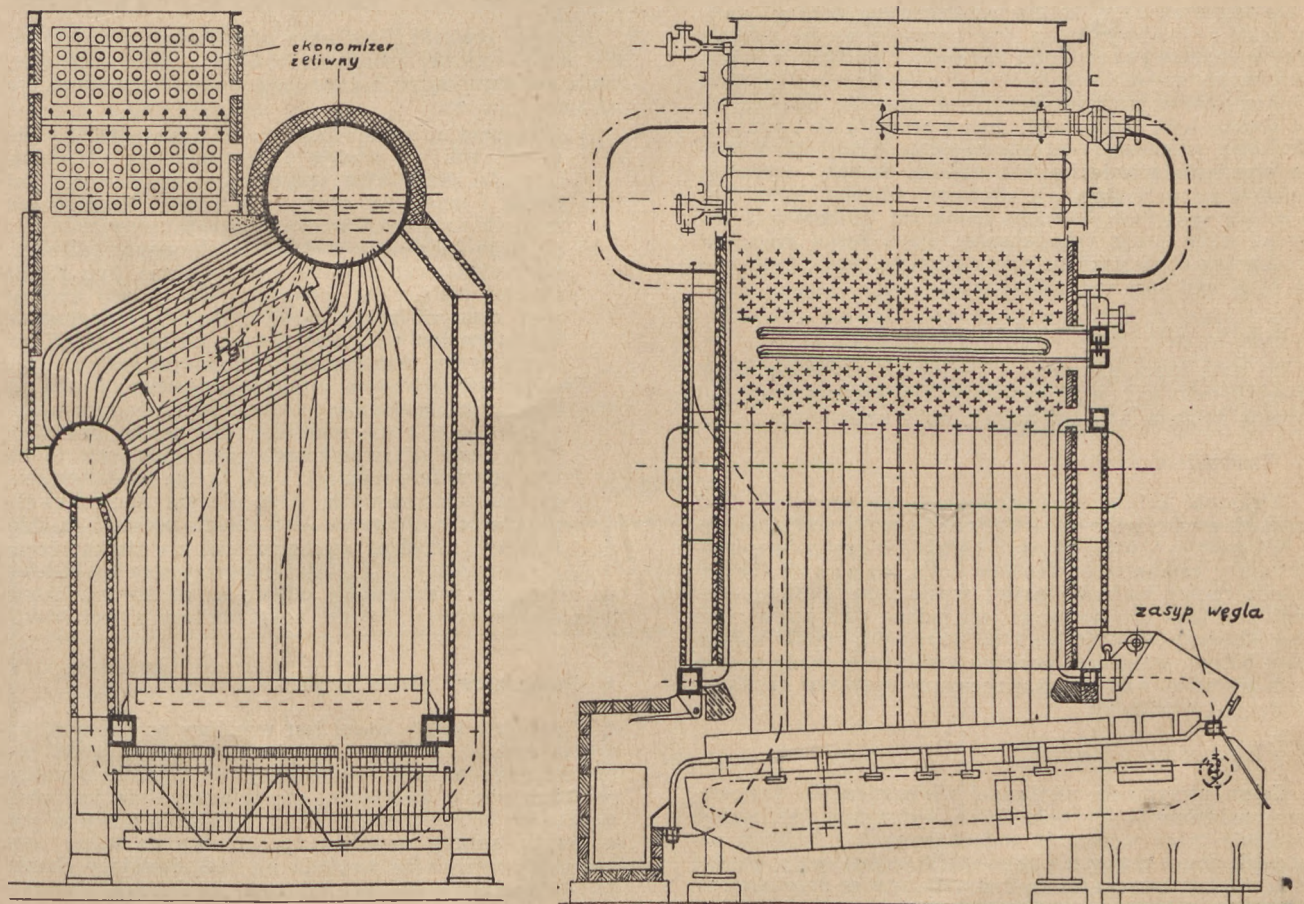
1. Mały ciężar.

U kotłów szkockich przekroczenie ciśnienia ok. 14 atm okupione jest szybko rosnącym ciężarem jednostkowym, gdyż płaszcz, płomienice i płaskie ścianki stają się już zbyt grube.

U kotłów wodnorurkowych znajdują się pod ciśnieniem tylko cienkie rurki i stosunkowo małe naczynia walcowate, a więc wzrostowi ciśnienia towarzyszy, tylko minimalny wzrost ciężaru. Płaskich ścianek i usztywnień, wystawionych na ciśnienie, bądź brak zupełnie, bądź też są ograniczone do minimum. Wreszcie ciężar kotłów wodnorurkowych maleje jeszcze dzięki temu, że ich zawartość wody na 1 KM wynosi tylko 10 — 25% zawartości analogicznych kotłów szkockich.

2. Mniejsze niebezpieczeństwo wybuchów

Wynika ono nie tylko z mniejszej zawartości wody, ale również z faktu, że brak wody u kotłów szkockich, pociągający za sobą m.inn. wyrwanie rozpórek w ściankach komory ogniowej, a więc zniszczenie tej ścianki, u kot-



Rys. 9.
Kocioł Wagnera z rusztem mechanicznym, 10 t/h dla statków morskich.

łów wodnorurkowych mniej łatwo pociąga za sobą ujemne skutki. W większości wypadków awarie ograniczają się do poszczególnych rurek, a wpływająca przy awarii na zewnątrz ilość pary jest z reguły mniejsza, niż u kotłów szkockich.

3. Szybki rozruch, elastyczność przy zmianach obciążenia, forsowność.

Grube, usztywnione ściany kotła szkockiego nie znośzą nierównomiernego nagrzewania poszczególnych części, co jednak jest nieuniknione przy forsowaniu czy szybkim podnoszeniu pary.

Rozpalanie kotła szkockiego trwa minim. 3 godz., dochodząc w skrajnych wypadkach do 8 godz., podczas gdy u kotłów wodnorurkowych czas ten spada do 1/2 godz. (licząc od stanu zimnego), co pociąga za sobą wielkie oszczędności paliwa. Te same powody obok możliwości niezakłóconego rozszerzania się poszczególnych elementów kotła i małej zawartości wody, czynią łatwo osiągalnymi szybkie zmiany reżimu maszyny (moc, obroty), tj. czynią kocioł „elastycznym“.

Kotły szkockie z ich sztywnymi elementami, wielką pojemnością wodną i parową i ociążałością procesu roboczego zbyt powoli nadążają za zmianami reżimu maszyny.

Na szczególnie wysokie forsowanie pozwalają kotły z opłomkami, mogącymi swobodnie wydłużać się, tj. z krzywymi lub też u tylnego końca swobodnie spoczywającymi. Wszelkie jednak kotły wodnorurkowe pozwalają osiągnąć z 1 m² rusztu ok. 50% więcej mocy, aniżeli szkockie.

Przy przyjętych normalnie stopniach forsowania okazuje się, że z 1 m² pow. ogrzewanej osiągnąć można: u kotłów szkockich max. 3 KM; u opłomkowych szerokorurkowych ok. 3,6 KM; u wąskorurkowych — ok. 4 — 5 KM; (u kotła Wagnera do 6 KM; Forsowność wszystkich kotłów wodnorurkowych ułatwia okoliczność, że w przeciwieństwie do kotłów płomieniówkowych zamocowania rurek nie są wystawione bezpośrednio na działanie ognia, a więc nie tak łatwo zaczynają cieć.

4. Łatwość montażu i remontu.

Do istotnych zalet kotłów opłomkowych zaliczyć należy fakt, że nie wymagają one zrywania części pokładu przy wymontowywaniu kotła do remontu, co u kotłów szkockich, wyjmowanych w całości, jest nieuniknione; podobnie montaż kotłów wodnorurkowych w zasadzie odbywa się na statku, jeśli okoliczności tego wymagają. A wyjmowanie kotła szkockiego jest nieuniknione, kiedy tylko trzeba wymienić płomieniec lub ściankę komory ogniowej; pojedyncze rurki dają się wymienić również łatwo, jak u kotłów szkockich. W ruchu natomiast trudniej jest wyłączyć rurkę przez zakorkowanie, gdyż kocioł musi być opróżniony aż do poziomu wlotu odnośnej rurki, by można ją było wymienić lub zakorkować.

Wady kotłów wodnorurkowych

Do wad, które nietrudno zniwelować przyjęciem właściwej konstrukcji, użyciem wody zmiękczanej oraz sumienną obsługą, zaliczyć należy cechy następujące:

1. Trudniejsze zasilanie

Większość kotłów wodnorurkowych ma zawartość 3—5 kg/KM; a więc tylko 40 — 70% ilości wody potrzebnej na 1 KM/godz. tzn. przerwa ok. 3/4 godz., w zasilaniu spowodowałaby całkowite opróżnienie kotła, co sprawia, że zasilanie ręczne kotła wodą jest wykluczone. Postulat stałego zasilania maszynowego jest jednak dziś już w pełni respektowany w odniesieniu do wszystkich typów kotłów. Zbyt ostrym wahaniem poziomu zwierciadła wody w górnym walcu zapobiega samoczynny regulator zasilania, który jest niezbędny.

2. Trudniejsze opalanie

Celem utrzymania niezbędnej równomierności temperatury paleniska kotły opłomkowe wymagają regularnego opalania przez wrzucanie w jednakowych a krótkich odstępach czasu równych a niewielkich ilości węgla, zwykle 8 kg na 1 m² rusztu np. co 3 minuty, a więc przy otwieraniu tylko połowy drzwiczek naraz, 1,5 — minutowej kadenji zasypywania, przy czym w wypadku forsowania — ilości zadawane naraz nie zmieniają się, a tylko kur-

czą się odstępy czasu. Oznacza to oczywiście nie tyle dodatkowe obciążenie personelu, którego sumaryczny wysiłek nie ulega zmianie, ile raczej potrzebę wzmocnienia dyscypliny opalania. W praktyce nie wygląda to groźnie. Bowiem na holownikach np. typu „Światopełk“ (moc 250 KM, 1 kocioł szkocki o pow. ogrzew. 83 m²) z jednoosobową obsługą kotła przy zużyciu węgla co najmniej 0,8 kg/KMi/h trzeba w ciągu godziny narzucić na ruszty $250 \times 0,8 = 200$ kg węgla, tj. ok. 40 razy w ciągu godziny czyli co 1,5 minuty, jeśli eksploatacja kotła ma być prawidłowa. Jeśli tak się nie dzieje, to nie jest to „zaletą“ kotła szkockiego, lecz niedbalstwem obsługi. Okazuje się więc, że dyscyplina opalania kotłów opłomkowych jest prosto elementarną zasadą obsługi kotłów w ogóle.

3. Wrażliwość na wodę

Najlepszym dla kotłów wodnorurkowych jest oczywiście czysty kondensat. W praktyce jednak dla obchodzących nas mocy instalacji i parametrów pary warunek ten, nieunikniony przy kotłach wysokoprężnych, nie przedstawia specjalnych trudności. Zmiękczenie wody, zataczające coraz szersze kręgi w naszym kolejniectwie, — musi się stać regułą i na statkach. Jeśli jeszcze uwzględnimy, że i przy kotłach szkockich zasilanie wodą surową pociąga za sobą prędzej czy później żałosne skutki, to okaże się, że problem wody nie jest właściwie problemem kotłów wodnorurkowych, lecz kotłów w ogóle. Problem staje się jeszcze mniej jaskrawy, jeśli pamiętać, że dobry obieg wody dość skutecznie zapobiega osadzaniu się brudów i warstw oleistych w kotłach opłomkowych. Tylko przy złym obiegu, np. przy niedociągnięciu kotłów, może nastąpić zatkanie, wypalenie lub rozsądzenie opłomki. U kotłów szerokorurkowych (np. „Babcock“) proste rury ułatwiają rewizję i oczyszczanie, ale za to wymagają za każdym razem luzowania i zakładania z powrotem szeregu zamknięć, podczas gdy u wąskorurkowych otwarcie kilku włączów udostępnia całe wnętrze kotła.

W prawie poziomych opłomkach kotłów szerokorurkowych zwłaszcza przy dłuższych postojach, łatwiej gromadzą się osady, niż w stromych opłomkach kotłów wąskorurkowych.

Praktyka stwierdza, że przez odpowiednie przygotowanie wody kotłowej można całkowicie uchylić niebezpieczeństwo, wynikające z twardości wody. Cała procedura ogranicza się do:

- a) stwierdzenia zasadowości oraz zawartości fosfatu (i ew. soli) w wodzie i ew. całkowitej twardości wody, przy czym oznaczenie tych wartości jest proste i może być opanowane przez każdego bez żadnych wstępnych wiadomości chemicznych,
- b) prostego dodawania chemikaliów ochronnych (alkaliczne przygotowanie wody), co powinno być regułą również dla kotłów szkockich, jeśli chcemy uniknąć zbyt częstych przeglądów, czyszczeń i remontów. Wskazane jest poza tym zawsze następne przefiltrowanie wody (zmiękczonoj¹⁾). Celem jest również odgazowanie wody w prostym, ogrzewanym parą odłotową mechanizmów pomocniczych, podgrzewaczu kaskadowym i nie musi być tak daleko posunięte, jak u instalacji wysokoprężnych. Urządzenie to nie wymaga żadnej regulacji i jest tańsze od podgrzewaczy powierzchniowych, gdyż nie ma naciskotrwałego płaszcza. W ruchu jest bardzo proste i w całości kształcie urządzeń mechanicznych na statku niemal niedostrzegalne. W braku podgrzewacza kaskadowego zaleca się zastosowanie odpornych na korozję ekonomizerów żeliwnych zamiast podgrzewaczy z węzownicami.

4. Problem zaoliwienia kondensatu.

W zasadzie każdy kocioł jest wrażliwy na obecność oliwy w wodzie zasilającej, gdyż oliwa prowadzi do niebezpiecznego wzrostu temperatury, szczególnie u kotłów opłomkowych, a zwłaszcza, gdy równocześnie jest obecny kamień kotłowy; wtedy przez wsiąkanie oliwy w jego porowatą, gorącą masę tworzy się warstwa koksu oliwnego, prowadząca ze względu na swój izolujący charakter do znacznego wzrostu temperatury ścianek, doprowa-

¹⁾ Instalacja do zmiękczenia wody i filtr stanowią zazwyczaj jedno urządzenie.

dzając je do żaru i pęknięć. Krążąca wraz z wodą oliwa w stanie zemulgowanym powoduje skutki identyczne.

Głównym więc sposobem uniknięcia zakłóceń i awarii na tym tle jest staranne odoliwianie skroplin i zapobieganie powstawaniu kamienia kotłowego, co najłatwiej osiągamy przez odpowiednio duży nadmiar fosfatu w wodzie i dobry jej obieg. Jak jest on zadawałający u kotłów Wagnera może posłużyć fakt, że np. jeden z pośród hollenderskich trawlerów rybackich, zaopatrzony w kotły Wagnera, płynął dłuższy czas z ciekłym skraplaczem powierzchniowym, nie wykazując uszkodzenia choćby jednej opłomki, podczas gdy w tych warunkach kocioł szkocki załamałby się, gdyż u niego zasilanie wodą zaburtową słodką czy przenikanie słonej prowadziłoby aż nazbyt często do ciężkich awarii z katastrofalnymi wybuchami włącznie.

Pozostające przy instalacjach z maszynami tłokowymi nieznaczne ślady oliwy w skroplinach (po odoliwieniu) są u nowoczesnych kotłów opłomkowych o tyle nie groźne, że osadzają się przed wejściem do kotła na wewnętrznych ściankach węzłownic podgrzewacza, chroniąc je skutecznie przed silnymi tu atakami korozji. Szczególnie groźnie natomiast przedstawiają się skutki zaoliwienia wody u kotłów szkockich, gdzie często dochodzi wtedy do znanych wgnieć płomienic falistych, a nawet do ich pęknięć, co z reguły wymaga wymontowania całego kotła. Temperatura żaru zostaje osiągnięta tym szybciej, im grubsza jest zarówno sama ścianka, jak i hamująca przepływ cieplny warstwa osadów oraz im większe jest obciążenie cieplne. To ostatnie jest u płomienic kotłów szkockich wcale nie mniejsze, niż nawet u promieniowanych rurek kotłów opłomkowych, ilość ciepła, przeniesionego do płomienicy jest na 1 m² często większa, niż przeniesiona do najbliższych paleniska rurek kotłów opłomkowych. Z tego powodu przy jednakowym obciążeniu cieplnym temperatura ścianek płomienicy jest wyższa, niż temperatura opłomek; przy tym obciążenie płomienicy ciśnieniem zewnętrznym jest już samo przez się niekorzystniejsze, niż obciążenie wąskiej opłomki ciśnieniem wewnętrznym. Płomienica nadto już przy małym odkształceniu traci znaczną część swej wytrzymałości.

Wynika stąd, że przy jednakowej warstwie izolacyjnej płomienica — „serce” kotła szkockiego — jest bardziej zagrożona, niż jakikolwiek element kotła opłomkowego.

Reasumując, można wymienić jako zalety kotłów opłomkowych wąskorurowych:

- lekkość,
- łatwość montażu i demontażu,
- elastyczność wobec wahań obciążenia,
- szybkość rozruchu,
- możliwość silnego forsowania,
- ograniczone niebezpieczeństwo pęknięć,

zaś jako wady:

- wrażliwość na nieregularne zasilanie,
 - wrażliwość na nieregularne opalanie,
 - zwiększenie trudności czyszczenia wewnętrznego,
 - nieco wyższą cenę na jednostkę ciężaru własnego.
- Hierarchię i ciężar gatunkowy elementów tego zespołu wad i zalet trudno ocenić.

nie do obranego kierunku zdecydować pomyślnie lub nie-pomyślnie o długoletniej linii rozwojowej. Ta okoliczność, jak i rosnące „wykruszanie się” zużytego starego taboru zmusza nas do postawienia również problemu kotłowego na racjonalnej i rozsądnej podstawie. Nie sięgając więc w zbyt odległą przyszłość — po szczytowe parametry pary, narzucające nam zbyt wiele naraz trudności konstrukcyjnych, technologicznych i materiałowych, żądać jednak musimy od przyszłego jednolitego kotła naszych statków spełnienia wszystkich omówionych wyżej warunków, obok całego zespołu wymogów materiałowych i technologicznych, podyktowanych stanem i poziomem naszego przemysłu.

Ciężar kompletnych instalacji kotłowych z wliczeniem dymnicy, komina, wentylatorów, pomp, rurociągów i wody w kotle wynosi na 1 KM: u kotłów szkockich (holowniki typu „Światopełk” i „Jarwid”) ok. 121 kg, u kotłów „Babcock” 60 — 70 kg, u wąskorurowych 40 — 50 kg, z czego wynika niedwuznaczna przewaga kotłów opłomkowych nad szkockimi oraz wąskorurowych nad szerokorurowymi. Na obecnym więc etapie rozwoju kotły szkockie i ich pochodne (Howden-Johnson, Proudhon-Capus) odpadają dla naszego taboru rzecznoego zupełnie, gdyż ich ciężar jednostkowy (a więc i zapotrzebowanie wyporności statku), zapotrzebowanie przestrzeni i materiału oraz roboczość procesu ich produkcji są zbyt wielkie. To samo również dotyczy kotłów opłomkowych szerokorurowych, stanowią one bowiem wstępny, miniony już okres rozwoju, a ich braki konstrukcyjne i eksploatacyjne były już naświetlone.

Jeśli chodzi o obieg wody to zauważyliśmy, że mieszanina pary i wody, zawarta w opłomkach, jest u kotłów wąskorurowych lżejsza, gdyż zawiera stosunkowo więcej bąbelki pary. Dlatego też — zwłaszcza przy istnieniu rur opadowych — obieg wody w kotłach wąskorurowych jest bezwarunkowo lepszy. To znów łącznie ze stromym położeniem opłomek utrudnia gromadzenie się osadów. Lekkość kotłów wąskorurowych wynika również z ich umiarkowanej zawartości wody, wynoszącej na 1 KM: u kotłów szkockich 28 — 35 kg (u „Światopełka” i „Jarwida” nawet 40 kg), u „Babcocka” ok. 5 kg, u wąskorurowych 4 kg. Podobnie i objętość komory parowej, wynosząca u kotłów szkockich ok. 12 — 17 dm³ na 1 KM spada u opłomkowych szerokorurowych do 2 — 2,5 dm³, u wąskorurowych — poniżej 2 dm³. Orientacyjne dane porównawcze odnośnie tych trzech podstawowych klas kotłów zawiera tablica I.

Pod względem gabarytowym pozycja kotła szkockiego też jest dziś nie do obronienia. Jego koliste przekroje kolidują z prostokątnymi na ogół przekrojami kotłowni, co prowadzi do złego wyzyskania przestrzeni przy równoczesnej ciasnocie pomieszczeń. Kotły wąskorurowe trójkątne, wymagające w stosunku do powierzchni rusztów dość sporo powierzchni kotłowni, ustępują pod tym względem kotłom szerokorurowym, których jakby skrzynkowa postać wymaga stosunkowo więcej miejsca pionowo, niż poziomo, a prawie cała powierzchnia rzutu może być wypełniona rusztami; na statkach niemieckiej żeglugi na Renie kotły Dürra przy tej samej mocy instalacji nie wymagały więcej miejsca, niż stosowane tamże na parę

TABLICA I

	Spalanie węgla kg/m ² rusztu i godz.	Wydajność mocy KM/m ² pow. ogrzew.	Ciężar z wodą kg/KM	Ciężar ton na 1 tonę pary w 1 godz.	Zawartość wody	
					dm ³ /KM	dm ³ /m ² pow. ogrz.
Opłomkowe wąskorurowe .	200	4—5*	40—50	5 t/t	ok. 4	56 **)
Opłomkowe szerokorurowe	120—140	3,6	60—70	7—8 t/t	ok. 5—6	66
Szkockie	70—90	3	120	13—14 t/t	ok. 30—40	106—120

IV. ZAGADNIENIE WYBORU KOTŁA DLA POLSKIEGO TABORU RZECZNEGO. PROBLEMY TYPIZACJI.

Problemy techniczne naszego taboru rzecznoego na planu 6-letniego stoją na punkcie zwrotnym i zależ-

pasażerskich bocznokolowcach trójkątne kotły Thornycroft — Schulz, i to mimo mniejszego obciążenia rusztów.

*) u kotła Wagnera dochodzi do 6

**) u kotła Wagnera ok. 25 dm³/m² pow. ogrzew.

Pod względem materiałowym przejście od kotłów płomieniówkowych do opłomkowych przy zachowaniu tych samych parametrów pary nie nasunie żadnych zmian, a więc i żadnych trudności. Materiałem zasadniczym pozostaną chodliwe stale niskowęgliste o wytrzymałości na rozciąganie 42 — 50 kg/mm² i wydłużeniu 20% na części nie stykające się z ogniem i nie podlegające spawaniu oraz odpowiednio 36 — 42 kg/mm² i 25% na części, stykające się z ogniem. Na opłomki pozostają nadal rury bez szwu z miękkiej stali.

Pod względem technologicznym produkcja kotłów szkockich w kraju napotykałaby ogromne trudności z powodu ekonomicznej niecelowości inwestowania się w prasy do dennic, mające pracować ok. kilkadziesiąt godzin rocznie wobec małego zapotrzebowania wewnętrznego na te elementy. Natomiast przemysł nasz, wytwarzający już duże opłomkowe kotły lądowe na dość wysokie parametry pary, opanuje bez trudności skromny na tym tle problem kotła opłomkowego dla statków rzecznych. Wreszcie poruszone już względy łatwości remontu, montażu, demontażu i transportu kolejowego również wyłączają ewentualność stosowania na naszych nowych statkach kotła szkockiego, którego wymiary wynoszą np.: u kotłów po 83 m² pow. ogrzew. („Światopełk“ i „Jarowid“) — średnica 2.850 mm (z kółkami 3.510) i długość do 3.420 mm, zaś u kotła o ok. 166 m² pow. ogrzew. wyniosłyby odpowiednio ok. 3.700 (4.500) i do 3.500 mm.

Z pośród kotłów opłomkowych nie mogą też wchodzić w rachubę kotły szerokorurkowe, ustępujące wąskorurkowym pod względem lekkości, sprawności i prawidłowego obiegu i stanowiące miniony już etap historyczny. Pozostaje więc ostatecznie wybór tylko między dwiema odmianami kotłów wąskorurkowych: starszym etapem „trójkątnym“

i kotłem Wagnera. Pierwszy z nich w swej konstrukcji i istocie, tak odnośnie obiegu gazów, jak i wody, nie odpowiada już obecnemu stanowi nauki o cieple, posiada szereg usterek natury eksploatacyjnej (zwłaszcza przy opalaniu węglem) i z trudem tylko spełnia ostre warunki gabarytowe dla naszych statków.

Natomiast kocioł Wagnera wyróżnia się m.inn. tym, że potrafił połączyć wszelkie zalety kotłów wąskorurkowych z dodatkimi cechami gabarytowymi kotłów szerokorurkowych o zewnętrznej postaci skrzynkowej przy małym zapotrzebowaniu powierzchni i niemal pełnym jej wykorzystaniu na ruszty, co ma zwłaszcza dla statków rzecznych ogromne znaczenie. Pod tym względem żaden z typów „trójkątnych“ nie może rywalizować z kotłem Wagnera, który nadto góruje nad nimi swą sprawnością, elastycznością cieplną i mechaniczną, przejrzystością i prostotą konstrukcji, nieco łatwiejszą produkcją oraz doprowadzoną do maksimum wysokością przestrzeni paleniskowej.

Tak więc kocioł Wagnera spełnia bez reszty wszystkie bez wyjątku wymienione wyżej postulaty, stanowiąc pod każdym względem syntezę istotnych zalet kotłów szerokorurkowych i wąskorurkowych, opartą o wszystkie dotychczasowe osiągnięcia i doświadczenia myśli konstruktorskiej i techniki cieplnej przy równoczesnej eliminacji wad odnośnie dwu klas kotłów. Kotły Wagnera pozwalają osiągnąć łatwo i trwale sprawności cieplne ponad 80%, wobec średnio 65% u kotłów szkockich. Zysk na węglu, ciężarze, przestrzeni, robociznie i materiale jest poważny. Ciężary jednostkowe kotłów Wagnera, opalanych węglem, wahające się od 2,5 do 7 kg na każdy kg pary, wytworzonej w 1 godz., wobec 14 — 20 kg u kotłów szkockich. Bliższe dane porównawcze zawiera tablica II.

TABLICA II

Typ kotła	Szkocki	Proudhon —Capus	Wagner	Wagner	Wagner	Wagner
Przeznaczenie	Holownik morski	Holownik morski	Holownik kanałowy	Parowiec rzeczny	Rzeczny holownik kołowy	Frachtowiec morski
Zasilanie rusztu	ręczne	ręczne	ręczne	ręczne	mechan.	mechan.
Konstrukcja rusztu	płaski	płaski	płaski	płaski	Steinmüller	Steinmüller
Wydajność pary	4 t/h	4 t/h	2,2 t/h	4,2 t/h	4,5 t/h	7 t/h
Ciężary:						
żelazo	47,5 t	43 t	10,0 t	16,7 t	20,6 t	20,0 t
obmurówka			1,7 t	3,3 t	4,7 t	5,2 t
woda	22,0 t	14 t	1,3 t	2,2 t	2,7 t	2,8 t
Razem	69,5 t	57 t	13,0 t	22,2	28,0 t	28,0 t
Ciężar odniesiony:						
a) do jednostki mocy, ok.: . . .	170 kg/KM	114 kg/KM	50 kg/KM	44 kg/KM	46 kg/KM	33 kg/KM
b) do wydajności pary na godz.	14,4 t/t	14,2 t/t	5,9 t/t	5,3 t/t	6,2 t/t	4 t/t
Sprawność kotła (użytkowa) . . .	68—72%	77%	78%	78%	80%	82%

Przy rozważaniu całości zagadnienia nie można pominąć milczącego przytyku konserwatystów na temat jakby niewystarczającej zdolności akumulacyjnej statkowych kotłów opłomkowych. Pomijając nawet odwrotne zupełnie wnioski z praktyki eksploatacyjnej okrętów wojennych i nie analizując faktu, że podobnie jak przy zaopatrywaniu frontu w amunicję i tutaj nie potrzebuje dużo gromadzić ten, kto może dużo i szybko wytwarzać, — streszczymy problem do pytania: „czy kotły opłomkowe potrzebują dużej przestrzeni wodnej dla znacznej zdolności akumulacyjnej“. Odpowiedź jest prosta: przystosowalność kotłów statkowych do każdorazowo żądanej ilości pary osiągnano dotychczas przez użycie kotłów, zapewniających zdolność akumulacyjną w prymitywny sposób — przez wielką zawartość wody. Ale rychło zorientowano się, że rozwiązanie sprawy polega nie na stałym wleczeniu ze sobą martwego balastu w postaci wielkiej zawartości wody w kotle, lecz na jego elastyczności cieplnej i celowym opalaniu. Odpowiednio silne instalacje cią-

gu sztucznego, będące potencjalną rezerwą mocy, stworzyły wraz ze stosownym opalaniem i odpowiednią konstrukcją kotła pewną całość, dostosowaną do każdorazowo żadanego poboru pary tak, że dziś pojemności wodne stały się jako element zdolności akumulacyjnej całkowicie zbędne.

U kotła Wagnera z zasilanymi ręcznie rusztami płaskimi paleniska są tak przestronne, a zwłaszcza wysokie, że węgiel może być nakładany i spalany warstwą dostatecznie grubą. Tym sposobem istnieje w pogotowiu na ruszcie dostateczna rezerwa paliwa, mogąca być w najkrótszym czasie wykorzystana do zwiększonego wytwarzania pary przy spotęgowaniu ciągu. Przy odpowiednio dużych rozmiarach rusztu niebezpieczeństwo zapiecenia (zażółtowania) go jest minimalne. Ruszty są podzielone odpowiednio do ilości drzwiczek, tzn. przy zarzucaniu węgla przez jedne drzwiczki zostaje wyłączony podmuch tylko dla odnośnej części rusztu, podczas gdy inne jego części pracują w pełni. Ta regulacja powietrza daje się

łatwo zblokować z drzwiczkami. dzięki czemu zakres czynności palacza nie wzrasta.

U kotłów opłomkowych z rusztami mechanicznymi (stokerami) elastyczność dostawy pary jest jeszcze większa. Przez regulację ciągu wzgl. podmuchu można w najkrótszym czasie osiągnąć każdą praktycznie możliwą przy danej instalacji wydajność pary, osiągając elastyczność niemal jak przy użyciu paliwa płynnego.

Dodatkową zdolność akumulacyjną można oczywiście zapewnić nadto przez odpowiednie wymiarowanie walczaków i rusztów.

Ale rozwiązanie problemu typu kotła to jeszcze nie wszystko, gdyż stanowi tylko o konstrukcyjnej jednorodności zaopatrzenia naszego taboru rzeczowego w odpowiednie źródła pary. Równolegle jednak należy uwzględnić potrzeby eksploatacji, domagającej się taniości produktu, łatwego zaopatrzenia w poszczególne elementy do wymiany oraz wymogi przemysłu dążącego do seryjnej produkcji możliwie niewielkiej ilości kotłów i ich części.

Sprowadza się to do postulatu zamknięcia kotłów typowych w minimalnym szeregu wielkości, co jest integralną częścią akcji typizacyjnej na tym odcinku. Jeśli chodzi o ustalenie tego szeregu, to odnośne wytyczne znajdujemy w szeregu typowych mocy, jakie poczynają zarysowywać się dla naszego taboru rzeczowego z napędem parowym, a mianowicie 125/150., 250 i 500 KM, co wymaga odpowiednio powierzchni ogrzewanych rzędu 25,40 i 80 m² (tj. ok. 2 razy mniej, niż w przypadku kotłów szkockich), nie licząc przegrzewacza wody; zainstalowanie podgrzewacza powietrza, przyjętego zresztą w ZSRR, nie jest konieczne dla mocy tego rzędu. Wzorem ZSRR, gdzie również ograniczono szereg wielkości kotła opłomkowego własnej konstrukcji, przy parametrach pary 16 atn i 325°C, musimy zamknąć nasz szereg kotłów typowych powyżej w trzech wielkościach; jako parametry pary należałoby przyjąć ok. 16 atn i 325°C.

Uruchomienie produkcji kotłów Wagnera w kraju nie powinno natrafić na trudności czy na zwłokę wobec możliwości szybkiego zaopatrzenia się w potrzebną dokumentację techniczną.

V. LEKKIE KOTŁY A ODPORNOŚĆ STATKÓW

Przyjęcie lżejszych instalacji kotłowych czy maszynowych jest poprostu zmniejszeniem załadowania statku, a więc i redukcją wyporności, co — zależnie od warunków technicznych — może być wykorzystane w celu redukcji zanurzenia, lub też gabarytów pozostałych przy stałym zanurzeniu. Pierwszy wypadek zachodzi głównie przy projektowaniu taboru nowego, drugi — przy adaptacji istniejących prototypów, gdzie zanurzenie podyktowane jest charakterystykami i wymiarami pędników. W każdym z tych wypadków redukcja wyporności przy stałej mocy oznacza zmniejszenie kosztów nabycia i konserwacji a więc i kosztów własnych transportu.

Dla przykładu przytoczmy tu wpływ, jaki wywarłoby na holownik „Jarwid” zastąpienie dwu obecnych kotłów szkockich o powierzchni ogrzewanej 166 m² jednym kotłem Wagnera o pow. ogrzew. 81 m², przy niezmienniej instalacji maszynowej i parametrach pary.

a) Instalacja obecna:	
ciężar kotłów	$2 \times 20.250 \text{ kg} = 40.500 \text{ kg}$
ciężar wody w kotłach	$2 \times 10.000 \text{ kg} = 20.000 \text{ kg}$
r a z e m	60.500 kg

b) Instalacja z kotłem Wagnera:	
ciężar kotła	20.000 kg
ciężar wody w kotle	2.000 kg
r a z e m	22.000 kg

Instalacja z kotłem Wagnera jest więc lżejsza o 38,5 t, tj. o 64%. Odpowiednie ciężary jednostkowe wynoszą 121 kg i 44 kg/KM.

Wymiary holownika typu „Jarwid” są:

długość na wodnicy	— 54,5 m
szerokość „ „	— 8,20 m
wysokość boczna	— 2,25 m
zanurzenie robocze	— 1,0 m

współczynnik wyporności $\delta = 0,78$, wyporność całkowita 348,5 m³, $B \times T = 8,2 \text{ m}^2$, $L \times B \times T = 446,9 \text{ m}^3$, zaś $L \times B = 446,9 \text{ m}^2$. Przyjmując współczynnik pełnotliwości wodnicy konstrukcyjnej $\alpha = 0,8$, otrzymujemy jej powierzchnię 357,6 m² oraz zanurzenie względne $q = \alpha \cdot 0,01 \alpha \times L \times B = \text{ok. } 3,6 \text{ t/cm}$. Oznaczając wyporność przez D , równy jej ciężar statku przez P_1 , oraz dzieląc go tylko na dwa zasadnicze elementy składowe: kadłub z wyposażeniem — P_k i instalację maszynową — P_m , ważącą w obecnym wykonaniu 100 ton, otrzymujemy z dostatecznym przybliżeniem (przynajmniej co do rzędu wielkości) — współczynnik zmiany wyporności w funkcji zmian załadowania, a mianowicie:

$$\text{przy } P_1 = D \text{ i } P_1 = P_k + P_m$$

$$S = \frac{P_1 - P_m}{P_1 - P_m} = \frac{348,5}{348,5 - 100} = \frac{348,5}{248,5} = 1,4$$

Zmniejszenie załadowania o 38,5 t na skutek zmiany dwu kotłów szkockich kotłem Wagnera wyniesie więc:

$$38,5 \times 1,4 = 54 \text{ t, tj. wyporność spadnie z } 348,5 \text{ na } 348,5 - 54 = 294,5 \text{ t; przyjmujemy okrągło } 300 \text{ t.}$$

Zakładając podobnie jak u prototypu $L = 6,64 B$ i zanurzenie = 1,0 m ze względu na potrzebę uniknięcia zmiany śrub, mamy:

$6,64 B^2 \cdot 0,78 = D = 300 \text{ t, } B^2 = 58; B = 7,62 = \text{ok. } 7,60 \text{ m, } L = 6,64 \times 7,6 = 50,5 \text{ m, } H = 0,275 \cdot B = 0,275 \times 7,6 = 2,10 \text{ m, tj. statek o wymiarach: } 50,5 \times 7,60 \times 2,10 \times 1,0 \text{ m, o wyporności } 300 \text{ t (tj. zmniejszonej o } 17\%), \text{ mocy } 500 \text{ KM i przy niezmiennych współczynnikach pełnotliwości: } L \times B = 383,8 \text{ m}^2, \text{ pow. wodnicy } 307 \text{ m}^2 \text{ i zanurzeniu względnym } 3,07 \text{ t/cm. Ciężar instalacji maszynowej, wynoszący u prototypu } 100 \text{ t, tzn. } 28,6\% D, \text{ spadnie tu do } 60 \text{ t, a więc do } 20\% D, \text{ i to mimo redukcji wyporności.}$

Chcąc zachować bez zmiany nie tylko obecne śruby, ale i niezakłócone warunki ich pracy, tj. zachowując $B = 8,2 \text{ m}$, otrzymujemy długość $L = 50,5 \times 7,6 : 8,2 = 383,8 \text{ m}^2 : 8,2 \text{ m} = 46,8 \text{ m}$, co obiecuje dodatkowe korzyści na ciężarze zładu wobec zmniejszenia stosunku $L : B$ z 6,64 na 5,82 przy statku o wymiarach $46,8 \times 8,2 \times 2,25 \times 1,00 \text{ m}$, tj. o 77 m, krótszym od prototypu. Tak więc zmiana tylko instalacji kotłowej pociąga za sobą tak poważne i dodatnie wyniki, mogące wystarczyć za szereg innych argumentów.

VI. WNIOSKI KONCOWE

Ostatnie etapy rozwoju statkowych kotłów parowych doprowadziły do skonstruowania prostych i wysokosprawnych kotłów o obiegu naturalnym i opalanych węglem, stanowiących ogromny postęp konstrukcyjny, ruchowy i ekonomiczny w stosunku do starszych wzorów typu „trójkątnego”, a tym bardziej w stosunku do szerokościowych, nie mówiąc już o zupełnie przestarzałym kotle szkockim.

Koło historii techniki obraca się tylko w jednym kierunku: naprzód. To też przy pełnym wnikiwaniu w istniejące trudności musimy w funkcji potrzeb i możliwości naszych ustalić takie elementy postępu w dziedzinie kotłowej, jakie pozwolą nam oprzeć na zdrowej podstawie całość zagadnień napędu parowego w naszym nowym taborze rzeczowym na okres przynajmniej 15 — 25 lat, które będą w historii naszej żeglugi rzecznej przełomowymi.

Konstruktor i wytwórnia kotłów winni być sprzymierzeńcami konstruktora naszych statków w jego trudnej walce o minimalne ciężary i wymiary statków.

Przyjęcie kotła Wagnera, ew. w nieco zmodyfikowanej postaci (szersze opłomki), jako jednolitego typu dla naszych statków rzeczowych będzie wydarzeniem epokowym, wielkim krokiem naprzód w sprawie uporządkowania problemu kotłowego i pchnięcia go na nowe tory przy otwarciu nowych możliwości przed konstruktorami statków.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

POTĘŻNY SYSTEM ZRASZAJĄCY

Powzięta ostatnio przez Radę Ministrów ZSRR uchwała o budowie żeglownego kanału Wolga — Don i o zraszaniu ziem w obwodach Rostowskim i Stalingradzkim, jest świadectwem przemożnej troski partii Lenina — Stalina o dalsze wzmacnianie potęgi Związku Radzieckiego i podniesienie dobrobytu narodów radzieckich.

Budowa kanału żeglownego Wolga — Don rozwiązuje cały kompleks zadań gospodarstwa narodowego. Główniejsze z tych zadań są: stworzenie drogi wodnej, zraszanie roli wodą uzyskaną z rzeki Donu, stworzenie trwałej bazy żywnościowej do dalszego rozwoju hodowli wysokogatunkowego bydła, otrzymanie taniej energii elektrycznej dla rolnictwa.

Uchwała przewiduje zraszanie wodą Donu 750 tys. hektarów i nawodnienie 1 miliona hektarów ziemi. W obwodzie Rostowskim zraszane będzie 600 tys. i nawodnione 1 milion ha ziemi, a w południowych rejonach obwodu Stalingradzkiego będzie zraszane 150 tys. ha, a nawodnione 1 milion ha. Zraszanie ziemi w obwodzie Rostowskim i w południowych rejonach obwodu Stalingradzkiego, stanowi część stalinowskiego planu przeobrażenia przyrody.

Klimat obwodów Rostowskiego i Stalingradzkiego jest kontynentalny — suchy i ciepły. Dominujące wiatry wschodnie przynoszą nagrzane powietrze z bardzo małą ilością wilgoci. Częste, suche wiatry wywierają niszczycielski wpływ na gospodarstwo rolne. Opady w ciągu lata są bardzo nieznaczne, a w upalnych miesiącach (lipiec — sierpień) temperatura osiąga 40° C i więcej.

Niszczący wpływ na rozwój roślinności wywierają suche wiatry, połączone zwykle z długotrwałą suszą. Wpływ suchych wiatrów jest szczególnie szkodliwy na początku okresu wegetacyjnego, kiedy młode rośliny nie zdążyły się jeszcze rozwinąć. W ciągu ostatnich 50 lat jeden tylko rok miał dostateczną ilość opadów; co dwa, trzy lata powtarza się posucha. W inne lata odczuwa się stale brak wilgoci.

Dzięki wykonaniu nowej budowy, w rejonach tych ziemie, wystawione dotąd na niszczące działanie suchych wiatrów, otrzymają potrzebną ilość wody. Pozwoli to podnieść znacznie urodzajność ziemi oraz podwyższyć zbiory płodów rolniczych.

Równocześnie ze wzrostem zasiewów pszenicy zacznie się uprawa bawełny i ryżu, wymagająca polewania roli, rozszerzy się uprawa roślin ogrodniczych oraz stworzy się trwałe zasoby paszy dla dalszego rozwoju hodowli bydła w kolchozach i sowchozach tych rejonów.

Woda do zraszania ziem w obwodzie Rostowskim dopływać będzie z wielkiego zbiornika Cymlańskiego przez główny kanał Doński długości 190 km, zdolności przepustowej 250 m³/s. — Z kanału głównego woda będzie rozprowadzana przez duże kanały rozdzielcze.

Ogólna długość kanału głównego i kanałów rozdzielczych wyniesie 758 km, a długość kanałów zraszających między kolchozami i oddzielnymi gospodarstwami stanowić będzie kilka tysięcy km.

Uchwała Rządu ustanawia terminy oddania do użytku urządzeń zraszających i nawodniających na poszczególnych ziemiach w ciągu określonych lat. Całokształt urządzeń zraszających i nawodniających powinien być ukończony w 1956 r.

Tak szybkiego tempa robót nie zna historia budownictwa irygacyjnego; jest ono możliwe tylko w warunkach planowej gospodarki socjalistycznej.

Do wykonania budowy sieci irygacyjnej i nawodniającej w obwodach Rostowskim i Stalingradzkim, Ministerstwo Rolnictwa ZSRR stworzyło dwie osobne organizacje: „Rostowdonprojekt” do wykonania projektów i przeprowadzenia studiów i zarząd budowy „Rostowdonwodstroj” do kierownictwa pracami budowlanymi. Organizacje te już rozpoczęły roboty irygacyjne pierwszej kolejności.

Kolektyw „Rostowdonwodstroj” rozwinął już szeroko pracę przy budowie sieci zraszającej; równocześnie buduje on osiedla robotnicze, szosy, zakłady mechaniczne, fabrykę żelbetonowych konstrukcji składanych oraz powołuje przedsiębiorstwa pomocnicze, niezbędne do wykonania tak wielkiego i skomplikowanego programu robót.

Do wykonania budowy w tak krótkim czasie musi być zastosowana mechanizacja robót budowlanych w jak najszerszym zakresie. „Rostowdonwodstroj”, prowadzący roboty budowlane, posiada w dostatecznej ilości koparki, spychacze, skrepery i inne maszyny budowlane. W 1951 r. stan ilościowy koparek i innych maszyn do robót ziemnych będzie znacznie powiększony.

Plan wyznaczony dla kolektywu „Rostowdonwodstroj” na rok 1950 został wykonany przedterminowo. Na 1951 r. wyznaczone są kredyty, które pozwolą na oddanie do eksploatacji w 1952 r. 100 tys. ha ziemi zraszanych i 100 tys. ha nawodnianych.

Sieć irygacyjna, zbudowana wg nowego systemu zraszania, znacznie powiększy wydajność ziemi i pozwoli na zmechanizowanie robót rolnych na zraszanych obszarach; przy wszystkich stacjach maszyn rolniczych na ziemiach zraszanych organizowane będą oddziały melioracyjne, zaopatrzone w specjalne przyrządy do wykonania czasowych urządzeń zraszających.

Na ziemiach zraszanych, urodzaje pszenicy zwiększą się do 35—40 centnarów z hektara, bawełny (surowca) do 20—25, a ryżu do 40—50 centnarów.

Zraszanie i nawodnianie znacznie polepszy i rozszerzy zasoby paszy do hodowli bydła. Na skutek tego wzrośnie pogłowie bydła i zwiększy się jego wydajność. Pogłowie trzody chlewnej, owiec i drobiu wzrośnie kilkakrotnie. Pozwoli to na zwiększenie produkcji mleka, masła, mięsa i wełny dwukrotnie lub trzykrotnie.

Gęsta sieć przewodów elektrycznych, przeprowadzanych w celu elektryfikacji stacji pomp, stworzy sprzyjające warunki do elektryfikacji kolchozów na zraszanych obszarach rolnych.

W celu uzyskania dobrych urodzajów na zraszanych obszarach oraz zmniejszenia sił roboczych przewidziana jest mechanizacja wielu czynności przy pracach rolnych w kolchozach. Na obszarach tych powstaną nowe stacje ciągników i maszyn rolniczych. Część tych stacji będzie korzystała od 1952 r. z trakcji elektrycznej i będzie zaopatrzona w potrzebną ilość doczepnych maszyn rolniczych. Ciągniki elektryczne zastosowane będą do orki, robót siewnych, spulchniania i przeorywania roli.

Wykonanie nakreślonego planu uprawy roli zraszaną, wymaga rozwiązania jeszcze szeregu innych zagadnień, mających ważne znaczenie praktyczne. Uprawa roli na ziemiach zraszanych jest nowością dla kolchozów i sowchozów na tych obszarach. Dlatego też wyłania się konieczność przygotowania kadr i robotników nie tylko do robót budowlanych, lecz i do eksploatacji sieci zraszających i nawodniających. W tym celu zorganizowane będzie masowe szkolenie w kolchozach kadr polewaczy, zawiadowców odcinków zraszanych, kierowników gospodarki wodnej w kolchozach, kierowników ciągników oraz innych fachowców.

Program stalinowski przeobrażenia przyrody wskazuje na nowe potężne podniesienie twórczych sił narodów radzieckich. Życiowy rozwój przemysłu radzieckiego, nowe zdobycze nauki radzieckiej — wszystko to umożliwi zwalczyć ostatecznie posuchę.

Wielkie klęski, jakie przynosiła posucha mieszkańcom ziem z panującymi suchymi wiatrami, będą zażegnane w warunkach ustroju radzieckiego.

(„Prawda” 1951. Nr 4).

W. N.

TUNEL HYDRODYNAMICZNY

Badania laboratoryjne w tunelach hydrodynamicznych datują się od 1898 r. kiedy to Parson zbudował w Anglii pierwszy taki tunel do badania śrub okrętowych. Główną charakterystyką, która odróżnia tunel hydrodynamiczny od kanału otwartego i daje możliwość bardziej wszechstronnych zastosowań jest możliwość zmiany ciśnienia na odcinku pomiarowym. Zasadniczo tunel hydrodynamiczny składa się z pompy cyrkulacyjnej dostarczającej pożądaną przepływ w obwodzie, rurociągu doprowadzającego, rury zbieżnej pozwalającej na jednolity rozdział szybkości na odcinku pomiarowym, wreszcie z właściwego odcinka pomiarowego, dyfuzora oraz rurociągu powrotnego.

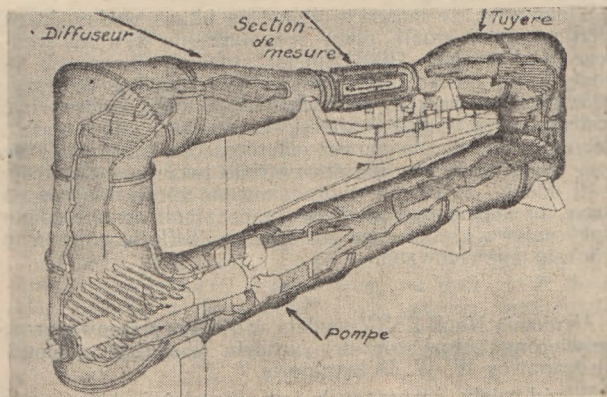
Warunki do jakich głównie dąży się są: jednolity rozdział szybkości na odcinku pomiarowym, stały przepływ,

minimalny wpływ podpory modelu i ścianek tunelu na badany model oraz jak najszersza gama zmian ciśnienia.

Rozróżnia się:

— tunele o przepływie otwartym i tunele o przepływie zamkniętym oraz powrotnym przepływie wody; pierwsze z nich są mniej hałaśliwe, ale regulowanie szybkości i ciśnienia jest tu utrudnione, co znacznie ogranicza ich użyteczność;

— tunele o obiegu wolnym i stałym ciśnieniu na odcinku pomiarowym i tunele o obiegu kierowanym dającym



pewne straty na tym odcinku, ale pozwalającym na wstawienie dłuższego odcinka pomiarowego bez obawy zaburzeń przepływu;

— tunele o podłużnej podporze modelu o podporze poprzecznej.

Załączony rysunek przedstawia najnowszy tunel hydrodynamiczny w Pensylwanii. Odcinek pomiarowy posiada wymiary 1,22 m średnicy i 4,25 m długości. Całkowita grubość tunelu wynosi około 30 m, wysokość 9,5 m.

Wirlnik pompy o średnicy 2,4 m ma 4 łopatki. Silnik 1780 KM jest zasilany prądem o regulowanej częstotliwości, co pozwala na zmiany szybkości obrotów od 70 do 175 obr/min. Odcinek pomiarowy poprzedzony jest rurą zbieżną o dł. 6 m i średnicy zmniejszającej się z 3,66 m na 1,22 m.

Kąt zbieżności dyfuzora wynosi 7°. Przepływ w załamanach kierowany jest przez łopatki profilowane. Te dane charakterystyczne pozwalają na zmiany szybkości z 4,5 na 20 m/sec (wyjątkowo 2,5 m/sec) i ciśnienia od 0,2 do 4,2 kg/cm².

Kształty odcinka pomiarowego, rury doprowadzającej i dyfuzora zostały ustalone laboratoryjnie.

Tunele hydrodynamiczne stwarzają szerokie możliwości badań śrub statków rzecznych i morskich, turbin wodnych, pomp itp. Jednoczesna regulacja szybkości i ciśnienia pozwala na zbadanie problemu kawitacji rur i strat w rurociągach.

(„Revue Generale de l'Hydraulique“, Nr 53/1949).

Inż. Z. Mikulski

NAPRAWA BUDOWLI BETONOWYCH.

Przed przystąpieniem do naprawy uszkodzenia konstrukcji betonowej, ustala się przede wszystkim przyczynę tego uszkodzenia. Zadanie to bywa dość trudne.

Rozróżnia się na ogół — 5 głównych przyczyn uszkodzenia: przeciążenie konstrukcji, zmęczenie, uderzenie, lokalna koncentracja naprężeń wzmoczonych i pojawienie się wtórnych naprężeń nieprzewidywanych. Do tego trzeba dodać lokalną słabość konstrukcji powstałą w wyniku wilgotności, działania lodu, obecność gliny w piasku, niewłaściwe ubijanie, zły wymiar ziaren agregatu betonowego, pęcznienie żelaza uzbrojeniowego wywołane rdzą, złe warunki tężenia, brak przyczepności, skutki pożaru oraz działanie ciał chemicznych, które się znalazły w kontakcie z betonem.

Trzeba więc dokładnie zbadać konstrukcję uszkodzoną, a nawet w ważniejszym wypadku przeprowadzić badania laboratoryjne. Zaleca się poza tym obciążyć aż do zerwania sąsiedniej części uszkodzonej budowli i obserwować jej zachowanie się.

Uszkodzony beton musi być usunięty do dość dużej głębokości, celem odsłonięcia wszystkich części uzbrojenia, które mogły być zaatakowane przez rdzę. Jeśli be-

ton ma niedużą grubość, niewystarczającą do dobrego przykrycia uzbrojenia, to ta niedostateczna grubość często powoduje przenikanie zewnętrznej wilgoci do części zbrojeniowej.

Przed położeniem nowego betonu należy stary beton starannie nasycić. W ten sposób uzyskuje się lepszą przyczepność. Pulweryzacja wody pod ciśnieniem powietrza dobrze wpływa w takim wypadku nie tylko na nowy beton, lecz i na dawny. Zabiegi te mają znaczenie ze względu na całkowite usunięcie okrucich i resztek uszkodzonego betonu. W miejscach szczególnie nawilgotnionych, można powlec powierzchnię dawnego betonu za pomocą pasty lub farby bitumicznej, o podkładzie kreożotu, pod warunkiem całkowitego jej wyschnięcia przed położeniem nowego betonu.

Ważnym jest baczenie na to, aby nowy i dawny beton miały tę samą charakterystykę pod względem przepuszczalności. W przeciwnym wypadku ryzykuje się otrzymanie różnicy w dylatacji lub działanie czynników chemicznych, mogących wywołać zerwanie przyczepności.

Należy przekonać się, czy beton nie sprzyja rozwojowi grzybka i w tym celu dobrze jest beton pomalować specjalną farbą ochronną. Można również zastosować zastrzyki tego środka ochronnego. Zastrzyki te mogą być wykonane przez zwykłe działanie kapilarne cieczy. Używa się w tym celu z powodzeniem roztworu chlorku rtęci. W wypadku betonu masywnego w fundamentach stosuje się burowanie dawnego betonu w kierunku pochyłym do dołu, a do tych otworów wlewa się grawitacyjnie roztwór ochronny.

Dla naprawy wyprawy cementowej zaleca się raczej użycie farb bitumicznych, niż farb olejnych.

(„La Technique Moderne — Construction“ Nr 6/50).

TRS

WALKA Z EROZJĄ GLEB A PROBLEM SUSZY

Walka z erozją w ZSRR stanowi część składową planu Dokuczajewa (uzupełnionego przez Wiljamsa) walki z suszą. Kłęski susz nawiedzały od dawna pewne urodzajne tereny Związku Radzieckiego. Ostatnio ilość lat suchych zwiększyła się i tak w czterdziestolecie (1891 — 1931) kłęska suszy wystąpiła osiem razy. Najwięcej cierpią od tej kłęski obszary średniego i dolnego Nadwołża. Jednak w ciągu wymienionych 40 lat dwa razy kłęska suszy, chociaż w mniejszym stopniu, nawiedziła obszary odległe od tego centrum susz, dochodzących pod Leningrad, Psków i obejmujące Białoruś. Nie jest to więc lokalne zagadnienie, ale problem ważny dla ogromnej powierzchni pól ornych ZSRR.

Erozja gleb, czyli zmyw gleb i tworzenie się wązów, powstaje pod wpływem spływającej powierzchniowej wody. Największe szkody powoduje spływ w czasie tajania śniegów i po ulewnych deszczach. Szkody powstają nie tylko przez uniesienie gleby, ale i przez zabranie wody. Walka z erozją zmusi tę wodę do wsiąkania czy to drogą odpowiedniego ukształtowania terenu, czy zabezpieczenia gleby szatą roślinną, czy wreszcie zarządzenia. Odegra tu też wielką rolę uprawa i struktura gleby.

Dla ustalenia, jak można gospodarką wodną pokierować, należy rozpatrzyć bilans wodny. Bilans ten, jak wiadomo, ma po stronie dochodu opad a po stronie rozchodu odpływ, parowanie i retencję.

Dochód dla danej powierzchni składa się z opadów, kondensacji pary wodnej: powierzchniowej i głębiej, dopływu wód obcych: powierzchniowego i gruntowego oraz nawiania śniegu.

Rozchód składa się z następujących pozycji:

- spływ powierzchniowy, wywianie śniegu, odpływ wód gruntowych i odpływ głębiej.
- transpiracja roślin, parowanie bezpośrednie z liści, powierzchni ziemi, zbiorników wodnych,
- retencja w postaci wilgoci gleby, jako wody gruntowej i wody zatrzymane w stawach i zbiornikach wodnych.

Z punktów dochodu, które człowiek może zwiększyć, będą: dopływ wód obcych i nawianie śniegu. Dopływ wód obcych może mieć miejsce, jeśli wyżej pól leżą np. obszary leśne lub pastwiska, dalej dla pewnych terenów (południowy-wschód ZSRR) może mieć znaczenie woda spływająca z dróg o trwałej nawierzchni. Rozprowadzenie tej wody opiera się na znanych zasadach melioracyjnych.

Nowszym problemem, ale o dużej doniosłości, jest zatrzymywanie śniegu na polach. Wypróbowano dotychczas dwa typy zasłon śnieżnych: szczelne i ażurowe. Zasłony są wykonane z roślin o wysokich łodygach (np. słonecznik, kukurydza). Rośliny te sadzi się szeregami w poprzek spad. Stosuje się ten zabieg już przy nachyleniu terenu powyżej 0,5°. Zasłony szczelne stosuje się na polu nieprzykrytym roślinnością. Zasłony te gromadzą zasyły śnieżne. Przy tajaniu zwały śniegu przerywają spływ powierzchniowy, a ponieważ pod grubą warstwą śniegu jest płytsze zamarzanie, woda łatwiej tu wsiąka. Jeżeli pole jest obsiane oziminą, to wykonuje się zasłony z tychże roślin, ale sadzonych rzadziej. Otrzymuje się zasłony ażurowe, przewiewne. Zasłony takie dadzą równomierną pokrywę śnieżną, co nie tylko zapewni wilgoć glebie, ale ochroni przed wymarzaniem ozimin. Jeśli układ pól jest wadliwy i nie pokrywa się z rzezbą terenu, to zasłony muszą być ustawiane. Kierunek bowiem zasłon musi być związany z rzezbą i zawsze przebiegać w poprzek spad.

Można wspomnieć o innym sposobie zatrzymywania śniegu. Mianowicie do ozimin wysiewa się szybko rosnące, jare rośliny o wysokich łodygach (gorczyca, rzepak). Rośliny te w zimie zamierają, ale ich łodygi odgrywają rolę przewiewnych zasłon śnieżnych.

Po stronie rozchodu wody najważniejsze znaczenie nie tylko z uwagi na wartość wilgoci, ale i z uwagi na wywołane straty, ma spływ powierzchniowy.

Najłatwiejszym a skutecznym zabiegiem będzie tu orka w poprzek spad. Przy orce wzdłuż spad każda bruzda jest drogą dla spływającej wody. Tworzą się strugi o znacznym przepływie, które wyrządzają szkody, zabierając i wodę i glebę. Odwrotnie, uprawa wzdłuż warstwie (orka, siew, sprzęt) zatrzymują wodę: każda skiba, bruzda, rząd roślin, koleina maszyny są przeszkodą w spływie i grają rolę niskich, ale bardzo licznych tarasów.

Na stacjach doświadczalnych sprawdzono wzrost plonu przy orce w poprzek spad. Oto niektóre wyniki: w Baszkini (Bogomołow 1943) ilość wilgoci w chwili rozpoczęcia wegetacji była przy orce wzdłuż spad o 54% mniejsza, a zmyw gleb o 30 razy większy, w Kamieniu (Sinelnikow 1918) przy orce w poprzek spad plon żyta zwiększył się o 53%, w Tołtowsku (Bogomołow 1943) stwierdzono 10-krotnie mniejszy spływ, w Kirowie (Szczeklejn 1938) posadzenie kartofli rzędami w poprzek spad zwiększyło urodzaj o 13%, zmniejszyło spływ wody o 72%, a gleby o 81%, w Donbassie (Kostuczenko) stwierdzono w roku suchym przyrost plonu pszenicy jarej o 75%.

Dalej znajdują zastosowanie dla zatrzymania spływów: sztuczne ukształtowanie terenu (tarasy), podział zboczy na pola, bruzdy ciągłe i przerywane, grobelki itp.

Duże znaczenie mają zabiegi rolnicze: głęboka orka, a przede wszystkim stworzenie trwałej struktury gruzelkowej. Dokuczajew w 1898 r. pisał: „powodem zmniejszających się urodzajów jest wytworzona w czarnoziemach warstwa rozpylonej gleby, która nie przepuszcza w głąb ani wody ani powietrza”. Dla tworzenia struktury gruzelkowej wprowadza się polowe uprawy traw, które dadzą również ochronną pokrywę roślinną przed erozją.

Pasy leśne odegrają tu dużą i wszechstronną rolę. Należy tylko pamiętać, że kierunki pasów muszą być związane z ukształtowaniem terenu. Pasy leśne, zwłaszcza młode, grają rolę zasłon śnieżnych, gromadzą śnieg i nawianą glebę. W czasie tajania, jeśli kierunek pasa biegnie z góry na dół, spływające wody zmieniają się w wartki potok. Tylko pasy założone pod okiem technika (podobnie jak tyczenie tarasów, sypanie grobli, czy kopanie rowu) odegrają właściwą i dużą rolę w walce z erozją wodną i wietrzną. Sprawa zakładania pasów leśnych znalazła należyte zrozumienie i rozpowszechnienie od chwili wydania odpowiedniej ustawy (1948).

Regulowanie szybkości tajania drogą np. przykrycia śniegu ziemią, słomą, łąkami, oranie śniegu itp. może mieć dla niektórych rejonów ZSRR duże znaczenie.

Życie wody przez rośliny wymaga dalszych badań i studiów fizjologów. Parowanie bezpośrednie z powierzchni ziemi, śniegu i zbiorników łączy się z zagadnieniem erozji wietrznej. Zwłaszcza nie wolno lekceważyć bezpośredniego parowania ze śniegu, które w czasie tajania jest specjalnie duże i tak w okolicach Moskwy (Sokołowski 1937) stwierdzono, że w czasie tajania 65% wody odparowało wprost ze śniegu. W lesie parowanie ze śniegu zmniejsza się dwa do trzech razy. Straty te zmniejszają pasy leśne śródpolne, zadrzewianie dokoła

zbiorników wodnych i zasłony śnieżne. Da to efekt w połączeniu z innymi zabiegami służącymi do zwiększenia zapasu wody w glebie.

Retencja — to fundusz gwarancyjny dobrych urodzajów. O zapas wody w glebie należy zabiegać podobnie jak o ziarno do siewu. Zapas wody w postaci wód gruntowych leżących na głębokości dostępnej dla roślin może w lata suche odegrać dużą rolę. Zbiorniki wodne zbudowane w parowach powyżej wawozów nie tylko dostarczają wody w okresie wegetacji, ale i zahamują powiększanie się wawozów.

Widać więc, że można wpłynąć na bilans wodny drogą ochrony przed erozją gleby i opanowania żywiołu wodnego. Dokuczajew (1901) pisał: „mądrze chwytaicie tę wodę, którą dostarczają opady”. Pisał również, że wszystkie sposoby walki o zatrzymanie tej wody „muszą być systematyczne, ciągłe i konsekwentne jak sama natura”. Zabiegi te muszą obejmować całe dorzecze, a zaczynać się przy wododziale, aby nie dopuścić do tworzenia się strug. Jeśli dodać, że są już wyprodukowane zboża odporne na susze, to można być pewnym, że po zrealizowaniu planu Dokuczajewa klęska susz zostanie w ZSRR w poważnym zakresie zlikwidowana.

* * *

Akademia Nauk ZSRR wydała w 1949 r. zbiorową pracę poświęconą setnej rocznicy urodzin wielkiego geologa-gleboznawcy W. W. Dokuczajewa.

Wśród wielu poruszanych tam zagadnień, które mają na celu podniesienie żyzności gleb, znajduje się wyżej streszczony artykuł C. C. Sobolewa.

Walka z erozją i ze skutkami lat posusznych wchodzi już w Polsce w stadium realizacji. Jednak rolnictwo, z natury konserwatywne, winno opierać się na doświadczeniach, gdyż wszelkie błyskotliwe czasem a niewypróbowane metody wcześniej czy później kończą się niżką urodzaju (ogromne, o powierzchni kilku tysięcy hektarów bezdrzewne pola, fabryki zboża itd.).

Sposoby walki z erozją muszą być w Polsce wypróbowane na innych glebach i w innym klimacie niż w ZSRR, tym niemniej są zabiegi, które już na całym obszarze ZSRR zdąży na licznych stacjach doświadczalnych egzamin i te należy w chwili obecnej przy przebudowie ustroju rolnego mieć na uwadze.

Z artykułu Sobolewa można wyciągnąć dużo nowych myśli, przy zwalczaniu erozji gleb w Polsce. Może najważniejszą będzie konieczność zespolenia wszystkich zabiegów z terenem i właściwe powiązanie sposobów ochrony. Głęboka orka np. prowadzona „z góry na dół” przyniesie zamiast korzyści straty, pas leśny zasadzony w tymże kierunku uniemożliwi racjonalną uprawę w poprzek spad, gromadzi duże ilości śniegu i może być zaczątkiem wawozu. Niektóre zabiegi będą wymagały dostosowania do naszego klimatu i naszych gleb, ale takie sposoby jak orka w poprzek spad, ochrona istniejących i zakładanie nowych drzewostanów, budowa stawów, już dzisiaj winny znaleźć zrozumienie i zastosowanie w każdym ośrodku rolnym położonym w terenie falistym, na glebach specjalnie narażonych na dziełanie erozji, jak less i na glebach płytkich, jak rędziny.

Dr inż. S. Ziemiński

ZBIORNIK RETENCYJNY DLA ŚCIEKÓW BURZOWYCH

Kanalizacja deszczowa regionu Buffalo obejmuje powierzchnię 4,5 miliona m² w dzielnicy handlowej i mieszkalnej. Do kolektora o długości 4 km, zbudowanego jeszcze w 1893 r. spływają różne ścieki. Zdolność przepływowa kolektora odpowiada normalnym opadom deszczowym, lecz deszcze nawalne przekraczają normalną zdolność i zatapiają szereg kwartałów miasta Buffalo.

Studium drugiego kolektora, równoległego do pierwszego, wykazało, że koszt nowej budowy byłby zbyt wysoki i budowa byłaby niewykonalna z powodu niesprzyjających warunków gruntowych. Stało się to powodem przyjęcia projektu budowy zbiornika retencyjnego dla ścieków, którego koszt okazał się bardziej ekonomiczny.

Zbiornik ten został usytuowany w dawnym wykopie, co zaoszczędziło w wysokim stopniu koszty budowy. Zbiornik posiada pojemność 66.500 m³. Nadmiar wód deszczowych, nie mogących się pomieścić w obecnej sieci kolektorów, odprowadzany jest do zbiornika, za pośrednictwem pewnej liczby nowych kanałów i zostaje zatrzymany w nim do chwili, gdy kolektor główny znów będzie mógł je przyjąć.

Instalacja nowego zbiornika obejmuje:

- sieć nowych kanałów, doprowadzających wodę deszczową w nadmiarze,
- zbiornik retencyjny, działający jako zbiornik wyrównawczy,
- automatyczną stację pomp, która przelewa wody ze zbiornika do kolektora, w chwili gdy ten ostatni może je przyjąć.

Wykop, w którym został usytuowany zbiornik retencyjny należało przystosować do nowych potrzeb. Należy tu wspomnieć o robotach, które miały na celu zabezpieczyć jego szczelność. Zastosowano uszczelnienie za pomocą zastrzyków cementowych pod ciśnieniem sprężonego powietrza, aby zamknąć szczeliny ścian bocznych. Dało to całkowicie zadowalniające wyniki.

Celem umożliwienia szybszego spływu wód deszczowych, które spadają na ulice miasta, zwiększono ilość wlotów burzowych oraz powiększono ich zdolność przepływu, przez założenie otworów o dużych wymiarach przykrytych kratą żeliwną.

Działanie stacji pomp jest zautomatyzowane za pomocą przyrządu powiązanego ze zwierciadłem wody. Działanie tego przyrządu rozpoczyna się, gdy poziom przepływu w kolektorze jest mniejszy od 0,45 m. Z chwilą, gdy poziom w kolektorze osiąga rzędną maksymalną, pompy zatrzymują się.

(„La Technique Moderne — Construction“ Nr 5/50).

TRS

CYMLAŃSKA ELEKTROWNIA WODNA

Na podstawie postanowienia Rady Ministrów ZSRR termin uruchomienia Wolgo-Donieckiego Szlaku Wodnego, planowany na początek 1954 r. został przesunięty na wiosnę 1952 r.

Dwuletnie skrócenie okresu budowy stało się możliwym dzięki wprowadzeniu pełnej mechanizacji robót ziemnych i betonowych.

Zbiornik na Donie w rejonie Stacji Cymlańskiej, będący jednym ze szczegółów gigantycznego projektu, posiadać będzie 12,6 miliardów m³ pojemności użytecznej. Zmniejszenie składa się z jazu betonowego o długości 500 m, oraz zapory ziemnej o długości 12,8 km. Szerokość korony zapewni możliwość poprowadzenia szosy i torów kolejowych. Przewiduje się ogółem wykonanie 164 miln. m³ robót ziemnych i 2,86 miln. m³ betonu i żelbetonu.

Położona przy zaporze elektrownia wodna o mocy 160 MW przeznaczona jest do zasilania przemysłu okręgu Stalingradzkiego oraz pomp systemu irygacyjnego. (Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo Nr 1/1951)

BR

AUTOMATYZACJA I TELEMCHANIZACJA ELEKTROWNI WODNYCH

Wyciągając wnioski z postępów prac nad automatyzacją siłowni wodnych w ZSRR inż. N. M. Czuprakow daje szereg cennych zaleceń i wskazówek w odniesieniu do najbliższej i dalszej przyszłości.

W r. 1948 zautomatyzowano system uzbecki, w r. 1949 została ukończona automatyzacja systemu Mosenergo, a w r. 1950 częściowo Dnieprogresu.

Niezwykle zachęcające wyniki, jakie osiągnięto, spowodowały wzrost tempa dalszych prac. Prowadzi się szeroko zakrojone prace w systemie Lenenergo, w Gruzji, Armenii i północnym Kaukazie.

W chwili obecnej problem dojrzał do tego stopnia, że nie może już być dalej traktowany, jako eksperyment i wymaga ujęcia w świadomą formę organizacyjną. Autor reprezentuje pogląd, że należy bezwzględnie uruchomić specjalne komórki specjalistów automatyzacji i telemchanizacji elektrowni wodnych i to na wszystkich szczeblach poczynając od Ministerstwa Elektrowni poprzez Zarządy Rejonowe, a skończywszy na biurach projektowych, zakładach mechaniczno-remontowych itp.

Ministerstwo Elektrowni powinno zdaniem autora, podjąć energiczną akcję, mającą na celu opracowanie typowej aparatury oraz uruchomienie produkcji. Starannie zebrane i opracowane doświadczenia posłużą jako cenny materiał przy projektowaniu nowych urządzeń. Projektowanie przyszłych elektrowni musi uwzględniać najnowsze zdobycze na polu automatyzacji, wytwórnie zaś powinny dostarczać urządzenia maszynowe z kompletem aparatury.

Efekt ekonomiczny automatyzacji obiektu winien być oceniany na tle przewidywanej rozbudowy danego systemu energetycznego w okresie co najmniej 5—10 letnim.

Takie ujęcie zagadnienia pozwoli na uniknięcie zasadniczych błędów przy określaniu stopnia automatyzacji względnie telemchanizacji obiektu.

Jeśli chodzi o zagadnienia techniczne autor zwraca uwagę na szereg istotnych szczegółów.

Zdarza się niejednokrotnie, że żądania pod adresem projektantów są zbyt wygórowane. Nie należy automatyzować urządzeń, które nie są związane bezpośrednio z eksploatacją maszyn względnie z bezpieczeństwem. Operacje wykonywane zaledwie kilka razy w miesiącu również nie powinny być automatyzowane. (I tak np. dopompowywanie powietrza do zbiornika ciśnieniowego regulatora, przy dostatecznej jego szczelności odbywa się 2—3 razy w miesiącu i oczywiście nie wymaga automatyzacji).

Przed przystąpieniem do projektowania wymagane jest staranne studium współpracy wszystkich urządzeń mechanicznych siłowni. Studium to jest konieczne dla poczynienia wszystkich możliwych uproszczeń w instalacji, przy zagwarantowaniu jednocześnie dużego stopnia pewności ruchu.

Autor podaje szereg przykładów, gdy przez uproszczenie systemu oliwienia i chłodzenia łożysk oraz urządzeń hamulcowych udało się uniknąć skomplikowanej aparatury.

Stopień pewności działania aparatury i zabezpieczeń obsługujących urządzenia hydrotechniczne winien być bardzo wysoki. Awaryje zapór, rurociągów, wałów — grożą niewspółmiernie groźniejszymi skutkami niż awaryje urządzeń mechanicznych i elektrotechnicznych. W związku z tym, jak wykazują doświadczenia, należy wykluczyć wszelkie urządzenia pływakowe, kontaktowe itp. Dobrze zdają egzamin przelewy syfonowe.

Autor nie twierdzi, że każda elektrownia wodna należy automatyzować. Analiza efektów ekonomicznych wykazuje, że korzystnie jest posiadać w każdym systemie energetycznym kilka większych, zbiornikowych elektrowni wodnych, których uruchamianie może się odbywać bezpośrednio przez dyspozytora mocy. Jeżeli elektrownie rozmieszczone są w kaskadzie, kilka z nich (zwykle o charakterze przepływowym) winno się zaopatrzyć w urządzenia telemchaniczne, by mogły być uruchamiane z sąsiedniej większej siłowni.

Zadaniem automatyzacji jest: powiększenie produkcji przez lepsze i celowsze wyzyskanie wody (bezpośrednia interwencja dyspozytora mocy), uzyskanie znacznych oszczędności przy zredukowaniu do minimum obsługi, personelu administracyjnego oraz brygad remontowych.

Jak znaczne są przy tym oszczędności może zilustrować przytoczony przez autora fakt, że w Uzbekenergo w ciągu roku udało się (na 10 zakładach) zmniejszyć personel o 60% i zaoszczędzić ponad 4 miln. rubli.

Okres amortyzacyjny aparatury należy liczyć na 6 lat.

Na marginesie powyższego artykułu należy podać, że z inicjatywy Centralnego Zarządu Energetyki prowadzone były u nas prace nad zagadnieniem automatyzacji małych elektrowni. (prace te prowadzono na terenie politechniki Wrocławskiej i Gdańskiej).

(Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo, Nr 1/1951)

BR

CENNIK ROBÓT BUDOWLANYCH I INSTALACYJNYCH NA ROK 1950.

Wydawnictwo Ministerstwa Budownictwa 1950

Pod koniec ubiegłego roku ukazało się nakładem wydawnictwa b. Ministerstwa Budownictwa sześć części „Cennika Robót Budowlanych i Instalacyjnych na 1950 r.”

Cenniki obejmują następujące działy:

- Część I: wstęp ogólny, instrukcje o kosztorysowaniu, cennik pracy sprzętu, cennik dowozu materiałów;
- Część II: roboty urządzenia placu budowy, roboty wiertnicze i studienne, roboty wyburzeniowe i roboty ziemne;
- Część III: roboty betonowe i żelbetowe, roboty murarskie, stropy i dachy ogniotrwałe, roboty ciesielskie, roboty dekarstwo-błacharskie, roboty izolacyjne;
- Część IV: roboty tynkowe, posadzkowe i licowanie ścian, zduńskie, szklarskie, malarskie, kowalstwo-ślusarskie

- Część V: roboty wodno-kanalizacyjne, roboty instalacji gazowej, roboty centralnego ogrzewania i wody gorącej, roboty wietrzenia mechanicznego;
- Część VI: roboty elektrotechniczne i roboty dźwigowe.

Do nowych działów, które ostatnio znalazły opracowanie, zaliczyć należy wydanie cennika robót wiertniczych i studziennych. Jest to szczególnie cenny materiał, który niewątpliwie stanowić będzie szerszą bazę do prawidłowego formowania kosztorysów w tym zakresie.

„Cennik Robót Budowlanych i Instalacyjnych” może również służyć za podstawę do wyceny większości robót wodnych dla celów przemysłowych i budownictwa osiedlowego jak również innych typowych obiektów z zakresu gospodarki wodnej, po odpowiednim dodatkowym uwzględnieniu kosztów walki z wodą gruntową, płynącą itp.

Wydawnictwo poza tym posiada tę dobrą stronę, że w I części zawiera zbiór dotychczasowych instrukcji i zarządzeń o kosztorysowaniu wydanych przez PKPG, b. Ministerstwa Odbudowy, względnie b. Ministerstwa Budownictwa.

Inż. K. Puczyński

EWOLUCJA BUDOWNICTWA ZAPÓR WODNYCH WE WŁOSZECH.

Na terenie Włoch znajduje się obecnie 175 zapór o wysokości przekraczającej 10 m, licząc wysokość od łożyska rzeki. Największy procent (ok. 62) — to zapory

typu ciężkiego. Najwyższa tego typu zapora posiada 124 m wysokości.

W ostatnim dziesięcioleciu zarzucono budowę zapór z kamienia murowanego, natomiast coraz chętniej projektuje się zapory łukowe, z których ostatnio wybudowane są: zapora wodna w Lumiei, która ma 132 m, i zapora w Pieved i Cadore — 104 m wysokości. W dalszym ciągu w szczególnych warunkach buduje się zapory ziemne i typu oszczędnościowego. Szczególnym typem zapór ciężkich są tzw. zapory sektorowe. Konstrukcja ich polega na wykonaniu muru z poszczególnych elementów wyraźnie oddzielających się od siebie i wydrążonych w środku. W rzucie z góry poszczególne elementy mają kształt grzyba, przy czym stykają się „kapeluszem”. Budownictwo tych zapór rozwinęło się po długim okresie, w ciągu którego uważano za celową budowę wyłącznie zapór ciężkich, klasycznych jako rzekomo jedynych gwarantujących odpowiedni stopień wytrzymałości. Zapory typu oszczędnościowego (sektorowe) oprócz zachowania całkowitej stateczności odznaczają się: oszczędnością materiału i kosztów (do 32%), lepszym rozkładem temperatur i prawie całkowitym wyeliminowaniem naprężeń wywołanych przesiąkaniem wody. Pojemności zbiorników odpowiadają mniej więcej 200 kWh/m³ betonu zapory.

Większość zapór została wybudowana wysoko w górach (do 2700 m n.p.m. przy objętości robót betonowych do 200.000 m³).

(„La Technique Moderne-Construction” Nr 2. 1950 r.).

ZMIANY W NOMENKLATURZE ZAWODÓW I SPECJALNOŚCI TECHNICZNYCH

Dla przeprowadzonej w październiku r. ub. rejestracji inżynierów i techników, NOT przy współudziale Stowarzyszeń branżowych opracowała dla potrzeb rejestracji:

„Nomenklaturę zawodów i specjalności technicznych”, zatwierdzoną następnie przez PKPG.

W czasie rejestracji stwierdzono, że opracowanie to posiada pewne braki zarówno w układzie jak i w treści.

Dlatego też NOT, prosi wszystkie Stowarzyszenia branżowe, oraz poszczególnych kolegów o zgłaszanie wniosków w sprawie uzupełnienia nomenklatury zawodów i specjalności technicznych.

Powyższe wnioski po przeprowadzeniu będą przekazane do decyzji PKPG.

Wnioski prosimy kierować pod adresem: Naczelna Organizacja Techniczna, Biuro Rejestru — Warszawa, Czackiego 3/5.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI — Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,

Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

Redaktor Techniczny Centralnej Redakcji Technicznej NOT: JÓZEF IŻYCKI

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

Konto PKO I 1960/113

Cena 1 numeru 7,50 zł.

Do wszystkich członków NOT i Stowarzyszeń

Podajemy niżej treść wytycznych udziału stowarzyszeń technicznych w ruchu współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej. Wytyczne, opracowane przez Główną Komisję Współzawodnictwa Pracy NOT i uzgodnione z Centralną Radą Związków Zawodowych, stwarzają nowe warunki rozwoju tej, tak doniosłej dziedziny, stojącej nie tylko na czele zagadnień statutowych NOT, lecz będącej również jednym z centralnych zagadnień Planu 6-letniego w drugim roku jego realizacji.

Torowanie nowych dróg dla rozwoju ruchu współzawodnictwa pracy i wynalazczości pracowniczej, walka o osiągnięcie przez realizację postępu technicznego usprawnienia produkcji, wzrostu wydajności pracy i obniżki kosztów własnych, to są zadania, w realizacji których powinny się koncentrować i mobilizować wysiłki i prace inżynierów i techników, a więc i organizacji świata technicznego.

Uchwała Prezydium Rady Głównej NOT z dnia 20 lutego br., podjęte prace przygotowawcze do organizacji Krajowej Narady Aktywu Technicznego, dla których wytyczne niniejsze mają znaczenie kluczowe, stanowią ważny moment zwrotny w kierunku zaktywizowania prac stowarzyszeń technicznych i powiązania ich bezpośrednio z walką o wykonanie i przekroczenie drugiego roku Planu 6-letniego.

WYTYCZNE UDZIAŁU STOWARZYSZEŃ TECHNICZNYCH NOT W RUCHU WSPÓŁZAWODNICTWA I WYNALAZCZOŚCI PRACOWNICZEJ.

I. Wykonanie Planu 6-letniego budowy podstaw Socjalizmu w Polsce, a w szczególności przyspieszenie jego wykonania, wymaga wszechstronnego rozwoju współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej. Ruch ten, podjęty przez najbardziej świadomych i ofiarnych przedstawicieli klasy robotniczej, przekształcił się w ruch masowy. Do ruchu współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej włączyła się świadoma i postępową część inteligencji technicznej, rozwijając i pogłębiając go razem z klasą robotniczą. Błędne byłoby sformułowanie roli inteligencji tylko jako czynnika pomocniczego w wielkim ruchu współzawodnictwa pracy i wynalazczości pracowniczej. Inżynierowie i technicy nie tylko winni przodować we współzawodnictwie i wynalazczości pracowniczej, lecz winni również torować nowe drogi dla rozwoju tego ruchu.

Czynne włączenie się ogółu inżynierów i techników do ruchu współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej pozwoli na szybsze pokonywanie przeszkód natury technicznej i da szersze podstawy rozwoju tego ruchu, przyspieszy wprowadzenie nowej techniki do naszych warsztatów pracy oraz otworzy drogę nowym, rewolucyjnym metodom pracy.

Współzawodnictwo i wynalazczość robotników, inżynierów i techników rodzi się z jednego pnia, z nowego, socjalistycznego stosunku do pracy.

II. W celu zapewnienia pełnego włączenia się inżynierów i techników do masowego ruchu współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej Naczelna Organizacja Techniczna w porozumieniu z Centralną Radą Związków Zawodowych zaleca wszystkim członkom NOT podjęcie natychmiastowej aktywnej działalności w tym kierunku przez:

- Wzmoczenie i rozwinięcie bezpośredniego udziału w akcji technicznego szkolenia i doskonalenia zawodowego.
- Wzmoczenie działalności odczytowej przez opracowywanie i wygłaszanie referatów przede wszystkim o tematyce opartej o postęp techniczny, a w szczególności o przodującą naukę i technikę radziecką.
- Zasilanie prasy związkowej artykułami z dziedziny naukowo-technicznej.
- Czynny udział i konkretną pomoc w organizowaniu zjazdów, konferencji, pokazów, wycieczek itp.
- Roztaczanie stałej opieki i udzielanie konkretnej pomocy Klubom Techniki i Racjonalizacji oraz Gabinetom Technicznym itp.
- Opracowywanie tematów i programów dla kierowanej wynalazczości pracowniczej.
- Rozpracowywanie z przodownikami pracy i racjonalizatorami nowych form współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej oraz ich rozwoju i upowszechnienia.
- Tworzenie brygad inżyniersko-robotniczych dla likwidacji wąskich gardeł i usuwania wszelkich przeszkód w produkcji i organizacji pracy.

III. Ustala się następujące szczeble współpracy techniczno-związkowej.

- Naczelna Organizacja Techniczna z Centralną Radą Związków Zawodowych.
- Oddziały NOT z Okręgowymi Radami Zw. Zawodowych.
- Zarządy Główne Stowarzyszeń Techn. z Zarządami Głównymi Zw. Zaw.
- Oddziały, względnie Koła Stowarzyszeń Technicznych, z Zarządami Okręgowymi (Oddziałami) Zw. Zawodowych.
- Przedstawiciele Oddziałów, względnie kół (łącznie) Stowarzyszeń Technicznych, z Radami Zakładowymi Miejscowymi.

Niezwłoczne pełne włączenie się inżynierów i techników do ruchu współzawodnictwa i wynalazczości pracowniczej oraz systematyczna i stała praca w tej ważnej dziedzinie, przyczyni się do przedterminowego wykonania Planu 6-letniego, budowy podstaw Socjalizmu w Polsce i zapewnienia Pokoju.

NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

