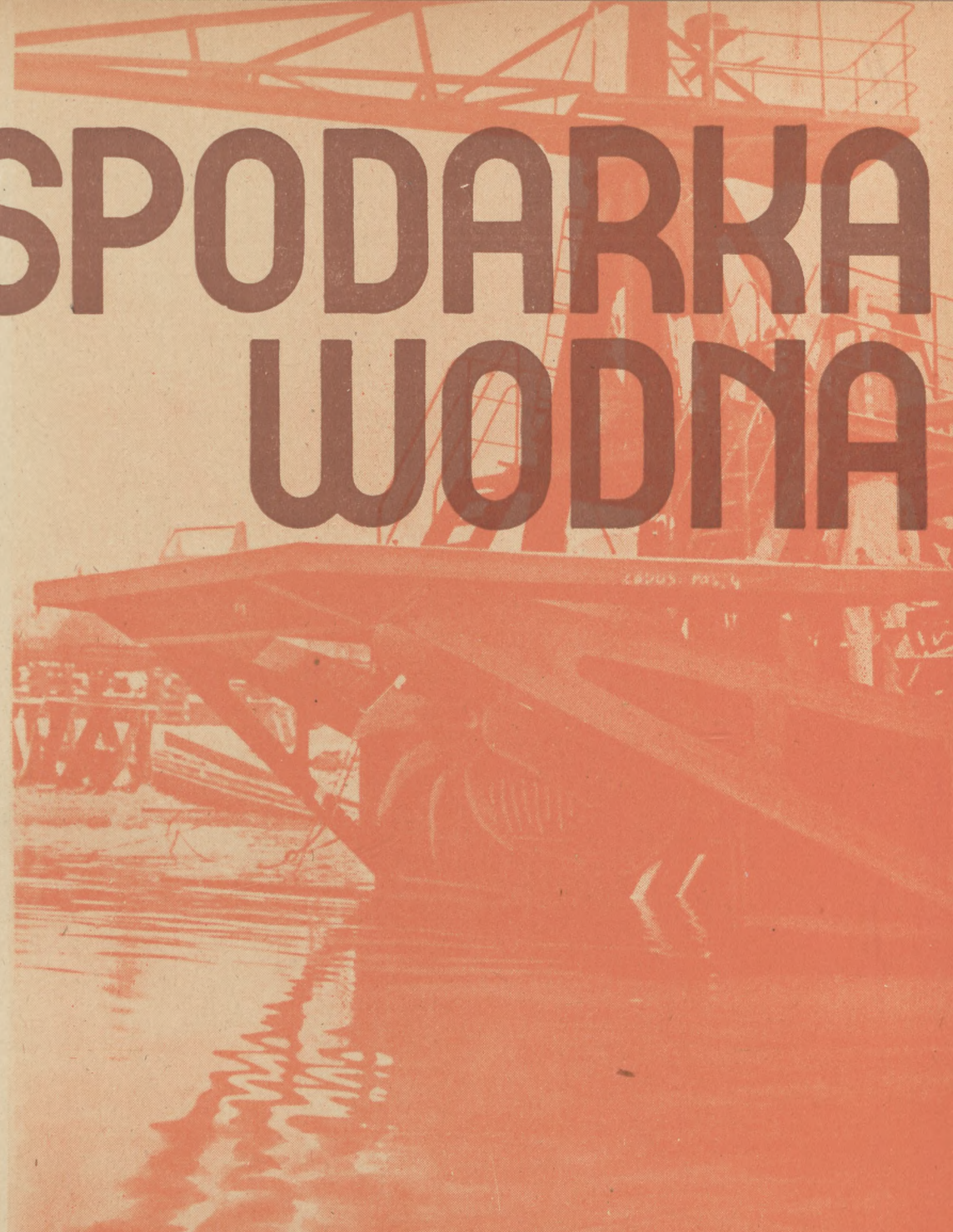


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, LIPIEC 1953 r.

Nr 7

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

22 Lipca

241

DZIAŁ I — PLANOWANIE I ORGANIZACJA

- Inż. Eugeniusz Kulwiec — Organizacja służby wykonawstwa i mechanizacji robót wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim 242

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

- Inż. Kazimierz Kars — W sprawie instrukcji dla przeprowadzania studiów geo- i hydrogeologicznych budowli piętrzących 244
Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Samooczyszczanie wód otwartych oraz dopuszczalne obciążenie ich ściekami 246

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

- Dr inż. Zygmunt Sochoń — Opracowanie generalnych projektów gospodarki wodnej w Związku Radzieckim 251
Prof. inż. Zbigniew Zmigrodzki — Budowa zapory Marmorera i siłowni Tinzen 253
Inż. Antoni Obuchowski — Nawodnienie, smużne 255

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

- Inż. Stanisław Wojnarowicz — Wykonanie i zastosowanie filtrów szkieletowych przy studniach wierconych 259
Inż. Roman Stobnicki — Kilka uwag o organizacji zmechanizowanych prac ziemnych (na marginesie budowy wałów przeciwpowodziowych w pow. sochaczewskim) 263

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

- Inż. Tadeusz Kruszewski — Uwagi na temat użytkowania zbiornika wodnego w Goczałkowicach 266
Inż. Stefan Rogiński — Trwałość drenowania kreciego w niektórych glebach polskich 267
PRZEGŁĄD WYDAWNICTW 272
KRONIKA 279

СОДЕРЖАНИЕ

CONTENTS

SOMMAIRE

Организация службы производства и механизации водно-мелиоративных работ в СССР.	Organization of execution and mechanization service in irrigation engineering in USSR.	Organisation du service d'exécution et de mécanisation des travaux d'Hydraulique Rurale en URSS.
Потребность инструкции к проведению геологических и гидрогеологических исследований по постройке плотин.	On the necessity of instruction concerning geology and hydrogeology studies preceding the construction of dams.	Sur la nécessité de l'instruction relative aux études géologiques et hydrogéologiques dans le domaine de la construction des barrages.
Самочистение поверхностных вод и допустимое их загрязнение сточными водами.	Self-cleaning of open (surface) waters and their admissible soiling by sewage.	Autopurification des eaux ouvertes et charge admissible par les égouts.
Изготовление генеральных проектов водного хозяйства в СССР.	Drawing up general schemes of water management in USSR.	Elaboration des projets généraux d'aménagement des eaux en URSS.
Постройка плотины Мarmorera и гидроэлектрической станции Тинзен.	Construction of the dam of Marmorera and of the water power plant of Tinzen.	Construction du barrage de Marmorera et de la centrale hydroélectrique à Tinzen.
Полосные обводнения.	Stripe system of irrigation.	Irrigation à filet.
Постройка и применение скелетных фильтров при буровых колодцах.	Execution and applying skeleton filters in drilled wells.	Exécution et application des filtres à carcasse dans les puits creusés.
Несколько замечаний по организации механизированных земляных работ (в связи с постройкой защитных укреплений речных берегов).	Some remarks on the organization of mechanized earth works (with Some remarks on the organization of flood dams).	Quelques remarques sur l'organisation des travaux mécanisés de terrassement (ayant rapport à la construction des remparts de protection contre l'inondation).
Замечания по вопросу эксплуатации водохранилища в Гочалковицах.	Remarks on the exploitation of Goczałkowice water catchment reservoir.	Remarques sur l'exploitation de la retenue d'eau à Goczałkowice.
Прочность кротового дренажа в некоторых польских почвах.	Durability of mole drainage in certain Polish soils.	Durabilité du drainage de taupe dans certains sols polonais.
Обзор печати.	Review of publications.	Revue des publications.
Хроника.	Chronicle.	Chronique.

Warunki prenumeraty:

Prenumerata:

Numer pojedynczy

8.—

	Przedpł. norm.	Przedpł. ogowa
Kwartalna	24.—	13.50
Półroczna	48.—	27.—
Roczna	96.—	54.—

Zamówienia i wpłaty na prenumeratę przyjmują wszystkie urzędy pocztowe i listonosze. Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę czasopism technicznych NOT począwszy od 1 maja 1953 r., przyjmowane będą w nowych terminach: od dnia 11 każdego miesiąca do dnia 10 następnego miesiąca — na najbliższy okres kalendaryzowy. Na okresy miesięczne — co miesiąc. Na okresy kwartalne — odpowiednio do dnia 10 grudnia, marca, czerwca i września. Na okresy półroczne — do dnia 10 m-ca grudnia i czerwca. Na okres roczny — do dnia 10 m-ca grudnia. Analogicznie dotyczy przyjmowania prenumeraty przez urzędy pocztowe i listonoszy.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, LIPIEC 1953 R.

Nr 7 (80)

22 LIPCA

Święto 22 Lipca ma swoją wymowę. Dziewięć lat temu w dniu 22 lipca 1944 r. Polska wkroczyła na nowy etap ustrojowy, o który dziesiątki lat ofiarnie walczyli najlepsi synowie Ojczyzny, etap sprawiedliwości społecznej.

Dzień tej rocznicy w roku ubiegłym był specjalnie doniosły i uroczysty: był to dzień uchwalenia przez Sejm Ustawodawczy Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. W trzy miesiące później w dn. 26 października 1952 r. odbyły się wybory do Sejmu Polski Ludowej, w którym cały naród wypowiedział się za dalszą realizacją Planu 6-letniego, za dalszym wielkim budownictwem przekształcającym nasz kraj w kraj uprzemysłowiony, o wysokim poziomie techniki w przemyśle i rolnictwie.

Wszystkie stronnictwa polityczne z PZPR na czele i organizacje społeczne zjednoczyły się w szeregach wspólnego Frontu Narodowego, frontu walki o postęp techniczny, pokój i socjalizm.

Nie zabrakło w tej walce inżynierów i techników, czego dobitnym wyrazem był zwołany w Warszawie w dniach 28 i 29 września 1952 r. II Kongres Inżynierów i Techników, na którym tow. Bolesław Bierut, ówczesny Prezydent Rzeczypospolitej, w swym powitalnym przemówieniu podkreślił kierunek i wytyczne jakimi potoczyć się winna polska myśl i działalność techniczna.

„Dziś bardziej niż kiedykolwiek zdajemy sobie sprawę, że nauka i technika stają się wielką postępową i twórczą siłą jeśli są jak najściślej zespolone z dążeniami i potrzebami mas pracujących, jeśli służą ich interesom, jeśli stają się rękojmą szlachetnych wyzwolenieczych ideałów ludzkich. Nauka i technika w służbie imperialistów i podlegaczy wojennych stają się przekleństwem ludzkości, czynnikiem zwyrodnienia i zbrodni, orężem tyranii i zniszczenia. Ponury obraz tak nikczemnej roli pseudonauki i przestępczego wykorzystania techniki dawali światu w minionej wojnie hitlerowscy zbrodniarze wojenni, a dzisiaj dają ich naśladowcy — amerykańscy szermierze broni atomowej, gazów trujących i śmiertelnych bakterii.

Dlatego też walka o postęp techniczny jest realna i skuteczna tylko wtedy, gdy jest równocześnie walką o sprawiedliwość społeczną, walką ideologiczną o umocnienie władzy ludu pracującego, walką o pokój przeciwko agresorom imperialistycznym, walką o wolność i niepodległość wszystkich narodów, walką o postęp ogólnoludzki i socjalizm.”

W zakończeniu swego przemówienia tow. Bierut scharakteryzował rolę techniki w zakresie przyspieszenia procesów przełomu kulturalnego i zadania jakie stoją w chwili obecnej przed kadrami inteligencji technicznej.

„Szybki postęp techniczny stanowi decydujące ogniwo rozwoju naszej gospodarki narodowej. Państwo i cały naród nie szczędzą trudu i wysiłków, aby zasilić naszą gospodarkę w nową potężną technikę. Osiągnąć na podstawie tej nowej techniki wszystko, co ona może dać, a jednocześnie zmodernizować stare urządzenia techniczne i wykorzystywać je w pełni, oznacza, że wielkie wysiłki narodu zostaną w pełni i bez strat wykorzystane, a siły narodu i Państwa pomnożone.

Osiągnięcia w zakresie postępu technicznego przyspieszają też niewątpliwie procesy przełomu kulturalnego, jakie się dziś dokonują w życiu naszego narodu. Nie może być dość głębokiej rewolucji kulturalnej bez rewolucji technicznej. Wzajemny ścisły związek kultury i techniki jest bezsporny. Ale bezsporny jest również ścisły związek między postępową techniką a postawą ideologiczną ludzi, którzy ten postęp techniczny realizują. Bezsporna jest zależność celów i kierunku rozwojowego nauki i techniki od ustroju społeczno-gospodarczego.

Głęboki szacunek dla starej, zasłużonej kadry inteligencji technicznej, która włączyła się do twórczej pracy narodu na jego nowej wspaniałej drodze rozwoju, łączymy z troską o najkorzystniejszy wzrost naszej młodej kadry, dla której wszystkie drogi stoją otworem.”

Kongres postawił przed ogółem inteligencji technicznej zadanie skoncentrowania się dokoła najważniejszego, węzłowego zagadnienia — postępu technicznego, powiązania zagadnień gospodarczych i politycznych, wskazując jednocześnie, że praca powinna pójść przede wszystkim w kierunku śmiałego wprowadzenia przodujących metod pracy i udoskonalenia technicznych, w kierunku poszukiwania nowych rozwiązań technicznych, które dają nowe surowce i materiały zastępcze, w kierunku rozszerzenia i pogłębienia pracy inżynierów i techników z przodownikami i racjonalizatorami.

Jednak sygnały z terenu wskazują na przestrzeni ostatnich miesięcy na niepokojące objawy pewnego zawężania perspektywy polityczno-ideologicznej w poszczególnych sprawach, skłonności do odrywania konkretnych zadań organizacyjnych i gospodarczych od szerokiej perspektywy polityczno-ideologicznej, do zawężania skali w ocenie sytuacji, do zbyt jednostronnego i praktycznego ujmowania pewnych zadań.

W ten sposób, wpadanie w ciasny praktycyzm stawia często przed oczy tylko jedno zadanie, nieraz bardzo ważne, jak np. szkolenie kadr, podniesienie wydajności pracy, stosowanie materiałów zastępczych, zaciemniając jednocześnie możliwość widzenia całego łańcucha innych zagadnień, łączących się z danym zagadnieniem. Tak rodzi się nadmierna często wiara w moc rozporządzenia i okólnika. Stąd powstają tendencje odrywania się od mas pracowniczych, niechęć do krytyki i samokrytyki, a zwłaszcza do krytyki oddolnej, nieumiejętność kolektywnej pracy, skłonność do dyrygowania. Ciasny praktycyzm prowadzi do spychania na bok ideologicznej pracy nad sobą i nad wychowaniem kadr.

Dlatego też troska o podniesienie poziomu techniczno-ideologicznego kadr hydrotechnicznych w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym, walka z ciasnym praktycyzmem, wnikliwe słuchanie oddolnych głosów krytyki, przenoszenie osiągnięć i doświadczeń przodowników i racjonalizatorów w szerokie kręgi zainteresowanych powinny być wytycznymi pracy polskich hydrotechników, zarówno w okresie realizacji bieżącego 6-letniego Planu, jak i w przygotowaniu się do następnego 5-letniego planu.

Te myśli płynące ze wskazań tow. Bolesława Bieruta niechże towarzyszą nam w dniu tegorocznego Święta 22 Lipca.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. EUGENIUSZ KULWIEĆ

Organizacja służby wykonawstwa i mechanizacji robót wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim

Ogólny opis całokształtu organizacji i zakres pracy służby wodno-melioracyjnej w ZSRR podany został w zeszycie 5/53 „Gospodarki Wodnej” oraz omówiony szczegółowo podstawowy dział gospodarki wodnej w rolnictwie, którym jest służba eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych. Jednocześnie dr Sochoń zamieścił opis organizacji biur projektowych.

W artykule poprzednim specjalnie podkreślono, że służba eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych jest zasadniczym trzonem gospodarki wodnej w rolnictwie, ściśle związanym z produkcją rolną, który:

- jest organem planującym melioracje w ścisłym powiązaniu z potrzebami rolniczo-gospodarczymi terenu,
- nadzoruje utrzymanie w należytym stanie wszystkich urządzeń wodno-melioracyjnych,
- jest dystrybutorem wody oraz kieruje jej właściwym gospodarowaniem,
- zleca i nadzoruje wypełnianie umów na budowy większe wykonywane przez pion wykonawstwa,
- wykonuje mniejsze roboty wewnętrznej sieci melioracyjnej kołchozów oraz kieruje pod względem technicznym robotami drobnymi, wykonywanymi siłami własnymi kołchozów i sowchozów.

Całość eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych jest kierowana przez Centralne Zarządy Eksploatacji Ministerstw Rolnictwa i Uprawy Bawełny, ponadto własną służbę eksploatacji posiada Ministerstwo Sowchozów. Centralne Zarządy Eksploatacji posiadają jako swoje odpowiedniki w ministerstwach republikańskich zarządy eksploatacji.

Na szczeblu wojewódzkim są Wojewódzkie Zarządy Gospodarki Wodnej, którym podlegają Powiatowe Zarządy Gospodarki Wodnej oraz Zarządy Eksploatacji Wydzielonych Systematów Melioracyjnych, obejmujących większe doliny rzeczne lub kompleksy melioracyjne.

Zasadniczą rolę w eksploatacji odgrywa liniowa służba wodno-melioracyjna oraz specjalnie wyznaczeni do gospodarowania wodą członkowie kołchozów, tzw. „zawiadujący wodą”.

Obecnie zostanie omówiona organizacja służby wykonawstwa i mechanizacji, która w Ministerstwie Rolnictwa ZSRR jest podporządkowana Centralnemu Zarządowi Wykonawstwa Robót Wodno-Melioracyjnych (Głównodrojoj-Głównemu Uprawnieniu po Wodochazajstwiennomu Stroitelstwu). W Ministerstwie Uprawy Bawełny oprócz Głównodrojoja istnieje oddzielny Centralny Zarząd Stacji Maszynowo-Ekskawatorowych (Głównes-Głównoje Uprawnienie Maszyno-Ekskawatorowych Stancij), który dysponuje ciężkim sprzętem mechanicznym.

Struktura Centralnych Zarządów Wykonawstwa w ZSRR jest podobna do naszego Centralnego Zarządu Wodnych Melioracji Ministerstwa Rolnictwa z tym, że posiada on mniej wyodrębnionych jednostek organizacyjnych. Naczelnikowi Głównodrojoja podporządkowane są poprzez głównego inżyniera oddziały: produkcyjny, techniczny i głównego mechanika, a bezpośrednio podlega mu oddział planowo-finansowy i sprawozdawczy, oddział zaopatrzenia materiałowo-technicznego, księgowości, inspektor kadr i kancelaria. Na podkreślenie zasługuje połączenie w jednym oddziale całości planowania (łącznie z zatrudnieniem), finansowania i sprawozdawczy, co zapewnia dobrą koordynację tych zagadnień. Poza tym odnośnie planowania stosowana jest ogólna zasada, że plany rzeczowe, zaopatrzenia i mechanizacji sporządzane są przez oddziały fachowe, a oddział planowo-finansowy sporządza plany zbiorcze. Całość zaopatrzenia w materiały i sprzęt skomasowana jest w jednym oddziale zaopatrzenia materiałowo-technicznego.

Podobnie całokształt spraw związanych z mechanizacją robót, a więc zapotrzebowanie maszyn, nadzór nad właściwą eksploatacją sprzętu, remonty, ustalanie norm pracy sprzętu, zużycia paliwa itp., znajduje się w oddziale głównego mechanika, a oddział produkcji jest dystrybutorem sprzętu i nadzoruje właściwe wykorzystanie maszyn.

Centralny Zarząd Wykonawstwa posiada swoje odpowiedniki w ministerstwach republikańskich, a niektóre wielkie budowy są jemu bezpośrednio podporządkowane (np. nawodnienie z Głównego Kanału Turkmeńskiego, Kanał Południowo-Ukraiński i Północno-Krymski).

W organizacji i zakresie pracy służby wykonawstwa i mechanizacji robót wodno-melioracyjnych istnieją pomiędzy poszczególnymi częściami ZSRR dość znaczne różnice, podyktowane warunkami i potrzebami miejscowymi. Zasadniczą cechą organizacji tej służby, odróżniającą ją od służby eksploatacji, jest wyłączenie jej z miejscowych władz terenowych, a podporządkowanie bezpośrednio jednostkom fachowym.

W ministerstwach gospodarki wodnej republik średniej Azji istnieją zarządy wykonawstwa, które posiadają na wielkich obiektach wydzielone kierownictwa budowy, a mniejsze roboty są wykonywane przez wojewódzkie biura budowy (oblastnyje stroitelno-montażnyje kantory). Poszczególne budowy są podzielone na odcinki wykonawstwa, a wewnątrz tych odcinków na dużych obiektach wydzielają się jeszcze organizacyjnie poszczególne rodzaje robót. Budowa ma majstrów i grupy robocze zorganizowane w brygady.

Wewnątrz wojewódzkich biur budowy wydzielają się w miarę potrzeby brygady wyspecjalizowane, np. mechanizacji robót ziemnych, montażu silników itp. Prócz tego pion wykonawstwa ma swoje pomocnicze przedsiębiorstwa specjalne (np. przedsiębiorstwo robót minerskich) oraz usługowe punkty wykonywania typowych elementów konstrukcyjnych i prefabrykatów.

W niektórych republikach, jak np. w Uzbekistanie, wszystkie budowy są podporządkowane trustowi wykonawstwa robót wodno-melioracyjnych.

Głównymi zlecającymi robót są wojewódzkie zarządy gospodarki wodnej. Trust wykonuje obok prac nowych również większe roboty związane z przebudową istniejących urządzeń wodno-melioracyjnych. Zarówno wojewódzkie biura budowy, jak i wydzielone wielkie budowy są na pełnym rozrachunku gospodarczym, a trust utrzymywany jest z narzutów z tych robót. Natomiast ministerstwa i wojewódzkie zarządy gospodarki wodnej są całkowicie na budżecie państwowym.

W średniej Azji około 90% ziemnych robót wodno-melioracyjnych jest zmechanizowanych. Lekkim i częściowo średnim sprzętem mechanicznym dysponują kierownictwa budów, natomiast duże roboty ziemne wykonują stacje maszynowo-ekskawatorowe (M.E.S.), podległe poprzez republikańskie ministerstwa gospodarki wodnej Centralnemu Zarządowi Maszynowo-Ekskawatorowych Stacji Ministerstwa Uprawy Bawełny ZSRR. W republikach, które mają większą ilość tych stacji są one połączone w republikańskie trusty mechanizacji (np. Uzbecki Trust Mechanizacji Robót Ziemnych w Taszkencie).

W średniej Azji stacje maszynowo-ekskawatorowe są zatrudnione głównie w charakterze podprzedsiębiorców przy dużych robotach ziemnych budów wykonywanych przez pion wykonawstwa oraz przeprowadzają prace zlecone przez wojewódzkie zarządy gospodarki wodnej związane z odmulaniem rzek i kanałów; ponadto wykonują niektóre roboty na podstawie umów z większymi kołchozami i sowchozami.

Ogrom zagadnienia walki z zamulaniem cieków w średniej Azji charakteryzuje cyfra około 30 milionów m³ usuwanych rocznie namulów.

Przeciętnie jedna stacja obsługuje teren województwa, przy czym obszar ten dzieli się na kilka rejonów roboczych.

Stacje maszynowo-ekskawatorowe dzielą się na trzy klasy, w zależności od ich rocznej zdolności produkcyjnej:

I klasy przy objętości wykonywanych robót ziemnych powyżej 1 miln. m³,

II klasy 0,5 — 1 miln. m³,

III klasy 0,3 — 0,5 miln. m³.

Trust mechanizacji dzieli się na oddziały: produkcyjno-techniczny, głównego mechanika, planowo-finansowy i sprawozdawczości, zaopatrzenia materiałowo-technicznego, księgowości, administracyjno-gospodarczy i kadr.

W strukturze stacji wydzielone są normalnie trzy oddziały: produkcyjny, głównego mechanika i księgowości, przy czym ilość personelu jej wynosi średnio 15 do 20 pracowników.

Obsadę rejonu roboczego stanowi kilka osób łącznie z naczelnikiem rejonu, mechanikiem i technikami-wykonawcami.

Przy truci mechanizacji istnieją centralne warsztaty dla dokonywania remontów kapitalnych, każda stacja ma własne warsztaty remontowe dla remontów średnich i rocznych, a ponadto w kierownictwach rejonów roboczych są przede wszystkim warsztaty podroczne dla remontów bieżących i profilaktycznych. Rozpowszechnione są również warsztaty remontowe przewoźne (na samochodach), dla dokonywania remontów na budowach.

Stacje maszynowo-ekskawatorowe pracują na pełnym rozrachunku gospodarczym i posiadają normatyw środków obrotowych dochodzący do 18% kosztu wykonywanych przez nie w danym roku robót. Pieniądze te służą na kredytowanie części robót, remonty, materiały pedne itp.

Wyposażenie stacji w sprzęt jest bardzo różne, zależnie od charakteru wykonywanych przez nie robót. W średniej Azji posiadają one przeciętnie po kilkadziesiąt maszyn, na które składają się przede wszystkim ekskawatery i refuery, środki transportowe, a w mniejszych ilościach zgarniarki, spycharki, hydromonitory, pługi do kopania kanałów i rowów. Na poszczególne zespoły maszyn np. 2 — 4 ekskawatery wydziela się specjalnego brygadiera, który nadzoruje pracę maszyn, dba o zapewnienie niezbędnych materiałów, paliwa, zmian obsługi, sprzętu oraz dopilnowuje przeprowadzenia we właściwym czasie remontów profilaktycznych.

W pionie mechanizacji oprócz stacji maszynowo-ekskawatorowych istnieją w rejonach dużego nasilenia prac melioracyjnych stacje maszynowo-melioracyjne (M.M.S.), których głównym zadaniem jest wykonywanie, na podstawie umów z kolchozami i sowchozami, melioracji szczegółowych oraz budowa stawów i zbiorników wodnych retencyjnych dla potrzeb rolnictwa.

Bardzo poważną rolę w mechanizacji robót wodno-melioracyjnych odgrywają ponadto stacje maszynowo-tractorowe (M.T.S.), które w średniej Azji podlegają republikańskiemu ministerstwu uprawy bawełny. Przeprowadzają one głównie prace związane z przebudową istniejących systemów melioracyjnych, czyli z tzw. przejściem na nowy system nawodnienia, wykonują corocznie sieć melioracyjną czasową oraz inne prace związane z eksploatacją urządzeń wodno-melioracyjnych.

W Związku Radzieckim zwraca się ogromną uwagę na pełne wykorzystanie sprzętu mechanicznego, pracującego normalnie na dwie lub trzy zmiany, przez ściśle przestrzeganie stałego, stopniowego wzrostu wskaźników wydajności poszczególnych typów maszyn, przy jednoczesnym przedłużeniu okresu ich pracy. Duże efekty uzyskiwane są głównie dzięki masowemu i na wysokim poziomie postawionemu szkoleniu operatorów sprzętu mechanicznego oraz przez sprawne zorganizowanie i bezwzględne przestrzeganie niezbędnych okresów remontu maszyn. Dla traktorzystów stosowany jest system premiowo-akordowy, przewidujący specjalne premie za przekroczenie norm pracy sprzętu.

Przykładem właściwego zorganizowania szkolnictwa jest Uzbecki Trust Mechanizacji Ziemi Robót w Taszkencie, posiadający własną szkołę obsługi sprzętu mechanicznego, w której kandydat na pomocnika maszynisty szkoli się jeden rok, a po odbyciu odpowiedniej praktyki dalsze wykształcenie pomocnika na maszynistę trwa sześć miesięcy.

Jak już podkreślono na początku, w Ministerstwie Rolnictwa ZSRR nie ma wydzielonego pionu stacji maszynowo-ekskawatorowych, a są one tak samo, jak i stacje maszynowo-melioracyjne, podporządkowane Centralnemu Zarządowi Eksploatacji, a republikom podlegają jedynie pod względem operatywnym poprzez miejscowe organa fachowe.

Stacje maszynowo-tractorowe podporządkowane są Centralnemu Zarządowi M.T.S. Ministerstwa Rolnictwa ZSRR poprzez zarządy M.T.S. republikańskich ministerstw rolnictwa.

Zależnie od potrzeb miejscowych w poszczególnych M.T.S. są wyspecjalizowane brygady dla wykonywania melioracji szczegółowych, budowy stawów i małych zbiorników wodnych, zaopatrzenia pastwisk w wodę, budowy studzien w kolchozach, zagospodarowania łąk i pastwisk, zakładania pasów zadrzewień itp. W szeregu republik (np. Białoruś, Mołdawska Republika) o większym nasileniu melioracji są wydodrębnione w M.T.S. specjalne oddziały melioracyjne. Na podkreślenie zasługują duże roboty związane z rozbudową zbiorników wodnych i sieci nawodniających, wykonywane przez oddziały melioracyjne M.T.S. w czarnoziemnej, centralnej strefie R.S.F.S.R. Ponadto dla wykonywania większych prac melioracji szczegółowych oraz zagospodarowania łąk i pastwisk, skoncentrowanych w jednym rejonie, istnieją specjalne stacje M.T.S., zwane stacjami maszynowo-łaskarskimi (M.L.S.). W skład personelu każdej stacji obok inżyniera melioranta wchodzi inżynier agronom, specjalista w zakresie łaskarstwa.

W pionie centralnego zarządu wykonawstwa organizowane są w miarę potrzeby na szczeblu wojewódzkim, a czasami i powiatowym, specjalne jednostki projektowe do opracowywania dokumentacji technicznej dla drobnych robót inwestycyjnych, nie objętych planem prac służby republikańskich biur projektowych. Obok projektów melioracyjnych wykonują one również projekty zaopatrzenia kolchozów w wodę.

Całokształt organizacji służby wykonawstwa na szczeblu wojewódzkim podamy na przykładzie Wojewódzkiego Zarządu Gospodarki Wodnej w Moskwie, który większość robót wykonuje przez Moskiewskie Wojewódzkie Biuro Budownictwa Wodno-Melioracyjnego, nadzorując je pod względem operatywnym i jakości wykonywanych robót.

Biuro to posiada w swoim zarządzie obszerny park maszynowy i wykonuje na podstawie umów większe roboty wodno-melioracyjne, zlecone przez Wojewódzki Zarząd Gospodarki Wodnej oraz mniejsze prace melioracyjne i budowę studzien wierconych i kopanych, na podstawie umów z kolchozami i sowchozami.

Duże budowy zleca Wojewódzki Zarząd Gospodarki Wodnej miejscowej stacji maszynowo-ekskawatorowej, podporządkowanej Ministerstwu Rolnictwa ZSRR.

Roboty wewnętrznej sieci melioracyjnej kolchozów wykonywane są na zasadzie umów przez stacje maszynowo-łaskarskie i oddziały maszynowo-melioracyjne, istniejące przy każdej stacji maszynowo-tractorowej. Stacje te podporządkowane są bezpośrednio Moskiewskiemu Wojewódzkiemu Zarządowi Rolnictwa.

Wojewódzki Zarząd Gospodarki Wodnej sprawuje nadzór nad całością prac wodno-melioracyjnych na terenie województwa z ramienia Obłispałkomu (odpowiednik Prez. WRN.).

Na terenie Białorusi w Ministerstwie Melioracji są wydodrębnione: Zarząd Wykonawstwa i Zarząd Mechanizacji Robót. Zarząd Mechanizacji posiada w swym pionie stacje maszynowo-melioracyjne (M.M.S.) i Białoruską Stację Maszynowo-Ekskawatorską (M.E.S.). Prócz tego istnieje jeszcze Białoruski Trust Wykonawstwa Robót Melioracyjnych (Bielmieljostroj), posiadający poważną ilość sprzętu mechanicznego i wykonującego przede wszystkim melioracje podstawowe. Wszystkie te jednostki podlegają Ministerstwu Rolnictwa ZSRR, a operatywnie są podporządkowane Republice. Ponadto na terenie Białorusi stacje maszynowo-tractorowe posiadają wydzielone oddziały melioracyjne. Ogółem w republice tej istniało w 1952 r. 15 stacji maszynowo-melioracyjnych i około 200 oddziałów melioracyjnych przy M.T.S.

Powyższe zmechanizowane jednostki przeprowadzają większe prace melioracyjne zlecone przez wojewódzkie oddziały melioracji przy Obłispałkomie, oraz mniejsze roboty na podstawie umów z kolchozami i sowchozami.

Białoruska stacja ekskawatorowa wykonuje przeważnie roboty ziemne na dużych obiektach oraz prace ubezpieczające.

Przewidziane jest skoncentrowanie w truscie wykonawstwa dużej i średniej mechanizacji oraz podporządkowanie mu stacji maszynowo-ekskawatorowej.

Stacje maszynowo-melioracyjne są organizowane na większych kompleksach dla przeprowadzenia melioracji wraz z pełnym uzbrojeniem sieci i całkowitym przygotowaniem terenu do uprawy. Natomiast oddziały maszynowo-melioracyjne wykonują przeważnie jedynie sieć melioracji szczegółowych, a głównym ich zadaniem jest zagospodarowanie terenów odwodnionych.

Przykładem właściwego postawienia zagadnienia mechanizacji melioracji na odcinku naukowo-badawczym jest organizacja i metody pracy Instytutu Mechanizacji i Elektryfikacji Rolnictwa w Mińsku. Pomimo zaledwie pięciu lat istnienia zostało tu opracowanych kilkanaście konstrukcji maszyn do robót melioracyjnych, z których większość jest już produkowana przez przemysł. W pracy swej Instytut opiera się głównie na młodych inżynierach mechanizacji rolnictwa, którzy jako prace aspiranckie rozpracowują poszczególne typy maszyn. Prace te przeprowadzane są w ścisłym powiązaniu z praktyką, a wszelkie pomysły ulepszenia maszyn dokładnie badane i analizowane w doświadczalnych bazach terenowych i na robotach wykonawczych, w ścisłej współpracy z personelem technicznym produkcji i obsługi maszyn. W Instytucie został skonstruowany szereg typów pługów do mechanicznego wykonywania i renowacji kanałów melioracyjnych i sieci szczegółowej odwodniającej i nawodniającej, pługi krecie dla dren o $\varnothing$ 20 do 25 cm, wykonywanych na głębokość 0,8 — 0,9 m i rozstawie dla torfów mało rozłożonych 20 — 25 m; pługi ciężkie i lżejsze do karczowania zarośli, plug do głębokiej orki łąk, zespół maszyn do torfowania gruntów mineralnych itd.

Zagadnienia zwiększania w Polsce bardzo niskiego dotychczas stopnia mechanizacji robót wodno-melioracyjnych jest nieodzownym warunkiem rozszerzenia tych prac i zmniejszenia ich kosztów własnych, co szczególnie nabiera znaczenia w związku ze zwiększającym się z roku na rok brakiem sił roboczych.

Zabezpieczenie wzrostu mechanizacji robót jest niezbędne dla wykonania planu 6-letniego i przygotowania się do wielkich robót następnego pięciolecia. W związku z powyższym konieczne jest:

- zabezpieczyć niezbędne kadry specjalistów na wszystkich szczeblach,
- zorganizować prace naukowo-badawcze nad typami maszyn przez utworzenie w Instytucie Mechanizacji i Elektryfikacji w Warszawie działu mechanizacji robót wodno-melioracyjnych,
- zapewnić konieczny dopływ maszyn melioracyjnych i ciągników z produkcji krajowej i importu,
- dla zapewnienia pełnego wykonawstwa upraw mechanicznych na łąkach i pastwiskach utworzyć niezwłocznie w odpowiednich POM oddziały maszynowo-łąkarskie,
- dla realizacji dużych skoncentrowanych robót, przewidzianych w końcu planu 6-letniego, niezbędne jest powołanie specjalnego melioracyjnego przedsiębiorstwa robót zmechanizowanych, któremu byłyby podporządkowane ciężki i średni sprzęt mechaniczny oraz stacje maszynowo-melioracyjno-łąkarskie, zorganizowane dla wykonywania robót melioracyjnych i przeprowadzenia zagospodarowania na większych obiektach.

Zagadnienia te są obecnie rozpracowywane przez Centralny Zarząd Wodnych Melioracji Ministerstwa Rolnictwa.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. KAZIMIERZ KARS

W sprawie instrukcji dla przeprowadzania studiów geo- i hydrogeologicznych budowli piętrzących

Do najtrudniejszych i najbardziej skomplikowanych studiów przy projektowaniu budowli piętrzących należy zaliczyć badania geo- i hydrogeologiczne. Od właściwego przeprowadzenia tych badań zależy zarówno celowość gospodarcza inwestycji, jak i jej koszt.

W związku z wejściem w okres opracowywania planu rozwoju gospodarki wodnej na najbliższy okres, który to plan oprócz się musi w dużej mierze na urządzeniach piętrzących, zagadnienie sprecyzowania wytycznych i wydania instrukcji w zakresie badań geo- i hydrogeologicznych nabiera szczególnego znaczenia. Wydaje się, że zainteresowane biura projektowe (Hydroprojekt, Energoprojekt, Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych) w porozumieniu z Instytutem Geologicznym i Państwowym Instytutem Hydro-Meteorologicznym powinny przystąpić w jak najbliższym czasie do opracowania powyższej instrukcji.

W nr 11/52 „Gospodarki Wodnej” w art. pt. „Studia techniczne i gospodarce do budowy siłowni wodnych” omówione już zostało ogólne znaczenie studiów oraz ich podział na części, przy tym wymieniono na czym poszczególne studia polegają. W niniejszym artykule możemy zatem bezpośrednio przystąpić do szerszego omówienia działu studiów geo- i hydrogeologicznych. Dział ten z uwagi na niezwykle obszerną tematykę został potraktowany jako wytyczne lub próba instrukcji dla projektantów, mająca na celu ułatwienie wywiązywania się projektantów ze stawianych im wymagań w związku z opracowywaną dokumentacją techniczną oraz uporządkowaniem i ujednoliceniem wzajemnych stosunków między inżynierami a geologami w zagadnieniach badań geo- i hydrogeologicznych.

Jak wiemy, nie tak dawno jeszcze studia ograniczały się do uzyskania najbardziej prymitywnych danych i powierzchniowych pomiarów. Dopiero ogromny rozwój zapotrzebowania energii elektrycznej oraz zauważone błędy konstrukcyjne i ujemne skutki w okresie eksploatacji siłowni wodnych, wywołane brakiem dostatecznych, i wyczerpujących studiów w czasie projektowania zakładu*), a ostatnio potrzeby związane z koniecznością przeobrażenia przyrody przy pomocy wykorzystania w pełni zasobów wody, spowodowały zwiększenie wymagań w odniesieniu do studiów.

Uznano za konieczne przeprowadzenie dla każdego stadium (fazy) projektu oddzielnych studiów i badań w zakresie potrzebnym dla uzyskania pełnej możliwości zaprojektowania budowli, zarówno pod względem technicznym, jak i ekonomicznym.

W odniesieniu do badań geo- i hydrogeologicznych rozszerzenie zakresu studiów wpłynęło na powstanie nowej gałęzi nauki — geologii technicznej, znacznie odbiegającej od dawno istniejącej, mało przydatnej dla celów specjalnych, geologii ogólnej, oderwanej od techniki i mało interesującej się strukturą i jakością gruntów, na których ma powstać budowla piętrząca i zbiornik wody.

*) Na skutek niedostatecznie przemyślanych studiów nie przewidziano zamulenia paru zbiorników, a m. in. na rzece Colorado, który już po 13 latach eksploatacji został zamulony w 90%, a na jej dopływie zbiornika zamulonego w 60% po 12 latach.

Stłusznie podkreślił prof. inż. Z m i g r o d z k i w artykule pt. „Zagadnienia normalizacji i typizacji w projektach wodno-energetycznych”, że „Normalizacja i typizacja stanowią w energetyce wodnej problem ważny i trudny”. Należy to twierdzenie odnieść nie tylko do prac projektowych, ale również i do prac badawczych — czyli studiów. Dlatego też w dobie zamierzonych wielkich robót wykorzystania zasobów wodnych, wydaje się konieczne omówienie w sposób zwięzły, sprawy tych studiów, zdefiniowanie ich zakresu, jakim powinny one odpowiadać, z podkreśleniem potrzeby jak najpilniejszego wydania instrukcji obowiązującej w tej dziedzinie.

Przed każdym projektantem budowli piętrzących stoją trzy zagadnienia wymagające opracowania z punktu widzenia geo- i hydrogeologicznego. Jednym z nich jest wyjaśnienie sprawy wyboru miejsca dla przegrody, drugim — możliwość wypełnienia wodą zbiornika, trzecim zaś — wyszukanie w pobliżu miejsca budowy potrzebnych materiałów skalnych i określenie warunków możliwości dostawy ich na plac budowy. Każde z tych trzech zagadnień powinno być szczegółowo zbadane przez specjalistów, którzy obowiązani są jasno sprecyzować odpowiedzi na postawione pytania, konieczne do wykonania projektu wstępnego.

W odniesieniu do zagadnienia wyboru miejsca dla przegrody należy ustalić:

- czy jest dopuszczalne we wskazanym miejscu wykonanie budowli piętrzącej do wyznaczonego poziomu z punktu widzenia miejscowych warunków hydrogeologicznych — jeżeli nie, to należy podać uzasadnienie i wskazać odpowiadające założeniom nowe miejsce w taki sposób, aby kierunek osi przegrody nie uległ w dalszych fazach projektowych większym odchyleniom;

- na jakiej głębokości można założyć fundamenty budowli i na jakich warstwach; należy podać kierunek tych warstw, kąt nachylenia, ich wytrzymałość, spójność i stopień przepuszczalności,

- jak się kształtują sprawy wód wglębnych i gruntowych, jakie są ich źródła powstania, jaki jest skład chemiczny, kierunek i rodzaj tych wód, w jakich warstwach te wody się znajdują, czy są to wody pod ciśnieniem czy też bez ciśnienia, czy istnieje łączność tych wód z wodą rzeczną oraz gdzie to powiązanie następuje;

- jakie są możliwości filtracji wody, jej ewent. kierunki oraz w jakich warstwach ten ruch istnieje, względnie może powstać.

W zależności od rodzaju projektowanej budowli, należy dodatkowo wyjaśnić następujące zagadnienia:

- W p r z y p a d k u p r z e g r o d y c i ę ż k i e j. Wytrzymałość i nośność warstw skalnych podłoża i tych warstw gruntu, które powinny być usunięte, ze względu na zwietrzenie czy rozmycie. Możliwość powstania ześlizgu budowli na skutek istnienia w podłożu warstw słabych. Istnienie tektonicznych spękań w podłożu i na stokach oraz zdolność filtracji tychże miejsc. Możliwość wypłukania i szczególnie lasowania w wypadku obecności anhydritów. Możliwość powstawania zsuwów na przyczółkach.

- W p r z y p a d k u p r z e g r o d y z i e m n e j. Obecność, czy brak warstw sprzyjających ześlizgom. Dopuszczalne obciążenie gruntu, szczególnie jeżeli w podłożu znajdują się warstwy torfowe, ilaste, lessowe itp. Możliwość osiadania miejscowego. Zdolność filtracyjna. Możliwość wypłukiwania i w szczególności lasowania poszczególnych rodzajów gruntu. Wypór wody i możliwość powstawania i rozwoju zsuwów.

W odniesieniu do zagadnienia możliwości wypełnienia wodą zbiornika omawiane studia mają wyjaśnić:

- czy teren powyżej przegrody, przeznaczony na zbiornik, może być wypełniony wodą do zamierzonego poziomu, a w szczególności: czy znajdują się na nim lub pod nim cenne kopaliny, czy istnieją na tym terenie obiekty wymagające zabezpieczeń przed zalewem, względnie podtapianiem i czy jest to możliwe;

- czy rodzaj, układ i jakość gruntów na tym terenie nie spowodują zamulania zbiornika;

- czy istnieją obecnie zsuwy stokowe, co jest tego przyczyną oraz czy wypełnienie zbiornika może przyczynić się do zwiększenia zsuwów istniejących, ewent. czy może wznowić zsuwy nieczynne w chwili obecnej;

- jaki jest układ warstw dennych i stokowych oraz czy możliwa jest ucieczka wody ze zbiornika;

- czy istnieją na terenie zbiornika spękania skał, jaki jest ich kierunek, stopień spękania oraz czym te spękania są wypełnione; czy zachodzi związek pomiędzy poszczególnymi spękaniem oraz pomiędzy spękaniem a dolinami, niżej położonymi;

- czy należy się liczyć, że z wyżej położonych terenów, rzeka będzie prowadziła rumowisko — jeżeli tak, to jakiego rodzaju i w jakiej ilości oraz czy na skutek poniesienia spadku zw. w. rumoszu nie spowoduje znacznego zamulania zbiornika; gdzie i jakiego rodzaju grunty powyżej zbiornika są najbardziej poddane erozji oraz czy można i należy je zabezpieczyć przed unoszeniem wodą;

- czy w przypadku wypełnienia zbiornika wodą, nie zajdzie ewentualność uzupełnienia wód gruntowych i wglębnych wodą ze zbiornika i jaki jest związek między wodami wglębnymi i gruntowymi a wodą w rzece;

- w przypadku podtapiania gruntów uprawnych, wyjaśnić ich rodzaj i rodzaj upraw tam stosowanych, głębokość wód gruntowych i ich wahanie; określić związek tych wód z wodami zbiornika oraz wielkość wyporu, który powstanie na skutek wypełnienia zbiornika.

W odniesieniu do zagadnienia wyszukania w pobliżu miejsca budowy potrzebnych materiałów budowlanych studia geo- i hydrogeologiczne muszą:

- określić dopływ wody do wykopów fundamentowych oraz określić możliwość wypierania dna wykopu;

- zbadać czy możliwe będzie zabicie pali do wykonania ścian szczelnych w wykopie;

- określić szybkość wietrzenia ilastych gruntów w wykopie oraz możliwość powstawania tam zsuwów;

- określić wytrzymałość poszczególnych rodzajów gruntu, w sensie możliwości zastosowania tych czy innych narzędzi pracy;

- wyznaczyć tereny na składowiska materiałów budowlanych;

- wyznaczyć ogólne warunki możliwości przeprowadzenia dróg dla transportu materiałów;

- określić gdzie i w jakich ilościach znajdują się złoża poszczególnych materiałów budowlanych, koniecznych dla wykonania tego czy innego rodzaju budowy, a więc gliny, piasku, żwiru, kamienia, skał litych na okładziny, czy monolity;

- podać sposób ich wydobywania i dostarczenia na plac budowy;

- zbadać pod względem chemicznym, mechanicznym i bakteriologicznym źródła wody, która będzie używana w czasie wykonywania robót, a po wykonaniu — dla potrzeb gospodarczo-pitnych.

* * *

Należy zdać sobie dokładnie sprawę, że podany wyżej wykaz zagadnień, które powinny być rozwiązane przed przystąpieniem do projektowania budowli piętrzących, nie jest ostateczny. Należy zatem sprawy te omówić szerzej i głębiej, i w końcu wydać w formie obowiązującej instrukcji, która nie tylko ułatwi obu stronom wzajemne porozumienie się, ale i w dużej mierze ujednolici i w szczególności przyspieszy realizację każdego projektu. Obranie metod i sposobów przeprowadzenia studiów czy to terenowych, czy też kameralnych należy do zakresu prac specjalistów geo- i hydrogeologów i w tym artykule nie może być poruszane.

LITERATURA:

1. Inżynierno-Geologiczesskije Issledowanja dla Gidroeniergieticzesskowo stroitelstwa.
2. F. F. Gubin — Ispolzowanije Energii Wody.
3. Lifanow — Organizacja Czaszy Wodochraniliszcza.
4. Krickij i Henkel — Wodochoziajstwiennyje rasczoty.

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Samooczyszczanie wód otwartych oraz dopuszczalne obciążenie ich ściekami

W miarę rozwoju przemysłu i rozbudowy miast i osiedli coraz większego znaczenia nabiera zagadnienie ochrony wód przed zanieczyszczeniem. Stało się ono już palącym i poważnym problemem w okręgach deficytowych w wodę.

W dobie szybkiego rozwoju gospodarczego kraju trudności te mogą obejmować coraz to nowe rejony, jeśli zawczasu nie zostaną przewidziane odpowiednie kroki zapobiegawcze.

Przed właściwymi organami administracji państwowej zarysowuje się zatem konieczność opracowania i wydania odpowiednich instrukcji porządkujących gospodarkę wodną na tym odcinku.

Brak rozwiniętej literatury w tym zakresie nie pozwolił na właściwy udział świata hydrotechnicznego w porządkowaniu gospodarki wodnej na tym odcinku. Przedmiot ten stał się udziałem tylko niewielu fachowców w Polsce.

Zdając sobie sprawę, że akcja w zakresie ochrony wód przed zanieczyszczeniami stanie się skuteczna jeśli obejmie swą działalnością nie tylko garstkę wybitnych fachowców ale i szerokie rzesze projektantów gospodarki wodnej przemysłowej i komunalnej — Redakcja zamierza w kilku artykułach dać przekrój tego zagadnienia.

Podany niżej artykuł zawierający syntetyczny dorobek światowy w zakresie samooczyszczania wód otwartych stanowi jeden z podstawowych elementów problemu ochrony wód przed zanieczyszczeniem.

Kraj nasz rozpoczął budowę wielu nowych kanalizacji komunalnych i przemysłowych. Ścieki pochodzące z tych urządzeń muszą po przejściu urządzeń oczyszczających trafić w końcu do wód otwartych, jako jedyne praktycznie możliwego odbiornika.

Stopień oczyszczania ścieków a zatem i koszty tego zabiegu zależą bezpośrednio od zdolności aktualnego odbiornika do samooczyszczania. Samooczyszczanie ma znowu swe granice praktyczne, wynikające z układu sanitarno-biologicznych warunków lokalnych. Nasze wody otwarte są przeważnie raczej ubogie. Urbanizacja oraz rozwój przemysłu biegą szybko naprzód. Rzeki, rzeczki, strumienie i jeziora muszą służyć jednocześnie, jako źródła zaopatrzenia w wodę przyległych osiedli oraz jako biologiczna wykańczalnia oczyszczania ścieków, wykonanego tylko w pewnym stopniu w zakładach kanalizacyjnych.

Zagadnienie stopnia i zakresu oczyszczania ścieków komunalnych i przemysłowych odgrywa u nas rolę bardzo wielką. To samo ma zresztą miejsce we wszystkich krajach uprzemysłowionych i gęsto zaludnionych. Tymczasem temat poruszony pojawia się w naszej prasie fachowej rzadko, zaś polska literatura przedmiotu jest bardzo uboga.

Numer styczniowy Gesundheits Ingenieur z roku bieżącego zawiera pracę dr inż. W. Müllera pt. „Selbstreinigung und zulässige Abwasserlast“, będącą nader zwartym konspektem całości problemu. Sądźmy, że artykuł dr inż. W. Müllera warto upowszechnić w kołach naszych hydrotechników tym bardziej, iż podaje on w przypiskach bogatą bibliografię zagadnienia. Toteż będziemy w dalszym ciągu posiłkowali się wywodami wspomnianego autora, uzupełniając je w miarę potrzeby wstawkami z literatury ZSRR, bardzo obfitej w tej właśnie dziedzinie.

* * *

Brudne ścieki komunalne zawierają duże ilości materii organicznej, zagniwają przeto łatwo, szczególnie, gdy są pozbawione dopływu powietrza. Natomiast gdy są dobrze nawietrzane, bądź przez stały dopływ świeżej wody, bądź przez wdmuchiwanie powietrza czy tlenu, wtedy procesy gnilne ustają i ścieki utrzymują się w stanie świeżości, tj. nie cuchną.

Gdy ścieki zawierają stale w roztworze dostateczną ilość tlenu, wtedy fermentacja beztlenowa (anaerobowa) nie może się rozwijać w ogóle i występują na scenę tlenowce, redukujące materię organiczną szybko i bez złych wyziewów. Oczywiście zachodzą równoległe i reakcje natury czysto chemicznej. Ilość tlenu, potrzebnego do rozkładu i mineralizacji wody brudnej, ścieków, odniesiona do jednostki objętości lub mieszkańca jest miernikiem zanieczyszczenia. Oznaczamy go symbolem B.Z.T.n. Współczynnik n odpowiada ilości dób, w ciągu których ma być zużyta odpowiednia ilość tlenu. Rozróżniamy B.Z.T.5 i B.Z.T.20 czyli zużycie tlenu do procesów chemicznych i biologicznych w ściekach, które będzie miało miejsce w czasie 5 albo 20 dób.

Ścieki brudne albo gospodarcze zawierają pokaźne ilości materii organicznej, która może być rozłożona i zminerali-

zowana przez mikroorganizmy, wymagające do swego rozwoju poważnych ilości tlenu. Ilość ścieków gospodarczych, produkowanych przez osiedla przeciętnie na dobę w ciągu roku, wyrażamy w postaci iloczynu $N \cdot q$, gdzie N będzie założoną liczbą mieszkańców, a q przeciętną dobową ilością ścieków, produkowanych przez mieszkańca w ciągu roku. Różne rodzaje przemysłów oddają rozmaite ilości ścieków, odpowiadających swym charakterem ściekom komunalnym, ale prawie każdy z nich może być przeliczony na odpowiednią ilość mieszkańców wg tablic, opracowanych na zasadzie obserwacji z praktyki.

Kanalizatorzy niemieccy przyjmują, że produkcja ścieków na mieszkańca obliczeniowego wynosi 150 l na dobę przeciętnie w ciągu roku. Litry takich ścieków przeciętnych zawiera wg Imhoffa materii mineralnej 530 mg/l, oraz 730 mg/l organicznej, razem 1260 mg/l. Całkowite rozłożenie i mineralizacja ścieków wymagają 20 dób przy temp. 20°C i w tym czasie ścieki potrzebują dopływu 79 gramów tlenu w odniesieniu do jednego mieszkańca. Analogicznie liczone BZT5 wynosi 54 g na mieszkańca i dobę. Liczby przytoczone dowodzą, iż ścieki surowe zużywają w ciągu 5 dób i 20°C 54/79 · 100 ± ok. 68,5% pełnej ilości tlenu, niezbędnej do mineralizacji. Pięciodobowe zapotrzebowanie tlenu biochemicznego zostało przyjęte, jako norma do obliczania wyników działania oczyszczalni. Ścieki miejskie niosą wielkie ilości bakterii, mianowicie od 2 do 20 miln. w cm³. W tej kwocie część pokaźna przypada na bakterie chorobowe, nie odgrywające prawie żadnej roli w procesie oczyszczania. Inne natomiast nadają się do tego celu. Jednakże, gdy odpływ z kanalizacji miejskiej jest dezynfekowany, co zwykle przeprowadza się za pomocą chloru, to trafia on do odbiornika w stanie dość wyjałowionym. To samo ma miejsce, gdy spuszczaamy ścieki gnilące. W takich przypadkach odpowiednio tlenowce muszą się rozwinąć w odbiorniku, na co trzeba pewnego czasu, a więc i dłuższej drogi wody płynącej. Rozwój tlenowców odbywa się w kilku fazach — na początku bardzo szybko, malejąc w miarę zbliżania do stanu nasycenia poszczególnych gatunków — i proporcjonalnie do zawartości materii organicznej w ściekach lub ich mieszczaninie z wodą odbiornika. Gdy ilość bakterii osiągnie poziom optymalny, wtedy dalsze procesy chemiczno-biologiczne zależą od malejącej stale zawartości odżywek organicznych i temperatury.

Jak wynika z przytoczonych rozważań ogólnych, wprowadzając ścieki do wód otwartych, musimy się zawsze liczyć z pewnym okresem czasu, niezbędnym na przystosowanie się biologii odbiornika do procesów samooczyszczania. Naturalnie ścieki miejskie tylko w nielicznych bardzo przypadkach mogą być wprowadzone do wód otwartych w stanie surowym. Zwykle muszą być one oczyszczone przynajmniej mechanicznie w odpowiednich osadnikach. Słuszność poglądu ustalonego w zdaniu poprzednim, potwierdza bieżąca praktyka różnych zakładów kanalizacyjnych.

Obserwacje i badania rzeki Ohio wykazały że liczba bakterii w wodzie poniżej wpustu ścieków miejskich wzrasta dość szybko, osiągając maksimum po 10 do 30 godzin przepływu. Maksimum to jest większe o 25 — 35% od stanu początkowego w miejscu zmieszania. Dalej w miarę samo-

oczyszczania się rzeki liczba bakterii w lecie maleje szybko. Proces ten zimą przebiega znacznie powolniej.

Przebieg procesów biochemicznych samooczyszczania. Spitta zauważył już w 1900 r., że zapotrzebowanie tlenu przez wodę zanieczyszczoną jest proporcjonalne do zawartości w niej materii organicznej i może służyć jako miara zanieczyszczenia. Doświadczenia, przeprowadzone przez tegoż autora wykazały, że prędkość samooczyszczania jest niezależna od ilości tlenu rozpuszczonego w wodzie mieszanej.

Jeżeli zużycie tlenu biochemicznego wyrazimy w funkcji czasu i wyobrazimy w postaci wykresu, to zauważymy, iż rozkład materii organicznej odbywa się w dwóch fazach.

Adeney wzmiankuje o tym w 1908 r. w sprawozdaniu Royal Commission on Sewage Disposal, dowodząc, że dotyczy to w pierwszym okresie prawie wyłącznie związków węgla. Produkty finalne pierwszego stopnia rozkładu, to: dwutlenek węgla, amoniak i woda. Druga faza rozkładu zaczyna się później, zwykle wtedy gdy pierwsza została zakończona. Obejmuje ona mineralizację związków azotu, a główne produkty rozpadu stanowią: dwutlenek węgla i azotany.

Zupełnie analogiczne poglądy z tego czasu znajdujemy w pracach Strogonowa.

Streeter i Phelps ustalili na podstawie studiów i badań rzeki Ohio następujące prawo przebiegu utleniania w pierwszej fazie rozkładu materii organicznej ścieków w rzece:

„Stopień biochemicznego rozkładu materii organicznej w wodzie jest wprost proporcjonalny do ilości materii rozkładalnej zawartej jeszcze w wodzie w chwili odniesienia, mierzonej jako utlenialność“.

Prawo to wyraża się w postaci następującego równania różniczkowego

$$\frac{d(L_a - L_t)}{dt} = \frac{dL_t}{dt} = K_1 L$$

gdzie: L_a — zawartość początkowa rozkładalnej materii organicznej mierzona w B.Z.T. całkowitym w momencie $t = 0$,

L_t — zawartość pozostała materii utlenialnej, mierzona w pozostałości B.Z.T. całkowitym w momencie t .

K_1 — współczynnik.

Całkując równanie w granicach od 0 do t , otrzymujemy:

$$\ln \frac{L_t}{L_a} = - K_1 t \quad \text{gdzie } n = \lg \text{ nat.}$$

$$\text{albo } \log \frac{L_t}{L_a} = - 0,434 K_1 t = - k_1 t$$

Stąd otrzymujemy

$$L_t = L_a e^{-K_1 t} \quad \text{albo } L_t = L_a 10^{-k_1 t}$$

Współczynnik k_1 prędkości samooczyszczania powstaje zamiast K_1 w rezultacie przeliczenia logarytmów naturalnych na dziesiętne.

B.Z.T. t-dniowe jest to ilość tlenu zużytego przez wodę w ciągu czasu t , podczas badań laboratoryjnych. Wyraża się ona wzorem:

$$X_t = L_a - L_t = L_a (1 - 10^{-k_1 t})$$

X_t i L_a mierzone w mg/l. Współczynnik k_1 jest miarą prędkości utleniania biochemicznego. Podczas laboratoryjnych ustalań B.Z.T. przyjmujemy $k_1 = 0,1$ przy 20°C. Jako t przyjęto 5 dób, więc

$$X_5 = \text{B.Z.T.}_5$$

Badania wielkich rzek ZSRR i Ameryki dowodzą, że procesy samooczyszczania wód otwartych i bieżących przebiegają w naturze wg tych samych zasad, jak to ma miejsce w laboratoriach podczas określania B.Z.T.

Obliczenia wyżej przytoczone mogą być przeto używane do określania procesów samooczyszczania wód otwartych o ustalonym charakterze biologicznym. Współczynnik k_1 musi być wybrany stosownie do właściwości badanego odbiornika naturalnego.

Prędkość samooczyszczania przy 20°C.

Procesy samooczyszczania w naturalnych wodach otwartych mogą przebiegać bardzo rozmaicie i dlatego współczynnik k_1 będzie się tam różnił od ustalonego w labora-

toriach. Jest on funkcją właściwości biochemicznych badanego odbiornika i zależy w pierwszej linii od potencjału biochemicznego rzeki, prędkości jego rozwoju oraz temperatury. Badania Phelps'a w 1909 r. dały dla ścieków Bostonu $k_1 = 0,1$ przy 20°C. Późniejsze badania w Washingtonie i Chicago doprowadziły do takich samych wyników praktycznych, mianowicie $k_1 = 0,1$. Rezultaty podobne otrzymał Strogonow w Moskwie i w Charkowie.¹⁾ Przyjmując $k_1 = 0,1$ otrzymamy, iż pierwsza faza rozkładu i utleniania materii organicznej ścieków wymaga ok. 20 dób przy 20°C. Przy tym ok. 80% B.Z.T.₅ zużywa w ciągu 3,5 doby. Zakładając prędkość rzeki przy niskim poziomie zwierciadła w wysokości ok. 0,5 m/sek, otrzymujemy w rezultacie, że w tym czasie rzeka przepłynie ok. 150 km.

Rozkład i mineralizacja zanieczyszczeń wprowadzonych do rzeki mogą zachodzić i znacznie prędzej, jak tego dowodzą badania przeprowadzone nad Sekwaną w latach 1874/75 przez Geradina. Stwierdził on mianowicie, iż zaraz po spuszczeniu ścieków paryskich do Sekwany zawartość tlenu w rzece spada gwałtownie, osiągając minimum pomiędzy 32 i 48 km poniżej miasta. Dalej zawartość tlenu wzrasta dość szybko i ok. 100 km poniżej Paryża Sekwana wraca do stanu początkowego. Inaczej mówiąc, ścieki paryskie zostały w zupełności rozłożone i zmineralizowane na dość krótkim odcinku rzeki.

Badania Franklanda nad ściekami rozcieńczonymi i Adeney'a odpływu dołów gnilnych dały znowu dobrą zbieżność z wynikami Phelps'a.

Adeney ustalił podczas swych badań ścieków nierozcieńczonych $k_1 = 0,18$.

Pleissner badał w 1910 r. wody Sprewy i rozcieńczone ścieki, znajdując $k_1 = 0,18$ do 0,25.

Greenfield, Elder i Mc Murray (1926) znaleźli przy badaniach rzeki Illinois i rozcieńczonych w niej ścieków $k_1 = 0,11$ przy 20°C.

Współczynnik $k_1 = 0,10$, ustalony przez Phelps'a i Triaulta, został ogólnie przyjęty do określeń B.Z.T., jako przeciętny. Jednakże nowsze badania potwierdzają wspomniane poprzednio rezultaty badań Pleissnera i Adeney'a, z których wynikało, że k_1 kształtuje się często powyżej 0,1. Wartość $k_1 = 0,1$ odpowiada rzekom stosunkowo dużym i niezbyt zanieczyszczonym.

Streeter podaje, że rzeki bardzo zanieczyszczone, płytkie o zarośniętym korycie posiadają k_1 w granicach od 0,2 do 0,3 (w przeliczeniu na 20°C). Jeżeli chodzi o dennne osady to wykazują one $k_1 = 0,03$ do 0,05, ale także i poniżej 0,01 w zależności od wieku osadu (szlamu) dennego.

Niedawno Gotaas znalazł dla ścieków rozcieńczonych $k_1 = 0,19$ przy 20°C. Zaś Ruchhoff i jego współpracownicy dowodzą, że na wielkość k_1 wpływają różne czynniki jak: pH, temperatura, ilość bakterii, zawartość w wodzie substancji trujących itp. Ogólnie rzecz biorąc k_1 wód czystych jest mniejsze, niż brudnych i w każdej rzece należy się spodziewać większego k_1 , poniżej wlotu ścieków, niż powyżej.

45 prób przeprowadzonych w pewnym przypadku dało k_1 w granicach od 0,07 do 0,25. Wartości pomiędzy $k_1 = 0,16$ i $k_1 = 0,20$ powtarzały się najczęściej. Wspomniany już Ruchhoff i jego współpracownicy podają w innym miejscu swej pracy, że znajdowali k_1 pomiędzy 0,04 i 0,29 a przeciętnie 0,15. Rzeka Illinois wykazywała $k_1 = 0,135$. Badania wód Missisipi dały $k_1 = 0,086$ przy 20°C powyżej wlotu ścieków, natomiast poniżej tegoż stwierdzono $k_1 = 0,121$, podczas, gdy w ściekach k_1 wynosiło 0,16.

Analizy ścieków z amerykańskich obozów wojskowych, wykonane podczas ostatniej wojny, wykazały znowu $k_1 = 0,10$. Obserwacje rzeki Lippe doprowadziły do wniosku, że jej zdolność utleniająca wynosiła 50% B.Z.T.₅ w ciągu pierwszej doby i przeliczeniu na 20°C, co odpowiada $k_1 = 0,20$.

Kittrell i Kochtitzky badali pewną rzekę w zlewni Tennessee, której prędkość przeciętna wynosiła 0,21 m/sek. Była ona obciążona ściekami komunalnymi od 28 000 mieszkańców i przemysłowymi w ilości odpowiadającej 437 000 mieszkańców równoważnych.

¹⁾ Autor tych wierszy przyjmował udział w studiach charkowskich. Chodziło tam o pobór wody dla wodociągów poniżej ujścia ścieków.

Przepływ w miejscu wpustu ścieków wynosił 17500 l/sek. Obciążenie ściekami przepływu wynosiło tedy ok. 25 mieszk. na 1 l/sek. Przepływ wynosił w odległości 70 km od miejsca wpustu ścieków już ok. 25 000 l/sek, B.Z.T.5, największe zaobserwowane osiągało tam poziom 20,6 mg/l. Wartość współczynnika k_1 wynosiła 0,26 tuż poniżej dopływu ścieków i spadała szybko do 0,017 przy końcu badanego odcinka. Zawartość tlenu rozpuszczonego z poziomu początkowego 5,34 mg/l przy 20°C obniżyła się bardzo szybko, osiągając minimum 2,04 mg/l przy 23,1°C po sześciu godzinach biegu rzeki, licząc od wlotu ścieków w dół. Ale już po jednej dobie osiągnęła wysokość 5,3 mg/l lub 58% nasycenia. Biorąc pod uwagę prędkość rzeki 0,21 m/sek powróciła ona do stanu początkowego na 19 km poniżej miejsca dopływu zanieczyszczenia.

Badania wcześniejsze rzeki Ohio, przeprowadzone przez Streetera i Phelps'a, przeliczone na nowo przez tego ostatniego wykazały znaczne różnice w zależności od miejsca poboru prób, tj. prędkości i charakteru biegu rzeki.

TABLICA I

Zależność wielkości k_1 od prędkości i charakteru biegu rzeki wg Streetera i Phelps'a

L. p.	Prędkość m/sek	k_1
1	0,24	0,18
2	1,15	0,44
3	2,70	0,69

Badacz wyciąga stąd wniosek, że przy prędkościach niewielkich k_1 , mierzony w rzece, zbliża się pod względem wielkości do poziomu, osiąganego w laboratorium. Zwiększenie prędkości w rzece, powodując lepsze wymieszanie, podnosi odpowiednio wartość k_1 , upodabniając naturalne procesy oczyszczania wód brudnych w rzekach do sztucznie wytwarzanych na oczyszczalniach ścieków, stosujących osad czynny. Już Meinck zwracał uwagę na fakt, iż płytkie rzeki wolno płynące, posiadają większą zdolność samooczyszczania.

Obserwując skutki spuszczenia ścieków osadzonych do rzeki Uecker koło Prenzlau Meinck zauważył bardzo szybkie samooczyszczanie tego niewielkiego strumienia. Prędkość przeciętna Ueckera wynosiła 0,25 m/sek, szerokość zwierciadła 8 m, zaś głębokość 0,15. Inaczej mówiąc, przepływ nie przekraczał 0,3 m³/sek. Temperatura wody trzymała się na poziomie 10,5°C. Nieczystości wprowadzone do wody rzecznej ze ściekami, zostały już po przepływie 3 km z wodą rzeczną rozłożone w 80%, mierząc w skali B.Z.T.5. Zawartość tlenu nie spadała przy tym poniżej 5,6 mg/l lub 50% nasycenia.

Meinck przypuszcza, że tak wielka prędkość procesu samooczyszczania wynika z tego, iż Uecker posiadał zwierciadło 50 razy większe od głębokości, co sprzyjało szybkiej adsorpcji tlenu z atmosfery oraz że współdziałała w tym bogata roślinność denna i mikroorganizmy, żyjące tam w dużej obfitości.

Opierając się na swych doświadczeniach Meinck twierdzi iż badania prędkości rozkładu biochemicznego były prowadzone przeważnie na rzekach dużych i głębokich. Zaleca on stosować do rzek płytych następujące współczynniki redukcyjne wg tablicy II.

TABLICA II

Współczynniki redukcyjne wg Meincka czasu samooczyszczania

Głębokość wody w rzece	Współczynnik redukcyjny
2 m i więcej	1
1 m „ „	0,5
0,50 m „ „	0,25
0,25 m „ „	0,125

Sytuacja na ciekach podwarszawskich potwierdza wody Meincka. Np. ciek Wola—Okęcie—Wilanów prowadzący w górnym biegu wyłącznie ścieki surowe, tworzy

w średnim liczne płytkie rozlewiska i bagienka. Rozlewiska te są bogato zarośnięte i obfite w plankton. Ścieki oczyszczają się tam do tego stopnia że w dolnym biegu koło Służewa już zupełnie nie cuchną i posiadają wygląd wody czystej, jakkolwiek niosą ogromne ilości bakterii. To samo obserwujemy w dolinie Konotopy poniżej Czechowic aż do Zbikówka. Niestety oczyszczania naturalne nie działają w zimie.

Dane przytoczone uprzednio oraz wyniki badań opisanych powyżej doprowadzają do następujących wniosków generalnych.

1. Współczynnik k_1 jest tym większy, im mniejsza i płytsza rzeka wchodzi w rachubę oraz im bardziej jest ona obciążona ściekami.

2. Współczynnik przeciętny k_1 waży się w granicach od 0,1 do 0,3. Rzeki duże i głębokie, jak w ZSRR lub USA o niewielkim stopniu zanieczyszczenia wykazują $k_1 = 0,1$. Tuż poniżej wpustu ścieków k_1 wzrasta do maks. 0,15.

3. Rzeki mniejsze jak np. Sprewa pod Berlinem, obciążone ściekami umiarkowanie lub bardzo, posiadają $k_1 = 0,20 — 0,25$.

4. Rzeki małe i rzeczki, płytkie i zarośnięte, osiągają $k_1 = 0,3$ i wyżej.

5. Rzeki wielkie o dużych zawartościach materii organicznej i planktonu mogą także osiągnąć k_1 wyższe od przeciętnego poziomu, ustalonego w p. 1.

Prędkość samooczyszczania rzek zależy więc w dużym stopniu od możliwości pochłaniania tlenu z atmosfery, co znowu, wynika ze stosunku zwierciadła do głębokości, prędkości i charakteru biegu wody (burzliwszy korzystniejszy) — oraz ilości materii organicznej i planktonu. Zdolność samooczyszczania bieżących wód naturalnych dorównywa czasem pod względem sprawności sztucznym urządzeniom oczyszczającym ścieki sanitarne.

Wpływ temperatury na prędkość samooczyszczania

Wpływ temperatury na B.Z.T. lub k_1 był przedmiotem licznych badań. Pleissner (1910) ustalił taką zależność:

$$X_T = X_{20} [1 + 0,04 (T - 20)]$$

gdzie: X_T i X_{20} są to B.Z.T. przy temperaturze T i 20°C. Streeter i Phelps w 1925 r. określili doświadczalnie $k_1 = 0,1$ przy 20°C i wpływ temperatury wyrazili formułą:

$$k_T = k_{20} \cdot 1,047^{T-20}; \text{ gdzie } k_{20} = k_1 \text{ przy } 20^\circ\text{C}$$

Theriault potwierdza te wyniki, natomiast Moore dochodzi dla granic 5°C — 20°C do nieco innej zależności, mianowicie

$$k_T = k_{20} \cdot 1,065^{T-20}$$

co zgadza się praktycznie z formułą Pleissnera. Wreszcie Gotaas przeprowadzając obszerne badania wpływu temperatury na k_1 pierwszej fazy rozkładu znalazł rozmaite wyrażenia k_1 dla poszczególnych temperatur (tabl. III).

Dla temperatur poniżej 15°C znalazł Gotaas wartości k_T niższe od Streetera i Phelps'a, natomiast temperatury wyższe dały wyniki zbliżone. Rezultaty osiągnięte przez Gotaasa odpowiadają więc lepiej formułom Pleissnera.

TABLICA III
wg Gotaasa

Temperatura	Wartość k_T
5° — 15° C	$k_{20} \cdot 1,108^{T-20}$
15° — 30° C	$k_{20} \cdot 1,041^{T-20}$
30° — 40° C	$k_{20} \cdot 0,965^{T-20}$

Wiel zauważył, że wpływ temperatury na przebieg procesów samooczyszczania jest znacznie mniejszy, niż to wynika z krótkotrwałych badań laboratoryjnych. Mikroorganizmy wód bieżących dopasowują się łatwo do zmian

temperatury, tak pod względem ilości, jak i gatunków, co powoduje, że powolne zmiany temperatury w normalnych granicach nie mają większego znaczenia dla prędkości przebiegu utleniania biochemicznego. Sierp podaje, że oczyszczalnie pracujące na osadzie czynnym wykazują bardzo niewielką wrażliwość na zmiany temperatury w granicach od 5° do 35°. Pełne więc B.Z.T.₂₀ pierwszej fazy rozkładu zależy wg niektórych badaczy od temperatury i może być różne dla różnych wód.

Theriault znalazł podczas swych badań zależność następującą:

$$L_{aT} = L_{a20} (0,02T + 0,60)$$

gdzie L_{aT} = pełne B.Z.T. pierwszej fazy rozkładu przy temperaturze T , zaś L_{a20} = B. Z.T. pełne dla 20°C.

Gotaas twierdzi inaczej; wg niego wartość końcowa B.Z.T. pierwszej fazy rozkładu biochemicznego jest bardzo mało zależna od temperatury w granicach 5° — 30°C. Opierając się na wynikach swych doświadczeń wyprowadza on zależność następującą:

$$L_{aT} = L_{a20} [1 - 0,00657 (T - 20)]$$

Greenfield i Elder przeprowadzając badania przy różnych temperaturach pomiędzy 2° i 20°C otrzymali podobne wartości dla B.Z.T. pełnego na całym obszarze temperatur. Możemy tedy przyjąć, iż wartość pełnego B.Z.T. pierwszej fazy utleniania biochemicznego jest prawie niezależna od temperatury w granicach 5° — 30°, jeżeli tylko mikroorganizmy mają dość czasu. Potrzebują one zawsze pewnego okresu na dojrzewanie do sprawności optymalnej. Okres ten jest dłuższy przy 5°C niż 20°C, a powyżej spada szybko.

Butterfield i Wattie ustalili z całą pewnością, iż okres dojrzewania zależy od początkowej ilości bakterii właściwych, zawartych w wodzie zanieczyszczonej. B.Z.T. w pierwszych godzinach procesu może wykazywać rozmaite wartości, ale B.Z.T.s zależy bardzo mało od początkowej ilości bakterii.

Abbot znajduje dłuższe okresy dojrzewania w tych przypadkach, gdy k_1 było większe.

Pierwsza faza biochemicznego utleniania i rozkładu obejmuje tylko związki węgla. Po niej następuje druga, tj. rozkład połączeń azotu, czyli nityfikacja. Faza druga zaczyna się zawsze dopiero wtedy, gdy pierwsza dobiegła końca. Podczas oczyszczania ścieków i przy procesach samooczyszczania rzek mamy zwykle do czynienia z pierwszą fazą rozkładu, ponieważ rzeki bardzo zanieczyszczone znajdują się w niej stale. Gdy rozkład związków węgla posunął się już dość daleko, tak jest w rzekach dość czystych, nabiera także znaczenia druga faza samooczyszczania, tj. biochemiczne utlenianie związków azotu (nityfikacja). Streeter zestawiał na tle wyników badań równanie charakteryzujące zużycie tlenu biochemicznego podczas obu faz samooczyszczania. Oto ono:

$$X = L_c (1 - 10^{-k_1 t}) + L_n (1 - 10^{-k_n (t - a)})$$

$$X = \text{B.Z.T. obu faz rozkładu w momencie } t$$

$$L_c = \text{B.Z.T. pełne fazy pierwszej.}$$

$$L_n = \text{B.Z.T. pełne drugiej fazy}$$

$$k_1 = \text{współczynnik pierwszej fazy}$$

$$k_n = \text{współczynnik drugiej fazy}$$

$$a = \text{okres czasu wyprzedzenia fazy drugiej przez pierwszą.}$$

Wyraz drugi równania ma sens tylko przy znaczeniach dodatnich ($t - a$). W przeciwnym razie drugi człon prawej części równania odpada i pozostaje tylko wzór dla pierwszej fazy.

Streeter znalazł na rzece Illinois wartości przeciętne $k_1 = 0,103$ i $k_n = 0,031$ przy 20°C. Jednocześnie wartości końcowe B.Z.T. pełnego wypadły dla obu faz jednakowe, tj. $L_c = L_n = 20,5$ mg/sek.

Moore zaś otrzymał podczas swych badań $k_n = 0,063$ przy 20°C. Natomiast Thomas podaje $k_n = 0,062$, jako znalezione w ściekach dobrze zainfekowanych przy 20°C. Stwierdza on, że k_n drugiej fazy rozkładu wynosi od 20 — 30% k_1 , tj. współczynnika pierwszej fazy. Okres wyprzedzenia drugiej fazy przez pierwszą bywa rozmaitej długości. Np. Streeter otrzymał $a = 5$ do 11 dób przy temperaturze 20°C.

Dopuszczalne obciążenie rzek ściekami

Rzeka rozpoczyna proces samooczyszczania z chwilą wprowadzenia do niej ścieków brudnych. Zespół biologiczny aerobów, czynny w procesie wspomnianym, wymaga do swej pracy stałej dostawy tlenu. Tlen zostaje pobierany z wody świeżej, napływającej z góry rzeki i jednocześnie z atmosfery przez lustro wody. Początkowo zapotrzebowanie jest bardzo znaczne i w wodzie mieszanej powstaje deficyt w stosunku do pełnego nasycenia, możliwego przy danej temperaturze i ciśnieniu. Deficyt tlenu woda wyrównywa przez adsorpcję z atmosfery, a wielkość i prędkość tej ostatniej zależy znowu od głębokości wody bieżącej, a więc stosunku zwierciadła do niej, prędkości rzeki i stopnia burzliwości biegu.

Rzeki płytkie o korycie zarośniętym uzyskują w lecie znaczne możliwości wyrównywania deficytu bilansu tlenowego z fotosyntezy odbywającej się w roślinach podczas rozkładu CO_2 .

Deficyt tlenowy rzeki zmienia się ciągle od momentu dopływu zanieczyszczeń. Zmiany te są wprost proporcjonalne do zużycia tlenu biochemicznego, które znowu odpowiada B.Z.T. chwilowemu. Adsorpcja tlenu przez powierzchnię rzeki zależy wg Adeneya w prostej linii od aktualnego deficytu bilansu tlenowego.

Stosunki te ujęli Streeter i Phelps dla momentu t w następujące równanie różniczkowe:

$$\frac{dD_t}{dt} = K_1 L_t - K_2 D_t$$

gdzie:

$$D_t = \text{deficyt tlenu rozpuszczonego w chwili } t$$

$$L_t = \text{B.Z.T. w chwili } t$$

$$K_1 = \text{współczynnik prędkości utleniania}$$

$$K_2 = \text{współczynnik prędkości natleniania wody rzecznej. Dalej mamy:}$$

$$L_t = L_0 e^{-k_1 t}$$

gdzie L_0 = B.Z.T. pełnemu w momencie 0, więc wielkości stałej, więc otrzymujemy:

$$\frac{dD_t}{dt} = K_1 L_0 e^{-K_1 t} - K_2 D_t$$

Równanie to po scałkowaniu otrzymuje postać następującą:

$$D_t = \frac{K_1 L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + D_0 e^{-K_2 t}$$

Tu mamy:

$$D_0 = \text{deficyt tlenu w momencie } t = 0,$$

$$e = \text{podstawa logarytmów naturalnych.}$$

Przechodząc do logarytmów dziesiętnych otrzymamy:

$$D_t = \frac{k_1 L_0}{k_2 - k_1} (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_0 10^{-k_2 t}$$

Wreszcie:

$$k_1 = 0,4343 K_1 \text{ i } k_2 = 0,4343 K_2$$

Fair na podstawie równania, wyprowadzonego przez Streetera i Phelps'a opracował znaną krzywą obciążenia granicznych, dopuszczalnych z punktu widzenia bilansu tlenowego rzek przez ścieki i wyciągnął z tych założeń teoretycznych wnioski praktyczne.

Obciążenie dopuszczalne odpowiada minimum wspomnianej krzywej, co oznacza maksymalny deficyt tlenu rozpuszczonego w stosunku do stanu nasycenia, który może być jeszcze tolerowany z punktu widzenia zdolności samooczyszczania wody otwartej i który powstaje po wpuszczeniu do rzeki ścieków brudnych. Oczywiście obciążenie rzeki ściekami, powyżej projektowanego wpustu nowej ich porcji, gra rolę decydującą dla przewidywania skutków takiego poczynania. Minimum krzywej Faira lub maksimum deficytu tlenu w rzece określamy znaną metodą, przyrównując pierwszą pochodną D_t względem t do zera

$$\frac{dD_t}{dt} = 0.$$

Fair otrzymał zależność następującą:

$$D_{max} = \frac{L_0}{f} 10^{-kt_c}$$

gdzie:

$$f = \frac{k_2}{k_1}$$

D_{max} = największy deficyt tlenu poniżej wpustu ścieków,

t_c = czas przepływu ścieków od chwili wlotu $t = 0$ do chwili, w której $D = D_{max}$.

Jeżeli ścieki zostaną wprowadzone do rzeki, której wody już osiągnęły maksymalny deficyt tlenu, czyli $D = D_{max}$, to wtedy $t_c = 0$ i nasze równanie upraszcza się do postaci:

$$D_{max} = \frac{L_0}{f}$$

Dopuszczalne obciążenie rzeki wypada wtedy:

$$L_0 = f \cdot D_{max}$$

B.Z.T. rzeki równa się L_0 , może więc być w rzece obciążonej do granic dopuszczalnych — nie większe niż f -krotny deficyt tlenu. Ilość nowych ścieków, którą wówczas może przyjąć rzeka bez przeciążenia, musi być dostosowana do warunków granicznych, ustalonych powyżej.

Fair oszacował wartość f na podstawie doświadczeń dotychczasowych dla różnych rodzajów wód otwartych i otrzymał różne liczby, rozrzucone w granicach od 0,5 do 5.

Wartości mniejsze odpowiadają rzekom wielkim i głębokim o małej prędkości przepływu. W miarę tego, jak rzeka płycieje, wzrasta prędkość, a ruch wody nabiera charakteru burzliwego, współczynnik f zaczyna się zbliżać do górnej granicy. Fair przyjął, za Streeterem i Phelpssem $k_1 = 0.1$, a więc założył jednakową prędkość utleniania dla wód otwartych wszystkich typów charakterystycznych. Badania późniejsze, których wyniki uprzednio przytoczyliśmy dowodzą, iż w rzeczywistości rzeki mniejsze, płytkie i burzliwe wykazywały znacznie wyższe wartości dla k_1 . Współczynniki k_1 i k_2 charakteryzują dwa procesy towarzyszące samooczyszczaniu rzek. Prędkość utleniania zanieczyszczeń organicznych znajduje swój wyraz liczbowy w k_1 , a wywołany przez ten proces deficyt tlenu rozpuszczonego wywołuje wchłanianie tego pierwiastka przez rzekę z powietrza w stopniu i z prędkością, znajdującą swój wyraz we współczynniku k_2 . Im rzeka jest płytsza, a ruch wody bardziej burzliwy, tym większe jest k_2 . Na ogół można powiedzieć, iż k_2 jest odwrotnie proporcjonalne do przepływu, czyli większe w rzekach mniejszych. Jednakże w miarę, jak rzeka płycieje, a ruch wody staje się bardziej burzliwy, wzrasta analogicznie do k_2 i k_1 . Stosunek tych cyfr $k_2 : k_1 = f$ skaluje wielkość dopuszczalnego obciążenia ściekami rzeki lub strumienia, wchodzących w rachubę. Współzależność wzrostu obu współczynników powoduje, że ich stosunek oscyluje w nader wąskich granicach i zbliża się do pewnej wielkości stałej. Opierając się na ustaleniach Faira dla k_2 możemy obliczyć zależności następujące (tablica IV).

TABLICA IV

Wielkość współczynnika f w zależności od charakteru rzeki

Charakterystyka rzeki	k_1	k_2	$f = \frac{k_2}{k_1}$
Rzeki duże o biegu leniwym	0,1	0,125	1,25
Rzeki duże wolno płynące	0,14	0,175	1,25
Rzeki o średniej prędkości	0,20	0,250	1,25
Rzeki burzliwe o dużej prędkości i małej głębokości	0,52	0,400	1,25

Rozważania nasze doprowadzają do wniosku, iż wielkość dopuszczalnego obciążenia rzeki ściekami jest przy stałym f prawie jednakowa dla rzek wszelkich kategorii i zależy tylko od stopnia dopuszczalnego deficytu nasycenia tlenem D_c obliczanego wg formuły:

$$BZT_{dop} = f D_c = 1,25 D_c$$

gdzie: D_c — dopuszczalny deficyt tlenu rozpuszczonego.

Wody zarybione powinny zawierać przy 20° przynajmniej 3,50 mg/l tlenu rozpuszczonego. Zawartość całkowita tlenu rozpuszczonego w wodzie, która osiągała pełne nasycenie przy 20°C, wynosi 9,20 mg/l. Dopuszczalny z punk-

tu widzenia ryboślanu deficyt tlenowy może osiągnąć poziom 9,20 — 3,50 = 5,70 mg/l. Rzeka wchodząca w rachubę, może więc być obciążona ściekami w takich rozmiarach, aby BZT pełne nie przekraczało $1,25 \times 5,7 = 7,1$ mg/l, co znowu odpowiada BZT 5 = 7,1 : 46 = 4,90 mg/l, a więc odpowiada normie granicznej, ustalonej dla BZT₅ przez Imhoffa w wysokości 5 mg/l. Niektóre kraje mają bardziej wysokie wymagania. Bureau of Fisheries USA ustaliło dla wód zarybionych minimalną zawartość tlenu rozpuszczonego na poziomie 5 mg/l, co odpowiada dopuszczalnemu BZT₅ = 3,60 mg/l.

Podczas obserwacji rzeki Ohio w USA zauważono następujące stopnie zanieczyszczenia (tablica V).

TABLICA V

Charakter zanieczyszczenia rzeki Ohio (USA) w zależności od BZT₅ wg Ohio River Pollution Kontrol 1944

BZT ₅ wody rzecznej	Zanieczyszczenia rzeki
0 — 3,0 mg/l	Lekkie do umiarkowanego
3,0 — 5,0 mg/l	Umiarkowane do ciężkiego
powyżej 5,0 mg/l	Ciężkie

Royal Commission on Sewage Disposal podaje w swym sprawozdaniu nr 8 z 1912 r. jako maksimum dopuszczalne dla rzek zanieczyszczonych BZT₅ = 4,0 mg/l, przyjmując to za podstawę do ustalenia stopnia oczyszczania ścieków, spuszcanych do wód otwartych.

Norma BZT₅ = 5,0 mg/l, podana przez Imhoffa, odpowiada dość dobrze stosunkom niemieckim i w przetwarzaniu na mieszkańca pozwala na przeciętne obciążenie przepływu rzeki surowymi ściekami sanitarnymi w ilości ok. 8 mieszkańców na każdy l/s debitu.

Naturalnie mogą zachodzić okoliczności specjalne, w których musimy stosować obciążenia mniejsze albo możemy większe. Jeżeli temperatura wody rzecznej przekracza w lecie 20°C, co może mieć miejsce przy dużych dopływach ścieków przemysłowych, wtedy BZT₅ powinno być obniżone do np. 4,0 mg/l, albo i niżej gdy chcemy zachować ryboślan.

Analogiczna historia może mieć miejsce w górach na skutek obniżonego ciśnienia atmosferycznego, powodującego zmniejszenie granicznych nasycen wód tlenem. Oczywiście niższe temperatury działają w kierunku przeciwnym. Wynika stąd prosty wniosek, iż przed spuszczeniem ścieków surowych lub oczyszczonych w takim, czy innym stopniu, muszą i powinny być zbadane właściwości samooczyszczania odbiornika.

Jak wynika z całości naszych rozważań, dopuszczalny stopień obciążenia ściekami rzek waha się w niewielkich granicach i może być przyjęty jako stały. Jednakże prędkość samooczyszczania jest bardzo różna i jak to już podawaliśmy zależy w bardzo wielkim stopniu od rodzaju biegu rzeki. Im będzie ona płytsza, im bardziej burzliwy charakter nosi jej bieg, tym prędzej zachodzą procesy samooczyszczania. Współdziałanie planktonu i bentosu oraz roślin wodnych może nieraz zastąpić oczyszczalnię sztuczną.

Należy się uznanie dr inż. W. Müllerowi za doskonały przegląd całości zagadnienia samooczyszczania rzek na tle biochemicznego zapotrzebowania tlenu. Dokonał on ogromnej pracy, jak widać z ilości (35) tytułów dzieł, stanowiących bibliografię przedmiotu. Względny językowe nie pozwoliły prawdopodobnie badaczowi tak sumiennemu na podanie źródeł słowiańskich, przede wszystkim zaś rosyjskich i radzieckich. Prace zjazdów wodociągowo-kanalizacyjnych, datujące się w Rosji od ostatniego kwartału ubiegłego stulecia i kontynuowane przez ZSRR obecnie, zawierają bogate materiały i wyniki badań z interesującego nas zakresu. Badacze tacy jak: Stroganow, Iwanow, Zimin, Czerkies, Botuk, Sziszkin i wielu innych odegrali wielką rolę w rozwoju teorii i praktyki samooczyszczania rzek, tym bardziej, że ZSRR posiada rzeki olbrzymie, a zaludnienie dość rzadkie, więc przeciążenia cieków naturalnych ściekami obawiać się nie potrzebuje, chyba tylko w poszczególnych przypadkach i okolicach stepowych.

Inaczej jest u nas. Kraj nasz jest dość ubogi w wody bieżące. Cieki naturalne są przeważnie małowodne, a lud-

ność wzrasta z roku na rok. Urbanizacja, wynikająca z szybkiego uprzemysłowienia, powoduje coraz większe obciążenie ściekami wód naturalnych, powodując ich stałe zanieczyszczenie, co może doprowadzić nasze rzeki do stanu gnijących kanałów. Już w latach przedwojennych podobne objawy występowały intensywnie na terenach przemysłowych, doprowadzając tamtejsze rzeki i strumienie do stanu kanałów ściekowych. Utraciły one całą wartość źródła wody, a stały się raczej ośrodkiem anty-sanitarnym. Naturalnie cały rybostan uległ zagładzie. Nawet górna Wisła na przestrzeni pomiędzy Krakowem i Sandomierzem jest tak zanieczyszczona ściekami krakowskimi, spuszczanymi w stanie surowym, iż przy niskiej wodzie letniej wypadki masowego śnięcia ryb zdarzają się jeszcze na odległości do 100 km od Wawelu.

Specjalny dział wiedzy będący tematem naszej pracy, nie miał w Polsce wielu adeptów. Dopiero powstanie Instytutu Higieny stworzyło podstawy do badań naukowych w tym zakresie. Również pracownia doświadczalna Kanalizacji Warszawskiej, wybudowana przez inż. M. Gomulińskiego wypuściła sporo prac drukowanych, opartych na badaniach oryginalnych.

Czechosłowacja z krajów słowiańskich zrobiła największe postępy w dziedzinie realizacji praktycznej podanych zasad. Opracowano tam i to w skali krajowej bilansy tlenowe wielkiej ilości rzek i rzeczek, stwarzając jedyną rozsądną podstawę naukową dla projektantów urządzeń, oczyszczających ścieki brudne.

Sprawa ta u nas wygląda gorzej. Badań systematycznych nie prowadzimy. Przynajmniej publikacje są bardzo nie-liczne i noszą charakter przyczynkarstwa. Tymczasem

TABLICA VI

Zależność prędkości samoczyszczania rzeki od charakteru jej biegu

Charakter biegu rzeki	k_1	Zużycie w ciągu jednej doby w $\frac{1}{1000}$ całości BZT ₅	Uwagi
Duże rzeki bardzo leniwe	0,10	ok. 30%	Rzeki i strumienie bardzo burzliwe i dobrze nawietrzane mogą wykazywać jeszcze większą prędkość samoczyszczania
Duże rzeki wolno płynące	0,14	ok. 40%	
Rzeki o średniej prędkości	0,20	ok. 54%	
Rzeki o dużej prędkości, burzliwe ale płytkie	0,32	ok. 76%	

stan zanieczyszczenia naszych cieków mniejszych pogarsza się szybko. Jak wynika z danych, które komentowaliśmy obszernie, małe rzeczki i potoki posiadają ogromne zdolności przerobowe w stosunku do ścieków brudnych. Muszą one być jednak przygotowane odpowiednio do tego celu. Tutaj współzycie miasta z wiejskim otoczeniem powinno być oparte na zasadach, które by nie hamując rozwoju osiedli miejskich umożliwiały wieśniakom życie bez stałej grozy zakażenia.

Jest to jedno z kapitałnych zagadnień urbanistyki współczesnej, a mówiąc ściśle, jej działu nazwanego przez nas na łamach „Gospodarki Wodnej” — Melioracje miejskie.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

DR INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

Opracowanie generalnych projektów gospodarki wodnej w Związku Radzieckim

Projekty większych inwestycji wodnych w Związku Radzieckim oparte są na opracowanych i zatwierdzonych projektach generalnych gospodarki wodnej w danym obszarze (najczęściej w dorzeczu) na tzw. schemach. Projekt taki przedstawia perspektywę rozwoju gospodarczego danego terenu — w zasadzie na okres 15 lat (3 pięćlatki).

Podstawą do opracowania generalnego projektu gospodarki wodnej jest Uchwała Rady Ministrów ZSRR lub Republiki. W uchwale jest wymieniony resort, który zajmie się opracowaniem projektu. Wybór resortu uzależniony jest od wagi i zagadnień, które mają być rozwiązane. Uchwałę przygotowuje Państwowa Komisja Planowania Gospodarczego („Gospłan”), uzgadniając ją z zainteresowanymi resortami.

W uchwale podany jest obszar (najczęściej dorzecze), kierunki gospodarczego rozwoju, podstawowe dane ekonomiczne — wyjściowe i spodziewane efekty w różnych gałęziach gospodarki narodowej, ewent. z lokalizacją podstawowych ośrodków przemysłowych, miejskich, linii komunikacyjnych, punktów hydroenergetycznych i wielkości energii elektrycznej, która będzie oddana do dyspozycji danej gałęzi gospodarki narodowej w zainteresowanym obszarze oraz etapy realizacji.

Resort po otrzymaniu zarządzenia przekazuje je w formie zlecenia podległemu sobie odpowiedniemu instytutowi projektowemu, celem opracowania projektu generalnego. Zlecenie to nazywa się „zadaniem na scheme”.

Instytut projektowy, otrzymujący zlecenie, rozpracowuje wszystkie zagadnienia techniczne i gospodarcze w sposób kompleksowy, a więc nie ogranicza się wyłącznie do zagadnień, w których jest wyspecjalizowany. A zatem — instytut projektów gospodarki wodnej opracowuje zagadnienia linii komunikacyjnych, rozbudowy miast i osiedli, zaopatrzenia w wodę, żeglugi, energetyki, przemysłu, rolnictwa itp. Do tego celu ma różnych specjalistów a w razie

ich braku — zaprasza fachowców z innych instytutów projektowych, naukowo-badawczych, z wyższych uczelni względnie z ministerstw — w charakterze rzeczoznawców. W wyjątkowych przypadkach zleca niektóre zagadnienia względnie ich fragmenty do opracowania innym instytutom projektowym, naukowo-badawczym lub zespołom pracowników wyższych uczelni.

Schema nie należy do stadiów projektowania. Nie ma wytycznych co powinien zawierać projekt planu generalnego gospodarki wodnej. Jest to operat, który traktowany jest indywidualnie w zależności od zagadnień, posiadanych materiałów, od warunków i rozwiązań technicznych i gospodarczych.

Projekt generalny opracowuje się na podstawie map w skali 1 : 1.000.000, 1 : 500.000, 1 : 200.000 lub 1 : 100.000, zebranych danych z literatury, z instytutów naukowych, z urzędów centralnych i terenowych. W razie braku dostatecznych materiałów wykorzystywane są wstępne rozpoznania techniczne i gospodarcze a przede wszystkim przeprowadzane są wstępne badania geologiczne, hydrogeologiczne, hydrologiczne, glebowe, klimatyczne, w zakresie istniejących warunków gospodarczych oraz predyspozycji naturalnych danego obszaru względnie całego dorzecza.

Projekt generalny składa się w zasadzie z trzech części: ogólnej, technicznych rozwiązań oraz z generalnego kosztorysu wraz z wnioskami co do etapów i organizacji wykonania robót i spodziewanymi efektami ekonomicznymi.

Część ogólna zawiera:

— Omówienie historycznego rozwoju warunków przyrodniczych i gospodarczych badanego obszaru, kierunku pożądanych zmian z punktu widzenia potrzeb gospodarczych, możliwości przyrodniczych i technicznych — wraz z dołączeniem materiałów uzasadniających postawione tezy.

— Omówienie wariantów możliwych technicznych rozwiązań z naświetleniem kosztów i spodziewanych efektów

gospodarczych na bazie wskaźników techniczno-ekonomicznych.

— Uzasadnienie wariantu podstawowego (niekiedy dwóch wariantów) wybranego jako najbardziej racjonalny pod względem technicznym i ekonomicznym i opracowanego szczegółowiej w projekcie generalnym.

Część druga zawiera mapy z opracowanymi różnymi wariantami a w tym jeden wariant (względnie dwa) opracowany dokładniej oraz obliczenia i zestawienia z dziedziny hydrologii, bilansu wodnego surowego i perspektywicznego, ilości robót wg poszczególnych rodzajów inwestycji, zapotrzebowanie podstawowych materiałów i maszyn, siły ludzkiej i energii, sposobów zagospodarowania rolniczego i leśnego.

Główną osnową rozwiązań technicznych jest gospodarka wodna, areal gruntów z jego naturalnymi warunkami, koncepcja przeobrażenia przyrody oraz wytyczne planu gospodarczego dla danego obszaru. Na tej podstawie rozwiązuje się lokalizację urządzeń hydrotechnicznych, służących do zagospodarowania wodą dla różnych celów — a więc dla nawodnień gruntów, dla energetyki wodnej, żeglugi i spławu, zaopatrzenia ośrodków przemysłowych, miast i osiedli w wodę. Na planie podaje się zbiorniki wodne, hydroelektrownie, trasy żeglugowe, regulacje rzek, obwałowania, kanały dla celów energetycznych, główne kanały doprowadzające wodę do nawodnień, podstawowe kanały odwadniające, ujęcia i doprowadzenia wody dla celów przemysłowych, do miast i osiedli, stacje przepompowywania wody dla różnych celów, m. in. i do nawodnienia. Podawane są również projektowane miasta i osiedla, ośrodki przemysłowe, linie komunikacyjne, wodociągowe, wysokiego napięcia itp. Opracowuje się zagadnienia zagospodarowania rolniczego terenów z uwzględnieniem melioracji, rodzajów płodozmianów, wielkości gospodarstw uspołecznionych i ich intensyfikacji, osiedlenia ludzi, zaopatrzenia w inwentarz żywy i martwy.

W związku z projektowaną rozbudową względnie budową nowych miast, osiedli, ośrodków przemysłowych, urządzeń hydrotechnicznych przewiduje się w miarę istnienia lokalnych możliwości budowe zakładów, które dostarczą materiały, sprzęt lub usługi dla tych budów lub urządzeń gospodarczych, a więc np. cementownię, cegielnię, hutę, urządzenie dla przedsiębiorstw usługowych itp.

Powstaje w ten sposób projekt planu regionalnego, gdzie wszystkie gałęzie gospodarki narodowej wiązane są w jedną kompleksową całość w procesie życia gospodarczego obecnego i przyszłego, w którym gospodarowanie wodą ma grać zasadniczą rolę i to nie tylko bezpośrednio poprzez eksploatację urządzeń hydrotechnicznych, ale i pośrednio — poprzez zmianę klimatu, poprzez przeobrażenie przyrody, krajobrazu i człowieka. W ten sposób plan gospodarki wodnej daje wytyczne polityki technicznej i gospodarczej w danym obszarze.

Perspektywiczny bilans wodny opiera się na istniejących wielkościach odpływu i opadu oraz na projektowanym planie gospodarowania wodą przy pomocy systemu urządzeń hydrotechnicznych, służących do magazynowania, rozprzeczania oraz odprowadzania wody. Nie uwzględniany jest wpływ przyszłej intensyfikacji rolnictwa lub leśnictwa na odpływ za wyjątkiem poboru wody do systemów nawadniających oraz zrzutów wody z tych systemów. W wielu przypadkach już obecnie nie uwzględnia się w perspektywicznym bilansie wodnym zrzutów wody z nawodnień gruntów ornych, gdyż praktyka wskazuje, że przy racjonalnym gospodarowaniu wodą doprowadzona jest w całości zużywana w danym systemie nawadniającym i nie z niej nie dochodzi do odbiornika.

Perspektywiczne plany gospodarki wodnej dla Azji środkowej przewidują, że potrzebna ilość wody do nawodnień w przyszłości zmniejszy się o 20% w stosunku do obecnie stosowanych ilości a to z uwagi na udoskonalenie systemów melioracyjnych (zmniejszenie zrzutów i strat nieprodukcyjnych na wsiakanie) oraz na lepszą agrotechnikę. W prowadzących kołchozach np. Uzbekistanu uzyskano, przez przejście na system rowów czasowych i przez lepszą eksploatację systemów melioracyjnych jak również agrotechnikę postawioną na wyższym poziomie, zarówno zmniejszenie ilości zużywanej wody do nawodnień jak i zwiększenie produkcji rolnej na 1 ha użytku ornego. Zrzuty wody tutaj też wydatnie zmalały.

Generalne kosztorysy według rodzajów inwestycji, oparte na wskaźnikach techniczno-ekonomicznych, oraz kosztorys zbiorczy ujęte są w części trzeciej operatu. Na podstawie opracowań ekonomicznych podawane są w nich wyni-

kowe efekty gospodarcze w przeliczeniu na koszt jednostki planowanej produkcji, np. 1 kWh, 1 m³ wody podawanej do nawodnienia, 1 q produkcji rolnej itp. — z uwzględnieniem amortyzacji nakładów inwestycyjnych oraz kosztów eksploatacyjnych. Należy zauważyć, że istnieje tendencja, żeby ograniczać do minimum koszty eksploatacyjne nawet drogą zwiększenia nakładów inwestycyjnych.

Część ta obejmuje również opracowania dotyczące organizacji robót z uwzględnieniem rodzajów, wielkości i ilości przedsiębiorstw usługowych, wyposażenia ich w podstawowe maszyny i sprzęt do robót i ludzi oraz etapy realizacji poszczególnych rodzajów inwestycji.

W przypadkach gdy przy opracowaniu generalnego projektu wyniknie potrzeba przeprowadzenia specjalnych badań w zakresie zagadnień, dla których brak jest odpowiednich materiałów — do operatu dołącza się część czwarta, w której podawane są wytyczne co do zakresu, rodzaju i szczegółowości potrzebnych dodatkowych badań i studiów nad nierozwiązanym zagadnieniem (załącznik ten nazywany jest „Techniko-ekonomicznej dokład” — w skrócie „TED“).

Instytut projektowy ma obowiązek uwzględniać założenia i rozwiązania generalnego projektu gospodarki wodnej z zainteresowanymi resortami.

Po opracowaniu schemy przekazuje ją instytut do swego resortu — Centralnego Zarządu Projektowania Gospodarki Wodnej. Projekt jest tam badany i opiniowany przez Oddział Ekspertyz (organ podległy bezpośrednio kierownictwu resortu — dawniej Rada Naukowo-Techniczna — odpowiadający naszemu KOPD). Następnie resort przekazuje projekt do „Gospłanu”, gdzie wypowiada się Rada Naukowo-Technicznych Ekspertyz. Generalny projekt zatwierdza Rada Ministrów ZSRR lub Republiki, a przy bardzo wielkich względnie o specjalnym znaczeniu inwestycjach — Najwyższa Rada Związku.

Zatwierdzony generalny projekt gospodarki wodnej danego dorzecza względnie rejonu staje się podstawą do włączania do planu gospodarczego inwestycji w różnych gałęziach gospodarki narodowej w kolejności i rozmiarze przewidzianym w zatwierdzonej schemie.

*

Zagadnienie kompleksowych rozwiązań gospodarki wodnej jest obecnie w naszych warunkach bardzo aktualne i żywo dyskutowane zarówno wśród techników jak i ekonomistów. Kompleksowych rozwiązań wymaga planowa gospodarka wszystkimi naszymi zasobami, wśród których woda zaczyna grać coraz poważniejszą rolę i to nie tylko w rolnictwie i żegludze, ale i w przemyśle, energetyce, gospodarce komunalnej i w szeregu innych dziedzin naszego życia gospodarczego. Coraz bardziej rozwijające się budownictwo wodne i melioracyjne i narastające zapotrzebowanie wody przez różne gałęzie gospodarki narodowej zmuszają nas do skoordynowania i ustalenia planu gospodarowania wodą w perspektywie wielu lat naprzód. Jest to jedynie możliwe poprzez opracowanie generalnych projektów gospodarki wodnej w całych dorzeczach — na wzór schem opracowywanych w Związku Radzieckim.

Zadanie to nie jest łatwe, lecz praca w tym kierunku została już rozpoczęta. Poważne trudności przy kompleksowych opracowaniach gospodarki wodnej wyłaniają się przy ustalaniu wytycznych do zagospodarowania przestrzennego, przy opracowaniu planów regionalnych. Na obecnym etapie naszego rozwoju gospodarczego i społecznego trudności te są zrozumiałe, niemniej jednak należałoby już opracować pewną rejonizację gospodarczą dla całego kraju, wychodząc z istniejących warunków gospodarczych, predyspozycji regionów z punktu widzenia naturalnych właściwości i wyznaczyć im kierunki rozwoju gospodarczego z lokalizacją przyszłych ważniejszych ośrodków przemysłowych, miejskich, linii komunikacyjnych itp.

Mamy inne warunki niż w Związku Radzieckim. Wielkie inwestycje wodne realizowane tam na stepach i pustyniach wraz z pasami leśnymi stanowią zasadniczą podstawę do przeobrażenia przyrody i do rozpoczęcia innego, zupełnie nowego życia gospodarczego. W takich warunkach o kierunkach gospodarczych decyduje przede wszystkim możliwość dostarczenia wody.

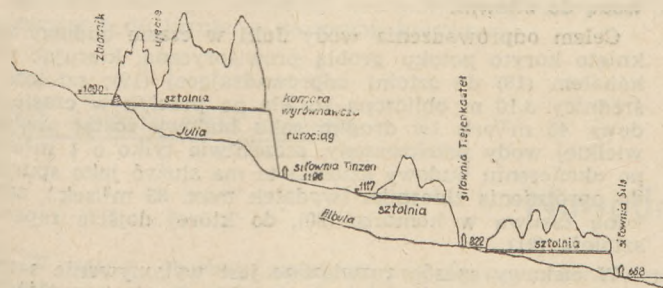
W naszych warunkach — moim zdaniem — przy rozwiązywaniu problemów gospodarki wodnej należy w zasadzie wychodzić raczej z możliwości i potrzeb gospodarczych regionów niż na odwrót. Na tle wytycznych gospodarczych można będzie w sposób racjonalny i ekonomicznie uzasadniony rozwiązywać problemy gospodarki wodnej.

PROF. INŻ. ZBIGNIEW ŻMIGRODZKI

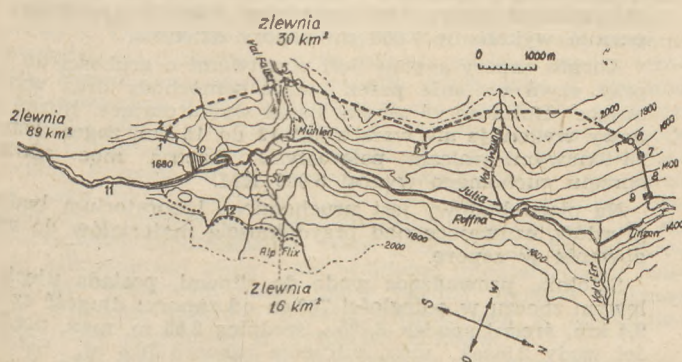
Budowa zapory Marmorera i siłowni Tinzen

Na temat zastąpienia zapór betonowych (ciężkich, szkieletowych czy też sklepieniowych) groblami kamiennymi lub ziemnymi wypowiadał się szereg autorów. Zagadnienie to występuje szczególnie ostro na Podkarpaciu, gdzie ekspertyzy geologiczne odnośnie wytrzymałości podłoża skalnego często wpływają niekorzystnie na koncepcje budowy zapór betonowych, mających zamknąć część doliny rzecznej czy też potoku dla utworzenia zbiornika retencyjnego, energetycznego lub dla innych celów gospodarczych. Jednym z ostatnio zamieszczonych w „Gospodarce Wodnej” artykułów związanych z trudnymi problemami fundamentowania zapór dolinowych w Polsce był artykuł prof. K. Dębskiego pt. „W sprawie wyboru typu zapory na rzekach podkarpackich” (nr 752). Autor w artykule tym podał jako jeden z przykładów wzmacniaczkę (wraz z przekrojami poprzecznymi) o budowie zapory ziemnej Marmorera w Szwajcarii o wysokości 80 m i objętości korpusu zapory 2,4 mln. m³. Ponieważ wielkość tego rodzaju zapory oraz niektóre warunki geologiczne (np. lupki, zsuwy), mogą odpowiadać naszym podkarpackim stosunkom, przeto zamieszczamy niniejszy artykuł prof. Z. Żmigrodzkiego, podający m. in. skrócony opis projektu i pewne fragmenty wykonywania robót.

Celem budowy zapory Marmorera (na potoku Julia, dopływie rzeczki Albula, wpadającej do Renu w południowo-wschodniej części Szwajcarii) jest wytworzenie zbiornika w górnym biegu Julii o objętości użytecznej 60 000 000 m³. Zbiornik ten nie tylko zasila nową siłownię w Tinzen, ale wybitnie polepsza warunki pracy już istniejącej poniżej siłowni w Tiefenkastr (wybudowanej w latach 1946—49) oraz w Sils (lata budowy 1908—10). Naturalne przepływy potoku Julia są bowiem z punktu widzenia energetyki bardzo niekorzystnie ułożone, gdyż na lato przypada 82%, na zimę zaledwie 18% średniego rocznego przepływu.



Rys. 1. Profil podłużny.



Rys. 2. Plan sytuacyjny.

1. Wlot do sztolni. 2. Komora zasuw. 3. Ujście potoku Faller. 4. Okno sztolni Faller. 5. Okno sztolni Nascharegnas. 6. Komora wyrównawcza. 7. Przejście sztolni w rurociąg. 8. Rurociąg. 9. Siłownia Tinzen. 10. Zapora Marmorera. 11. Nowa szosa na przełęcz Julier. 12. Doprowadzenie z potoków Alp Flix.

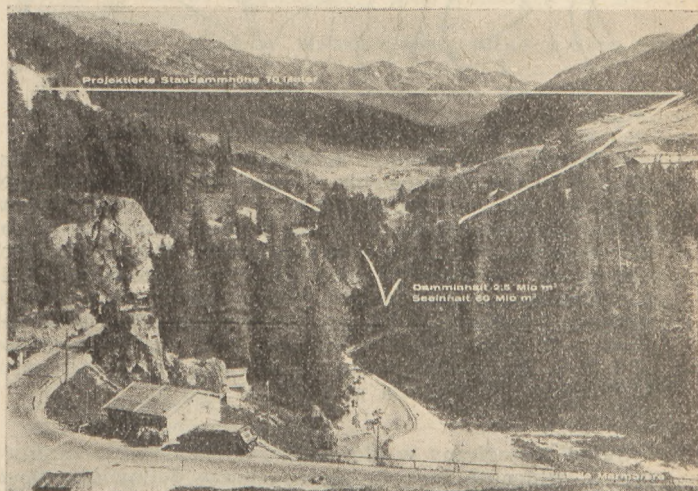
Załączony profil podłużny (rys. 1) i plan sytuacyjny (rys. 2) orientuje w dostateczny sposób w układzie wymienionych siłowni, posiadających dane charakterystyczne, uwidocznione w tabl. I.

Z profilu podłużnego widać dość charakterystyczne skoki w spadku doliny Julii, tak jakby dolina składała się z szeregu tarasów; na krańcu takiego tarasu jest właśnie budowana zapora Marmorera, wykorzystując łagodny powyżej spadek dla wytworzenia zbiornika, siłownia w Tinzen zaś jest położona poniżej następnego tarasu, uzyskując przez to możliwie duży spadek między rzeczną piętrzenia 1680 m, a poziomem Julii w Tinzen ok. 1196 m.

Ponieważ zlewnia w przekroju zapory wynosi zaledwie 89 km² to dla zwiększenia ilości wody ujęto na prawym stoku doliny 4 potoki Alp Flix o łącznej zlewni 16 km², doprowadzając je 3 km długim, krytym rurociągiem betono-

TABLICA I

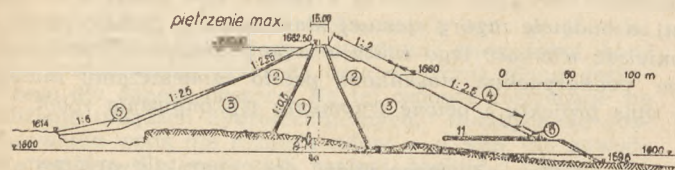
	Tinzen	Tiefenkastr	Sils
Zlewnia km ²	135	315	915
Objętość zbiornika m ³	60 000 000	200 000	260 000
Przebieg turbin m ³ /sek	12,5	12	22
Spad brutto m	484	294	154
Moc instalowana kW	46 000	25 000	25 000
Sztolnie długość m	9 400	5 130	7 350
Sztolnie średnica m	2,55	2,30	3,10, 2,85
Produkcja po wybudowaniu zbiornika Marmorera w mln. kWh			Łącznie
latem	71	93	109 273
zimą	85	87	83 256
razem	156	180	192 528



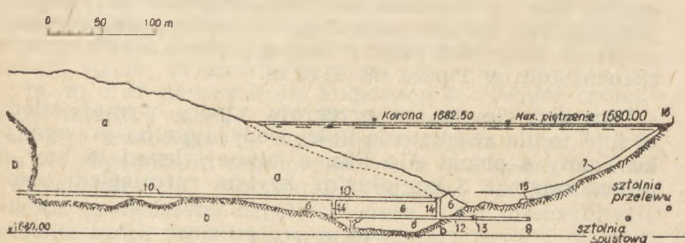
Rys. 3

wym, o średnicy 0,6 do 0,9 m i o wydatku do 2,5 m³/sek. do zbiornika; jednocześnie ujęto na lewym zboczu potok Val Faller, o zlewni 30 km², wprowadzając go (do 6 m³/sek.) po przejściu przez osadnik, wprost do sztolni za pomocą szybu pionowego o średnicy 2 m i wysokości 85 m.

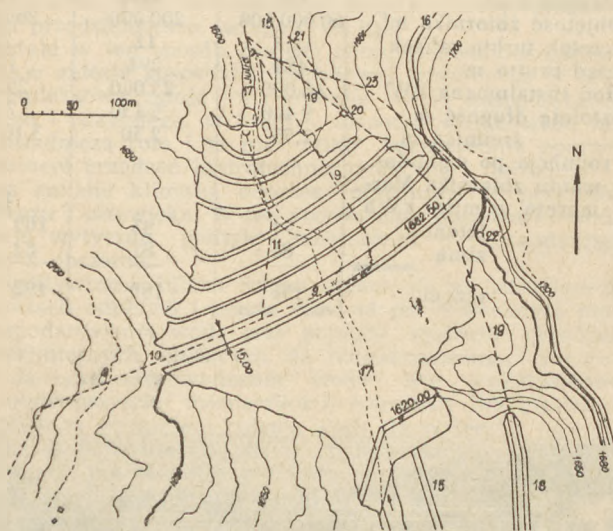
Najciekawszym, a zarazem najtrudniejszym do wykonania obiektem jest bez wątpienia sama zapora, tak ze względu na swe wymiary (wysokość nad doliną 70 m, od stopy 85 m, kubatura zapory 2 600 000 m³), jak przede wszystkim z uwagi na wyjątkowo trudne warunki fundowania. Rys. 3 ilustruje wbudowanie zapory w krajobraz, rys. 4, 5 i 6 przedstawiają charakterystyczne szczegóły konstrukcyjne zapory.



Rys. 4. Typowy przekrój poprzeczny zapory.



Rys. 5. Przekrój podłużny zapory.



Rys. 6. Plan sytuacyjny zapory.

1. Rdzeń wodoszczelny. 2. Warstwy filtrujące. 3. Nasyp z rumowiska. 4. Darniowanie na warstwie humusowej. 5. Narzut kamienny. 6. Rdzeń betonowy. 7. Ostroga betonowa. 8. Zastrzyki cementowe. 9. Zsuw: a Skala (łupki), b. Sztolnia odwadniająca. 10. Sztolnia rewizyjna. 11. Dojście do sztolni rewizyjnej. 12 Sztolnia kontrolna i odwadniająca. 13. Pomieszczenie dla instrumentów obserwacyjnych. 14. Szyb pionowy. 15. Stara szosa. 16. Nowa szosa. 17. Dawny bieg Julii. 18. Kanał odprowadzający. 19. Sztolnia spustowa $\varnothing$ 3,10 m. 20. Komora zasuwa. 21. Dojście do komory zasuwa. 22. Przelew. 23. Sztolnia przelewu $\varnothing$ 2,55 m.

Układ geologiczny w głównych zarysach jest pokazany na rys. 5; widoczne jest, że prawe zbocze doliny jest obudowane w zasadzie z formacji skalnych (łupki „Bündner-schiefer”), lewe zaś zbocze stanowi jeden wielki zsuw, sięgający

ok. 400 m w górę zbocza i o miąższości ponad 100 m. Wykonanie w tych warunkach zapory betonowej wymagałoby usunięcia zsuwu aż do skały, zwiększyłaby się znacznie długość, a tym samym i kubatura zapory; rozwiązanie byłoby zatem bardzo kosztowne. Toteż z uwagi na lewe zbocze zdecydowano się na zaprojektowanie zapory ziemnej, zastosowując szereg środków ostrożności. Przy szerokości korony 15 m i nachyleniach skarp ok. 1 : 2,5, szerokość podstawy zapory dochodzi do 400 m. Szczelność zapory zapewnia rdzeń z gliny morenowej, o kubaturze 500 000 m³, połączony ze skałą ostrogą betonową; ostroga ta przechodzi pod zsuwem w rdzeń betonowy, przeciwdziałający filtracji wody wzdłuż kontaktu skały z materiałem zsuwu. Wykonanie tego rdzenia (6) jest wyjątkowo trudne, tak z uwagi na obfite wody gruntowe, jak też i bardzo poważne parcie materiału zsuwu, wysoce niejednorodnego (rumosz, gliny od twardych do miękkich-plastycznych itp.), o różnych kątach tarcia wewnętrznych i różnych kohezjach. Musiało być ono poprzedzone zbudowaniem sztolni odwodniających (9, 12) i roboczych (10, 12), wykonywanych sposobem tunelowym; ze sztolni tych opuszczano rdzeń metodami, stosowanymi przy budowie studni. Sztolnia robocza posiada kształt owalny dla uzyskania niezbędnego miejsca dla pracy; w trakcie budowy okazało się, że parcia na sztolnię były w niektórych miejscach znacznie większe, niż to przewidziano w obliczeniach statycznych i żelbetowa obudowa sztolni zaczęła się zarysowywać, tak że musiała być wzmocniona żelbetowymi żebrami. Po spiętrzeniu wody w zbiorniku sztolnia będzie oczywiście poddana dodatkowo, znacznemu ciśnieniu hydrostatycznemu, toteż przewiduje się wbudowanie w profil owalny sztolni mniejszego profilu kołowego, jako bardziej właściwego dla tych warunków obciążeń. Sztolnia ta służyć ma w przyszłości tak jako sztolnia kontrolna zapory, jak też jako dojście do komory zasuwa w sztolni, prowadzącej wodę do siłowni.

Celem odprowadzenia wody Julii w czasie budowy zamknięto koryto potoku groblą prowizoryczną, kierując wodę kanałem (18) do sztolni odprowadzającej (19); sztolnia ta, średnicy 3,10 m obliczona została na przełyk w czasie budowy 45 m³/sek. (w drugim roku budowy został przepływ wielkiej wody przekroczony, szczęśliwie tylko o 1 m³/sek.); po ukończeniu budowy sztolnia ta ma służyć jako spustowa do opróżnienia zbiornika (wydatek max. 85 m³/sek.), zamykaną zasuwą w komorze (20), do której dojście zapewnia sztolnia (21).

W ciekawy sposób rozwiązane jest wykonywanie samego korpusu zapory: Gлина na rdzeń pobierana jest ze złóż morenowych, odległych do 2 km od zapory, pozostały materiał znajduje się w pobliżu. Koparki posiadają łyżki od 1 m³ do 2,6 m³; cały transport tak poziomy, jak też i pionowy wykonywany jest przez 20 samochodów ciężarowych o zdolności transportowej 8 m³ (dwuosiove) i 12 m³ (trzyosiove), opróżnianych przez otwieranie klap dolnych; sprzęt ten zapewnia wykonanie 7 000 m³ zapory dziennie.

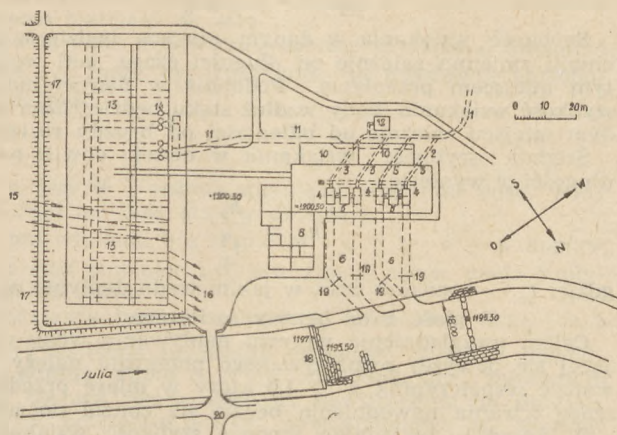
Korpus zapory sypany jest warstwami o grubości do 1 m, przy czym ubijanie przez jadące samochody oraz wyrównujące „Bulldożery” uważa się za wystarczające. Rdzeń gliny wykonuje się warstwami 12 do 15 cm, zagęszczanymi 20-tonowymi walcami palczastymi. Łączna moc silników sprzętu ruchomego wynosi 5 000 KM.

Na placu budowy jest uruchomione laboratorium badania gruntów, czuwające nad przydatnością materiałów do wbudowania w zapore.

Sztolnia, prowadząca wodę do siłowni, posiada ujęcie w lewym zboczu w odległości 700 m od zapory; długość sztolni 9,4 km, średni spadek 3,7‰, średnica 2,55 m, max. prędkość wody 2,5/sek., max. ciśnienie robocze 10,8 at. Sztolnia biegnie na długości 1,9 km w ophiolitach, w pozostałej zaś części w zwartych łupkach; przekrój sztolni, niewiele odbiegający od minimalnego jest kołowy ze ścięciem poziomym szerokością 1,10 m na dnie i posiada obudowę żelbetową, wibrowaną (225 kg cementu na 1 m³), grubości 20 do 30 cm w dobrej skale, a 25 do 35 cm w słabszej skale. W tej ostatniej wbudowano wewnątrz szczelny płaszcz 7 cm uzbrojonego gunitu. Wzdłuż dna sztolni biegnie dren, średnicy 20 cm z rur cementowych. Z uwagi na długość sztolni podzielono ją na trzy odcinki robocze oknami 4 i 5 (rys. 2), w km 2,35 i km 5,17.

Komora wyrównawcza składa się z dolnego zbiornika o objętości 420 m³ (sztolnia $\varnothing$ 3 m, długość 60 m), szybu pionowego o objętości 1 200 m³ ($\varnothing$ 4 m, wysokość 94 m, czę-

ściowo opancerzony blachą stalową), oraz górnego zbiornika 540 m³.



Rys. 7. Plan sytuacyjny siłowni Tinzen.

Rurociąg stalowy pod ciśnieniem posiada długość 1130 m, średnica jego zmniejsza się od 1,90 m u góry do 1,50 m u dołu, grubość zaś ścianek zwiększa się odpowiednio od 13 mm do 30 mm, waga rurociągu 1170 t. Cały rurociąg stanowi konstrukcję spawaną elektrycznie, ułożoną w wyłomie skalnym, zabetonowaną wibrowanym betonem (250 kg cementu) z siatką i zasypką. Dla wykonania zbudowano wzdłuż trasy prowizoryczny wyciąg linowy nośności 12 t. Wlot do rurociągu zamykany jest motylkiem, cztery zaś odgałęzienia do turbin — zaworami kulowymi.

INŻ. ANTONI OBUCHOWSKI

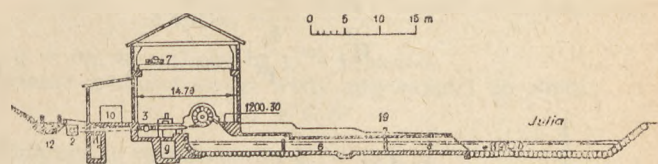
Nawodnienie smużne

W naszej obecnej praktyce projektowej nawodnienie ogranicza się głównie do dwóch systemów: zalewowego względnie podsiakowego. Pierwszy z nich wymaga budowy dużych i kosztownych nieraz grobli oraz znacznego stosunkowo dopływu wody, drugi należałoby zaliczyć do systemów ekstensywnych i stosować go jedynie w okresach braku wody jako nawodnienie uzupełniające w połączeniu z innymi bardziej intensywnymi np. nawodnieniem zalewowym. Oprócz tych dwóch systemów stosuje się czasami nawodnienie stokowe — o ile istnieją większe spadki terenu. Nawodnienie stokowe posiada wiele zalet i powinno być stosowane u nas w większym niż dotychczas zakresie. Wpływa ono mniej szkodliwie na strukturę gleby, a może być przeprowadzane niewielkimi dawkami nawodnieniami. Pozwala to na częstsze dokonywanie nawodnień w ciągu roku, stwarzając dzięki temu system bardziej elastyczny i mogący w większym stopniu dostosować się do okresowych zapotrzebowań wody przez rośliny np. w okresie kilkudniowej suszy. Jak wiadomo, niedostarczenie wody we właściwym czasie może bardzo ujemnie wpłynąć na wysokość zbiorów. Zwłoka kilkudniowa w nawodnieniu może decydować o wysokości zbiorów.

U nas, jeżeli chodzi o nawodnienie stokowe, stosowany był dotychczas głównie system polegający na tym, że woda przelewała się jednocześnie na całej długości bruzdy rozlewowej. Długość przelewu dochodziła do 50 m, a rozstaw między bruzdami uzależniał się od nachylenia terenu, współczynnika przepuszczalności, żądanej dawki nawodnieniowej itp. Średnio rozstawa między bruzdami nie przekraczała zwykle 25 m, wynosząc niejednokrotnie 10 i mniej metrów. Dopływ wody na 1 mb bruzdy wynosił zwykle ok. 1,0 — 0,5 l/sek. a nieraz mniej.

Tego rodzaju system w praktyce na ogół nie daje dobrych rezultatów. W przypadku, gdy albo dopływ jest mały względnie spadek terenu niewielki, szybkość spływu wody po stoku jest bardzo mała i w rezultacie otrzymuje się bardzo nierównomierne nawilgocenie gruntu, przy

Rozplanowanie siłowni w Tinzen podaje rys. 7, przekrój przez siłownię rys. 8. Posiada ona 2 turbozespoły po 32 000 KM, składające się z dwóch jednodyszowych wirników Peltona o osi poziomej i umieszczonego między nimi generatora trójfazowego o napięciu 11 kV przy 333 i 1/3 obrotów na minutę. Nośność suwnicy w hali maszyn 100 t. Do hali maszyn dobudowana jest rozdzielnia 11 kV i budynek służbowy (8) z nastawnią, warsztatem, magazynem, garażem itp.



Rys. 8. Przekrój przez siłownię.

1. Rurociąg. 2. Odgałęzienia rurociągu. 3. Zamknięcia kulowe. 4. Turbina Peltona. 5. Generator. 6. Kanały odpływowe spod turbin. 7. Suwnica, nośność 100 t. 8. Budynek służbowy. 9. Korytarz dla obsługi. 10. Rozdzielnia 11. kV. 11. Kanał kablowy. 12. Opór wodny. 13. Rozdzielnia 150 kV. 14. Transportery. 15. Linia 150 kV z Brusio. 16. Linia 150 kV do Tiefenkastr. 17. Wał przeciwpowodziowy. 18. Próg regulujący. 19. Zamknięcia od dolnej wody. 20. Droga dojazdowa.

Rozdzielnia napowietrzna 130 kV zaopatrzona jest w wyłączniki małoolejowe, przy czym podkreślić należy zastosowanie transformatorów jednofazowych. Szczegóły konstrukcyjne wynikają z załączonych rysunków.

Dla odprowadzenia wody dolnej przeprowadzono korekcję z częściowym pogłębieniem potoku Julia na długości ok. 400 m w pobliżu siłowni.

bruzdzie występuje przewilgocenie a dalej niedostatek wilgoci.

Bardziej racjonalnym wydaje się sposób podany w známym dziele o melioracji A. N. Kostiakowa pt. „Zasady melioracji“ („Osnovy Mielioracji“), polegający na tym, że całą wodę przepływającą bruzdą rozlewową kieruje się na stosunkowo wąski pas stoku wynoszący tylko 4 czy 8 m. Wydatek na 1 mb wynosi 3 — 5 l/sek. Na skutek takiego skoncentrowanego wpuszczania wody płynnie ona po stoku grubą warstwą 3 — 4, a nawet i 10 cm ze stosunkowo dużą szybkością ok. 0,1 — 0,2 m/sek. Nawilgocenie gleby może być dokonane bardziej równomiernie wzdłuż stoku, a oprócz tego bruzdy mogą być rozmieszczone w odległości 100 — 200 m, co ułatwi mechanizację prac polowych na nawodnianych terenach.

Przytoczmy najpierw wywody teoretyczne podane przez Kostiakowa.

Na wstępie należałoby przynajmniej pokrótce omówić kwestię przepuszczalności gleby, gdyż ma to zasadnicze znaczenie przy obliczaniu wszelkiego rodzaju nawodnień.

Szybkość wsiąkania wody w daną glebę nie jest wielkością stałą lecz zmienną w czasie. Początkowo woda wsiąka w grunt bardzo szybko, lecz w miarę przedłużania wsiąkania szybkość przesiąkania maleje początkowo bardzo gwałtownie, a następnie coraz powolniej zbliżając się do pewnej stałej, nazywanej zwykle współczynnikiem przepuszczalności. Wyrażany jest on w cm/sek., oznaczając, jaka grubość wody wsiąknie w ciągu 1 sek. Orientacyjnie można by przyjąć

grunt żwirowy	$k = 1$	cm/sek
grunt piaszczysty	$k = 0,01$	cm/sek
grunt gliniasto-piaszczysty	$k = 0,005$	cm/sek
grunt piaszczysto-gliniasty	$k = 0,001$	cm/sek

O zmniejszeniu się wsiąkania w czasie należy pamiętać przy mierzeniu w terenie szybkości przesiąkania wody w grunt.

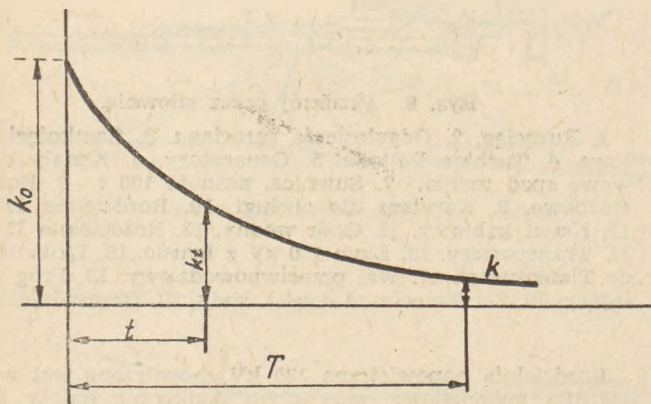
Wg Kostiakowa współczynnik przepuszczalności pod koniec pierwszej jednostki czasu wynosi:

$$k_1 = kT^\alpha$$

gdzie

k — współczynnik przepuszczalności gleby, który ustala się po pewnym dłuższym okresie czasu T (rys. 1).
 α — zależnie od rodzaju gleby wynosi 0,3 — 0,8.
 Szybkość wsiąkania w chwili t od początku rozpoczęcia przesiąkania wynosi

$$W_t = \frac{k_t}{t^\alpha}$$



Rys. 1

Srednią szybkość wsiąkania za okres czasu t można obliczyć przy pomocy wzoru

$$k_{sr} = \frac{1}{t} \int_0^t \frac{k_t}{t} dt = \frac{k_1}{1-\alpha} \cdot \frac{1}{t^\alpha}$$

$\frac{k_1}{1-\alpha}$ oznaczmy przez k_0 . Po podstawieniu do równania otrzymamy:

$$k_{sr} = \frac{k_0}{t^\alpha}$$

Widzimy stąd, że k_0 jest to średnia szybkość wsiąkania w czasie pierwszej jednostki czasu.

Dla obliczenia ilości wody potrzebnej dla umożliwienia wykonania nawodnienia stokowego trwającego zwykle krótki okres czasu bardzo ważna jest znajomość szybkości wsiąkania wody w pierwszych chwilach nawodnienia.

Prędkość przepływu wody po powierzchni gruntu przy nawodnieniu stokowym wynosi:

$$V_x = C_1 \sqrt{y J}$$

gdzie: $C_1 = \frac{87 \sqrt{y}}{\gamma + \sqrt{y}}$

y — jest to grubość warstwy wody spływającej po stoku, a ponieważ jest ona stosunkowo niewielka, rzędu 2 — 10 cm, dla uproszczenia można przyjąć

$$C_1 = \frac{87 \sqrt{y}}{\gamma}$$

gdzie: γ — współczynnik szorstkości powierzchni stoku równy 1,4 do 4,0 w zależności od charakteru powierzchni pola oraz od gęstości roślinności.

$$v_x = \frac{87}{\gamma} y \sqrt{J} = C y$$

gdzie: $C = \frac{87}{\gamma} \sqrt{J}$

Wartość C będzie się wahała od $15 \sqrt{J}$ do $40 \sqrt{J}$

Przepływ wody na jednostkę szerokości stoku wyniesie

$$q = C y^2$$

Przepływ będzie w miarę oddalania się od bruzdy rozlewowej stopniowo coraz się zmniejszał, na skutek wsiąkania wody w głąb. Różnica przepływów między sąsiednimi

przekrojami wyniesie dq i będzie równa ilości wody, która na tym nieskończenie małym odcinku wsiąknie w grunt

$$dq = 2 C y d y$$

Szybkość wsiąkania w danym miejscu będzie w każdej chwili zmienna zależnie od długości czasu, jaki woda nad tym miejscem przepływa. Podobnie w danym momencie szybkość wsiąkania wody wzdłuż stoku będzie różna w każdym miejscu zależnie od odległości od bruzdy rozlewowej.

Średnia szybkość wsiąkania w danej chwili na całej długości x wyniesie

$$k_{sr} = \frac{k_0}{t^\alpha}$$

gdzie: t_x — oznacza czas, w jakim woda dopłynie na odległość x od bruzdy rozlewowej.

Celem uwzględnienia wpływu napływania wody znajdującej się powyżej rozpatrywanego przekroju należy wprowadzić współczynnik $n > 1,0$ który w miarę przedłużania czasu trwania nawodnienia będzie się zbliżał do jedności.

W zasadzie zakładając średnią szybkość wsiąkania na całej długości możemy napisać

$$dq_1 = 2 C y d y = - \frac{n k_0}{t^\alpha} dx$$

znak minus oznacza, że w miarę zwiększania x grubość warstwy wody y ulega zmniejszeniu.

$$\text{Całkując otrzymamy } C y^2 = \frac{-n k_0}{t^\alpha} \cdot x + \bar{C}$$

Wartość stałej C znajdziemy z warunku, że przy $x = 0$, $y = h$. Jest to grubość warstwy wody tuż przy bruzdzie rozlewowej. Stąd otrzymamy równanie

$$C (h^2 - y^2) = \frac{n k_0}{t^\alpha} \cdot x$$

Jeżeli x jest to długość, na którą dopłynie struga w czasie t i na której $y = 0$, to

$$q = C h^2 = \frac{n k_0}{t^\alpha} x,$$

gdzie q jest to dopływ wody na 1 mb stoku.

Z równania tego możemy obliczyć potrzebne wielkości techniczne do nawodnienia.

Czas trwania zraszania stoku niezbędny dla dostarczenia glebie żądanej dawki wody m (wyrażonej w postaci warstwy wody) wyniesie

$$t = \frac{m}{k_{sr}} = \left(\frac{m}{n k_0} \right)^{\frac{1}{1-\alpha}}$$

Jeżeli długotrwałość doprowadzania wody na dany stok od góry równa t , a czas trwania przepływu wody w dolnym przekroju stoku równy t_d , to w górze stoku wsiąknie $n k_0 t^{1-\alpha}$ a w dole stoku $n k_0 t_d^{1-\alpha}$.

Równomierność uwilgotnienia stoku wzdłuż jego długości można scharakteryzować stosunkiem

$$\left(\frac{t_d}{t} \right)^{1-\alpha} = \frac{m (1-\Delta)}{m (1+\Delta)} = \mu$$

gdzie: Δ — odchylenie się nawilgocenia gleby w górze i w dole stoku od założonej dawki m .

Długotrwałość przepływu wody w dole stoku równa się

$$t_d = t - t_l + t_1$$

gdzie: t — czas dostarczenia wody u góry stoku

t_l — czas dopłynięcia wody do końca stoku o długość l

t_1 — czas spływu wody pozostałej na powierzchni stoku po zamknięciu dopływu wody od góry.

$t_1 = \beta_0 t_l$ — współczynnik β_0 wyznacza się empirycznie, wynosi on zwykle 0,1 do 0,3.

Uwzględniając powyższe wywody można napisać

$$\mu = \left(\frac{t_d}{t} \right)^{1-\alpha} = \left(1 - \beta \frac{t_l}{t} \right)^{1-\alpha}$$

gdzie $\beta = 1 - \beta_0$

W ciągu czasu t_d będzie występować u dołu stoku spływ wody wzrastający początkowo od zera do pewnej wartości, a następnie malejący do zera.

Całkowita ilość wody, która spłynie ze stoku o długości l w czasie t_d może być znaleziona na podstawie następującej zależności

$$qt = \frac{ml}{1-\sigma}$$

gdzie σ jest to stosunek spłyniętej wody do ilości wody dostarczanej na dany stok w okresie t .

Przy nawadnianiu bez zrzutów $t < t_l$, $\sigma = 0$ dopływ wody na stok powinien być zatrzymany zanim woda dopłynie do końca stoku.

Na podstawie wyżej podanych zależności dla t_l , m , μ mogą być ustalone niezbędne elementy techniki nawadniania wzdłuż stoku (l , t , q) odpowiadające założeniom (jak np. stopień równomierności nawilgocenia na długości stoku — μ potrzebna dawka nawodnieniowa m , pożądana długość stoku itp.) w dostosowaniu do istniejących warunków jak przepuszczalność gleby k_0 , spadek podłużny stoku itp.

Tyle teoria, postarajmy się teraz podejść od strony praktycznej, od strony projektanta.

Załóżmy, że na podstawie analizy mechanicznej gleby określono współczynnik przepuszczalności. Grunt jest piaszczysto-gliniasty, współczynnik przepuszczalności

$k = 0,001$ cm/sec. Spadek podłużny wzdłuż stoku wynosi $J = 0,001$ tj. 1‰. Dawka nawadniająca powinna wynosić $m = 40$ mm, a rozstawa bruzd 100 m.

Najpierw należałoby obliczyć k_0 — (w zaadzie powinno to być ustalone bezpośrednio na gruncie) i będzie wynosiło $k = 0,001$ cm/sec.

$$k_1 = k T^\alpha$$

Zgodnie z danymi praktycznymi można przyjąć $\alpha = 0,5$

$$k_1 = 0,001 \sqrt{4000} = 0,0633 \text{ cm/sec}$$

$$k_0 = \frac{k_1}{1-\alpha} = \frac{0,0633}{0,5} = 0,126 \text{ cm/sec.}$$

$$k_{sr} = \frac{k_0}{t^\alpha}$$

40 mm Czas potrzebny na dostarczenie glebie dawki wody $m =$

$$t = \frac{m}{k_{sr}} = \frac{m}{k_0} t^\alpha; \text{ stąd } t = \left(\frac{m}{k_0} \right)^{\frac{1}{1-\alpha}}$$

$$t = \left(\frac{4}{0,126} \right)^2 = \text{ok. } 1000 \text{ sek.}$$

Przyjmując, że różnica w uwilgotnieniu może wynosić 10 mm od przeciętnego otrzymamy współczynnik nierównomierności

$$\mu = \frac{40 - 10}{40 + 10} = \frac{30}{50} = 0,6$$

stąd obliczymy stosunek czasów przepływu wody w dole stoku (t_d) i u góry (t).

$$\left(\frac{t_d}{t} \right)^{1-\alpha} = 0,6$$

stąd $t_d = 0,36 t$

$$t = \left(\frac{5}{k_0} \right)^2 = \text{ok. } 1.570 \text{ sek.}$$

$$t_d = \left(\frac{3}{k_0} \right)^2 = \text{ok. } 570 \text{ sek.}$$

$$t_d = t - t_l - t_1$$

$$t_l = \beta_0 t_l, \text{ zakładamy } \beta_0 = 0,3$$

stąd $t_l = 0,3 t_l$

$$t_d = t - 0,7 t_l$$

stąd $t_l = 1,430 \text{ sek.}$

Mając obliczone t_l oraz zadaną długość stoku $l = 100$ m, znajdziemy potrzebny wydatek sekundowy na 1 mb szerokości stoku

$$q_l = \frac{nk_0 l^{1/\alpha}}{q}$$

Przyjmujemy $n = 1,2$

$$1,430 = \frac{1,2 \cdot 0,126 \cdot 10000^2}{q}$$

stąd $q = \text{ok. } 40 \text{ cm}^3/\text{cm. b., tj. } 4 \text{ l/sek/mb.}$

Obliczenie grubości strugi wody spływającej po stoku.

$$q = C h^2$$

Zakładamy, że współczynnik $C = 15 \sqrt{J}$

Przyjmujemy $h = 8$ cm. Spadek lustra wody wyniesie więc

$$J = 0,001 + \frac{0,08}{100} = 0,001 + 0,0008 = 0,0018$$

$$C = 15 \sqrt{0,0018} = 0,64$$

$$q = 0,64 \cdot 0,0064 = 0,0041 \text{ m}^3/\text{sek/mb., tj. ok. } 0,004 \text{ m}^3/\text{sek/mb.}$$

$$v = Ch = 0,64 \cdot 0,08 = 0,051 \text{ m/sek.}$$

W ciągu 1,430 sek. woda przepłynęłaby ok. 73 m.

Wynikało by, że q jest zbyt małe, jednak jeżeli uwzględnimy się, że szybkość spływu wody początkowo będzie większa, gdyż spadek lustra wody będzie większy, można przyjąć, że obliczony dopływ jest, jeżeli chodzi o rząd wielkości, słuszny.

Dla bezpieczeństwa należałoby może przyjąć

$q = 5 \text{ l/sek/mb.,}$ a grubość strugi ok. 9 cm.

Sprawdzenie:

W ciągu czasu 1,570 sek., w którym woda dopływa na stok zostanie dotarczona na 1 mb stoku

$$Q = q t = 0,004 \cdot 1,570 = \text{ok. } 6,3 \text{ m}^3$$

Na stoku w czasie spływu wody wsiąknie średnio

$$30 + \frac{2}{3} 20 = \text{ok. } 43 \text{ mm} — \text{przyjęto tu, że rozkład}$$

wsiąkania wzdłuż stoku posiada kształt paraboli, a nie prostej. Na całej długości stoku wsiąknie więc

$$100 \cdot 0,043 = 4,3 \text{ m}^3$$

Zrzut wody wyniesie więc $6,3 - 4,3 = 2,0 \text{ m}^3$, tj. ok. 32%. Przez przekrój dolny stoku woda będzie dopływała w ciągu 570 sek., czyli, że przeciętnie będzie odpływała

$$\frac{2,000}{570} = 3,5 \text{ l/sek/mb.}$$

Ponieważ odpływ wzrasta od 0 do maksymalnej wartości, a następnie z powrotem maleje do 0, maksymalny przepływ wyniosłby więc przy założeniu, że wykres wielkości przepływu będzie posiadał kształt paraboli

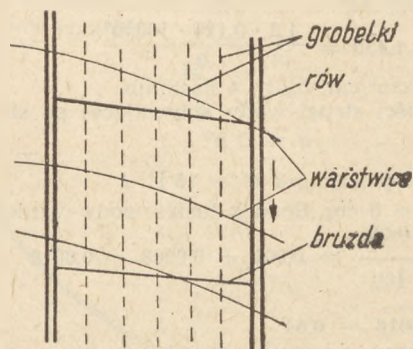
$$3,5 : \frac{2}{3} = 5,3 \text{ l/sek/mb.}$$

Widać stąd, że otrzymany z obliczeń przepływ 4 l/sek/mb. jest wielkością bliską rzeczywiście potrzebnej. Można by próbować otrzymać bardziej dokładne wartości. Wątpliwości może budzić przyjęcie współczynników $\alpha = 0,5$, $\beta = 0,3$ oraz $n = 1,2$, zostały one wypośredkowane z wielkości praktycznych podanych przez Kostiakowa. Dla naszych stosunków i naszych gleb należałoby przeprowadzić obserwacje w terenie i określić przynajmniej przybliżone wartości tych współczynników.

Z powyższych obliczeń otrzymaliśmy, że nawet przy małym nachyleniu terenu można stosować nawodnienia stokowe, jednak konieczny jest stosunkowo znaczny dopływ wody na 1 mb. szerokości stoku (4 — 5 l/sek/mb), która będzie spływała po stoku dosyć grubą warstwą 8 — 10 cm.

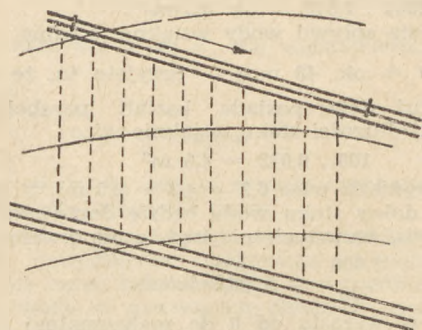
Aby bruzda doprowadzająca wodę nie stanowiła specjalnej przeszkody w terenie, przekrój jej nie może być zbyt duży. Zwykle przyjmujemy przepływ bruzdą do 25 l/sek, szerokość w dnie 0,20 — 0,30 m, a głębokość 0,15 — 0,25 m. Czyli, że w naszym przypadku przy wydatku $q = 4 — 5 \text{ l/sek/mb.}$ wszystka woda przepływająca bruzdą musiałaby zostać skoncentrowana na pasie stoku o szerokości ok. 5 m. W tym celu stok będzie musiał być podzielony w kierunku spadku stoku grobelkami o wysokości ok. 10 — 15 cm na cały szereg wąskich pasów, smug, na które kolejno będzie kierowana woda dopływająca bruzdą.

Stąd też wydaje się właściwe nazwanie tego rodzaju nawodnienia — nawodnieniem smużnym względnie pasowym w odróżnieniu od nawodnienia stokowego bez formowania grobelki wzdłuż stoku.



Rys. 2.

Nawodnienie smużne w praktyce radzieckiej stosuje się przeważnie na gruntach ornych. W naszych stosunkach nawodnienie stosowane jest głównie na łąkach i pastwiskach, które oprócz nawodnienia wymagają również i odwodnienia. Większość łąk i pastwisk zmeliorowana jest u nas przy pomocy rowów, przy czym rowy prowadzone są bądź z największym spadkiem względnie, przy stosowaniu nawodnienia podsiąkowego, z najmniejszym spadkiem. W pierw-



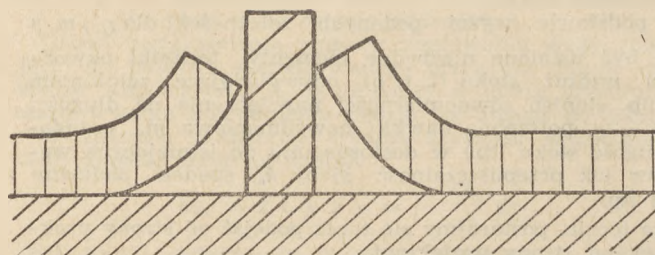
Rys. 3

szym przypadku (rys. 2) smugi będą przebiegały równoległe do rowów, w drugim (rys. 3) kierunek ich będzie mniej lub więcej prostopadły do rowów. W pierwszym długość smug będzie mogła być dobierana dowolnie w zależności od ukształtowania terenu, w drugim będzie ograniczona szerokością rozstawu rowów. Każdy z tych sposobów ma swoje zalety i wady i trudno jest bez pewnego szerszego doświadczenia w terenie powiedzieć, który sposób byłby lepszy.

Przy kierunku rowów równoległym do warstwic można by wodę z rowu wprowadzać wprost na smugi i wtedy mogłyby one posiadać większą szerokość. Rowem takim można by doprowadzić ok. 200 l/sek. czyli, że szerokość smug przy równym terenie mogłaby wynosić nawet i 40 — 50 m. Przy rowach o kierunku wzdłuż największego spadku wodę tylko niekiedy będzie można wyprowadzić na smugi wprost z rowu. Będą konieczne bruzdy doprowadzające, które aby nie stanowiły dodatkowej przeszkody dla mechanizacji musiałyby posiadać niewielkie rozmiary, stąd też i dopływ wody nie będzie mógł być duży, a co za tym idzie i szerokość smug będzie musiała być mniejsza rzędu 5 — 10 m.

Ilość potrzebnych zastawek na rowach może być w obu przypadkach zmniejszona przez wydłużenie bruzd doprowadzających. Aby nie stwarzały one trudności dla mechanizacji wymiary ich powinny być nieduże, a więc i szerokość smug będzie musiała być niewielka, gdyż bruzdy będą prowadziły stosunkowo małe ilości wody.

W Związku Radzieckim, gdzie nawodnienie smużne stosowane jest głównie na polach ornych, grobelki ograniczające smugi są formowane jednocześnie z siewem przy pomocy odpowiednich maszyn. Na łąkach i pastwiskach można by również w czasie orki i obsiewu łąki uformować takie grobelki. Tam gdzie orki nie przeprowadza się, wydaje się, że można by takie grobelki stosunkowo łatwo wykonać przez rozcięcie i rozchylenie darni przy pomocy pługa o skonstruowanym lemieszu, a następnie wstawienie między tak rozchyloną darnią paska darniny o wysokości ok. 15 cm (rys. 4). Wydaje się, że tak utworzona grobelka powinna się utrzymać nawet po wałowaniu.

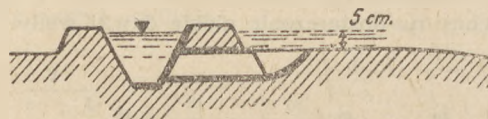


Rys. 4

Należałoby tu może omówić jeszcze szczegół praktyczny wyprowadzenia wody z bruzdy na smugę. Może to być dokonane bądź przez rozkopywanie bruzdy, co nie zawsze będzie korzystne, względnie przy pomocy niewielkich przepustów o przekroju 20 × 30 cm. Przepusty takie mogłyby być drewniane względnie betonowe. Należałoby je zakładać bezwzględnie równo z dnem bruzdy, a nie z powierzchnią smugi jak to się nieraz praktykuje.

Przy przepuszczeniu założonym równo z dnem woda wypływa pod ciśnieniem, szybkość wypływu jest większa ok. 1 m/sek i przekrój przepustu może być znacznie mniejszy (rys. 5).

Różnica poziomów wody na smudze i w bruzdzie wystarczy ok. 5 cm.



Rys. 5

Nawodnienie smużne wydaje się zasługiwać, aby stosowanie jego wprowadzić na szerszą skalę, pozwoli ono na:

- rozszerzenie zakresu stosowania nawodnienia stokowego również i na tereny o mniejszym nachyleniu powierzchniowym,
- osiągnięcie bardziej równomiernego nawilgocenia gleby niż przy nawodnieniu stokowym typu u nas stosowanego,
- przeprowadzanie nawodnień małymi dawkami.

Nawodnienie smużne będzie stanowiło mniejszą przeszkodę w zmechanizowaniu robót polowych, niż normalne nawodnienie stokowe.

W styczniowym numerze 1953 r. miesięcznika „Gidrotiechnika i Mielioracja” podane są rezultaty z nawodnieniem pszenicy na zwięzłych czarnoziemach. Nawodnienie smużne okazało się najbardziej skuteczne, lepsze nawet niż nawodnienie bruzdowe i deszczownie.

Szerokość smug stosowano ok. 4 m, a długość smug 100 — 200 m., wydatek ok. 1,5 — 3 l/sek./mb. przy nachyleniu terenu 6 — 2%, dawka nawodnieniowa wynosiła ok. 35 — 40 mm.

W Polsce obecnie przeprowadzane są próbne nawodnienia smużne na gruntach ornych w Wilanowie koło Warszawy oraz w Leszkowicach w woj. zielonogórskim.

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INŻ. STANISŁAW WOJNAROWICZ

Wykonanie i zastosowanie filtrów szkieletowych przy studniach wierconych

W dobie możliwego rozwoju przemysłu, spółdzielczości produkcyjnej na wsi, budowy wielu nowych osiedli robotniczych, szczególnego znaczenia nabiera zagadnienie ujęć wód wglebnych dla celów zaopatrzenia w wodę. Konieczność budowy nowych studzien występuje przy tym coraz jaskrawiej w deficytowych w wodę okręgach i rejonach.

Brak literatury technicznej z tej dziedziny, a szczególnie uwzględniającej postęp techniki i doświadczenie ZSRR, zmusza Redakcję do naświetlenia tego zagadnienia od strony użytkania większych wydajności studni wierconych i zmniejszenia kosztów eksploatacji wód wglebnych.

Braki w literaturze technicznej odnośnie ogólnych wiadomości z tej dziedziny częściowo wyrównuje art. inż. K. Majewskiego pt. „Rola i budowa filtrów studziennych” („Gospodarka Wodna” nr 5/53). Niniejszy artykuł uzupełnia m. in. podane przez inż. Majewskiego materiały, przez omówienie nowego udanego typu, wypróbowanego w ZSRR.

Wprowadzenie u nas do budowy ujęć wody tego typu filtrów pozwoli na znaczne zwiększenie wydajności studni, przedłużenie czasu ich działania i pozwoli na używanie znacznych oszczędności.

Z a ł o ż e n i a

Wody wglebne bywają rozmaitej jakości. Często spotykamy w gruncie wodę, która przy eksploatacji daje osady różnych soli, które cementują grunt w pobliżu filtrów otworów wiertniczych, wydzielają się na zewnętrznych i wewnętrznych ściankach studni i osiadają również wewnątrz przewodów wodociagowych. Wody tego rodzaju nazywamy nieustabilizowanymi. Ich skład chemiczny ulega zmianie pod działaniem czynników zewnętrznych. Jeśli np. woda zawiera węglan wapnia w postaci roztworu nasyconego, sole żelaza i rozpuszczony agresywny dwutlenek węgla, to w momencie pobierania wody zachodzą następujące procesy. W czasie ruchu wody z warstwy wodonośnej do filtra, wskutek zmniejszenia ciśnienia (ssanie), wydzielają się CO_2 . Wywołuje to naruszenie wewnętrznej równowagi i wypadanie węglanu wapnia w postaci osadu. Im większe ssanie, tym szybciej tego rodzaju procesy zachodzą. Przy zetknięciu się wody zawierającej tlenki żelazowe z tlenem powietrza (zwłaszcza występuje to silnie przy stosowaniu pomp mamutowych lub gdy poziom wody w gruncie opadnie poniżej górnej krawędzi filtra), zachodzi utlenianie soli żelazowych i wypadanie tych soli z roztworu. Wypadanie tlenków żelaza w filtrach otworów wierconych może zachodzić również przy korozji rur i filtrów pod działaniem agresywnego CO_2 , zawartego w wodzie lub na skutek procesów elektrochemicznych, uwarunkowanych zastosowaniem w filtrach różnorodnych metali i obecnością w wodzie rozpuszczonego tlenu.

Współczesna technika posiada wiele różnorodnych sposobów dla pełnego opanowania zagadnienia chemii wody. Jednak chemiczne opracowanie wody możliwe jest dopiero po wydobyciu jej na powierzchnię. Tymczasem w obszarze działania studni, eksploatującej wody podziemne, zachodzą dwa zjawiska: zwiększa się szybkość przepływu wody i równocześnie zmienia się ich chemiczny skład. Zmiany w składzie chemicznym wody występują najsilniej w momencie jej zetknięcia się z filtrem. Powoduje to stopniowy spadek wydajności studni, aż do całkowitego zaniku.

Przy eksploatacji nieustabilizowanych wód gruntowych trzeba zatem szczególną uwagę zwrócić na konstrukcję filtra. Wyróżnimy tu następujące elementy: średnicę, długość filtra, formę, wymiary otworów (wpływają one na wielkość oporów, wytwarzanych przez filtr) oraz ogólną przepuszczalność filtra.

Praktyka eksploatacji podziemnych nieustabilizowanych wód w ZSRR ustaliła, że przy przepuszczalności filtrów około 25% zatykanie otworów zachodzi dość szybko: są wypadki, że w ciągu 2 — 4 lat. Dlatego dla tych wód normalnie stosowanych konstrukcji filtrów z przepuszczalnością do 30% nie należy uważać za odpowiednią.

Na rys. 1 pokazana jest ścianka filtra z otworami okrągłymi, o początkowej przepuszczalności 25%. Otwory te zaczęły się całkowicie w ciągu 4 lat pracy filtra (dla lepszej widoczności część otworów została oczyszczona).

Z tych rozważań wyciągamy wniosek, że przy eksploatacji podziemnych, nieustabilizowanych wód należy stosować filtry z możliwie najwyższym procentem przepuszczalności. Gdy filtr będzie miał przepuszczalność większą niż 25%, to stopniowe jego zatykanie będzie trwało dłużej, czyli studnia dłużej czas będzie dobrze pracować.

Jak wiemy, w stosowanych dotychczas filtrach szczelinowych przepuszczalność waha się w granicach od 6 do 30%, w filtrach siatkowych nie przewyższa 20 — 25%, w filtrach drucianych — przy przepuszczalności zewnętrznej powierzchni 60 — 65% — przepuszczalność szkieletu filtra waha się w granicach 20 — 27%.



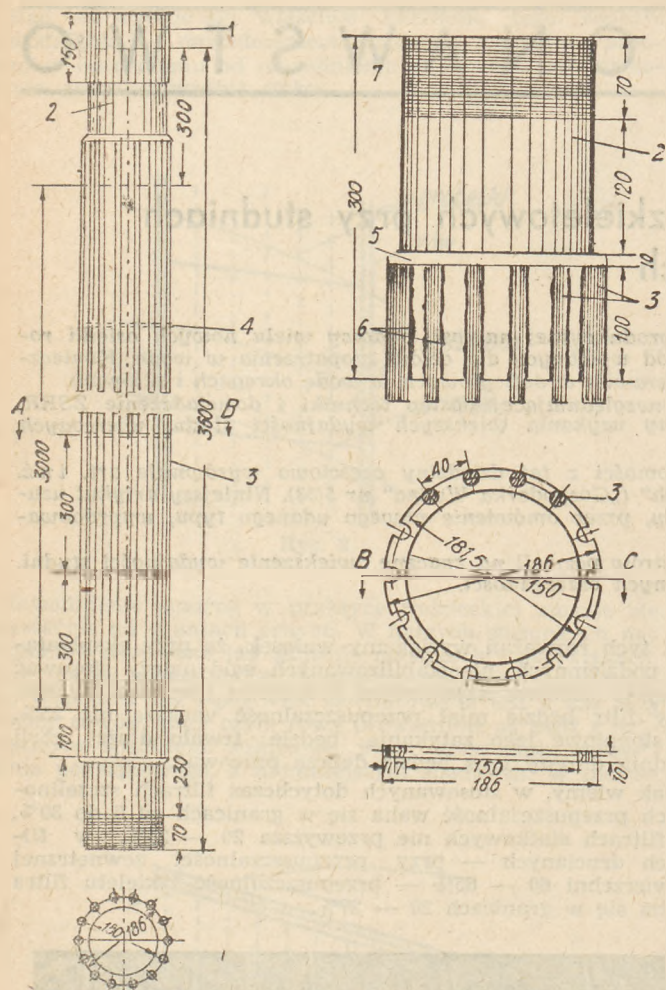
Rys. 1. Zarastanie otworów na rurze filtrowej

Poza tym obserwacje wykazały ujemny wpływ dwóch płaszczyzn filtrujących (płaszczyzn siatki i płaszczyzny perforowanej rury) na eksploatację studzien, z nieustabilizowanymi wodami podziemnymi. Osady zapełniają wolną przestrzeń między tymi płaszczyznami, a usunięcie ich na drodze mechanicznej czy chemicznej praktycznie nie da się urzeczywistnić. Stosowane często w tym przypadku szczotki nie oczyszczają wewnętrznej powierzchni filtra.

Opracowana w ZSRR przez kandydata techn. nauk. W. M. Gawryłko konstrukcja filtra szkieletowego odpowiada wszelkim wymaganiom jakie postawić należy filtrom w studniach z nieustabilizowanymi wodami. W kombinacji z obryskiem mamy przy tym rozwiązanie dużą filtrującą powierzchnię, maksymalny procent przepuszczalności, pojedynczą powierzchnię filtrującą, dostępną dla mechanicznego i chemicznego oczyszczania.

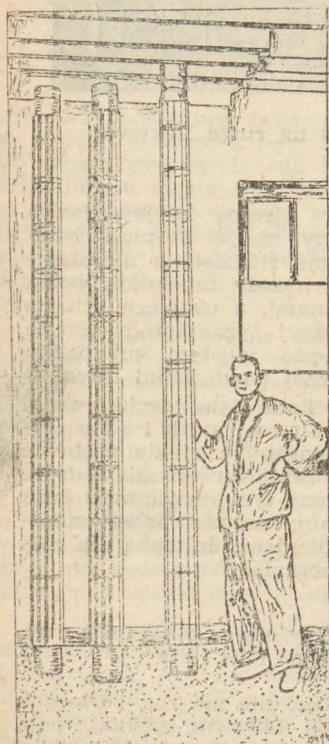
Konstrukcja i porównawcza ocena szkieletowego filtra

W konstrukcji filtra szkieletowego nie ma rur, służących jako opory dla siatek filtracyjnych. Rolę rur spełniają pręty stalowe, zamocowane w specjalnych obręczkach (rys. 2).



Rys. 2. Konstrukcja filtra szkieletowego

1 — mufa (1 szt.), 2 — łączniki (2 szt.), 3 — pręty metalowe ($d = 14$ mm), 4 — kołnierze oporowe (9 szt.), 5 — nakładka pierścieniowa (2 szt.), 6 — szwy spawalne, 7 — gwint na łącznikach (2 szt.).



Zastąpienie perforowanej rury przez szkielet z prętów pozwala znacznie powiększyć przepuszczalność filtra. Poza tym oszczędza się na materiale ok. 30 — 40% i znika kłopotliwa robota przy nawiercaniu otworów na rurze.

Rys. 3 przedstawia gotowe szkielety, składające się z oporowych kołnierzy i opartych na nich prętach. Szkielety te mogą być podstawą dla filtrów o różnych powierzchniach filtracyjnych, utworzonych z siatki lub nawiniętego drutu.

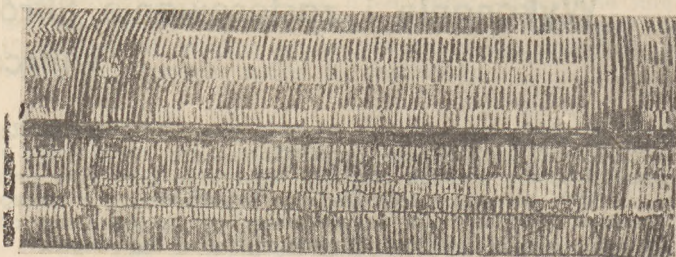
Na stosowanych obecnie w ZSRR filtrach tej konstrukcji (ogniwo $\varnothing 150$ mm, przy długości części roboczej 3 m) przygotowano 9 kołnierzy o 126 otworach i przyspawano 14 prętów do nadstawek z na-

Rys. 3. Gotowe ogniwa filtra szkieletowego

czyniami do połączeń. Podstawa filtra z rury wiertniczej przy tej samej długości i średnicy wymaga 1920 otworów $\varnothing 22$ mm, przy osiągnięciu ogólnej przepuszczalności 29%.

Przy nawijaniu spirali z drutu na szkielet z prętów odpada konieczność spawania oporowych żeber na tworzącej filtra.

Rys. 4 przedstawia filtr w skończonej formie, z powierzchnią utworzoną z drutu ze stali nierdzewnej.



Rys. 4. Szkielet ze spiralą ze stali nierdzewnej

Filtry szkieletowe posiadają wysoki procent przepuszczalności. Poza tym nie ma tam szkodliwej przestrzeni między płaszczyznami filtrującymi. Daje to mniejszy opór filtra i umożliwia jego oczyszczenie sposobami mechanicznymi.

Zalety filtra szkieletowego występują wyraźniej przez porównanie z filtrami typu dotychczasowego (tabl. 1). W ta-

TABLICA I

Nazwa metali	Filtr na ośniewie z rury wiertniczej	Filtr szkieletowy
Średnica filtra wewnętrzna w mm	150	150
Średnica zewnętrzna z uwzględnieniem żeber podstawowych, ochronnych i drutu	178	194
Przepuszczalność w %	20	65
Ilość otworów w szkielecie na mb sztuk	1342	42
Powierzchnia otworów w mm ²	78	—
Powierzchnia szczeliny, utworzonej między dwoma prętami i kołnierzami oporowymi mm ²	—	8400
Ciężar 1 mb rury wraz z oporowymi i ochronnymi żebrami w kg	30,68	—
Ciężar szkieletu przy grubości prętów $\frac{1}{2}$ ", 3 oporowych kołnierzach i 4 żebrach ochronnych z żelaza 8 mm	—	16,3

blicy tej istotnym elementem jest większa o 45% przepuszczalność filtra szkieletowego w porównaniu z filtrem normalnym. Powierzchnia jednego otworu między prętami szkieletu jest ok. 100 razy większa od powierzchni otworów wierconych w rurze wiertniczej. Ten wynik ma znaczenie zasadnicze, gdyż, jak już wiemy, czas pracy filtra w dużym stopniu zależy od procentu przepuszczalności i wymiarów otworów w szkielecie.

W ZSRR w latach 1949 — 1950 przeprowadzono próby z 16 filtrami szkieletowymi, zainstalowanymi w otworach studziennych różnych wodociągów przemysłowych. Głębokość otworów wynosiła ok. 50 m. Warstwa wodonośna przeciętnie miała miąższość do 30 m i składała się z osadów dyfuwalnych (piaski różnych średnic z przewagą średnich i drobnych frakcji). Wydajność jednostkowa wynosiła do 25 m³/godz., przy ogólnym czerpaniu do 100 m³/godz. i depresji całkowitej do 5,0 m.

Prostota konstrukcyjna filtra szkieletowego i związane z tym niższe koszty oraz całkowicie udane wyniki prób przy jego zastosowaniu pozwalają na rozwiązania przy wyposażeniu wierconych studzien w średnich głębokościach (do 100 m) tak dla wydociągów komunalnych, jak i przemysłowych.

Wykonanie filtrów szkieletowych

Filtr szkieletowy składa się z następujących elementów: łączniki końcowe, metalowe żebra, oporowe pasy usztywniające (kołnierze lub spawane), powierzchnia filtrująca, żebra ochronne i kierunkowe, klamry (rys. 2).

Łączniki końcowe wykonujemy z odcinków rur wiertniczych, zgodnie z ustalonymi normami. Każde ogniwo filtra wymaga dwóch łączników długości 300 — 350 mm, ze znormalizowanymi gwintami.

Do łączenia ogniw filtra w kolumnę potrzebne są łączące mufy. Dla zmniejszenia hydraulicznych oporów wewnątrz filtra należy na zakończeniu łącznika wykonać ścięcie (rys. 5), pod kątem 45° . Tam, gdzie mamy możliwość spawania można je stosować, zamiast łączenia na gwint.

Metalowe żebra. Na żebra bierzemy zwykle żelazo zbrojeniowe lub pręty stalowe. Przy wodach silnie agresywnych stosuje się wyjątkowo pręty ze stali nierdzewnej. Pręty należy wyprostować. Pręty bierzemy o długościach od 2,5 do 3,5 m ze względu na trudności transportowe. Wymiary prętów zależą od średnicy filtra.

Szkielet tworzymy układając pręty wzdłuż tworzącej łączników, w odstępach 30 — 40 mm.

W tabl. 2 zamieszczamy dane co do ilości prętów i ich średnic, w zależności od średnicy łączników. Podane w tablicy wymiary zaleca się stosować w otworach artezyjskich i nieartezyjskich o dużych grubościach warstwy wodonośnej. W tych przypadkach nie zachodzi konieczność umieszczania pompy zatapianej w filtrze.

Gdy wodonośność mają niewielką grubość, gdy konieczne jest zagłębiać pompy aż do filtra, trzeba średnicę filtra szkieletowego odpowiednio powiększyć.

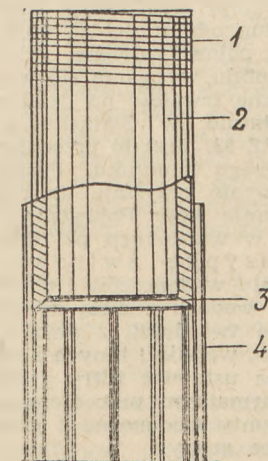
Oporowe pasy usztywniające. Celem usztywnienia prętów szkieletu stosuje się pasy usztywniające z kołnierzy lub pierścieni, względnie przyspawane się wkładki metalowe między prętami szkieletu.

Ilość pasów i odległość między nimi zależy od średnicy filtra, grubości prętów szkieletu i głębokości otworu. Przy prętach średnicy 10 — 12 mm pasy rozstawiamy w odległościach 200 mm, przy prętach 14 mm — co 300 mm, przy prętach 16 mm — co 350 mm itd.

Kołnierze oporowe wykonujemy z żelaza płaskiego, grubości 10 — 12 mm. Wewnętrzną średnicę kołnierza przyjmujemy równą wewnętrznej średnicy łącznika. Zewnętrzna średnica kołnierza zależy od grubości prętów. Szerokość pierścienia kołnierzowego można obliczyć następująco: grubość ścianki łącznika w mm, plus średnica prętów w mm, mniej 2 — 3 mm na wysunięcie prętów celem utworzenia żebra oporowego; np. grubość ścian łącznika 9 mm, grubość pręta 12 mm, szerokość pierścienia równa się: $9 + 12 - 3 = 18$ mm.

Celem zamocowania prętów przy pomocy kołnierzy, na obwodzie kołnierza borujemy otwory, w ilości odpowiadającej przyjętej ilości prętów. Średnica otworów w pierścieniach powinna być o 2 — 3 mm większa od średnicy prętów. Przy otworach równych, montaż szkieletu będzie utrudniony.

Zestawienie szkieletu na kołnierzach oporowych jest operacją bardzo prostą. Przygotowane pręty przesuwamy przez otwory w kołnierzach, które ustawiamy na określonych odległościach, wzdłuż osi przyszłego szkieletu. Aby szkielet był ściśle pionowy, dobrze jest pierścienie nათავიყუძნა na ceową lub teową belkę żelazną (rys. 6). Krawędzie belki służą jako żebra, według których ustawia się kierunek prętów.



Rys. 5. Łącznik na mufę. 1 — gwint, 2 — łącznik, 3 — ścięcie krawędzi, 4 — pręty.

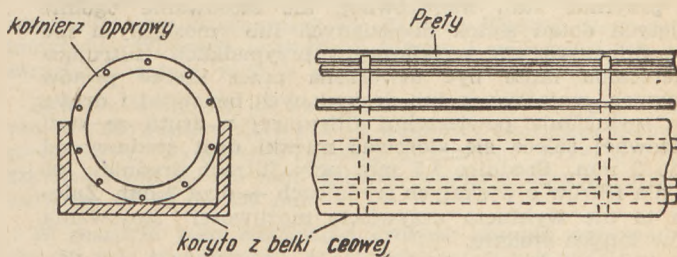
ogniw filtra. Przy wstawianiu łącznika końce prętów wysuwa się na długość 100 mm.

Dla zapobieżenia przedostawaniu się ziarenek żwiru między prętami a łącznikami przyspawano się kawałki metalu, o grubości równej średnicy prętów. Jest to końcowa operacja przy składaniu szkieletu na pierścieniach oporowych.

TABLICA 2

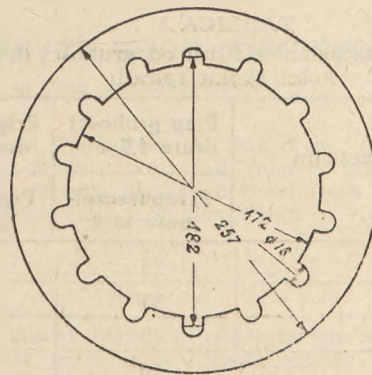
Średnica łącznika w mm		Średnica prętów w mm	Ilość prętów
wewnętrzna	zewnętrzna		
77	89	10	8
91	102	10	8—9
114	127	10—12	10—12
132	146	12	12
150	168	14	12—14
210	219	14—16	16

Przy braku dostatecznej ilości metalu do przygotowania pierścieni oporowych rozstawiamy je rzadziej, na odległościach dwu- lub trzykrotnie większych od przewidzianych.



Rys. 6. Zestawienie szkieletu na kołnierzach oporowych

Po zestawieniu na tych pierścieniach szkielet otrzymuje właściwą formę. Dla usztywnienia szkieletu w miejscach opuszczonych przez pierścienie, zakładamy żelazne wstawki kwadratowe, które przyspawamy do prętów. Powstaje



Rys. 7. Szablon

tu operacja dookoła całego szkieletu, w rezultacie otrzymujemy pas usztywniający.

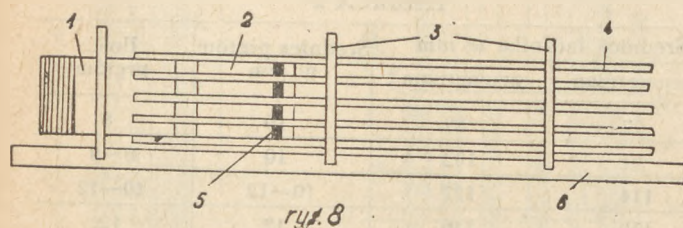
Przy zupełnym braku materiału dla pierścieni oporowych, można zestawiać szkielet wyłącznie na spawanych pierścieniach. W tym przypadku konieczne są szablony w ilości 4 szt. dla każdego kompletu. Szablon stanowi kołnierz z wewnętrznym otworem, odpowiadającym zewnętrznej średnicy łącznika. Aby szablon mógł posuwać się swobodnie po łączniku, trzeba dać mu luz 3—5 mm ponad średnicę rury. Na obwodzie szablony, po zewnętrznej stronie, wykonujemy otwory wg ilości prętów, które mamy ustawić. Otwory powinny być o 3—4 mm większe, niż średnica prętów stalowych. Kołnierz-szablon podaje rys. 7.

Zestawienie szkieletu w tym przypadku przedstawia się następująco: Pręty żelazne składamy przy pomocy kołnierzy-szablonów, rozstawionych w odległościach około 1 m. Szkielet z prętów wyrównujemy wzdłuż jego osi.

Aby ułatwić spawanie pasów, stosuje się łącznik pomocniczy, wkładany w szkielet, zestawiony na kołnierzach-szablonach. Łącznik ma za zadanie podtrzymać na odpowiednim poziomie pręty zakładki między prętami w czasie

spawania. Po zestawieniu szkieletu i założeniu łącznika pomocniczego, przyspawamy do lewego końca szkieletu łącznik (rys. 8).

Po zakończeniu spawania pierwszego pierścienia oporowego na całym obwodzie, łącznik, pomocniczy i szablon kołnierzkowe przesuwamy wzdłuż osi z lewej strony na prawą.



Rys. 8. Zestawienie filtra szkieletowego przy pomocy szablonu

Powierzchnię filtrującą w filtrze szkieletowym wykonuje się z drutu ze stali nierdzewnej lub plecionek galonowych albo kwadratowych. Pierwszeństwo należy przyznać stali nierdzewnej, ale stosowanie ogólnie przyjętych dotąd siatek miedzianych lub mosiężnych nie jest wykluczone. W wyjątkowych przypadkach filtrująca powierzchnia może być utworzona przez szereg prętów pionowych, metalowych lub drewnianych, bez siatki i drutu.

Dla wykonania powierzchni filtrującej z drutu ze stali nierdzewnej zaleca się stosować miękki drut średnicy od 1,5 do 2 mm. Średnicę 1,5 mm przy filtrach średnicy 100 mm, dla filtrów o większych średnicach — drut 2 mm. Zalecenie to nie wyklucza oczywiście możliwości stosowania drutów innych średnic.

Nawijając spiralę na szkielet możemy ręcznie lub mechanicznie. Skok spirali dobieramy odpowiednio do rodzaju gruntu, w jakim wypadnie dany filtr postawić. Wywiera tu również pewien wpływ średnica ziaren żwirowej obsypki, jeśli oczywiście konstrukcja filtra obsypkę przewiduje. W tym ostatnim przypadku odległość między zwojami spirali czynimy równą średnicy ziaren żwirowej obsypki.

TABLICA 3

Zależność przepuszczalności filtra od grubości drutu i wielkości skoku spirali

Szerokość prześwitu w mm	Przy grubości drutu 1,5 mm	Przy grubości drutu 2 mm
	Przepuszczalność w %	Przepuszczalność w %
0,5	25	20
0,75	33	27,3
1,0	40	33
1,5	50	43
2,0	57	50
2,5	62,5	65,5
3,0	66	60
3,5	70	63,7
4,0	73	66,7
4,5	75	69,3
5,0	76,9	71,5
5,5	78,5	73,5
6,0	80	75,0

Uwaga: Nie uwzględniono w tablicy zmniejszenia się % przepuszczalności, wskutek powierzchni zetknięcia się drutów spirali z prętami szkieletu. Powierzchnia ta jest stosunkowo niewielka.

Z tabl. 3 wynika, że przy ustalonej grubości drutu, zwiększenie skoku między zwojami spirali powyżej 4 — 4,5 mm nie powoduje praktycznie zmian w powiększeniu procentu przepuszczalności.

Przepuszczalność wielkości 66 — 70% jest całkowicie wystarczająca. Po zakończeniu nawijania przy filtrach średnicy 125 mm i więcej dobrze jest przyspawać 2 szwy wzdłuż całego filtra. Mamy wtedy zabezpieczenie przed przesuwaniem się zwojów przy obniżeniu filtra, tj. przy podnoszeniu ochronnej rury wiertniczej.

Przy obniżaniu czasowym poziomowi wód gruntowych, dla doraźnego zaopatrzenia w wodę, a także przy studniach i otworach obserwacyjnych, można stosować tkaniny siatkowe jako powierzchnię filtrującą na podstawie szkieletowej. Przy nakładaniu siatki zbędne jest nawijanie drutu na szkielet. Zebra szkieletu zastępują podkład z drutu. Przy stosowaniu siatek cienkich, o niedostatecznej wytrzymałości, należy między siatką a szkieletem dać siatkę z dużymi otworami. W Związku Radzieckim na tego rodzaju podkład używa się masy plastycznej, a siatkę wykonuje się z odpadków z tkaniny szklanej.

Siatkę o dużych otworach trzeba łączyć z obsypką żwirową.

W pewnych przypadkach, gdy warstwa wodonośna składa się ze spękanych skał o małej wytrzymałości (wapniaki, spękana kreda), można stosować szkieletowe filtry bez filtrujących powierzchni. Odległość między prętami pozostawiamy normalną, tj. 35—40 mm, względnie możemy ją zwiększyć odpowiednio do rodzaju otaczającego gruntu.

Dla zapobieżenia oberwaniu się lub rozwinięciu spirali, a także dla ochrony siatki od uszkodzeń, zakładamy na zewnętrznej powierzchni filtra wzdłuż tworzącej 4 zebra ochronne, metalowe lub drewniane. Zebra te podchwytyjemy pasami z płaskownika żelaznego i przyspawamy lub przywiązujemy drutem. Przed opuszczeniem filtra do otworu, na łączniki napawamy klamry. Przeznaczeniem ich jest zagwarantowanie postawienia filtra pośrodku otworu, co ustala równomierną grubość obsypki.

Zabezpieczenie filtrów przed korozją. Wszystkie wody węgłne powodują w różnym stopniu korozję metalowych części studzien. Praktyka ustaliła, że najsilniej korodują części metalowe otworów, znajdujące się pod nieprzerwanym działaniem prądu wody. Najczęściej niszczeniu podlegają filtry.

Zabezpieczyć filtry przed korozją należy zawsze, ale w przypadkach wód agresywnych jest to konieczne.

Przy wodach zawierających duże ilości CO_2 , H_2S , O szkielety filtrów najlepiej wykonywać ze stali nierdzewnej, względnie pręty z żelaza lub stali pokrywać powłoką antykorozyjną.

Obecnie nie posiadamy jeszcze uniwersalnych powłok, prostych w przygotowaniu i odpornych na chemiczne oddziaływanie wody. Dziś możemy tylko mówić o powłokach, które pozwalają zabezpieczyć metal na dłuższy lub krótszy czas. Według odporności za najlepsze uznajemy powłoki bakelitowe, polimeryzowane. Przy tych pokryciach, na powierzchni metalu wytwarza się warstwa odporna, posiadająca dość znaczną trwałość na działania mechaniczne.

Ostatnio w Związku Radzieckim wynaleziono lakier NJJEZ-93. Jest to przechlorowany lakier z dodaniem chlorowanego kauczuku. Posiada on również te same zalety: doskonale przystaje do metalu i ma dużą odporność na działanie wód. Pokrywanie tym lakierem można wykonywać w warunkach polowych.

Obsypkę żwirową stosujemy w zależności od rodzaju wodonośców i chemicznego składu wód węgłnych. Przy wodach z dużą zawartością soli mineralnych, o wysokiej twardości, z dużą ilością łatwo wypadających soli żelaza, wapnia i innych z rozpuszczonymi gazami (CO_2 i O), trzeba ustawiać filtry z dużą powierzchnią filtrującą, tzn. maksymalnym procentem przepuszczalności.

Grunty wodonośne z grubsza można podzielić na następujące grupy:

1. kamieniste z ziarnami o średnicach od 100 do 10 mm
2. żwirowe " " " 10 " 2 "
3. piaski grube " " " 2 " 1 "
- 4.2 " średnie " " " 1 " 0,5 "
5. " drobne " " " 0,5 " 0,25 "
6. " bardzo drobne " " " 0,25 " 0,05 "

W przyrodzie nie spotykamy ścisłego przesortowania materiału. Podany podział należy rozpatrywać jako pewnego rodzaju schemat, dający ogólną orientację.

W pierwszych trzech grupach, do grubych piasków włącznie, obsypka żwirowa jest zbędna.

W piaskach średnich i drobnych dodanie obsypki zwiększa wydajność studni i zabezpiecza filtry od zarastania. Żwirowa obsypka jest środkiem zwiększającym promień zasięgu otworu, polepsza filtracyjne własności gruntu w obszarze przyfiltrowym. Poza tym obsypka żwirowa pozwala na stosowanie większych wymiarów otworów filtra, czyli zwiększa jego przepuszczalność.

Zwykle stosujemy obsypkę jedno- lub dwuwarstwową, rzadziej wypada stosować obsypkę wielowarstwową.

Na dobór żwirowej obsypki wpływa mechaniczny skład warstwy wodonośnej. Do obsypki należy używać żwiru przesortowanego, o ziarnach jednakowych, przemylego. Stosunek średnic cząstek zasadniczych wodonośca do wymiarów ziaren żwiru zawierać się powinien w granicach 1:8 — 1:10. Np. średnica ziarn wodonośca równa się 0,35 mm, obsypkę żwirową powinniśmy wykonać z ziarn $0,35 \times 8 = 2,8$ mm. Skok między zwojami spirali na filtrze przyjmujemy równy 2,8 mm. Przepuszczalność powierzchni filtracyjnej przy tym skoku i $\varnothing$ drutu 2 mm wyniesie 58% (tab. 3).

Do wyboru obsypki żwirowej w piaskach służy tabl. 4. Praktyka wskazuje, że obsypka żwirowa nie musi być wykonywana z ziarn jednego wymiaru. Wymagania takie znacznie podrażają koszty wykonywania obsypki, bez właściwego uzasadnienia. Dla orientacji podajemy dane odnośnie stosowanych materiałów przez Instytut „Wodgeo” w Moskwie. Piaski wodonośne, z którymi kontaktowały się ziarna żwiru obsypki, składały się z ziarn różnych wymiarów (drobnych i średnich); procentowa ilość drobnych sięgała 75—95% (obsypka składała się z ziaren od 7 do 1 mm, z przewagą cząstek od 3 do 5 mm). Procentowy skład frakcji od 1 do 3 mm w piaskach drobnoziarnistych wynosił od 30 do 40%, a w średnioziarnistych do 10%. Stosunek średniego wymiaru ziarna wodonośca (d_{50}) do średniego wymiaru ziarna zasypki (D_{50}) zawierał się w granicach 1:7 do 1:15. Przy przekroczeniu tego stosunku

$\left(\frac{D_{50}}{d_{50}} > 15\right)$ obserwowano długotrwałe zapiaszczenie otworu.

TABLICA 4

Nazwa gruntu	Skład przeważających cząstek w %	Średnica ziarn żwiru na obsypkę w mm
Piasek gruboziarnisty z przewagą cząstek od 2 do 1 mm	80	10—8
Piasek średnioziarnisty z przewagą cząstek od 1 do 0,5 mm	60	5—4
Piaski drobne z przewagą cząstek od 0,5 do 0,25 mm	50	2,5—2
Piaski bardzo drobne z przewagą cząstek od 0,25 do 0,05 mm	30—40	1—0,5

Przy stosunku 1:10 zapiaszczenie było krótkotrwałe w początkowych godzinach pompowania. Później zjawisko to zanikało. Stosunek ten można zalecać przy doborze żwirowych obsypk równoziarnistego składu.

Praktyka przy wierceniach naftowych ustaliła grubość warstwy żwiru w granicach 38—50 mm. Według obserwacji instytutu „Wodgeo” wydajność filtrów i odporność ich na zarastanie rośnie wraz z grubością warstwy obsypki.

Badania wykazały, że zwiększenie objętości obsypki, łącznie ze stosowaniem ziarn różnej wielkości, zmniejsza niebezpieczeństwo wynoszenia piasku z otworu. Przy filtrach szkieletowych $\varnothing$ 150 mm, grubość warstwy obsypki przyjmowano od 50 do 150 mm.

W zasadzie jako minimalną grubość obsypki przyjmujemy 50 mm w założeniu, że pożądane jest jej zwiększenie. Przy zwiększeniu grubości obsypki można zmniejszyć wymagania odnośnie doboru ziarn żwiru na obsypkę.

INŻ. ROMAN STOBICKI

Kilka uwag o organizacji zmechanizowanych prac ziemnych

(na marginesie budowy wałów przeciwpowodziowych w pow. sochaczewskim)

Walka o postęp i upowszechnienie nowych form twórczej inicjatywy w dziedzinie mechanizacji robót jest jedną z najbardziej żmudnych, lecz jednocześnie jedną z najważniejszych prac. Ma ona szczególnie ważne znaczenie na obecnym etapie — wtedy gdy się zarzuca stare, zofane metody pracy, a przychodzi do nowoczesnych. Widzimy wielką rolę inteligencji technicznej w usprawnianiu dotychczasowej organizacji pracy. Przykłady wskazują, jak ważne znaczenie w walce o upowszechnienie nowatorskich metod ma udział inżynierów i techników, do których między innymi należy przygotowanie warunków dla wprowadzenia nowych metod pracy, a przede wszystkim mechanizacji pracochłonnych robót.

Mechanizacja stanowi kluczowe zagadnienie planu 6-letniego. Ma ona w zdecydowany sposób zwiększyć wydajność, zmienić metody produkcji i ułatwić pracę robotników. Ma ona umożliwić wykonanie planu 6-letniego, planu rozwoju gospodarki i budowy podstaw socjalizmu.

Mechanizacja może być obecnie wprowadzona do wszystkich dziedzin robót budowlanych. W obecnym stanie rozwoju techniki, mechanizacja budownictwa przekształciła się w odrębną dziedzinę nauki technicznej, łączącej w sobie praktyczne i teoretyczne zagadnienia budownictwa i budowy maszyn.

Na drodze do gruntownego poznania zagadnienia mechanizacji, na drodze do wprowadzenia mechanizacji musimy zwalczyć wiele trudności.

Należy stwierdzić, że już dzisiaj zagadnienia mechanizacji robót uległy zasadniczej zmianie, już dzisiaj jesteśmy świadkami wspaniałych przemian w tej dziedzinie. Wielki program mechanizacji w planie 6-letnim stał się podstawą gruntownej rekonstrukcji metod technicznych w budownictwie.

Doświadczenie wykazało, że podstawą do właściwego wprowadzenia mechanizacji jest między innymi dokładna znajomość konstrukcji maszyn budowlanych oraz ich możliwości technicznych i produkcyjnych.

* * *

Niespośób, nawet bodaj w najdłuższym referacie, omówić całokształt problemów mechanizacji budownictwa, dlatego też referat ten obejmuje jedynie niektóre zagadnienia wycinkowe, wchodzące w skład przebogatego i rozległego tematu, jakim jest niewątpliwie mechanizacja robót ziemnych.

Omówiona będzie przede wszystkim strona organizacyjna pracy maszyn, które znalazły zastosowanie przy budowie m. in. przeciwpowodziowych wałów ziemnych nad Wisłą w pow. sochaczewskim.

Szerokie zastosowanie w ogóle przy robotach ziemnych znalazły zgarniarki, które ze względu na swą uniwersalność w zmechanizowaniu i zautomatyzowaniu poszczególnych procesów produkcyjnych, jak załadunku, transportu i wyładunku ziemi, otrzymały pierwszeństwo w stosowaniu przed innymi maszynami. Prosta i tania konstrukcja tych maszyn w porównaniu do drogiej i skomplikowanej koparek, wysoka wydajność i niskie koszty eksploatacji w pełni uzasadniają potrzebę ich stosowania przy robotach ziemnych, połączonych z przemieszczaniem urobku na znaczne odległości.

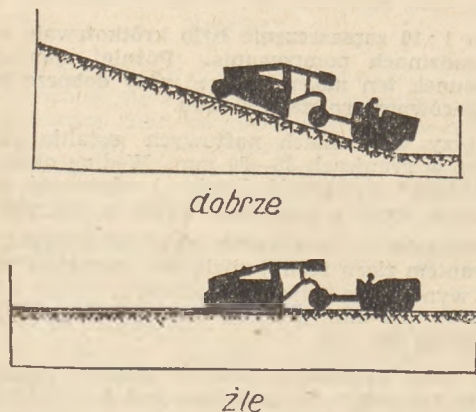
Zgarniarki użyte przy budowie wałów wiślanych w pow. sochaczewskim stanowią zasadniczo jednostki holowane i pracującą zazwyczaj w następującym zespole:

- z ciągnikiem na podwoziu gasienicowym, rzadziej kołowym, o mocy potrzebnej zarówno do nagarniania gruntu, jak też do jego przewozu;
- z ciągnikiem na podwoziu gasienicowym, o mocy wystarczającej tylko do przewozu i z ciągnikiem dodatkowym do popychania zgarniarki podczas nabierania gruntu.

Do holowania zgarniarek stosowane są ciągniki o mocy odpowiadającej pojemności skrzyni, warunkom pracy i sposobom nagarniania gruntu. Wielkość potrzebnej siły pociągowej ulega w toku pracy zgarniarki znacznym wahanom w zależności od rodzaju pracy i od wykonywanych operacji.

Drogą analitycznych rozważań ustalono, że:

- siła pociągowa ciągnika zużywająca się na przemieszczanie zgarniarki z gruntem wynosi ok. 20%;
- siła pociągowa zużywająca się na odpajanie gruntu leśniczemu skrzyni wynosi ok. 30%;



Rys. 1. Schemat pracy zgarniarki przewoźnej podczas napełniania skrzyni

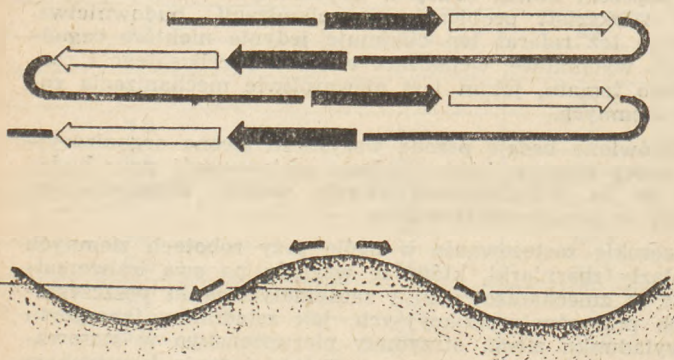
- siła pociągowa zużywająca się na wypełnianie skrzyni gruntem wynosi ok. 50%.

Wszystkie operacje wykonane przez zgarniarkę odbywają się zasadniczo podczas jazdy, przy zmiennych szybkościach, dostosowanych bądź do wielkości przewyższających oporów, bądź też do charakteru pracy i warunków miejscowych.

Analizując cykl pracy zgarniarki, można go podzielić na trzy zasadnicze czynności:

- 1) odspojenie gruntu połączone z załadunkiem skrzyni,
- 2) przewóz urobku,
- 3) wyładunek materiału.

Odspojenie gruntu wykonuje się warstwami o grubości ustalonej w przybliżeniu z góry, bądź też wynikającej z dążenia do nieprzekraczania pewnej organicznej wielkości oporów.



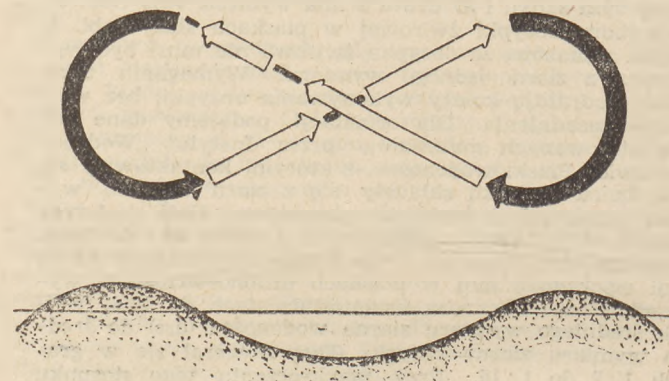
Rys. 2. Układ cykli pracy zgarniarki przewoźnej w terenie falistym przy ruchu dwukierunkowym

W czasie wykonywania robót ziemnych przy zastosowaniu zgarniarek należy dążyć do załadowywania skrzyni podczas jazdy po pochyłości, z góry na dół (rys. 1), zwiększa się bowiem przez to wydajność zgarniarki, gdyż poza siłą pociągową współdziała wówczas jeszcze składowa ciężaru

zgarniarki i ciągnika. Wpływ siły ciężkości wynosi równowartość 10 kg na 1 tonę ogólnego ciężaru pojazdu i na jeden stopień spadku. Przy ciężarze własnym zgarniarki (wraz z urobkiem i z ciągnikiem) wynoszącym np. 35 t, jazda po spadku 8% przysparza dodatkową siłę pociągową w wysokości 2800 kg. Jazda po wzniesieniu obniżyłaby w tych warunkach siłę pociągową o taką samą wielkość.

Należy również dążyć do tego, aby przekrój podłużny drogi przewozu był możliwie łagodny, stan jej zaś pozwalał na rozwijanie większych szybkości. Okoliczność ta wywiera znaczny wpływ na wydajność zgarniarek.

Przy organizowaniu robót należy zwrócić szczególną uwagę na to, aby zgarniarka w czasie każdego cyklu pracy wykonywała nie więcej niż dwa zakręty. W terenie falistym istnieją możliwości wydatnego zmniejszania ilości zakrętów, przez zastosowanie ruchu dwukierunkowego, bądź też ósemkowego (rys. 2 i 3).



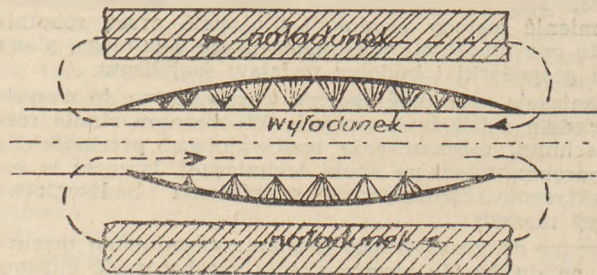
Rys. 3. Układ cykli pracy zgarniarki przewoźnej w terenie falistym przy ruchu ósemkowym

Przy wykonywaniu nasypów z ukopów wskazane jest organizowanie robót według jednego z następujących schematów, a mianowicie:

- eliptycznego,
- ósemkowego,
- zygzakowatego.

Przy zastosowaniu pierwszego schematu, przedstawionego na rys. 4, ruch zgarniarki odbywa się stale w jednym kierunku, wzdłuż zamkniętych krzywych zbliżonych do elipsy. Omawiana metoda dobrze się nadaje na krótkich odcinkach od 50 do 150 m i niewielkich wysokościach do 3 m, przy zastosowaniu jednej zgarniarki, dwu lub też zespołów zgarniarek. Zmiana kierunku jazdy zgarniarek następuje przy obu końcach odcinka lub nawet poza granicami nasypu.

Przy pracach wykonywanych według drugiego schematu (rys. 3), ruch zgarniarek odbywa się wzdłuż krzywych mających kształt ósemki. Podczas pełnego cyklu pracy skrzynia jest dwukrotnie napełniona i wyładowana. Właściwe zakręty o 180° mają miejsce z reguły poza granicami nasypu. Wjazdy naładowanych zgarniarek na nasyp znajdują się najczęściej w pobliżu środka odcinka i mogą być tak usytuowane, że zapewnią dopuszczalne wzniesienie podczas jazdy naładowanej zgarniarki.



Rys. 4. Schemat pracy zgarniarki przewoźnej przy wykonywaniu nasypu ruchem eliptycznym

Schemat zygzakowaty (rys. 5) stanowi zasadnicze rozwinięcie schematu poprzedniego. Praca według tego schematu polega na stałym poruszaniu się zgarniarki wzdłuż linii zygzakowatej, z wykopu na nasyp i z powrotem. Po wykonaniu

pracy na długości całego odcinka, zgarniarka wykonuje zakręt poza granicą nasypu i wznowia ruch jak poprzednio, lecz w kierunku odwrotnym.

Wykonanie nasypów przy pomocy zgarniarek połączone jest ze znacznym zagęszczeniem usypanego gruntu, co jest szczególnie ważne przy wałach przeciwpowodziowych. Na zagęszczenie gruntów w nasypie składają się dwie przyczyny:

- usypywanie ziemi cienkimi warstwami,
- ugniatanie usypanej ziemi przez koła pojazdów w toku pracy zgarniarek.

Ponieważ czas potrzebny na opróżnienie skrzyni zależy od pojemności skrzyni, szerokości jej otworu i od rodzaju gruntu, możemy określić grubość rozścielanej warstwy przy równomiernym wysypywaniu urobku według następującego wzoru:

$$h = \frac{q \cdot 60}{b \cdot V \cdot t_w \cdot 1000}$$

gdzie: h — grubość rozścielanej warstwy gruntu (m),
 q — pojemność rzeczywista skrzyni (m^3),
 b — szerokość otworu skrzyni (m),
 V — szybkość jazdy podczas wyładowywania (km/godz),
 t_w — czas trwania wyładowywania skrzyni (minuty).

Ze wzoru wynika, że przy zachowaniu dla danego przypadku niezmiennych wielkości składowych, grubość rozścielanej warstwy gruntu pozostaje w stosunku odwrotnie proporcjonalnym do szybkości jazdy zgarniarki podczas wyładowywania urobku ze skrzyni. Dowolną grubość rozścielanych warstw gruntu możemy więc osiągnąć przez samo regulowanie tej szybkości.

W celu osiągnięcia właściwego stopnia zagęszczenia usypanego gruntu powinny być spełnione według badań radiologicznych następujące warunki:

- materiał ziemny powinien być rozścielany warstwami o grubości nie przekraczającej 20 do 25 cm,
- stopień wilgotności gruntu należy utrzymywać w pobliżu optymalnego nawilgocenia,
- wyrównywać dodatkową spycharką urobek, wyładowany na nasyp ze zgarniarki, w przypadku usypania go warstwami nierównomiernymi,
- przejścia zgarniarek na całej szerokości nasypu należy rozkładać możliwie równomiernie,
- w celu uzyskania jednokrotnego stopnia zagęszczenia gruntu należy zmienić kierunek jazdy przy rozścielaniu kolejnych warstw materiału.

Zgarniarki znajdują zastosowanie przy:

- wykonywaniu wykopów i nasypów,
- budowie lotnisk,
- budowie zapór wodnych,
- wyrównywaniu terenów pod przyszłe łąki lub pastwiska,
- sypaniu wałów.

Ogólnie rzecz biorąc, zgarniarki stosowane są do robót związanych z wydobywaniem i przewozem gruntu, z wyrównywaniem terenu, z wykonywaniem nasypów i z ich zagęszczeniem. Zgarniarki mogą więc zastępować zespół maszyn obejmujący koparki z taborem samochodowym oraz równiarki wraz z maszynami do zagęszczania gruntów. Zastosowanie zgarniarek przy wykonywaniu robót ziemnych daje wielostronne korzyści. Ze stanowiska organizacji robót unika się konieczności koordynowania obiegu środków transportowych z postępowaniem pracy maszyn wydobywających grunt, w następstwie ryzyka powstawania przestojów. Korzyści ze stanowiska technicznego polegają na tym, że powierzchnia wykopu, jak i nasypu jest wyrównana, wykonane zaś nasypy otrzymują stopień zagęszczenia nieosiągalny przy innym rodzaju przewozu.

Zastosowanie ciągników pomocniczych podczas nagarniania gruntu może dać następujące korzyści:

- krótszy czas ładowania,
 - lepsze wykorzystanie pojemności skrzyni,
 - skrócenie czasu trwania cyklu pracy zgarniarek,
 - zwiększenie ich wydajności,
 - mniejszą moc ciągników holujących.
- Wydajność zgarniarek zależy od następujących czynników:
- pojemności użytecznej skrzyni zgarniarki,
 - rodzaju gruntu, jego nawilgocenia i innych właściwości,
 - odległości przewozu,
 - szybkości jazdy,

— stopnia efektywnego wykorzystania czasu pracy.

Ten ostatni uzależniony jest przede wszystkim od czasu trwania cyklu pracy zgarniarki, obejmującego szereg czynności, które można podzielić na dwie grupy:

- czynności stałe,
- czynności zmienne.

Na czynności stałe składają się prace wykonywane stale, niezależnie od odległości przewozu urobku. Do nich należą:

- zmiany szybkości jazdy,
- zmiany kierunków jazdy na zakrętach,
- nagarnianie gruntu do skrzyni zgarniarki,
- wyładowywanie materiału.

Orientacyjny czas trwania czynności stałych w cyklu pracy zgarniarki, o pojemności skrzyni poniżej $9 m^3$, wynosi:

4 zmiany biegów: $0,08 \cdot 4 = 0,32$ z rezerwą	0,5 min.
2 zmiany kierunku jazdy na zakrętach $0,17 \cdot 2 = 0,34$	z rezerwą 0,5 „
napełnienie skrzyni urobkiem	1,0 „
wyładowywanie urobku ze skrzyni	0,5 „

Razem czynności stałe 2,5 min.

Czynności zmienne zgarniarki obejmują:

- przemieszczanie urobku przez zgarniarki na miejsce wyładunku,
- jazdę powrotną.

Czas trwania tych czynności, zależny od odległości przewozu można określać na podstawie szybkości jazdy i odległości poszczególnych odcinków drogi, który się równa:

$$t_{zm} = \frac{60}{1000} \left(\frac{l_1}{V_1} + \frac{l_2}{V_2} + \frac{l_3}{V_3} + \frac{l_4}{V_4} + \text{itd.} \right)$$

gdzie: t_{zm} — oznacza czas trwania czynności zmiennych (min),
 l_1, l_2, l_3 itd. — długości poszczególnych odcinków drogi (m),

V_1, V_2, V_3, V_4 itd. — szybkości jazdy na poszczególnych odcinkach drogi w km/godz.

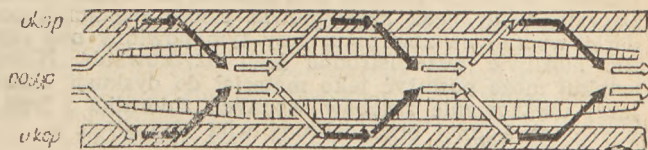
Ogólny czas trwania wszystkich czynności stanowiących cykl pracy zgarniarki wyniesie:

$$C = (2,50 \text{ do } 4,00) + 0,06 \left(\frac{l_1}{V_1} + \frac{l_2}{V_2} + \frac{l_3}{V_3} + \frac{l_4}{V_4} + \text{itd.} \right)$$

Na zakończenie tematu traktującego o zgarniarkach należy dodać, że ustalone dla zgarniarek normy przerobu rocznego przewidują w ciągu roku $5000 m^3$ odspojenia gruntu wraz z przemieszczeniem urobku na średnią odległość 200 m, licząc wielkość normy w odniesieniu do $1 m^3$ pojemności skrzyni. Norma ta może ulegać wahaniom w granicach od 10 do 30% w zależności od tego, czy będzie przyjęta za podstawę pojemność geometryczna czy też pojemność użyteczna, liczona łącznie z nadsypem powyżej burt skrzyni. Stosowane przy budowie wałów sochaczewskich zgarniarki mają pojemność użyteczną skrzyni 4 i $6 m^3$.

* * *

Następnym typem maszyn, mających zastosowanie przy budowie kanału melioracyjnego na terenie pow. sochaczew-



Rys. 5. Schemat pracy zgarniarki przewoźnej przy wykonywaniu nasypu ruchem zygzakowatym

skiego, jest koparka wielonaczyniowa na szynach. Jej częścią roboczą są czerpaki umieszczone jeden za drugim na specjalnym pasie lub połączone ze sobą, tak że tworzą zamknięty ciąg. Koparki tego typu są używane w żwirowniach i kopalniach gliny.

Ogólne wskazówki organizacji wykonywanych przy pomocy koparek polegają na zwróceniu bacznej uwagi na to, aby

wysokość (głębokość) wykopu nie była za mała, gdyż wtedy czerpaki przy ruchu w górę nie zdążą się napęlić ziemią. W wyniku tego, wydajność koparki zmniejsza się znacznie, gdyż za każdym ruchem odpaja się mniej ziemi. Często w takich przypadkach stosuje się dodatkowo spycharkę, która spiętrza ziemię przed koparką i ułatwia w ten sposób napełnianie czerpaków ziemią.

W naszej praktyce często spotykamy się właśnie z taką organizacją pracy, przy której koparka stoi w płytkim wykopie i ładuje ziemię na samochody lub wywrotki wąskotorowe, a spycharka ścina i spiętrza ziemię przed czerpakami. Z punktu widzenia transportu praca taka jest celowa, jednak wykorzystanie koparki, szczególnie przy pracy w gruntach lekkich jest niedostateczne. Nie wolno zapominać, że koparka jest zasadniczo przeznaczona do odspojenia gruntu, a nie do nabierania i przesytywania luźno usypanego piasku czy ziemi. Do tego celu służą ładowarki, które przy tej samej mocy silnika mogą przerzucić znacznie więcej ziemi. Jeżeli nie mamy ładowarek, to należy (w oparciu o znaczne w tym zakresie doświadczenia radzieckie) przy-

stosować koparki do tego rodzaju pracy przez zmianę czerpaków na większe. Doświadczalnie ustalono, że czerpaki o pojemności 0,5 m³ mogą być zmienione w tej samej kopaltce o zarośniętym korycie posiadają ki w granicach parkę tę chcemy zamienić na ładowarkę luźno usypanego piasku lub innego sypkiego gruntu.

Maszyny do robót ziemnych, o których wspomnieliśmy, należą do najcięższych maszyn budowlanych, a jednocześnie do najbardziej popularnych i stosowanych obecnie w melioracji. Ich wartość w dobrze zmechanizowanym budownictwie melioracyjnym stanowi przeszło 50% ogólnej wartości wszystkich używanych maszyn. Dlatego też jednym z podstawowych zadań realizacji planu 6-letniego jest techniczne opanowanie maszyn i sprzętu do robót ziemnych. Trzeba poznać pracę sprzętu tak, aby potencjał techniczny i możliwości produkcyjne w nim zawarte były jak najlepiej i jak najbardziej celowo wykorzystane. Dzięki temu w zasadniczy sposób podniesie się wydajność prac i zredukuje koszty budownictwa.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. TADEUSZ KRUSZEWSKI

Uwagi na temat użytkowania zbiornika wodnego w Goczałkowicach

Zbiornik wodny w Goczałkowicach, po wybudowaniu, będzie stanowił dobro ogólnonarodowe; użytkowanie jego mimo przeznaczenia dla wodociągów (zbiornik wodociągowo-retencyjny) powinno być traktowane kompleksowo.

Założenia projektowe

Założenia i projekt wstępny budowy zbiornika obejmowały zagadnienia hydrologiczne, ustalenie pojemności zbiornika i zalewu, zagadnienia geologiczne, zagadnienia techniczne związane z budową zapory i obiektu, oraz sprawy wyłączeniowe; projekt zabezpieczył interesy rybactwa, przewidując utworzenie zagród hodowlanych i stawków aprzybiornikowych jako ekwiwalent z tytułu niewykonania przepławki dla ryb.

Szczegółowe opracowanie gospodarki wodnej na zbiorniku, sprawy poboru wody, ochrony otoczenia zbiornika pozostawiono do późniejszych decyzji władz wodnych i użytkowników zbiornika. W pierwszym roku budowy przy prowadzonych pracach wylesieniowych uzgodniono, przewidując ochronny pas leśny dokoła zbiornika, pozostawienie nie naruszonych powierzchni leśnych pomiędzy granicą normalnego napełnienia, a poziomem wody katastrofalnej, tj. na wysokości warstwy 1 m przeznaczonej na retencję powodziową.

Zagadnienie użytkowania zbiornika

W zatwierdzonym projekcie wstępnym, całokształtu spraw użytkowania zbiornika nie omówiono. Powoduje to różnicę zdań między przyszłymi użytkownikami, których interesy w poszczególnych przypadkach są wręcz sprzeczne. Decyzje władz będą koordynować całość zagadnień gospodarki wodnej na zbiorniku, przy tym powinny one zapewnić możliwie wszechstronne jego użytkowanie. Niniejszy artykuł może posłużyć jako materiał do dyskusji, omawiającej użytkowanie zasobów wodnych zbiornika i jego powierzchni wodnej oraz ochronę wód płynących.

Pobór wody

Ilość zmagazynowanej wody w zbiorniku projekt wstępny określił przyjmując, że jego pojemność ma wystarczyć na ujęcie 78% średniego rocznego odpływu Małej Wisły (średnia z 19 lat). Z ilości tej 20% pozostaje na rezerwę żelazną, resztę przeznaczono dla celów wodociągowych. W toku dochodzeń wodno-prawnych zaszła potrzeba zapewnienia przepływu w ilości ok. 0,5 m³/sek. dla zakładów leżących poniżej zapory. Poza tym interesy rolnictwa wymagają utrzymania stałego przepływu w korycie rzeki, aby zbyt nie obniżyć zw. wody gruntowej. Wydaje się, że

niezależnie od decyzji władz wodnych przepływ ten będzie utrzymany wodami przesiakającymi przez zapórę ziemną, przy długości linii wody ok. 2 km oraz wskutek strat na zamknięciach przelewu i upustu. Ilości wód przesiakających są zazwyczaj większe od obliczonych teoretycznie.

Poniżej zapory znajduje się gospodarstwo rybne o zdolności produkcyjnej do 40 ton ryb rocznie. Do czasu pełnej rozbudowy wodociągów gospodarstwo to może być utrzymane, przy napełnianiu ze stópnia II na kanale odpływowym.

Zagadnienia sanitarne

Powierzchnia zbiornika stanowi 5% zlewni M. Wisły. Ochrona wody przed zanieczyszczeniami obejmuje nie tylko zbiornik, ale i ciekę powyżej leżącą, tj. M. Wisłę z jej górskimi dopływami oraz potoki uchodzące obecnie poniżej zapory, które będą doprowadzone do zbiornika, są to potoki Wapienica, Jasienica i Iłownica.

Stan sanitarny tych wód w ostatnich kilku dziesiątkach lat uległ znacznemu pogorszeniu. Wyniszczeniu uległy lasy, jednocześnie nastąpiła rozbudowa przemysłu, osiedli, komunikacji; kolej dotarła do miejscowości Wiśla-Głębiec. Nie skrupowana działalność człowieka powoduje zazwyczaj ubożenie przyrody, niedostateczna ochrona wód płynących przyniosła w tym przypadku zanieczyszczenia ściekami. Krystalicznie czysta woda potoków górskich już w niedalekiej odległości od ich źródeł uległa skażeniu.

Wyniki analiz, wykonywanych systematycznie w ostatnich latach na zlecenie Dyr. Okr. Dróg Wodnych w Krakowie, ówczesnego inwestora budowy zbiornika, są niezadowolające. Jednym ze wskaźników złego stanu wód jest niepojawianie się już od dawna w wodach M. Wisły łososia, który dociera tylko do Soły. Najpoważniejsze zanieczyszczenia M. Wisły powodują położone niedaleko garbarnia i cukrownia. Potok Wapienica, przepływający w okolicy Bielska, jest bardzo zanieczyszczony.

Ochrona wód zbiornika ma w pierwszym rzędzie zmniejszyć zanieczyszczenia dopływów. Zakłady przemysłowe będą zobowiązane pobrać oczyszczalnie ścieków. Te zakłady, które nie będą w stanie zapewnić należytego oczyszczania ścieków, powinny ulec likwidacji lub przeniesieniu w inne rejony. Niezbędna kontrola sanitarna w otoczeniu zbiornika powinien zapewnić główny użytkownik — Śląskie Zakłady Wodociągowe. Tu wypada nadmienić, że ścieki z osiedla administracyjnego Zakładów Wodociągowych nie powinny być wypuszczane powyżej zapory, jak to zostało zaprojektowane w założeniach.

Ogólne wytyczne, dotyczące przygotowania sanitarnego terenu pod zalew, oraz szereg cennych wskazówek dla projektujących zbiorniki podał dr inż. J. Matusiewicz w art. „Zasady przygotowania terenu pod zalew” (Gospodarka Wodna Nr 10/52). Z dalszych publikacji mamy artykuł dr med. J. Kępskiego „Sanitarne-lekarskie przesłanki wyznaczenia obszaru ochronnego zbiornika wodnego w Goczałkowicach” (Gospodarka Wodna Nr 3/53). Autor podaje podział strefy ochronnej zbiornika na strefę zakazów, ograniczeń i obserwacji. Oczywiście jest, że strefa ograniczeń, zakładająca w zasadzie zaprzestanie gospodarki rolnej na terenie zlewni zbiornika, stawiałaby zbyt wielkie wymagania i byłaby praktycznie nieosiągalna.

Goczałkowice stanowią rejon opanowany przez komary, przy czym komar widliszek jest często spotykany. Sprzyjające warunki dla rozwoju komara wynikają z dużej powierzchni stawów rybnych, dużej powierzchni łąk i lasów liściastych. Po wybudowaniu zbiornika warunki mogą pogorszyć się wskutek płytkich zalewów na prawym brzegu. Przy opadaniu poziomu wody, pobieranej przez wodociągi, w lokalnych zagłębieniach będą powstawać zastoiska, stwarzające siedliska komarów.

Projekt techniczny należy uzupełnić wprowadzeniem odpowiedniego systemu rowów odwadniających. Poza tym wypadnie stosować sposoby chemiczne zwalczania komarów. Jeżeli obecnie nie występuje tu malaria, jest to tylko szczyśliwy zbieg okoliczności.

Użytkowanie rybackie

Zgodnie z zatwierdzonym projektem, zbiornik w Goczałkowicach będzie wykorzystany dla hodowli ryb. Odsobnione głosy sprzeciwu podnosiły, że hodowla ryb wpłynie ujemnie na jakość wody pitnej. Nadmierna przesada nie jest tu wskazana, gdyż zbiornik będzie i tak naturalnym siedliskiem ryb i płazów, a przyrodniczy wiedzą, jak doniosłą rolę spełniają te stworzenia przy samooczyszczaniu się wód. Niezbyt sprzyjającą okolicznością dla hodowli szlachetniejszych gatunków ryb będą zmienne głębokości, obniżające się w ciągu lata. Wydaje się, że mogą tu być doskonałe warunki dla hodowli mniej wymagających gatunków, np. leszcza. W tych sprawach wypowiedzą się fachowcy od zagadnień rybactwa.

INŻ. STEFAN ROGIŃSKI

Trwałość drenowania kreciego w niektórych glebach polskich

Drenowanie krecie wyszło już w Polsce z ram doświadczalności i od paru lat stanowi normalny składnik robót wodno-melioracyjnych. Jednak w dalszym ciągu wysuwane są często ze strony wykonawców wątpliwości co do trwałości i skuteczności w naszych warunkach glebowych i klimatycznych działania drenowania kreciego.

Przeprowadzone przez IUNG obserwacje wykonanych drenowań krecich wykazują, że trwałość sączków krecich w gruntach torfowych jest całkowicie zadowalająca, natomiast w gruntach mineralnych niszczone one szybko. Trudno jest stwierdzić, czy niszczenie sączków spowodowane zostało wadliwym wykonaniem, były to bowiem dopiero początki drenowania kreciego, czy też wyborem nieodpowiedniego dla drenowania kreciego gruntu, względnie na skutek przemarzania w zimie.

Wydaje się koniecznym prowadzenie w dalszym ciągu badań w kierunku przedłużenia trwałości sączków krecich w gruntach mineralnych. Stosowanie odpowiedniego kształtu wygradzaczy oraz sztuczne wzmacnianie ścianek sączków mogłyby znacznie przedłużyć ich trwałość i pozwolić na szersze stosowanie u nas drenowania kreciego, tak ekonomicznego w porównaniu do normalnego drenowania rurkowego.

Artykuł podaje wyniki dotychczasowych obserwacji i wnioski na przyszłość.

Badania nad drenowaniem krecim w Polsce zapoczątkował **prof. A. R o z a ŋ s k i**, wykonując w latach 1928—29 kilka doświadczeń na glebach lessowych i gliniastych koło Krakowa (6). Na torfach pierwsze próby były wykonywane w 1937 r. w Zakładzie Uprawy Torfowisk pod Sarnami (2).

Co się tyczy trwałości sączków krecich, to zarówno drenowania w gruntach mineralnych,¹⁾ jak i w torfach sarniastych wykazały zadowalający stan sączków jeszcze w piątym roku działania. Materiały te były jednak zbyt szczupłe do oceny trwałości drenowania kreciego w glebach polskich, toteż po drugiej wojnie światowej podjęte zostały na nowo doświadczenia, w celu uzyskania potrzebnych danych.

¹⁾ Z okazji Zjazdu Rolniczego w Krakowie w 1934 r. zbadał stan drenowania kreciego, wykonanego w 1929 r. w glebie gliniastej w Balicach.

Pożądane będzie udostępnienie zbiornika wędkarzom, którzy znajdą tu doskonałe miejsce wypoczynku i połowu.

Turystyka i sporty wodne

Co do użytkowania wody przez pływaków i bezpośredniego kontaktu z wodą ludności, zamieszkalej nad zbiornikiem, higieniści zgłaszają zastrzeżenia, obawiając się pogorszenia jakości wody pitnej. Tu trzeba wyraźnie zaznaczyć, że zbiornik w Goczałkowicach nie jest zbiornikiem wody pitnej, a tylko zbiornikiem wodociagowym, woda jego będzie pitna dopiero po przefiltrowaniu. Przy okresowych wezbraniach woda w zbiorniku będzie ulegała zmutnieniu i znacznym zanieczyszczeniom. Na okres największego zmutnienia wodociągi wstrzymują pobór wody, mając zapewnioną kilkudniową rezerwę wody czystej. W takich warunkach pracy zbiornika wydaje się, że zakaz kąpieli byłby krzywdzący dla ludności i niedość uzasadniony koniecznością zabezpieczenia warunków sanitarnych. Dlaczego ryby miałyby korzystać z większych uprawnień niż górnicy ze **Stalinogrodu**, dla których m. in. ten zbiornik zostaje wybudowany.

Zbiornik w Goczałkowicach, położony w odległości 44 km od Stalinogrodu, będzie stanowił cel wycieczek świątecznych dla ludności, zamieszkalej w rejonach przemysłowych Śląska, otoczenie jego może być wykorzystane dla ośrodków wczasowych i obozów letnich dla młodzieży. Dla celów kwaterekowych można będzie wykorzystać część budynków przewidzianych na placu budowy zbiornika, które przy rozbiórce w znacznym procencie uległyby zniszczeniu. Duża powierzchnia zbiornika stwarza znakomite warunki dla żeglarsstwa w lecie i sportu boyerowego w zimie.

Znaczenie powodziowe zbiornika

Retencja zbiornika zmniejszy 10-krotnie falę powodziową, **tzn. po** jego wybudowaniu niebezpieczeństwo powodzi na M. Wiśle poniżej zapory w Goczałkowicach przestanie istnieć.

Po omówieniu spraw użytkowania zbiornika wodnego w Goczałkowicach należy nadmienić, że nasz świat hydrotechniczny oczekuje z niecierpliwością decyzji budowy dalszych zbiorników, przynoszących tak wielkie korzyści gospodarce narodowej.

W okresie powojennym badania nad działaniem drenowania kreciego podjął Dział Gospodarki Wodnej Instytutu Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa, Zakład Inżynierii Rolniczej Uniwersytetu Jagiellońskiego oraz Wojewódzki Wydział Wodno-Melioracyjny w Lublinie. Nadto na terenie wszystkich województw wykonywano w niewielkim zakresie drenowania krecie tytułem prób. W celu zebrania większej ilości obserwacji Dział Gospodarki Wodnej IUNG zainicjował przeprowadzenie badań stanu istniejących w Polsce drenowań krecich. Dzięki przychylnemu stanowisku Ministerstwa Rolnictwa przeszkolono w Bydgoszczy pracowników służby wodno-melioracyjnej w zakresie przeprowadzenia niezbędnych pomiarów.

Dla ujednolinitości badań opracowano w Dziale Gospodarki Wodnej szczegółowy kwestionariusz oraz instrukcję, określając w ten sposób ściśle przedmiot i zakres badań. Jesienią 1950 r. zaczęły nadchodzić z terenu wyniki w po-

stacji odpowiedzi na pytania kwestionariusza, łącznie z próbami podglebia, w którym przechodziły kanaliki krecie. Próbkę z gruntów mineralnych poddano analizie mechanicznej przy pomocy aparatu Kopeckiego, natomiast próbki z gruntów torfowych, pobierane cylindrami o pojemności 100 cm³, pozwoliły na oznaczenie ciężaru objętościowego oraz na określenie zawartości popiołu przy pomocy spalania. Oznaczono ponadto stopień rozkładu badanych torfów metodą mikroskopową.

W celu otrzymania pełniejszego obrazu, dotyczącego trwałości sączków krecich, do materiału z roku 1950 włączono obserwacje, dokonane na niektórych obiektach jesienią 1951 r. oraz wiosną 1952 r. Ogółem nadesłano z terenu 200 próbek glebowych z 30 obiektów, zaś do opracowania wykorzystano 187 próbek z 28 obiektów, bowiem niektóre z nich posiadały niekompletne obserwacje. Terenowo badania powyższe obejmują województwa: szczecińskie, gdańskie, bydgoskie, olsztyńskie, białostockie, warszawskie, lubelskie, łódzkie, kieleckie, krakowskie i stalinogrodzkie.

Uzyskany w ten sposób materiał obserwacyjny pozwolił na ocenę trwałości drenowania kreciego w różnych warunkach w zależności od czasu, średnicy oraz innych czynników, omówionych w dalszym ciągu niniejszej pracy.

Pewnym brakiem zebranych materiałów obserwacyjnych jest ich niejednorodność. Drenowania wykonywane były różnymi typami plugów krecich (plugi Kwapiszewskiego, Hendzla, Muiltum i Kramera), przy stosowaniu różnych średnic (5—15 cm) i przy różnych głębokościach (30—70 cm). Wpływ rodzaju pluga na trwałość sączków był prawdopodobnie minimalny, gdyż wyglądzące posiadały mniej więcej jednakowe kształty. Stosowanie różnych średnic pozwoliło ocenić wpływ średnicy wyglądacza na trwałość sączków. Natomiast wpływ głębokości musiał tu być pominięty, gdyż nie udawało się tego czynnika wyodrębnić. Wpływ głębokości mógłby być uwzględniony w tym przypadku, gdyby systematycznie założono doświadczenia z różnymi głębokościami na tych samych polach. W Zakładzie Doświadczalnym w Minikowie były wykonywane takie doświadczenia, lecz wobec małego zróżnicowania głębokości (0,70 m i 0,50 m) wpływu ich na trwałość sączków krecich nie stwierdzono.

Ze względu na różne właściwości gleb organicznych i mineralnych, trwałość sączków krecich w obu rodzajach gleb będzie niejednakowa i wobec tego rozpatrywać je będziemy oddzielnie.

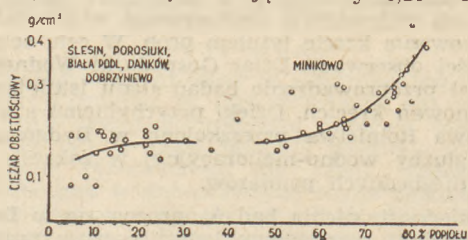
Sączki krecie w glebach torfowych

Torfy, na których wykonywane były doświadczalne drenowania krecie, zostały podzielone na grupy według zawartości części popielnych, gdyż, jak wynika z dalszych rozważań, ilość popiołu może być wskaźnikiem trwałości drenowania kreciego.

Podział ten przedstawia się następująco:

- torfy o małej zawartości popiołu (10—30% suchej masy),
- torfy o dużej zawartości popiołu (ponad 50% suchej masy).

Oznaczenie zawartości popiołu w torfie dla celów praktycznych jest mniej wygodne niż oznaczanie np. ciężaru objętościowego. Dlatego też, wykorzystując związek jaki istnieje pomiędzy ilością popiołu a ciężarem objętościowym torfu, można przyjąć ciężar objętościowy jako kryterium, od którego zależy trwałość drenowania kreciego. Określenie ciężaru objętościowego jest bardzo proste, bowiem polega ono na pobraniu próbki o określonej objętości i zważeniu jej po wysuszeniu przy 105°C. Zależność między ciężarem objętościowym, a ilością popiołu będzie różna dla poszczególnych torfów i nawet dla ich części, jednakże można ogólnie powiedzieć, że ciężar objętościowy wzrasta ze wzrostem zawartości popiołu. Podane na rys. 1 wykresy tych zależności dla torfów z różnych miejscowości pozwalają stwierdzić, że w glebach torfowych zawartości popiołu 50—80% odpowiada ciężar objętościowy 0,20—0,40 g/cm³,



Rys. 1.

zaś dla torfów niskopopielnych ciężar objętościowy jest mniejszy od 0,20 g/cm³.

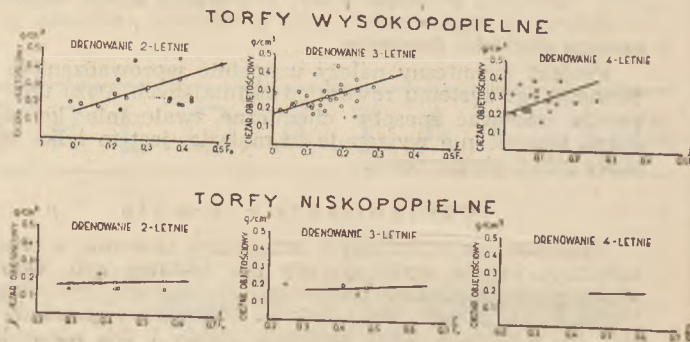
W celu porównania zmian, jakim podlegają przekroje poprzeczne sączków krecich, wykonanych różnymi średnicami

wyglądaczy, obliczono wartości $\frac{F}{F_0}$, w zależności od ciężaru

objętościowego dla różnych okresów pracy sączka, przy czym przez F oznaczono powierzchnię przekroju sączka kreciego po upływie pewnego czasu, zaś przez F_0 powierzchnię przekroju tego sączka w chwili jego wykonania. Stosunek

$\frac{F}{F_0}$ oznacza — jaką część pierwotnego przekroju stanowi

badany przekrój sączka. Ujęcie takie pozwala na porównanie sączków o różnych średnicach początkowych. Wyniki obliczeń przedstawiono na rys. 2, oddzielnie dla torfów wysoko i niskopopielnych.



Rys. 2

Z rys. 2 daje się zauważyć wyraźną ogólną tendencję wzrostu $\frac{F}{F_0}$ przy rosnącym ciężarze objętościowym. Wskazywało-

by to na lepsze utrzymywanie się sączków w torfach o większej zawartości popiołu. To samo można zauważyć w torfach niskopopielnych, chociaż w znacznie mniejszym stopniu z uwagi na małą zmienność ciężaru objętościowego (0,1 — 0,2 m/cm³). Nie należy jednak sądzić, iż sączki krecie w torfach wysokopopielnych są bardziej trwałe niż w torfach o małej zawartości popiołu, bowiem zachowanie się sączków w obu kategoriach torfów jest odmienne, a wyżej określona właściwość odnosi się oddzielnie dla każdego z dwóch przedziałów ciężaru objętościowego poniżej i powyżej 0,2 g/cm³.

TABLICA I

Rodzaj torfu	Przekrój poprzeczny sączka kreciego w stosunku do przekroju pierwotnego			
	w dniu wykonania	po 2 latach	po 3 latach	po 4 latach
Wysokopopielny o ciężarze objętościowym 0,3 g/cm ³	1,00	0,31	0,20	0,13
Niskopopielny o ciężarze objętościowym 0,2 g/cm ³	1,00	0,60	0,55	0,53

Trwałość sączków krecich będzie zależała przede wszystkim od szybkości kruszenia się przekrojów poprzecznych, którą to szybkość można w przybliżeniu wyznaczyć z wykresów rys. 2. W tym celu określono z wykresów stosunek

$\frac{F}{F_0}$ np. dla ciężarów objętościowych 0,3 i 0,2 g/cm³, w róż-

nych okresach działania sączków (tabl. I).

Ponieważ wiadome jest z obserwacji, że sączek kreci w torfie kurczy się najgwałtowniej w pierwszym okresie po wykonaniu (5), można już z wyżej zestawionych wielkości skonstruować krzywe, obrazujące charakter zmniejszenia się przekroju poprzecznego sączka z biegiem czasu dla torfów o małej i dużej zawartości popiołu (rys. 3).

Na podstawie krzywych przedstawionych na rys. 3 można powiedzieć, że:

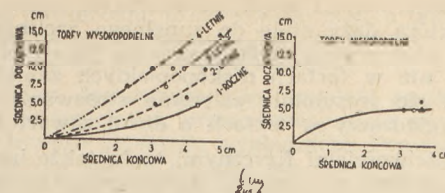
- sączki w torfach niskopopielnych będą bardziej trwałe niż w torfach o dużej zawartości popiołu,
- tempo kurczenia się przekroju poprzecznego sączka w torfach niskopopielnych znacznie słabnie z upływem czasu,
- tempo kurczenia się przekroju poprzecznego sączka w torfach wysokopopielnych prawie nie zmniejsza się z biegiem lat.

Ażeby móc określić trwałość sączków krecich o zadanych średnicach początkowych, wyniki pomiarów terenowych zestawiono grupami według miejsc wykonania, oddzielnie dla sączków o różnych okresach działania. Dla każdej grupy obliczono przeciętne średnice końcowe i uzyskano w ten sposób dane zestawione w tablicy II.

Łącząc liniami ciągłymi oddzielne grupy punktów w układzie współrzędnych prostokątnych, otrzymano krzywe zależności między początkowymi i końcowymi średnicami sączków krecich, dla drenowań jedno, dwu, trzy i czteroletnich (rys. 4).

Jeśli przyjmujemy, że sączek o średnicy mniejszej od 2 cm przestaje już działać, to potrafimy z wykresów rys. 4 określić czas trwania sączka kreciego w zależności od średnicy początkowej. Np. sączek kreci, wykonany wyglądzaczem o średnicy 5 cm w torfach o dużej zawartości popiołu, po 3 latach uzyskuje średnicę 2,3 cm, po 4 latach zaś 1,6 cm, co wskazuje, że trwałość takiego sączka jest nieco dłuższa od 3 lat. Sączek o średnicy pierwotnej 7,5 cm po upływie 3 lat kurczy się do 3,2 cm, zaś o średnicy 10 cm maleje do 3,9 cm. Po 4 latach średnice sączków krecich 7,5 cm i 10 cm wynoszą 2,4 i 3 cm.

Jako okres działania sączków w torfowiskach namulonych, wykonanych wyglądzaczem o średnicach 7,5 i 10 cm, można uważać 4 lata. Jest zatem pożądane, aby wykonywanie sączków krecich na torfach o dużej zawartości popiołu odbywało się przy użyciu wyglądzaczy 7,5 do 10 cm. Stosowa-



Rys. 4.

nie większych średnic wyglądzaczy nie wydaje się celowe, z powodu wzrostu kosztów wykonania sączków, jakkolwiek sączki o pierwotnej średnicy 15 cm trwają dłużej niż 4 lata, osiągając w tym czasie średnicę 4,3 cm.

W przypadku torfów o małej zawartości części popielnych nie udało się utworzyć oddzielnych krzywych dla poszczególnych okresów czasu. Punkty grupują się na jednej krzywej. Wyobraźmy sobie, iż w pierwszym roku po wykonaniu następuje gwałtowne zmniejszenie średnicy kanałków krecich, które w dalszym ciągu skurczom już prawie nie podlegają i stan taki trwa przez następne lata, co jest zgodne z interpretacją wykresu z rys. 3. Ponieważ posiadamy obserwacje z okresu najwyżej czteroletniego, można powiedzieć, że po upływie 4 lat sączki krecie w torfach o małej zawartości popiołu utrzymują się zadowalająco, a średnica ich w tym okresie jest taka sama, jak po upływie roku.

Sączki wykonane wyglądzaczem o średnicy 5 cm po upływie roku bądź po upływie 4 lat posiadają średnicę ok. 3,4 cm, zatem trwałość takich sączków w torfach o zawartości popiołu poniżej 30%, a ciężarze objętościowym poniżej 0,20 g/cm³, określić można na więcej niż 4 lata.

Sądząc z wielkości średnic sączków po 4 latach, należy wnioskować, że w torfach niskopopielnych może być użyta mniejsza średnica wyglądzacza niż w torfach wysokopopielnych. Sączek w torfach o małej zawartości popiołu po upływie 2 lat posiada taką samą średnicę, jak po upływie roku w torfach o dużej ilości popiołu, bowiem, jak to już zostało stwierdzone poprzednio, szybkość kurczenia się przekroju poprzecznego sączka w torfach niskopopielnych jest znacznie mniejsza niż w torfach wysokopopielnych, zwłaszcza w następnych latach działania. Tłumaczy się to tym, że przy małej zawartości popiołu, a więc tym samym przy małej ilości cząstek mineralnych, torf posiada znaczną sprężystość, powodującą gwałtowne kurczenie się po wytłoczeniu w nim kanałków. Po dojściu do odkształcenia trwałego, torf przestaje się już dalej kurczyć. Duża zawartość cząstek mineralnych w torfie wysokopopielnym zmniejsza sprężystość je-

TABLICA II.

Trwałość sączków krecich w torfowiskach w zależności od zawartości popiołu.

Pole doświadczalne	zawartość popiołu	średni ciężar objętościowy	średnica sączka kreciego							
			1-roczone		2-letnie		3-letnie		4-letnie	
			początkowa cm	końcowa cm	początkowa cm	końcowa cm	początkowa cm	końcowa cm	początkowa cm	końcowa cm
Slesin	M A Ł A	0,11	10,0	2,7						
Porosiuki		0,23			6,2	3,6				
Biała Podlaska		0,18			5,0	3,6				
Danków		0,17			5,0	3,1				
Biała Podlaska i Sławacinek		0,19					5,0	3,4		
Sławacinek		0,20							5,0	3,6
Dobrzyniewo Jaw.	D U Z A	0,15			5,0	2,3				
Łabuńki		0,32	5,0	4,3						
Jatutów i Danków		0,22			5,0	3,1				
Biała Piska i Wyzęgi		0,37			6,0	4,0				
Minikowo pole B ₁		0,25			10,0	4,5	10,0	3,6		
" " A ₃		0,27					7,5	3,4	7,5	2,3
" " "		0,25					10,0	3,9	10,0	3,0
" " "		0,26					12,5	4,5	12,5	3,8
" " "		0,28					15,0	5,1	15,0	4,9

go i powoduje, że torf przybiera charakter raczej masy plastycznej, która dąży stale do zupełnego zaciśnięcia wykonanego w niej otworu. Jeśli dodać do tego możliwości łatwiejszego niż w torfach niskopopielnych zamulenia sączków, staje się zrozumiałe zalecenie stosowania większych średnic wygładzaczy w torfach o dużej zawartości popiołu.

Poza właściwościami fizycznymi torfu także inne czynniki wywierają wpływ na trwałość drenowania kreciego. Między innymi będą tu odgrywały ważniejszą rolę spadki podłużne, rodzaje wylotów i czas wykonania sączków.

Nawet niewielkie lecz prawidłowe spadki podłużne sączków nie odbijają się ujemnie na ich trwałości. Szczególnie w torfach wysokopopielnych, w których znajdują się duże ilości namulów, prawidłowo wykonane spadki odgrywają podstawową rolę. Przy braku spadku bądź przy spadku odwrotnym namuły łatwo osadzają się w sączku, zmniejszając do zera jego przekrój poprzeczny. Na podstawie materiału obserwacyjnego użytego do pracy niniejszej wynika, że w przypadkach, gdzie były nieregularne spadki następowało całkowite zamulenie kanalików krecich. Równomierny, chociaż bardzo mały spadek 1,6‰ (Łabuński, woj. lubelskie) nie wpłynął niekorzystnie na trwałość sączków, natomiast przy spadkach odwrotnych i nieregularnych (Wyzęgi, Dobrzyniewo, Biała Piska) sączki krecie uległy zamuleniu w 80 — 100%.

Spowodowanie okresowego przepływu wody w sączkach w sposób sztuczny prawdopodobnie zapobiega zamuleniu, na co wskazują pola drenowane sposobem krecim w województwie lubelskim, gdzie nawodnianie wgłębne przez wprowadzanie wody do sączków wydaje się oddziaływać dodatnio na ich trwałość.

Wyloty wpływają również na czas pracy drenowania kreciego. Bardzo niekorzystny wpływ zatkania wylotów daje się zauważyć w torfach wysokopopielnych o dużej ilości namulów. Stojąca woda w sączkach powoduje rozmakanie i opadanie drobnych cząstek mineralnych bądź organicznych do środka i wobec tego cały przekrój sączka ulega w krótkim czasie zapełnieniu płynnym błotem. Obserwacje wykazały, że w przypadkach uszkodzenia bądź zniszczenia wylotów sączki krecie były całkowicie zamulone. Wyloty sporządzone z pojedynczych rurek drenarskich okazały się nieodpowiednie, jako zbyt krótkie. Wylot sporządzony z dwóch lub trzech rurek, ułożony na desce i dobrze obłożony ziemią i darnią, jest już znacznie lepszy. Dobrze utrzymują się i działają bez zarzutu wyloty wykonane z desek oraz z rur betonowych o średnicy 10 cm i dług. 1 m, o czym mieliśmy możność przekonać się, obserwując wyloty tych dwóch typów na namulonych torfach alkalicznych w Zakładzie Doświadczalnym w Minikowie koło Bydgoszczy.

Jeśli chodzi o wpływ terminu wykonania drenowania kreciego w torfach na zachowanie się sączków, ważne tu będzie przede wszystkim stwierdzenie jak dawno na mającym być drenowanym terenie przeprowadzono odwodnienie podstawowe. Drenowanie krecie wykonane bezpośrednio po odwodnieniu podstawowym ulegnie szybkiemu zaniknięciu, bowiem torf nasycony wodą będzie intensywnie osiadał, a sączki w nim wykonane w krótkim czasie przestaną działać. W celu przedłużenia czasu trwania sączków w torfach jeszcze niedostatecznie odwodnionych należy stosować większe średnice początkowe.

Próby określenia wpływu stopnia rozkładu torfu na trwałość sączków krecich nie doprowadziły do pozytywnych rezultatów, nie znaleziono bowiem korelacji między tymi dwiema właściwościami. Jednakże nie wydaje się słuszne, aby wpływ taki nie istniał. Torfy o różnym stopniu rozłożenia posiadają zupełnie odmienne właściwości fizyczne. Jest rzeczą oczywistą, że sączek w torfie zupełnie nie rozłożonym, o wyraźnej budowie włóknistej, nie będzie utrzymywał się tak samo, jak np. w torfie bardzo silnie rozłożonym. Z uwagi na to, że większość obserwacji dotyczących się trwałości drenowania kreciego dokonana została na torfach o stopniu rozłożenia H5—H6, wyprowadzone dotychczas wnioski będą przede wszystkim do takich torfów się odnosiły. Wychodząc z założenia, że torfy słabiej rozłożone jako bardziej sprężyste będą bardziej zaciskały wykopane w nich otwory, należy uznać za właściwe stosowanie większych średnic sączków w torfach mało rozłożonych. Drenowanie bardzo rozłożonych, a przy tym wysokopopielnych torfów, będzie prawdopodobnie niecelowe, z uwagi na przewidywany ich krótki żywot. Ostateczne wnioski, dotyczące minimalnych średnic początkowych zalecanych w różnych rodzajach torfów, zestawiono w tabl. III.

TABLICA III.

Proponowane minimalne wielkości średnic wygładzaczy pługów krecich dla różnych torfów

Zawartość popiołu	Ciężar objęt. g/cm ³	Stopień rozłożenia wg V. Posta	Średnica wygładzacza		Przewidywany okres trwania lat
			w pierwsz. roku od wodnienia nowego	w następnych latach po odwodnieniu podstawowym	
Ponad 40%	Ponad 0,2	H1—H4 H5—H7 H8—H10	15 cm 10 „ —	10 cm 7,5 „ —	4 4 —
Poniżej 40%	Poniżej 0,2	H1—H4 H5—H7 H8—H10	10 cm 7,5 „ —	7,5 cm 6 „ —	ponad 4 „ 4 —

Uwaga: Drenowania sposobem krecim torfów silnie rozłożonych H8 — H10 nie zaleca się.

Sączki krecie w glebach mineralnych

Po przeanalizowaniu uzyskanego z terenu materiału obserwacyjnego okazało się, że sączki w glebach mineralnych znacznie krócej działają w porównaniu z sączkami w torfach.

Grunty, w których wykonano drenowanie krecie były to z reguły gliny, ily i mady, a więc grunty o dużej spoiwości, gdzie można było spodziewać się znacznie dłuższego utrzymania się kanalików. Stosunkowo najlepiej zachowują się kanaliki w madach, bowiem w madzie żuławskiej (Piszewo) po upływie roku od dnia wykonania przeciętna średnica kanalika wynosiła 3,7 cm, zaś w madzie krakowskiej (Brzeziny) po 3 latach stwierdzono średnicę 3,1 cm przy 5,5 i 5 cm średnicy wygładzaczy, użytych do wykonania sączków.

Dla zobrazowania stanu sączków krecich jednorocznych, dwuletnich i trzyletnich zestawiono wyniki obserwacji w tablicy IV, w której uwidoczniono także skład mechaniczny podglebia, gdzie sączki te przebiegały. Dane powyższe stanowią średnie wartości z odkrywek, wykonanych na każdym obiekcie w kilku miejscach. Jak można zauważyć z tablicy IV, nie istnieje związek pomiędzy trwałością sączków krecich a składem mechanicznym podglebia.

Jako kryterium zadowalającego działania uznano średnice większe od 2 cm po upływie rozpatrywanego okresu czasu analogicznie jak to uczyniono dla torfów.

Według powyższych kwalifikacji, na 14 badanych drenowań 7 z nich należy zaliczyć do grupy o zadowalającym działaniu (o trwałości ponad 2 do 3 lat), 5 do działających niezadowalająco (o trwałości około 1 roku) i 2 o jednorocznym okresie obserwacji, ciężące raczej do grupy pierwszej.

W poszukiwaniu wskaźnika trwałości drenowania kreciego przeprowadzono na obiektach obserwacyjnych kilka prób na rozmakanie gruntu metodą Głotowa (4), utrzymującego że w gruntach odpornych na rozmakanie kanaliki powinny zachowywać się zadowalająco przez dłuższy okres czasu. W tym celu do dołka o pionowych ścianach i o głębokości równej głębokości sączka wprowadza się wodę i utrzymuje ją przez 6 — 8 godzin na tym samym poziomie. Grunty odporne na rozmakanie nie wykazują żadnych zmian na ściankach dołka, gdy w przypadku małej wytrzymałości na rozmakanie zachodzi obrywanie się cząstek gleby pod wodą i tworzenie się zagłębień w pionowych ściankach gruntu.

Metoda ta nie dała w naszych warunkach zadowalających wyników, bowiem na 5 dokonanych próbach w gruntach, gdzie drenowanie krecie okazało się najmniej trwałe (Chybie, Dąbrowa, Wysokie Maz., Komorno i Jamka), dwie z nich wykazały całkowitą odporność na rozmakanie, dwie — nieznaczne obrywy na ściankach pionowych próbnego dołka, a tylko w jednym przypadku dół w krótkim czasie uległ silnym deformacjom bocznym. W innych przypadkach, np. w Mianowie, gdzie grunt okazał się mało wytrzymały pod względem rozmakania, trwałość kanalików wynosiła co najmniej 2 lata. Będą tu zatem występowały inne przyczyny, wywierające decydujący wpływ na krótkotrwałość drenowania kreciego.

Wydaje się niezrozumiałe, dlaczego drenowanie krecie w naszych warunkach utrzymuje się tak krótko, wobec 12 lat ich

trwania w zadowalającym stanie w warunkach angielskich. Na podstawie obserwacji naszych drenowań można na to pytanie odpowiedzieć, analizując zachowanie się kanalików w poszczególnych rodzajach gruntów.

Większość obserwacji sączków krecich wykonanych w glinach wykazuje, że od podniebienia kanalików odpryskują odłamki gliny i opadają na dno. Już po upływie pierwszego roku połowa przekroju zasypana jest zwykle okruchami gliny, która odpryskuje prawdopodobnie na skutek wysychania wewnętrznej powierzchni kanalików. Po upływie drugiego roku pozostaje już tylko mały otwór, miejscami całkowicie zasypany. Pochodzenie odłamów z górnej części otworu stwierdzono przez obserwację śladów, pozostałych po odpryskach gliny. Nadto analiza mechaniczna potwierdziła identyczność odłamów z gruntem wziętym tuż obok sączka.

Przegląd sączków krecich, przebiegających w gruntach gliniastych wykazał, że krótko, bo zaledwie jeden rok i mniej trwające sączki wykonane były w warstwie o dużej zawartości części piaszczystych, większych od 0,1 mm, bądź leżały płytko w warstwie gliniastej podglebia, ponad którym znajdowała się o większej miąższości piaszczysta warstwa orna, zasypująca sączki poprzez szczelinę po nożu.

W przypadku gruntu ilastego (Libertów) struktura bryłowa spowodowała zasypanie sączków przez odrywające się bryłki ilu po jego wyschnięciu; wkładki piaszczyste przyczyniły się również do skrócenia trwałości kanalików krecich.

W madach sączki kurczą się mniej więcej równomiernie na całym obwodzie, bez tworzenia odprysków materiału ziemnego.

Poza przyczynami zależnymi od właściwości gruntów, na trwałość sączków krecich wywarł swój wpływ także sposób wykonania. Nieodpowiedni termin wykonywania drenowania,

nierówności powierzchni drenowanego pola, a także niewłaściwie wykonane spadki sączków lub ich wyloty musiały niewątpliwie odbić się na trwałości sączków.

W przypadku drenowania glin, trwałość sączków można przedłużyć do trzech lat, przez zastosowanie nieco odmiennego poprzecznego przekroju wygladzacza. Ponieważ zmniejszenie przekroju sączka odbywa się skutkiem opadania na dno odłamków gliny, należy stosować wygladzacza o przekroju owalnym, z dłuższą osią skierowaną ku górze. Zbliżony do owalnego kształt sączków wykonany był na glinach w Miastowicach koło Łodzi w roku 1948. Pług kreci posiadał wprowadzanie wygladzacza o przekroju kołowym, lecz na skutek pewnej wady konstrukcyjnej rama pługa ustawiała się skośnie w czasie pracy. Kret przyjął również położenie skośne i wobec tego wytłaczał kanalik w postaci elipsy, zaś posuwający się za nim wygladzacza tworzył nieco wyżej przekrój kołowy. Wskutek tego powstał przekrój w kształcie ósemki o wysokości 8–10 cm i szerokości 5,5 cm w części górnej, a 5 cm w części dolnej. Zupełnie przypadkowo uzyskany kształt sączka okazał się w tych warunkach korzystny. Odkopane sączki po roku działania wykazały zasypanie całej dolnej części przekroju odłamkami gliny, spadłymi z górnej ścianki kanalików. Zatem po upływie roku, sączek posiadał przekrój zbliżony do kołowego o średnicy 3–4 cm. Po upływie drugiego roku, wysokość sączka uległa dalszemu zmniejszeniu. Po trzech latach natrafiono na prawie całkowicie zasypane sączki.

Zebrany dotychczas materiał obserwacyjny nie pozwala na ściślejsze rozgraniczenie gruntów pod względem przydatności ich dla drenowania kreciego, jednakże w ogólnych zarysach można ocenić w jakich grupach gruntów sączki krecie będą utrzymywać się przez okres 2 — 3 lat, a w jakich zniszczą już w pierwszym roku.

TABLICA IV.

Powierzchnia przekroju i średnica sączków krecich w glebach mineralnych po upływie 1–3 lat działania.

Miejscowość	Skład mechaniczny w %				Przekrój poprzeczny sączka kreciego w cm ² (liczby w nawiasach oznaczają Ø sączków w cm)						
	< 0,01 mm	0,01 — 0,05 mm	0,05 — 0,1 mm	> 0,1 mm	1-letnie drenow.		2-letnie		3-letnie		U w a g i
					początkowy	końcowy	początkowy	końcowy	początkowy	końcowy	
Milanów p. X.	37,3	11,9	11,1	39,7	41,4*	9,7 (3,5)	41,4	7,0 (3,0)	41,4	0	głina z żyłami piasku
Milanów XIV	39,4	9,9	10,1	40,6	41,4*	11,0 (3,8)	41,4	7,0 (3,0)	—	—	„
Gogole	34,2	13,3	12,3	40,2	23,8 (5,5)	3,9 (2,2)	—	—	—	—	„
Libertów	59,6	12,3	4,8	23,3	19,6 (5,0)	2,5 (1,8)	19,6 (5,0)	5,3 (2,6)	—	—	il (wkładki piaszcz.)
Hałasy	21,1	19,1	11,1	48,7	30,0 (6,2)	19,6 (5,0)	30,0 (6,2)	10,2 (3,6)	—	—	głina
Melgiew	30,7	37,7	6,5	25,1	30,1 (6,2)	18,6 (4,9)	30,0 (6,2)	13,7 (4,2)	—	—	„
Chybie	46,1	48,3	4,6	1,0	—	—	26,4 (5,8)	0,0 (0,0)	—	—	„
Dąbrowa W.	18,3	8,9	13,8	59,0	—	—	26,4 (5,8)	0,0 (0,0)	—	—	bielica na glinie
Wysokie Mazowieckie	26,7	11,6	15,5	46,2	—	—	26,4 (5,8)	0,0 (0,0)	—	—	„
Komorowo i Jamka	38,4	34,1	10,9	16,6	—	—	26,4 (5,8)	0,0 (0,0)	—	—	il piaszcz.
Fiszewo	70,5	18,8	4,6	6,1	23,8 (5,5)	10,5 (3,7)	—	—	—	—	mada żuż.
Brzezie	44,1	51,5	3,4	1,0	—	—	19,6 (5,0)	11,3 (3,8)	19,6 (5,0)	7,6 (3,1)	mada
Ochaby	80,8	16,8	0,9	1,5	—	—	26,4 (5,8)	8,5 (3,3)	—	—	„

*) Wykonane wygladzaczem o średnicy 5,5 cm, jednak przekrój poprzeczny w kształcie ósemki.

Do gruntów, w których sączki krecie mogą utrzymać się co najmniej przez 2—3 lata zaliczymy:

— mady o zawartości części piaszczystych ($> 0,1$ mm) poniżej 7%,

— grunty gliniaste i ilaste z zawartością części piaszczystych poniżej 40—50%,

— wszelkie gleby na glinach, madach lub ilach, zalegających na 20—30 cm pod powierzchnią.

W piaskach i glebach o przewadze części piaszczystych oraz przy występowaniu wkładek piaskowych nawet w bardziej zwietrziałych gruntach drenowanie krecie o sączkach nie umocnionych nie będzie utrzymywać się zadowalająco przez dłuższy okres czasu. Grunty o grubszej warstwie piaszczystej 40—50 cm na podglebiu gliniastym lub ilastym, jeśli by nawet w tym podglebiu przebiegały sączki krecie, nie gwarantują im dłuższej trwałości, bowiem ulegają szybkiemu zasypianiu piaskiem przez szczelinę po nożu od pługa kreciego.

Zbieracze rurkowe

Z trwałością sączków krecich w glebach mineralnych wiąże się sprawa trwałości zbieraczy rurkowych, do których często wprowadza się sączki krecie, oddające wodę za pośrednictwem warstwy żwiru, przykrywającej zbieracz. Na 5 obiektach zdrenowanych sposobem krecim stosowano zbieracze rurkowe z nadsypką żwirową. W żadnym ze zbadanych zbieraczy nie natrafiono na zamulenia. Można by z tego wnosić, że trwałość zbieraczy rurkowych w drenowaniu krecim nie będzie mniejsza w porównaniu z drenowaniem zwykłym. Jeśli przyjąć, że przeciętny wiek zbieracza wynosi 40—50 lat, to jest on zdolny obsłużyć kilkunastokrotnie powtarzane drenowanie sączkami krecimi.

Uwagi końcowe

W wyniku przeprowadzonych obserwacji w poszczególnych rodzajach gruntów należy stwierdzić, iż trwałość sączków w torfach o małej zawartości popiołu jest najwyższa w porównaniu z innymi glebami, wynosi bowiem ponad 4 lata.

Drenowanie krecie w gruntach mineralnych nie okazało się trwałe jak można by przypuszczać na podstawie badań obcych, prowadzonych niewątpliwie w innych warunkach glebowych i klimatycznych. W naszych warunkach drenowanie krecie w gruntach gliniastych utrzymuje się najwyżej przez 2—3 lata ulegając zasypianiu odłamkami gliny.

Sączki w madach o małej ilości części piaszczystych utrzymują się prawdopodobnie nieco dłużej.

Przy rozpatrywaniu przyczyn krótkotrwałości drenowania kreciego w glebach mineralnych nie można pominąć znaczenia przemarzania gruntu w okresie zimowym. Największe głębokości przemarzania w naszym klimacie wynoszą ponad

metr. Badania B a c a (1) wykazały, że w okresie pięciu lat (1939—43) zamarzanie sięgało do głębokości 60—95 cm w ciągu 4 kolejnych lat, co wskazywałoby na to, iż sączki krecie, znajdując się zwykle na głęb. 50—70 cm, często są w zasięgu działania mrozu. Należy przypuszczać, że ruchy pionowe gruntu oraz zamarzanie i odmarzanie ścianek sączków krecich wpływać będą na nie niszcząco, skracając tym samym okres ich sprawnego działania.

Jednakże krótkotrwałość drenowania kreciego nie dyskwalifikuje tego zabiegu, bowiem liczymy się z góry z faktem jego czasowego działania, a ponieważ jest tanie, może być powtarzane co kilka lat. Badania radzieckie stwierdzają, że nawet drenowanie o trwałości mniejszej od roku wpływa na zwyczaję plonów przez działanie przewietrzające, polepszające strukturę gleby.

Pomimo to jednak technika nie ustaje w usiłowaniach zmierzających do podwyższenia trwałości drenowania kreciego. Istnieją już opracowane metody umacniania ścianek sączków krecich przez doprowadzenie do nich pewnych substancji, uodporniających grunt na rozmakanie w wodzie. Pozwoli to na rzadsze powtarzanie drenowania kreciego, przy zachowaniu jego sprawności osączania gleby. Prace radzieckie z tej dziedziny pozwalają przypuszczać, że sprawa taniego umacniania drenów krecich została rozwiązana pozytywnie, gwarantując długotrwałość sączków, które przy użyciu niektórych preparatów stają się odporne nawet na działanie mrozu (3).

L I T E R A T U R A

- 1) Bac St. — Ruchy warstw gleby wskutek zamarzania i tawienia. Wiad. Służby Hydr. i Meteor. Z. 1, T. II. 1950.
- 2) Czechowicz S. — Próba kreciego drenowania na torfowisku. Gospodarka Wodna Nr 3/1938.
- 3) Jewdokimowa W. J. — Umocnienie ścianek sączków krecich fizyko-chemicznymi sposobami. Hidrotechnika i Melioracja Nr 3/1952.
- 4) Juniewicz — Melioracja mineralnych zabołoczonych ziem. 1948, Str. 75.
- 5) Rogiński S. — Drenowanie krecie. Gospodarka Wodna Nr 6/1947.
- 6) Różański A. — Próby drenowania kreciego. Inżynieria Rolna Nr 12/1930.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

„PRZEGŁĄD TECHNICZNY“ — ORGAN NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ Nr 5/53 zawiera następujące artykuły:

- Razem z milionami robotników — B. Gebert
- O zadaniach prasy technicznej — inż. J. Porębski
- Rozwój produkcji książki technicznej — inż. J. Płaszowski

— Rola stowarzyszeń technicznych w propagowaniu książki technicznej — inż. T. Zamoyski

— Zadania stowarzyszeń technicznych w sprawach normalizacyjnych — inż. J. Świtkowski

— Przebudowa rolnictwa — wielkie pole pracy dla inżynierów i techników — S. Marucha.

— Budownictwo wysokościowe — inż. J. Skrzekot.

— Z obrad Węgierskiego Kongresu Energetycznego dla spraw wykorzystania źródeł energii wtórnej — inż. A. Piechota

— Nasza pierwsza politechnika — inż. K. Sawicki

Wolna Trybuna — Jak dramat zamienia się w farsę — as

Sprawy organizacyjne NOT i stowarzyszeń. Wśród książek i wydawnictw.

Kronika.

Biuletyn CIDNT. Przegląd Dokumentacyjny CIDNT. Biuletyn GUM.

„PRZEGŁĄD GEOGRAFICZNY“

Nawiązując do recenzji, zamieszczonej w nr 9/52 „Gospodarki Wodnej“, podajemy obecnie omówienie dalszych roczników „Przeglądu Geograficznego“ tom XXIII za lata 1950—51 i tom XXIV za rok 1952.

Wydany ostatnio przez Państwowe Wydawnictwa Naukowe zaległy tom XXIII zawiera kilka ciekawych artykułów z punktu widzenia gospodarki wodnej. Jako czołowy zamieszczony został artykuł prof. Leszczyckiego „Stan geografii w Polsce i perspektywy jej rozwoju“. Jest to rozszerzony o dyskusję referat Podsekcji Geografii na I Kongres Nauki Polskiej. Autor podaje rys historyczny rozwoju geografii w Polsce, nawiązując do bogatych tradycji pierwszych polskich prac geograficznych (Długosz, Wapowski, Kopernik i inni). Trafnie charakteryzuje stan geografii międzywojennej, gubiącej się w bezplanowych badaniach, rozprzestrzenionych na wiele innych dziedzin pokrewnych i w opracowywaniu wąskich tematów specjalnych. Wreszcie omawia działalność geografii po wojnie, przytaczając zasługi geografów we współpracy z różnymi instytucjami naukowymi i gospodarczymi, jak PKPG, PIHM, GUPK, PIG i inne. W dalszej części artykułu znajdujemy wytyczne do planu badań geograficznych i podkreślenie koniecz-

ności koordynacji planów poszczególnych ośrodków, a przede wszystkim ściśle związanie się z potrzebami planu 6-letniego.

Zasadnicze zadania stojące obecnie przed geografami ujęto w trzy grupy:

- lokalizacja sił wytwórczych,
- geograficzno-gospodarcza rejonizacja kraju,
- udział w studiach i realizacji planów przeobrażenia i pełniejszego wyzyskania środowiska geograficznego.

W dążeniu do zbudowania pełnego planu badań geograficznych wysunięto i ustalono m. in. następujące zagadnienia:

- opracowanie geografii Polski Ludowej,
- opracowanie map: morfologicznej i hydrograficznej,
- syntetyczne opracowanie klimatu Polski,
- opracowanie mapy użycia ziemi,
- atlasy regionalne województw,
- badania nad erozją gleb i inne.

Przewiduje się znaczny rozwój ruchu wydawniczego.

Osobny rozdział poświęca autor zagadnieniu kadr i ich przebudowie ideologicznej, opartej na światopoglądzie marksistowskim. Szkolenie postępuje w kierunkach geografii fizycznej i ekonomicznej. Ze względu jednak na praktyczną użyteczność pracowników naukowych przewiduje się specjalizacje, w obecnym zakresie magisterskim i przyszłym programie jednolitym, w kierunkach: hydrografii, klimatologii, kartografii, geomorfologii, geografii regionalnej oraz w zakresie przeobrażenia przyrody, planowania regionalnego itp.

Artykuł prof. Leszczyckiego wyczerpująco przedstawia rolę i zadania geografów oraz ich udział w planowej gospodarce narodowej.

Artykuł prof. Kondrackiego „Mapa geomorfologiczna Polski” zawiera obszernie omówienie mapy załączonej do zeszytu. Autor opisuje różne formy i poszczególne strefy morfologiczne Polski. Mapa przedstawia syntetyczny obraz rzeźby ziem polskich.

Wśród „Notatek” znajdujemy m. in.:

W. W a l c z a k — Kilka obserwacji nad zjawiskami krajosowymi w górnej części doliny Będkowskiej.

W. M i l a t a — Liczba dni z mrozem w Polsce (z mapą). Artykuł posiada znaczenie dla rolnictwa i planowania prac budowlanych.

H. W e r n e r — Więckowska — Obszary bezodpływowe Mazowsza. Temat ten był poruszany w nr 12/51 „Gospodarki Wodnej”.

S. M a j d a n o w s k i — Katalog jezior dorzecza Odry i rzek północno-bałtyckiego między Odrą a Wisłą. Artykuł daje charakterystykę zajezerzenia dorzecza Odry i jest cennym wkładem do katastru zasobów wodnych w Polsce.

S. S a k o w i c z — Próba obliczenia powierzchni jezior w Polsce i ich charakterystyka rybacka. Poznanie stosunków jeziornych w Polsce jest bardzo istotne dla gospodarki wodnej, a w szczególności dla rybactwa. W załączeniu znajduje się mapa procentowego rozmieszczenia jezior w Polsce.

Zeszyt zamyka obszerna kronika.

Z początkiem ub. r. „Przegląd Geograficzny” staje się kwartalnikiem i naczelnym organem ruchu geograficznego w Polsce, zawierającym krótkie rozprawy i artykuły naukowe oraz informującym o postępach geografii w Polsce i za granicą. Każdy zeszyt poświęcony jest osobnemu zagadnieniu.

Zeszyt 1—2 zawiera kilka artykułów z zakresu urbanistyki — planowania i rozwoju osiedli. Na uwagę zasługuje praca dr Kostrowickiego „O funkcjach miastotwórczych i typach funkcjonalnych miast” oraz mgr Domostawskiej „Zadania fizjografii urbanistycznej”, gdzie omówiono m. in. konieczność charakterystyki stosunków wodnych w planistyce miejskiej.

Zeszyt 3 poświęcony jest głównie klimatologii. Znajdujemy tam pośmiertny artykuł prof. Gumińskiego „Materiały do genezy i struktury klimatu Polski”, mający pierwszorzędne znaczenie dla stworzenia nowych metod długookresowej prognozy pogody. Artykuł prof. Okołowicza „Klimatologia jako nauka i jej stosunek do meteorologii i geografii fizycznej” jest jedną z pierwszych prób wyodrębnienia klimatologii jako nauki samodzielnej i wskazania kierunków jej rozwoju z uwzględnieniem potrzeby dialektycznego powiązania badanych procesów i zjawisk.

Prof. Kondracki daje ciekawą notatkę o obserwacjach nad termiką jez. Niegocin, stanowiącą dalszy przyczynek do poznania charakterystyki tegoż jeziora. Mgr Więckowska pisze o zjawiskach sufozycznych w okolicach Nidzicy. Sufozja czyli wmywanie podziemne oznacza procesy wypłukiwania chemicznego i mechanicznego drobnego materiału przez wody gruntowe i powstawanie zagłębień, wskutek osiadania gruntu nad krawędziami tarasów.

Zeszyt 4 zawiera m. in. omówienie przedmiotu i zadań geografii fizycznej w świetle dyskusji na łamach geograficznej prasy radzieckiej (prof. Kondracki). Artykuł podaje wyniki dyskusji nad geografiami fizyczną, pozwalającej na stwierdzenie, iż w geografii radzieckiej wysuwa się wyraźne na czoło kierunek badań kompleksowych, traktujących elementy przyrody w ich wzajemnym powiązaniu i na tle ewolucji. Wskazuje na konieczność udziału geografów w planie przekształcenia przyrody naszego kraju.

W zakończeniu należy wspomnieć, iż w październiku ub. r. odbyło się 11 posiedzenie Komitetu Geograficznego PAN poświęcone omówieniu planu badań geograficznych na rok 1953, opartego m. in. na wytycznych P.K.R.G.

Badania obejmują:

- studia do planów regionalnych,
- mapę morfologiczną i hydrograficzną,
- geografii i klimatu Polski,
- badania nad przekształceniem środowiska geograficznego,
- mapę użycia ziemi,
- badania limnologiczne i katalog jezior polskich i inne.

Ustalono także szczegółowy plan wydawnictw, obejmujący 10 serii wydawnictw.

✱

Z powyższego przeglądu wynika istnienie możliwości i konieczności bliskiej współpracy między geografami a gospodarką wodną, szczególnie w obecnej dobie planowania gospodarki wodnej kompleksowej. Wydaje się, iż geografia polska weszła na właściwą drogę swego rozwoju i przyczyni się poważnie do realizacji narodowych planów gospodarczych. Chodzi tylko o znalezienie piaszczyzny współpracy między geografami i hydrotechnikami.

„ACTA GEOPHYSICA POLONICA”

Komitet Geofizyki, powstały przy III Wydziale PAN, przystąpił do wydawania własnego kwartalnika pt. „Acta Geophysica Polonica”, który jako obcojęzyczny przeznaczony jest na wymianę z zagranicą.

Zeszyt pierwszy czasopisma zawiera kilka artykułów z różnych dziedzin geofizyki.

Prof. Kopcewicz omawia dwa nowe typy wiatromierzy uniwersalnych, skonstruowane w Obserwatorium Aerologicznym PIHM w Legionowie i zbadane w tunelu doświadczalnym Obserwatorium.

O pomiarach sady i lodowicy na szczycie Łomnicy w Tatrach i przyrządach do ich rejestrowania pisze M. Końček (Czechosłowacja).

Prof. Smosarski opisuje elektryczność atmosferyczną w Poznaniu na tle pomiarów z okresu 1926—1939.

Jednym z bardziej nas interesujących jest artykuł prof. Stenzy pt. „Przepuszczalność promieniowania w wodach jeziornych”. Autor podaje wyniki pomiarów promieniowania w 25 jeziorach polskich, wykonanych w latach 1935/36 i 1950/52. Stwierdza znaczne wahania przepuszczalności w różnych jeziorach, skłaniające go do rozpoczęcia systematycznych badań w tym kierunku. Większość zbadanych jezior wykazuje małą przepuszczalność od 38% do 65%, jedynie trzy jeziora okazały się bardzo przepuszczalne (Hańcza 88%, Morskie Oko 83% i Białe Węgierskie 82%). Temat ten był już poruszany w nr 12/51 „Gospodarki Wodnej”.

Artykuł doc. Lambora „Metoda jednoczesnego wyznaczania 3 niewiadomych krzywej konsumpcyjnej” znany jest naszym czytelnikom (G. W. nr 11—12/51).

Ostatni artykuł prof. Olezaka traktuje o przyciąganiu grawitacyjnym prostopadłością.

Komitet Redakcyjny zaprasza wszystkich geofizyków do ogłaszania na łamach pisma wyników swych badań naukowych. Należy przypuszczać, iż „Acta Geophysica Polonica” przyczyni się znacznie do rozwoju geofizyki polskiej i wymiany osiągnięć naszych naukowców z zagranicznymi.

Z. M.

KOMPLEKSOWA METODA PRACY PARTII BADAWCZO-POMIAROWYCH

Artykuł I. W. Korolewa w czasopiśmie „Riecznoj Transport” omawia interesujące metody prac pomiarowych na rzekach.

Dla zapewnienia gwarantowanych głębokości tranzytowych na szlakach żeglownych ZSRR, zgodnie z wysuwanymi coraz większymi żądaniem „rustanowców” flotyły rzecznych konieczne jest intensywne prowadzenie robót pogłębiarskich, przede wszystkim na przemiałach. Dla skutecznego jednak przeprowadzenia tych robót musi mieć miejsce wcześniejsze przygotowanie odpowiedniej dokumentacji technicznej, przez specjalne partie badawczo-pomiarowe na rzekach.

Dzięki metodzie inż. Kowalewa, zastosowanej w dorzeczu Donu, polegającej na wprowadzeniu nowych form organizacji pracy partii badawczo-pomiarowych, osiągnięto znaczne przyspieszenie przeprowadzenia nie tylko podstawowego kompleksu robót o wysokiej wartości technicznej, lecz zberano dodatkowo jeszcze szereg materiałów, niezbędnych dla opracowania projektów kapitalnego polepszenia warunków żeglugi i uzasadnienia potrzeby robót pogłębiarskich.

Nowa metoda przeprowadzania robót przez partię badawczo-pomiarową, nazwana metodą kompleksową, polega na połączeniu poszczególnych rodzajów robót i zastosowaniu racjonalnych metod pracy. Np. przeprowadzenie pomiarów w przekrojach poprzecznych rzeki może być połączone z jednoczesnym pobieraniem próbek gruntu dna, jak również z prowadzeniem w tymże czasie, przy pomocy „spławek”, obserwacji nad szybkością powierzchniową i kierunkiem prądu wody w tychże przekrojach rzeki. Pomiary głębokości w przekrojach podłużnych prowadzi się przy pomocy dwu spływających kolejno łódek. Zamiast podwójnej niwelacji spadku zwierciadła wody prowadzi się niwelację pojedynczą z punktami kontrolnymi.

Przytoczone poniżej dane porównawcze o pracochłonności robót (na 1 km) wg norm i wg nowej metody potwierdzają znaczną wyższość tej metody.

Rodzaj roboty	Pracochłonność w rob./godz.	
	wg norm	wg nowej metody
Pomiary w przekrojach poprzecznych	57,5	28,8 (łącznie z pobr. próbek gruntu)
Pobranie próbek gruntu	8,0	—
Obserwacje „spławek”	42,4	5,3
Niwelacja podłużna	10,2	3,8
Razem	118,1	37,9

Do przeprowadzenia jednak robót wg metody kompleksowej potrzebny jest zespół pracowników wysoko kwalifikowanych, uzbrojonych w niezbędny komplet instrumentów geodezyjnych.

W dalszym ciągu artykuł podaje szczegółowe opisy prowadzenia tych robót przy obsadzie partii pomiarowej w liczbie 11 pracowników, (1 st. technik, 1 technik oraz 9 wykwalifikowanych robotników).

(„Riecznoj Transport” nr 1/53).

Z. Z.

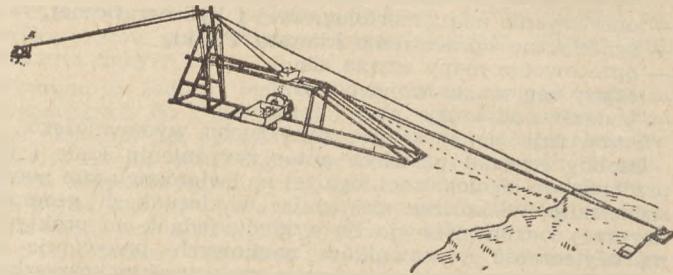
WYDOBYCIE W CIĄGU OKRĄGŁEGO ROKU ŻWIRU I PIASKU Z DŃ RZEK

W okresie zimowym liczne budowy odczuwają trudności w otrzymywaniu piasku i żwiru.

Poszczególne budowy, sytuowane w rejonie rzek, zaopatrują się w piasek i żwir przy pomocy mechanizacji wodnej. Namyty z dna rzeki materiał przechowuje się w ciągu okrągłego roku na brzegu. Ten sposób zaopatrzenia związany jest jednak z uzupełniającymi czynnościami załadowania i wyładowania piasku. Poza tym zimą należy piasek i żwir uprzednio wzruszyć przed załadowaniem na środki transportowe. Wszystko to sprowadza się do podrożenia kosztu piasku i żwiru. Wreszcie przygotowanie piasku i żwiru na cały rok sposobem mechanizacji wodnej przeprowadza się z reguły w okresach letnim i jesiennym do czasu stanięcia lodów.

Na jednej z budów w okresie zimowym z braku piasku i żwiru ulegały przerwie roboty przy budowie fundamentów pod poszczególne obiekty. Wówczas został opracowany pro-

jekt i wykonana w naturze instalacja szuflowa dla wydobycia żwiru z dna rzeki spod lodu w warunkach zimowych. Urządzenie to przedstawione jest na rysunku i składa się z dwubębnowej dźwigarki, odciągającego bloku (zamocowanego na lodzie), olinowania i szuflki ciągniętej o pojemności 0,6 m³, oraz estakady dla załadowania ciężarówek. W części poziomej estakady zamiast podłogi układa się w kierunku ruchu szuflki szyny (w odstępach 250—300 mm), pomiędzy którymi żwir przesypuje się na ciężarówkę. W celu zapuszczenia szuflki w dno rzeki przerąbuje się między odciągającym blokiem i odcinkiem brzegu w lodzie szczelinę długości 15—20 m i szerokości 3—4 m.



Instalacja szuflowa wydobycia żwiru i piasku z dna rzeki

W miarę wyczerpywania się żwiru przesuwają się blok odciągający w górę rzeki o 4—5 m i odpowiednio do tego przedłuża się szczelinę w lodzie. Wydajność instalacji w ciągu 8-godzinnej zmiany wynosi 50—70 m³. Szuflka napełnia ciężarówkę w ciągu 8—10 minut.

Żwir wydobyty w ten sposób jest podawany bez uprzedniego podgrzewania do przygotowywania betonu. Pozwala to na wyeliminowanie niektórych pracochłonnych czynności w porównaniu z dawnymi sposobami: usunięta została konieczność wzruszania żwiru i ładowania na ciężarówkę, odpadły również wszystkie czynności przerzucania, związane w podgrzewaniem żwiru na platformie na budowie. Oprócz tego osiągnięto znaczną oszczędność w zużyciu opału na podgrzewanie. Ta sama instalacja pracowała z powodzeniem również i w letnim okresie. Blok odciągający umieszcza się na tratwie i zamocowuje kotwicami.

Opisane urządzenie jest niezmiernie proste, dostatecznie wydajne i pozwala rozwiązać zagadnienie wydobycia żwiru i piasku w warunkach zimowych przy niewielkich kosztach własnych.

(„Mechanizacja stroitielstwa” Nr 1/51)

Inż. Feliks Bobrowski

PRACA NURKÓW PRZY SILNYM PRĄDZIE RZEKI

Wydajność pracy nurka obniża się w miarę zwiększania się siły prądu wodnego i przy szybkości wody powyżej 2 m/sek nurk nie jest w stanie pracować bez środków ochronnych.

Celem umożliwienia nurkom pracy na bystrym prądzie staje się konieczne zaopatrzenie ich w urządzenia ochronne.

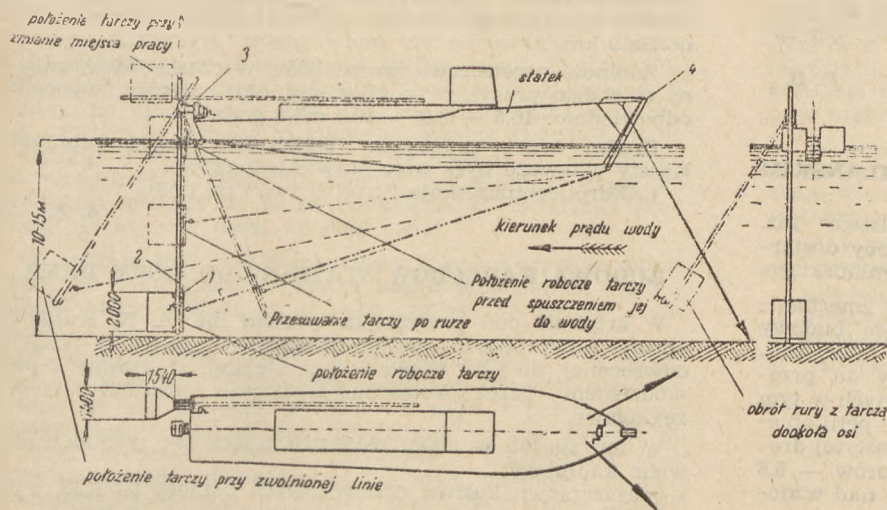
Naukowo-badawcza stacja doświadczalna M. P. F. (ZSRR) opracowała nową konstrukcję przeciwnaporowej ochronnej tarczy podwodnej, która podczas dokonanych prób, przy pracy ze statku dla nurków na rzece Dwugawa, przy szybkości prądu 1,3 m/sek oraz przy próbach na rzece Angarze (z powierzchni lodu), przy szybkości prądu 3 m/sek — wykazała cechy dodatnie.

Nową przeciwnaporową tarczę można stosować przy szybkości wody do 5 m/sek, przy głębokości opuszczania nurka do 15 m. Tarczą można się posługiwać przy wykonywaniu robót z powierzchni lodu, ze statku do robót podwodnych lub innych nawodnych środków, z których dokonywa się opuszczenie nurków.

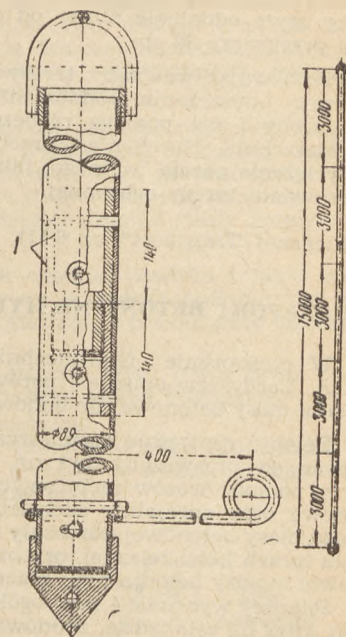
Przeciwnaporowa podwodna tarcza daje się łatwo rozbić, posiada mały ciężar i nieduże wymiary, skutkiem czego można ją łatwo przewozić samochodem z jednego obiektu na drugi. Tarcza jest prostej konstrukcji i tania w wykonaniu.

Przeciwnaporowa tarcza dla robót podwodnych składa się z następujących podstawowych członów (rys. 1): przeciwnaporowej tarczy (1), kierowniczej rury (2), wspornika (3) i hamującej liny (4). Forma i wymiary tarczy są ustalone z uwzględnieniem najmniejszego oporu ruchu wody oraz możliwości pracy nurka w granicach ścianek tarczy. Wysokość tarczy — 2 m, szerokość — 1,4 m, długość — 1,5 m.

Tarcza składa się z rozbieranego szkieletu (rys. 2), wykonanego z rurek gazowych (1) i brezentowego pokrycia (2). Do górnej (3) i dolnej (4) ramy szkieletu przyspawane są trapezoidalne płytki (6) i (7). Na płytkach wewnątrz szkieletu wstawione są po dwie rolki (8), pomiędzy którymi przechodzi kierownicza rura (9). W górnej płytce tarczy przy-



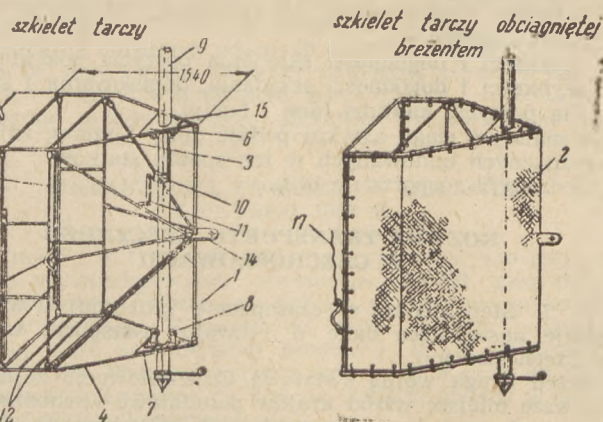
Rys. 1



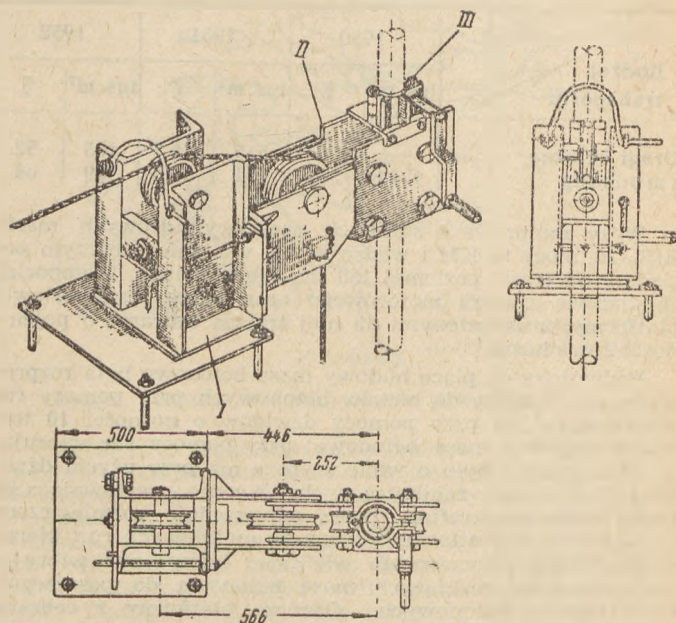
Rys. 3

mocowany jest stoper (10) i zaczep (15), przeznaczony do umocowania hamującej liny. Tarczę przymocowują stoperem do kierowniczej rury (9), kręcąc korbką (11). Do dolnej ramy przyspawane są dwie rurki (12), tworzące ruszt, na którym stoi nurek, przytrzymując się podczas opuszczania pod wodę za uchwyty (13), przyspawane do pionowych słupków (5). Koło poręczy na słupkach ustawione są dwa uchwyty (6), dla węża. Uchwyt dla węża stanowi odrzucający sko-

Przy zmianie miejsca pracy, położone w linii pionowej niżej lub wyżej, tarczę wraz z nurkiem podnosi się lub opuszcza przy pomocy dźwigarki, przy czym można przesunąć tarczę łącznie z rurą kierowniczą, bądź też pozostawiając rurę nieruchomą.



Rys. 2



Rys. 4

belek, za który nurek zakłada nurek i sznur sygnałowy. Siła prądu wody działająca na sygnał i węża amortyzuje się na skobelku. Otworzenia i zamknięcia skobelka dokonuje nurek. Na wypadek jeżeli nurek, podczas pracy, z jakiegokolwiek powodu nie będzie mógł podejść do skobelka i zwolnić sygnał z węża, skobelkę można również otworzyć z powierzchni, za pomocą cienkiego sznura (17). W przedniej części tarczy na szczytowym pręcie (1) zamocowany jest płaski uchwyt (14), będący jednocześnie węzłem połączenia żeber szkieletu i miejscem zamocowania liny wstrzymującej. Szerokość tarczy może być powiększona przez dodanie dodatkowych skrzydeł, przymocowanych do pionowych prętów.

Kierownicza rura (rys. 3) stanowi sztywny wiążący człon pomiędzy wspornikiem i tarczą. Składa się ona z 5 oddzielnych pierścieni (1), długości po 3 m każdy. Ilość pierścieni zależy od głębokości opuszczania nurka, jednakże nie może być mniejsza od dwu. Konstrukcja połączenia pierścieni pozostaje gładka ze strony zewnętrznej, ponieważ rura przy podnoszeniu jej do góry powinna przechodzić wraz z tarczą pomiędzy kierowniczymi rolkami wspornika.

Przesunięcie tarczy w kierunkach pionowym i poziomym np. z dna na pokład zatopionego statku, dokonuje się w sposób następujący: nurek umocowuje tarczę do rury stoperem i podnoszony jest w tarczy razem z rurą na powierzchnię. Statek przesunąć się do nowego miejsca pracy, po czym nurek opuszcza się znów pod wodę. Szybkość podnoszenia i opuszczania tarczy wynosi około 10 m/min. W ten sposób przesunąć się nurek wraz z tarczą w pionowym i poziomym kierunkach.

Przesunięcie tarczy tylko w pionowym kierunku na niewielkie odległości przeprowadza się bez przesuwania statku, przy pomocy naciągania lub opuszczania powstrzymującej liny. Przy takim przesunięciu nurek może w zasięgu tarczy rozpracować sporą powierzchnię. Np. przy głębokości 10 m

tarcza może być przesunięta w tę lub inną stronę na 4 m, przy czym oddalenie nurka od dna na punktach skrajnych nie przekroczy 30 cm.

Przebywając wewnątrz tarczy nurek nie odczuwa, zarówno przy opuszczaniu, podnoszeniu jak i podczas pracy, parcia wody i nie podlega niebezpieczeństwu wyrzucenia na powierzchnię. Nurek nie potrzebuje tracić wysiłku na przewyciężenie parcia wodnego, tak jak to ma miejsce bez zastosowania tarczy ochronnej.

F. B.

(„Riecznoj Transport“ nr 6/51).

TRANSPORT BETONU NA HYDROWĘZŁE CYMLAŃSKIM

W czasopiśmie „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ inż. A. A. Bardyszew opisuje i porównuje różne sposoby dostarczania masy betonowej do budowy hydrowęzła Cymlańskiego.

Beton z centralnie rozmieszczonych betoniarń i zmechanizowanych przewożony był na poszczególne place budowy przy pomocy wozów motorowych i samochodów. Wozy motorowe oraz specjalnie skonstruowane platformy do przewożenia masy betonowej poruszały się po wybudowanych w tym celu torach kolei żelaznej, przebiegającej w formie pętli obiegowej między betoniarnią i placem budowy. Długość tej drogi żelaznej wynosiła 4 km, ogólna zaś długość torów — 5,6 km, gdyż na estakadzie, zbudowanej bezpośrednio nad wzniesionymi blokami betonowymi, oraz w rejonie betoniarń centralnej założone były tory podwójne, na posterunku zaś mycia naczyń (cebrów), służących do przewożenia masy betonowej, było kilka torów manewrowych oraz trzy pomocnicze. Dla samochodów zbudowane zostały specjalne drogi bite, o nawierzchni z kamienia.

Ilość masy betonowej przewiezionej na budowę wynosiła:

Rodzaj transportu	Rok		1950		1951		1952	
	tys. m ³	%	tys. m ³	%	tys. m ³	%	tys. m ³	%
Drogi żelazne	—	—	515	40,7	185	32		
Samochody	104,8	100	751	59,3	389	68		

Wozy motorowe o silnikach sześciocyndrowych marki ZIS-120, mocy 90 KM i wadze 15 ton w stanie roboczym posiadały na trasie poziomej 150 ton mocy uciagu. Motopociąg składał się z wozu motorowego oraz jednej czteroosiowej platformy, z ustawionymi na niej trzema cebraami, o pojemności 3 m³ każdy.

Podwożona na place budowy masa betonowa była rozprowadzana z cebrów do bloków betonowych przy pomocy rur wibrujących lub przy pomocy dźwigów o nośności 10 ton. Rozprowadzenie masy betonowej przy pomocy rur wibrujących oczywiście było o wiele szybsze niż przy użyciu dźwigów. Po otwarciu zamknięć w dnach cebrów, wylewająca się masa betonowa trafiała przez odpowiednio rozmieszczone w płaszczyźnie platformy otwory do metalowych rur, kierujących masę betonową do wielkich lejów rur wibrujących i rozprowadzających masę betonową do poszczególnych bloków betonowych. Oprócz platformy z cebraami używane były również czteroseryjne bunkry o pojemności około 25 m³, podnoszące produktywność motopociągów. Złą stroną bunkra była niemożność zdjęcia go z platformy, wskutek czego masa betonowa mogła być rozprowadzana tylko za pomocą rur wibrujących.

Wozy motorowe, liczba których na budowie wahała się w granicach 19 — 25 sztuk, wykorzystywane były również do przewozów i innych materiałów budowlanych.

Średnia szybkość techniczna jazdy motopociągów wynosiła 10 km/godz., teoretyczny zaś czas trwania rejsu — 41,5 minut. Koszt przewiezienia 1 m³ masy betonowej motopociągiem w 1951 r. wyniósł średnio 6,42 rubla.

Do transportu masy betonowej stosowano również samochody trzech typów, a mianowicie:

MAZ — 205 o pojemności skrzyni nadwozia	3,60 m ³
ZIS — 585	2,63 m ³
ZIS — 150	4,78 m ³

Wszystkie samochody miały urządzenia do samoczynnego wyładunku masy betonowej. Na samochodach MAZ — 250 oraz ZIS — 150, po zdjęciu z nich skrzyń nadwozia dla zmniejszenia tary, przewożona była masa betonowa również w cebraach o pojemności 1,75 m³.

Średnioroczny czas trwania rejsów samochodowych wynosił odpowiednio: 1,52 — 1,23 — 1,06 godz./rejs, przy czym średnia odległość między betoniarnią i placami budowy wynosiła 2 km.

Żdolność przewożenia samochodów w czasie jednej zmiany (8 godzin pracy), również w stosunku rocznym, wynosiła odpowiednio: 10,5 — 9,8 — 10,5 m³/8 godz.

Średni koszt przewozu: 7,04 — 6,74 — 6,74 rubli/m³. Koszty przewozu były więc prawie jednakowe.

(„Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ nr 1/53).

Z. Z.

BUDOWA KADŁUBÓW STATKÓW DO GÓRY DNEM

W artykule pod powyższym tytułem inż. A. N. Kulikow opisuje nowy sposób budowy kadłubów statków w pozycji odwróconej, do góry dnem (kilem, stępką), stosowany z powodzeniem przez Wołżańsko-Donieckie przedsiębiorstwa żeglowne.

W ten sposób w ciągu ostatnich trzech lat wybudowano wiele kadłubów:

- pasażerskich kutrów przewożowych o mocy 50 KM, wymiarach 18 × 4,2 × 1,2 m i wadze około 10 ton;
- barek do transportu materiałów stałych o nośności 50 ton, rozmiarach 22 × 5 × 1,5 m i wadze 15 ton;
- statków pasażerskich dla komunikacji podmiejskiej o napędzie spalinowym typu M-21, mocy 150 KM, wymiarach 21 × 4,45 × 1,4 i wadze około 18 ton.

Zalety nowego sposobu budowy kadłubów polegają na:

- uniknięciu spawania pułapowego (tj. od spodu),
- szybkości i dogodności składania (montowania), sprawdzania i spawania poprzecznego i podłużnego szkieletu konstrukcji kadłuba (stępka, więgi, denniki, pokładnice, wzdłużniki),
- łatwości kontrolowania prawidłowości owrężenia (obwodów) kadłuba,
- szybkości i dogodności składania poszycia pokładu,
- szybkości i dogodności składania, dopasowania i spawania poszycia kadłuba (dna i burty).

W dalszym ciągu artykuł podaje opisy i szereg zdjęć fotograficznych budowanych w ten sposób statków.

(„Riecznoj Transport“ nr 1/53).

Z. Z.

ROZWÓJ TRANSPORTU RZECZNEGO W CZECHOSŁOWACJI

G. I. Stepanienko w czasopiśmie „Riecznoj Transport“ podaje następujące dane o rozwoju transportu wodnego w Czechosłowacji.

Przed drugą wojną światową Czechosłowacja zajmowała pierwsze miejsce wśród krajów południowo-wschodniej Europy pod względem przewiezionych ładunków na drogach wodnych. W 1937 r. przewieziono 3,8 miln. t różnych ładunków, w tej liczbie na własnych obiektach 1,5 miln. t. Tabor rzeczny w 1938 r. składał się z 615 jednostek o mocy ogólnej 40 082 KM i nośności 292 498 rejestrowanych ton brutto.

Po zakończeniu działań wojennych w 1945 r. Czechosłowacja rozporządzała już tylko 426 obiektami rzecznyymi o nośności 182 033 t. Ogółem więc zatopionych i mocno uszkodzonych zostało około 38% tonażu. Po wyremontowaniu ocalałych obiektów pływających i rozpoczęciu budowy nowych statków, tabor rzeczny Czechosłowacji zaczął szybko odradzać się, tak że już w maju 1946 r. żegluga na Łabie i Dunaju została w pełni wznowiona. Jedynie na Odrze, wobec całkowitego uprowadzenia taboru rzecznoego przez ustępujące wojska niemieckie, żegluga mogła być otwarta dopiero w r. 1948.

W 1946 r. na drogach wodnych Czechosłowacji (oprócz Odry) przewieziono na obiektach własnych i zafrachtowanych 1 529 211 t ładunków, co stanowi 40,3% przewozów z 1938 r. W 1948 r. ogłoszona została nacjonalizacja wszystkich przedsiębiorstw żeglownych. W 1952 r. Ministerstwo Transportu zostało zreorganizowane, a mianowicie zostały wydzielone koleje żelazne, jako Ministerstwo Kolei. W Mi-

nisterstwie Transportu pozostały więc zagadnienia transportu rzeczno, samochodowego i powietrznego.

Sieć dróg wodnych Czechosłowacji jest stosunkowo niewielka: przed wojną wynosiła 575 km eksploatowanych dróg wodnych wewnętrznych (Łaba, Wełtawa) oraz 175 km granicznej rzeki Dunaj. Obecnie Czechosłowacja posiada 804 km dróg wodnych. Największe znaczenie dla Czechosłowacji ma obecnie Dunaj, jako droga łączności i krajami demokracji ludowych. Dunaj latem ma odpowiednie dla żeglugi głębokości, a zimą zamarza tylko na ok. 20 dni. Dunaj, przebiegając przez centralną i południowo-wschodnią Europę na długości ok. 2000 km jest rzeką międzynarodową. Na mocy układu handlowego między Czechosłowacją i Polską, zawartego w 1947 r., Czechosłowacja ma prawo do korzystania z Odry dla handlu zewnętrznego i spławu produkcji własnej do portu morskiego w Szczecinie, skąd dalej ma otwarte drogi na cały świat.

W styczniu 1952 r. w porcie Gdyni został uroczystie spuszczonej na wodę pierwszy statek czeski pełnomorski „Republika“, który w lipcu tegoż roku zawiązał do portów chińskich.

Największe porty rzeczne w Czechosłowacji — to Bratysława i Komarno. Port w Bratysławie o długości nabrzeży ponad 3,5 km wykonał w 1950 r. 1 miln. t przeładunków. Projektowana jego zdolność przeładunkowa ma wynosić do 2 miln. t rocznie. Port w Komarnie o długości nabrzeży 3,75 km posiada zdolność przeładunkową 700—800 t rocznie. Podstawowe ładunki to: węgiel, koks, zboże, ruda, drzewo, nafta, smary i oleje. W Komarnie znajduje się również główna stocznia Czechosłowacji, gdzie można budować barki rzeczne i morskie o nośności 670—1000 t, barki morskie o napędzie własnym i nośności 3000 t, holowniki i statki o napędzie spalinowym o mocy 800—1000 KM.

W ramach planu pięcioletniego (1949—1953) przewiduje się zwiększenie przewozów ładunków w tonach i w tonokilometrach w porównaniu z 1948 r.: na Łabie o 26% i 33%, na Odrze — o 192% i 203%, na Dunaju — o 69% i 100%; ogólnie o 70%. Osiągnięcia z lat 1949—1950 wskazują, że plan 5-letni zostanie zrealizowany w ustalonych terminach. Na uwagę zasługuje fakt, że w 1951 r., mimo niskich stanów wód w okresie letnich i jesiennych miesięcy, przewieziono ładunków na obiektach własnych o 13% więcej niż w 1938 r., mimo że stan taboru w ilości jednostek pływających był o 25% mniejszy, a ładowność tylko o 4,1% większa, niż w okresie przedwojennym. „Rieczno Transport“ nr 1/53.

Z. Z.

KATASTROFA POWODZI W HOLANDII 1 LUTEGO 1953 R.

W nocy z 31.I na 1.II 1953 r. fale morskie wtargnęły na bogato zagospodarowane, obejmujące 10.000 gospodarstw rolnych, wyspy położone w pobliżu południowo-zachodnich brzegów Holandii. Wytwórczość tego obszaru stanowiła znaczną część holenderskiej produkcji rolnej, hodowlanej i ogrodniczej. Wskutek nacisku wód wały zostały w większej przestrzeni zniszczone, a słona woda dosłownie w mgieniu oka zalała obszerne tereny.

Rozpatrzmy znaczenie tej katastrofy przede wszystkim z rolniczego punktu widzenia. Zatopione zostało ponad 133.000 ha najlepszych gleb, znajdujących się w wysokiej kulturze. Wynosi to prawie 5,7% całego holenderskiego obszaru uprawnego. W szczególności katastrofa dotknęła tereny:

- obszar rolnicze: Goeree — Overflakkee (cebula) Voorne Putten (zboże, kartofle, cebula), Hoekse Waard (różne uprawy rolne z przewagą buraków cukrowych),
- obszary łkowe o znacznej powierzchni,
- uprawy mieszane z przewagą polnych: półn.-zach. Brabant (buraki cukrowe, kartofle, zboże),
- ogrody owocowe: Südbeveland,
- las: Seelandisch Flandern,
- uprawy warzywne: Bergen op Zoom.

Jak już wspomniano, na obszar objęty katastrofą napłynęła słona woda. Odpływy i przypływy morza odbywały się teraz na obszarach niedawno jeszcze zamieszkałych i tętniących życiem, a co najgorsze, pola były zasypywane piaskiem uniesionym prądem wody. Było to tym bardziej przykre, że tereny te ludność wydzierła przez całe stulecia morzu, ponosząc wielkie ofiary.

Holendrzy posiadają już doświadczenie w walce z niebezpieczeństwem zasolenia gleby, jednakże walka ta rozkłada się na kilka lat: początkowo, dopóki teren nie obesznie, nadmiar soli splukują deszcze, następnie stosuje się zabiegi agrotechniczne, nawożąc glebę gipsem, marglem, kompostem oraz nawozami sztucznymi.

Jakie straty wskutek powodzi poniesie rolnictwo, zorientujemy się po przyjęciu do wiadomości, że roczna wartość zbiorów z 1 ha w Holandii wynosi 1.500 guldenów. Do strat rolniczych dochodzą straty wynikłe wskutek zniszczenia inwentarza żywego i nieruchomości. Ogólne straty przewyższają więc miliard guldenów.

Jakie były przyczyny tak wielkiej powodzi i jakie środki należy przedsięwziąć, aby na przyszłość uniknąć tego rodzaju katastrof. W ogóle katastrofę spowodowały następujące przyczyny:

- silny północno-zachodni sztorm, który trwał przez dłuższy czas nad całą powierzchnią Morza Północnego,
- przerwanie wałów nadmorskich,
- działanie silnego wiatru, który uderzając prostopadle do wybrzeży wtłoczył przez przerwy w wałach ogromne ilości wody na nisko położone tereny.



Rys. 1. Tereny Holandii objęte powodzią w 1953 r.

Wszystko to spowodowało, że uderzenie fali powodziowej przybrało katastrofalne skutki. Chociaż prędkość wiatru była znaczna, jednak nie większa niż dotychczas w Holandii notowane. 31 stycznia porywy wiatru osiągnęły 110—115 km/godz., a następnie nocą zwiększyły się do 135—145 km/godz. Trwało to przez czas dłuższy i w płytkich holenderskich zatokach powstało nadzwyczaj wysokie spiętrzenie wody. Dlatego też stany wody osiągnęły dotychczas nie notowany poziom; na wyspach usytuowanych w pobliżu brzegu był on o 60—70 cm, a na wybrzeżu Morza Północnego o 20—30 cm wyższy od znanego największego stanu z 1825 r. Nie ulega wątpliwości, że w tych okolicznościach o bezpieczeństwie kraju decydowała wysokość wałów. Rzędne korony dawniej wzniesionych wałów były dostosowane do najwyższych notowanych poziomów morza, natomiast przy ustalaniu wysokości nowszych tam oparto się na obliczeniach hydrologicznych wraz z teorią prawdopodobieństwa włącznie. Toteż między innymi stosunkowo niedawno wzniesiona zaporą zamykająca Zuidersee (na szkicu niewidoczna) nie uległa zniszczeniu i jak mówią Holendrzy „zamortyzowała się w ciągu jednej nocy“. Jeżeli bardziej wnikliwie rozpatrzmy załączony szkic, to zauważymy, że większość przerw w wałach nastąpiła na ich wklęsłej stronie. Przerw tych było około stu i nie wszystkie mogły być uwidocznione na rysunku. Poza tym liczne wały były zniszczone przez wodę od strony lądowej.

W Holandii, której 3/5 powierzchni znajduje się poniżej poziomu morza, jest żywo dyskutowane zagadnienie, co zrobić dalej, aby raz na zawsze uniknąć katastrof powodziowych, które w rozmiarach tylko nieco mniejszych od teraźniejszej zanotowano w latach 1421 i 1570. Jeszcze jednak jest zbyt wcześnie, aby powziąć w tej sprawie konkretne wnioski. Obecnie wszystkie siły kraju są skierowane do rekonstrukcji wałów i zabezpieczenia od fal morskich terenów objętych powodzią. Pod tym względem osiągnięto już znaczne sukcesy.

Co się tyczy przyszłych planów, mających na celu zabezpieczenie od powodzi, to ścierają się 2 koncepcje: wzmocnić i podwyższyć wszystkie wały, czy też zamknąć nowymi tamami cieśniny między zatokami i otwartym morzem. Ta ostatnia koncepcja jest o tyle skomplikowana, że głębokość wymienionych cieśnin osiąga 40 m, dlatego też wykonanie tych tam byłoby bardziej trudne niż przy zamknięciu Zuijdersee. Zresztą przed powzięciem ostatecznej decyzji należałoby przeprowadzić daleko idące badania i pomiary. Poza tym należy zwrócić uwagę, że zamknięcie cieśnin zamknęłoby również morskie drogi do Antwerpii i Rotterdamu.

Z drugiej strony, dzięki zamknięciu cieśnin można by osiągnąć znaczne oszczędności, gdyż byłoby niepotrzebne wzmocnianie wałów wewnętrznych o długości około 1.000 km. Na razie po zakończeniu rekonstrukcji wałów plan na najbliższą przyszłość przewiduje przeniesienie zniszczonych osiedli na miejsca bardziej wyżynne, ulepszenie łączności i systemu alarmowego oraz zwiększenie ilości meteorologicznych i hydrologicznych punktów obserwacyjnych.

* * *

Rozpatrując przyczyny katastrofy w Holandii, można wyciągnąć następujące wnioski ogólne. Jeżeli chodzi o urządzenia, zabezpieczające od szkód żywiołowych większe obszary o znaczeniu państwowym, to ustrój kapitalistyczny nie stoi na wysokości zadania i Holandia, aby zachować swój byt, musi przejść do gospodarki społecznej.

Należy również zwrócić uwagę na dodatnie wyniki zastosowania teorii prawdopodobieństwa w obliczeniach hydrologicznych, co było wykorzystane przy ustaleniu wymiarów nowych wałów, które tylko dlatego oparły się naciskowi fal morskich spiętrzonych do nie notowanej dotychczas wysokości.

(„Wasser und Boden“, Nr 3/1953).

L. S.

Kazimierz Dębski — OCHRONA OD POWODZI.

Warszawa 1952. PWN.

Pod tym tytułem ukazał się pięknie wydany skrypt zawierający 135 stron, napisany dla słuchaczy Wydziału Melioracyjnego Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie.

Treść ujęta krótko i bardzo jasno obejmuje opis typów wezbrań i środki ochrony od powodzi. Autor omawia obwałowania rzek, systemy wałów i skutki ujemne obwałowań, jak piętrzenie wody, odcięcie terenów retencyjnych i kolmatacja. Z zasad projektowania wałów wyczerpująco podano obliczenia ich rozstawu i usytuowania. Przeanalizowano zasady stosowania wałów letnich i zimowych oraz jak wyznaczyć ich główne wymiary. Nadto podano przygotowanie podłoża i budowy wału. Opisano budowle wałowe, a to: przejazdy, śluzy wałowe, przelewy, przepusty żelbetowe i lewary. Uzupełniają to zagadnienie zasady obrony wału w czasie powodzi i prowadzenie konserwacji.

Drugie zagadnienie obejmuje zastosowanie zbiorników do ochrony, przeciwpowodziowej, w którym autor omawia:

- 1) zbiorniki współdziałające z obwałowaniem i ich ekonomiczna kalkulacja,
- 2) obliczenie pojemności zbiornika,
- 3) szkodliwe objętości fali wezbraniowej i jej wyrównanie,
- 4) zbiorniki powodziowo-użytkowe i gospodarowanie na nich wodą,
- 5) najkorzystniejsze napełnienie zbiornika. Walka z osadami.

Krótko zebrał autor również podstawowe wiadomości o zorganizowaniu sygnalizacji wezbrań i o układaniu prognoz.

Skrypt krótko i jasno omawia zasadniczy problem w jakiej mierze opłaca się obwałowywać rzeki i w jakich wypadkach racjonalniejsze są zbiorniki retencyjne. Z tych względów skrypt zasługuje na rozpowszechnienie i w biurach projektowych.

W razie wydania skryptu w formie książki należałoby uzupełnić go teorią przesiąkania wody przez wały. Nadto można by obszerniej opisać nowoczesne metody robót ziemnych i ich opłacalność w zależności od wielkości budowanego obiektu. Osobnym rozdziałem można też ująć wykonanie wałów i przegród ziemnych metodą napływową. Odczuwa się również w naszej literaturze brak dokładniejszego opisu taboru budowlanego dla robót ziemnych wraz z instrukcjami obsługi i konserwacji tych maszyn. Ponadto należałoby omówić organizację placów budowy i harmonogramy prac przy robotach ziemnych.

Proponowane uzupełnienia tworzą pewnego rodzaju całość nie tylko pod względem technicznym ale też ekonomicznym, obejmują jednak bardzo liczne i różnorodne działy, które mogą być też potraktowane w osobnych wydawnictwach, o ile będą szczegółowo przedstawione.

Treść skryptu prof. K. Dębskiego mimo pewnego zacieśnienia tematu do zagadnień obwałowania rzek oraz roli zbiorników retencyjnych w ochronie przeciwpowodziowej omawia zasadniczą sprawę, która jest obecnie dominującą w gospodarce wodnej w zakresie uporządkowania naszych rzek pod względem odpływu wielkich wód. Wszelkie planowanie większych robót wodnych w dorzeczu powinno być rozpatrywane w myśl obowiązujących zasad podanych w skrypcie prof. Dębskiego, aby uniknąć ewentualnie podstawowych błędów trudnych potem do poprawienia.

Inż. Jan Wokroj

S. Abramow — TYPOWE KONSTRUKCJE I OBLICZENIA URZĄDZEŃ DRENARSKICH

Warszawa, 1952. P. W. R. i L., stron 150, cena 13,50 zł.

Państwowe Wydawnictwa Rolnicze i Leśne wydały ostatnio podręcznik pod wyżej podanym tytułem, w tłumaczeniu inż. K. Mysłakowskiego.

Ukazanie się książki w wydawnictwach rolniczych a nie technicznych, przy braku bliższego wyjaśnienia w tytule, nie od razu pozwala się zorientować, że chodzi tu o odwodnienia budowlane, a nie o drenowania dla celów rolniczych. Dowiadujemy się tego dopiero ze wstępu do książki.

„W wielu wypadkach budownictwa przemysłowego i miejskiego, jak podaje autor, występuje konieczność adaptacji terenów i poszczególnych parcel o nazbyt wysokim poziomie wód gruntowych. Zwykle należyte przygotowanie placów pod budowę nie może się obyć bez zastosowania drenowania. Konieczność drenowania wylania się często ponadto w związku z budową urządzeń hydrotechnicznych, gdy zachodzi obawa podtopienia istniejących obiektów przemysłowych oraz miejskich parcel, spowodowanego podniesieniem się poziomu zwierciadła wód gruntowych zależnie od spiętrzenia wody w rzekach“.

Praca zawiera zatem opisy konstrukcji i obliczenia techniczne urządzeń drenarskich, służących do ochrony budowli przy zabudowie osiedli i terenów przemysłowo-fabrycznych.

Pierwsze rozdziały autor poświęca omówieniu czynników zabagnienia i podtopienia terenów oraz konstrukcjom drenowania poziomego, pionowego i tzw. kombinowanego. Specjalne rozdziały traktują szczegółowo zagadnienie obliczenia różnych systemów drenowań. Końcowa część pracy zawiera szczegóły odnośnie metod projektowania sieci drenowej.

Praca obliczona jest dla potrzeb inżynierów i techników budownictwa, zatrudnionych bezpośrednio w wykonawstwie. Praca ta może być pomocna i dla pracowników inżynieryjno-technicznych zatrudnionych w zespołach projektowych, szczególnie zaś przy korzystaniu z przedstawionych w niej konstrukcji nomogramów oraz wykresów obliczeniowych.

Wobec braku literatury fachowej z dziedziny odwodnień budowlanych, książka ta odda niewątpliwie cenne usługi przy wykonywaniu inwestycji z tego zakresu.

Ponieważ w obecnych czasach budowie powstają w wyjątkowo krótkich terminach, a sporządzaniem projektów drenowania wypada zajmować się nie tylko specjalistom-projektantom, lecz dosyć często i wykonawcom budowy, przeto szeroka znajomość zastosowania wzorcowych rozwiązań urządzeń drenarskich jest wskazana i celowa. Typowe rozwiązania i obliczenia są konieczne nie tylko dla uproszczenia i przyspieszenia pracy projektantów, lecz i zapewnienia możliwości wykonania tych prac siłami technicznymi samego placu budowy, bez konieczności absorbowania kadry specjalistów.

Należy podkreślić, że książka opracowana jest raczej pod kątem odwodnień terenów przemysłowych i miejskich oraz zewnętrznych odwodnień budowlanych. Brak jest całkowicie bliższego omówienia bezpośrednich drenowań budowli, a szczególnie głęboko podpiwniczonych budynków mieszkalnych i zakładów przemysłowych.

W tej dziedzinie projektanci i wykonawcy nadal będą odczuwali brak literatury fachowej, kształtującej pogląd i podającej wytyczne co do postępowania w trudnych warunkach hydrogeologicznych, szczególnie przy skomplikowanym układzie posadowienia fundamentów budowli.

K. P.

K. M. MOSKWIN. KOROZJA BETONU.

Moskwa 1952.

Walka z korozją i przedwczesnym zniszczeniem betonu w budowlach posiada doniosłe znaczenie dla gospodarstwa narodowego.

W obliczu wielkich robót hydrotechnicznych, staje przed nami ze szczególną ostrością, wśród innych zadań, nader ważne i złożone zagadnienie zabezpieczenia długowieczności budowli betonowych i żelazobetonowych.

Od prawidłowego rozwiązania tego zagadnienia zależą w znacznym stopniu wskaźniki ekonomiczne budujących się i eksploatowanych urządzeń.

Walka z korozją i niszczeniem betonu w agresywnym środowisku jest niemożliwa bez znajomości procesów korozji, warunków jej powstawania i szybkości rozwoju w danych konkretnych warunkach.

Posiadane na ten temat materiały są bardzo szczupłe i rozproszone w wielu publikacjach często niedostępnych.

Autor, na podstawie przeprowadzonych badań, jak również uogólnienia i analizy opublikowanych w literaturze technicznej materiałów, podaje ogólną klasyfikację wszystkich postaci korozji betonu. Szczegółowo rozwinięte zostały ogólne warunki, następstwa i szybkość przebiegu procesów korozji betonu, w zależności od jego właściwości i agresywnego środowiska, jak również warunków ich wzajemnego oddziaływania.

Ustalenie trzech zasadniczych postaci korozji oparte na zasadzie decydujących czynników, umożliwia ustalenie dla każdej postaci regularności przebiegu zjawiska, co z kolei umożliwia prawidłowy wybór środków zaradczych, niezbędnych dla zapobieżenia rozwojowi korozji betonu i zabezpieczenie długowieczności wznoszonych budowli.

Osobno rozpatrzone zostało zagadnienie działania wody morskiej na beton, i przedstawiona istota zasadniczych procesów korozyjnych w tym środowisku.

W końcowej części książki zostały streszczone i uzasadnione normy dla oceny stopnia agresywności wody jako środowiska betonu i wyboru środków dla zabezpieczenia betonu od korozji.

Książka jest przeznaczona dla inżynierów-projektantów i wykonawców oraz pracowników naukowych.

R.

K R O N I K A

DRUGI ZJAZD HYDROBIOLOGÓW POLSKICH W GIŻYCKU

W Giżycku na Mazurach odbył się w dniach od 16 do 19 stycznia br. drugi po wojnie Zjazd Hydrobiologów Polskich. Organizatorem Zjazdu był Komitet Ekologiczny Polskiej Akademii Nauk, gospodarzem Zjazdu — Instytut Rybactwa Śródlądowego. W Zjeździe wzięli udział pracownicy naukowych instytutów i placówek badawczych, jak również i przedstawiciele praktyki (rybacy praktycy).

Na Zjeździe wygłoszone były następujące referaty:

1) Ze współczesnych postępów limnologii i rybactwa (prof. Stangenberg).

2) Fragmenty dyskusji w ZSRR o zadaniach i zakresie hydrobiologii (dr Backiel).

3) O niektórych zaniedbanych w praktyce hydrobiologicznej teoriach ekologii (doc. Tarwid).

4) Dotychczasowe wyniki prac nad biocenologicznymi badaniami w zakresie parazytologii wodnej na jez. Dróżno (prof. Wiśniewski).

5) O poszukiwaniu podstaw rybackiego zagospodarowania jezior na przykładzie jez. Tajty (referat zbiorowy pod kierunkiem prof. Sakowicza).

6) Aktualna w Polsce tematyka hydrobiologiczna oraz możliwości zastosowania nauki w rybactwie (prof. Płiszka).

Wygłoszone referaty, jak również bardzo ożywiona dyskusja zdążyły w kierunku konkretyzacji zadań, zakresu i metod hydrobiologii pod kątem widzenia zasadniczego celu nauki jakim jest pomoc w praktycznej gospodarce działalności człowieka. Mówiono przede wszystkim na tematy hydrobiologii związane z potrzebami rybactwa. Było to zrozumiałe ze względu na niezwykle aktualną sprawę uintensywnienia produkcji rybackiej i należytego gospodarczego wykorzystania wód powierzchniowych. Oprócz spraw związanych bezpośrednio z rybactwem poruszono również i inne zagadnienia jak na przykład sprawę higieny i ochrony wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem, sprawy badań zbiorników nie użytkowanych rybacko, sprawy hydrobiologii lekarskiej itp.

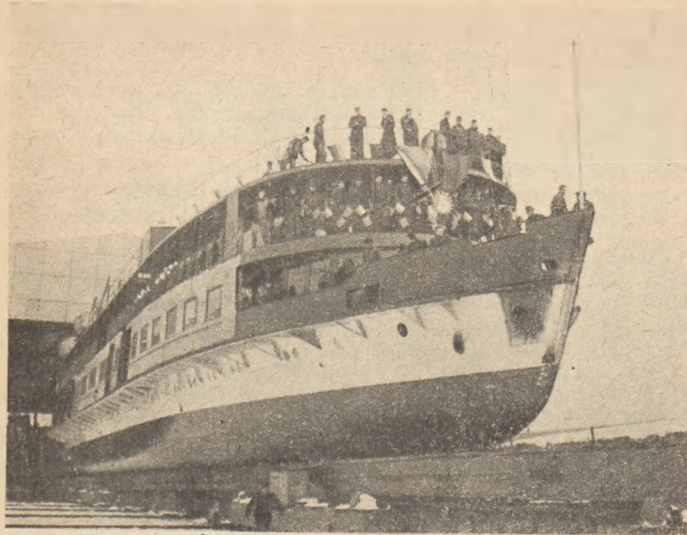
W podsumowaniu Zjazdu Sekretarz Wydziału II Polskiej Akademii Nauk min. Petruszewicz stwierdził m. in. że w czasie trwania Zjazdu, w czasie dyskusji można się było przekonać o przełomie jaki dokonuje się wśród hydrobiologów polskich. Jakkolwiek hydrobiologia polska nie zawsze jeszcze potrafi przejść do praktyki z pomocą, jakkolwiek teoretyczne podstawy hydrobiologii znajdują się jeszcze w toku dyskusji, to cieszyć się należy, że zerwano już u nas z przyczynkarstwem i błędnym traktowaniem nauki jako rzeczy samej dla siebie. Wkroczenie polskiej hydrobiologii na drogę związania się z praktyką wroży najlepsze rezultaty na przyszłość z jednej strony coraz lepszemu gospodarstwu wykorzystaniu wód naszych, z drugiej strony rozwojowi hydrobiologii jako dyscypliny naukowej.

S. W.

CZECHOSŁOWACJA BUDUJE STATKI DLA WIELKICH OBIEKTÓW KOMUNIZMU ZSRR

Przemysł czechosłowacki od dawna cieszył się uznaniem w światowym budownictwie statków. Ważne części montażowe zamorskich kolosów „Normandie“, „Pasteur“ i innych przekraczające często wagę 100 000 kg, były wyrabiane w fabrykach czechosłowackich. Jako państwo lądowe była jednak Czechosłowacja dla światowego morskiego okrętownictwa tylko podrzędnym dostawcą niektórych urządzeń, a jej przemysł okrętowy zajmował się tylko budową rzeczno lub jeziorowego taboru pływającego. Stocznie czechosłowackie dostarczały wprawdzie tabor rzeczny i na rynek zagraniczny, ale sposób jego produkcji był stosunkowo przestarzały. Była to prawie wyłącznie produkcja rzemieślnicza, bowiem dla wprowadzenia seryjnej produkcji przemysłowej nie było podstaw, z uwagi na brak zamówień.

Dopiero ścisła współpraca gospodarza z krajami demokracji ludowej, a zwłaszcza ze Związkiem Radzieckim, po drugiej wojnie światowej, umożliwiła rozwinięcie się czechosłowackiego przemysłu okrętowego na wysoki poziom. Zamówienia na całe serie taboru rzeczno dla potrzeb wodnych budowli komunizmu w ZSRR były pobudką do



Wodowanie statku na stoczni w Komarnie

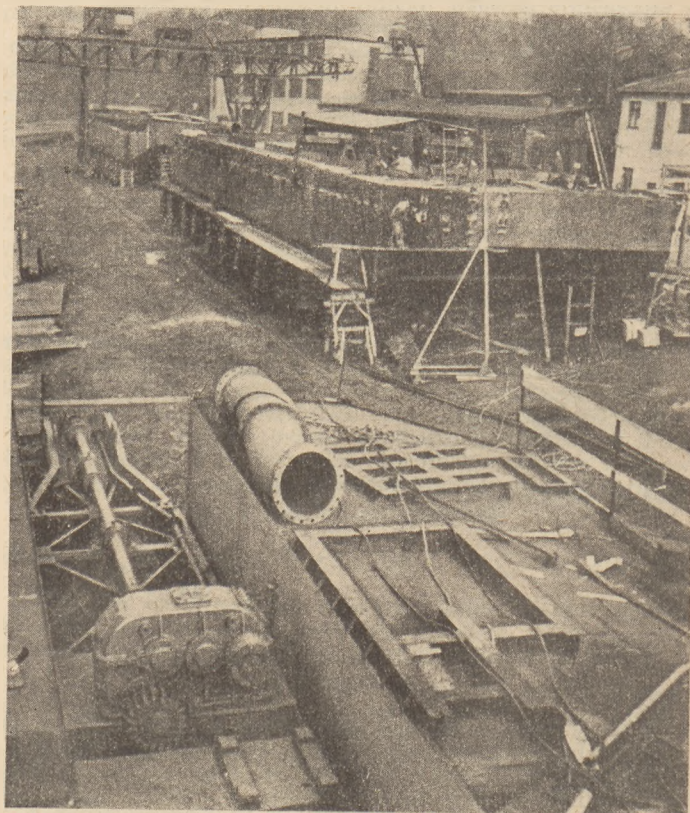
przejścia na nowoczesną produkcję przemysłową statków w stocznich czechosłowackich.

Nowym stoczniam w Komarnie nad Dunajem, które powstały już po wojnie i są dobrze technicznie wyposażone, była powierzona budowa nowoczesnych statków pasażerskich dla żeglugi na radzieckich drogach wodnych. Pierwszy z nich „Roscia” był wykonany w krótkim terminie 6 miesięcy i już od ubiegłego roku jest w ruchu na trasie Moskwa — Rostów. Jest to właściwie wygodnie i komfortowo wyposażony trzypiętrowy hotel, z 301 łózkami dla podróżnych I, II i III klasy, poruszający się z szybkością około 21 km/godz. „Roscia” i inne statki tej serii mają około 80 m długości, 10 m szerokości i 12 wys. Do wykończenia kabin, jadalni, świetlic i innych pomieszczeń użyto drewna mahoniowego, cytrynowego, bukowego i dębowego. Automatyczne ogrzewanie i wietrzenie oraz pełna elektryfikacja wszystkich prac na statku, a także łączność radiowa z lądem i różne inne urządzenia czynią pobyt na statku wielce przyjemnym. Aczkolwiek „Roscia” jest zbudowana dla transportu jeziornego, gładko pokonała wielką burzę, jaka ją spotkała na M. Czarnym w drodze do ZSRR.

Fachowcy czechosłowaccy potrafili w krótkim czasie skonstruować istotnie doskonały rzeczny statek pasażerski i pomyślnie rozpocząć seryjną jego produkcję.

Dalszym przyczynkiem stoczni Komarno jest seryjna produkcja holowników. Holownik o długości około 50 m, szer. 9 m i zanurzeniu 2,2 m osiąga szybkość 18 km/godz. Silniki jego (Diesel) mają moc 800 KM. Salon, sypialnie, bufet, umywalnie, pralnie, łazienki i dalsze urządzenia dostarczają 38-osobowej załodze wszelkich wygod. Holowniki te zdały bardzo dobrze w ZSRR egzamin. Wyposażone w nowoczesne przyrządy, wyprodukowane prawie wyłącznie w Czechosłowacji, zdolne są do morskiej żeglugi przybrzeżnej, do 100 mil od brzegu. Kilka z nich odbyło długą drogę Dunajem i M. Czarnym na Wołgę i dalej przez Murmańsk aż na syberyjskie rzeki Ob i Jenisej.

Stocznie w Pradze na Woltawie produkują dla potrzeb radzieckich budowli komunizmu serie innego obiektu pływającego — pogłębiarek ssących. Są to trzypiętrowe wielkie obiekty o długości 97 m i szer. 9 m, które przy pomocy specjalnych frezów wzruszają ziemię aż do głębokości 11 m i następnie przerzucają ją rurociągiem na odległość do 500 m. Wydajność takiej pogłębiarki wynosi 250 m³/godz, przy zużyciu 100 kg nafty. Dużą zaletą pogłębiarki jest jej pełne kierowanie z jednego miejsca. Na podwyższeniu trzeciego pokładu znajduje się kabina bagermistrza, kierującego czynnością pogłębiarki. Zainstalowana w kabinie tablica rozdzielcza podaje ilość transportowanej ziemi, chód maszyny, głębokość itp. Centralne ogrzewanie i wietrzenie zapewnia trzydziestoosobowej załodze dobre warunki pracy.



Montaż pogłębiarki ssącej

Szybki rozwój czechosłowackiego przemysłu stoczniewego jest wynikiem czechosłowacko-radzieckiej współpracy gospodarczej, skierowanej na pokojowe budownictwo obu krajów.

(Z tekstu czeskiego tłum. Inż. Z. Mikulski)
Jan Ceřnohorsky

Widok pogłębiarki ssącej przedstawiony jest na okładce niniejszego zeszytu.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — KRYSTYNA JÓZEFOWSKA

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

ANKIETA CZYTELNICZA

„Głosu Pracy”

i Państwowych Wydawnictw Technicznych

Redakcja „Głosu Pracy” i Państwowe Wydawnictwa Techniczne ogłosiły ankietę czytelniczą, której najlepsze rezultaty zostaną nagrodzone.

Ankieta polega na udzieleniu odpowiedzi na następujące pytania:

1. Podaj tytuł i autora książki technicznej (lub książek) wydanej przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne, która pomogła ci w zdobyciu lub pogłębieniu twojej wiedzy zawodowej.

2. Jakie realne korzyści dało ci przeczytanie tej książki (np. opracowanie pomysłu racjonalizatorskiego, polepszenie jakości produkcji, opanowanie nowej techniki, udoskonalenie metod pracy, zwiększenie bezpieczeństwa pracy itp.)?

3. W jakim stopniu książka ta została spopularyzowana w twoim środowisku, jaką rolę w nim odegrała?

4. Jakie są dobre, a jakie złe strony tej książki (czy jest napisana w sposób jasny i zrozumiały, czy rysunki są czytelne i łatwe do zrozumienia, czy jest ich dostateczna ilość, czy druk jest odpowiedni dla czytelnika, czy i które części książki należałoby przerobić w następnym wydaniu i w jaki mianowicie sposób itd.)?

5. Na jakie tematy należałoby opracować nowe książki techniczne?

6. Czy wypożyczasz książki techniczne z biblioteki fabrycznej, związkowej lub innej? Jeżeli tak to z jakiej?

7. Czy kupujesz książki techniczne? U kogo — w księgarni, czy u kolportera zakładowego?

8. Jakie masz inne uwagi lub życzenia dotyczące książek technicznych?

Za najlepsze odpowiedzi przyznane będą ich autorom następujące nagrody:

33 nagrody po zł 400, 6 nagród po zł 300, 10 nagród po zł 200 oraz 50 nagród książkowych. Wyróżniające się odpowiedzi będą drukowane na łamach „Głosu Pracy” i honorowane według stawek autorskich.

Sąd konkursowy w składzie przedstawicieli: redakcji „Głosu Pracy”, Państwowych Wydawnictw Technicznych i Naczelnej Organizacji Technicznej ogłosi wyniki do dnia 15 października 1953 r.

Odpowiedzi na pytania zawarte w ankiecie należy przesłać w terminie do dnia 15 sierpnia 1953 r. w kopercie zaadresowanej do Redakcji „Głosu Pracy”, Warszawa, Smolna 12; na kopercie zaznaczyć: „Ankieta czytelnicza”.

W związku z powyższą ankietą czytelniczą Naczelna Organizacja Techniczna i Państwowe Wydawnictwa Techniczne zwracają się z apelem do członków stowarzyszeń technicznych zrzeszonych w NOT o jak najszersze propagowanie ankiety i o zachęcanie do wzięcia w niej udziału przez cały aktyw techniczny poszczególnych zakładów pracy.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- BARTOSZEWICZ S., PIECHOWICZ M.: Nawilżanie gliny parą w przemyśle ceramiki budowlanej. 1953, s. 60, zł 3.50.
- BEREZIN B. I.: Materiałoznawstwo poligraficzne. Tłum. z ros. W. Tarcikowski. 1953, s. 379, zł 21.—
- BESKI W.: Schematy czyszczarek młyńskich. 1953, s. 64, zł 3.90.
- BIEŁOW M. W., KARTASZEW I. P.: Mechanizacja pracochłonnych operacji. Tłum. z ros. W. Natanson. 1953, s. 32, zł 1.50.
- BOGDANOW S. G.: Metaloznawstwo i obróbka cieplna stali. Tłum. z ros. W. Chitruk. 1953, s. 260, zł 20.— (w oprowie).
- CIBOROWSKI J.: Inżynieria chemiczna. Część III. 1953, s. 368, zł 45.— (w oprowie).
- CZAJKOWSKA J.: Próbkę geologiczne i rdzenie wiertnicze. 1953, s. 49, zł 3.—
- DOBRSKI J., POPPE J., RUDZIŃSKI J.: Aparaty rentgenowskie. Instalacja, obsługa, konserwacja. 1953, s. 132, zł 8.—
- DRECKI A.: Naparzalnie niskopiężne. 1953r s. 186, zł 14.50.
- DUBOIS J.: Technologia torfu. 1953, s. 224, zł 22.— (w oprowie).
- ELIASZ S.: Szkodliwe drobnoustroje w przemyśle piwowarskim. 1953, s. 56, zł 3.—
- GIERDZIEJEWSKI K.: Odlewnictwo. Wyd. 2 poprawione i uzupełnione. 1953, s. 356, zł 11.50.
- GISMAN S.: Opanowywanie górotworu w kopalniach węgla. 1953, s. 88, zł 5.—
- KARRER P.: Chemia organiczna. Tom I. Część II — VI. Tłum. z niem. zespół. 1953, s. 299, zł 24.50.
- KLIMIENKO K. J.: Sposoby podniesienia wydajności pracy w przemyśle maszynowym ZSRR. Tłum. z ros. E. Koch. 1953, s. 172, zł 10.90.
- KOCHANOWSKI J., SŁUŻEWSKI Z.: Walka z zakażeniem mięsa w produkcji. 1953, s. 72, zł 3.60.
- KORCZAGIN N. W., NIKOLSKIJ W. S.: Normowanie w kopalni. Tłum. z ros. H. Dębska. 1953, s. 124, zł 12.—
- KOSMACZEW I. G., LEBIEDIEW N. A.: Ostrzarka anodowo-mechaniczna konstrukcji N. A. Liebiediewa. Tłum. z ros. Z. Kościółek. 1953, s. 44, zł 2.30.
- KOWALSKI F.: Użytkowanie i konserwacja sprzętu pożarniczego. 1953, s. 152, zł 8.70
- KOZŁOWSKI T.: Wytwarzanie i własności lotnych produktów koksowania. 1953, s. 64, zł 4.—
- MATALIN A. A.: Podstawy wymiarowe i technologiczne. Tłum. z ros. W. Wasiljew. 1953, s. 150, zł 11.90
- MOISIEJEW S. Ł.: Mistrz organizator wzorcowego odcinka budowlanego. Tłum. z ros. L. Kołodzki. 1953, s. 26, zł 2.—
- MONES I. M.: Zastosowanie tarcz malej średnicy do budowy miejskich budowli podziemnych. Tłum. z ros. W. Szczęk. 1953, s. 234, zł 15.—
- MYRONOWICZ M.: Anodowe wytwarzanie powłok na aluminium. 1953, s. 56, zł 3.50
- PINDERA J. T.: Zarys elastooptyki. 1953, s. 350, zł 28.— (w oprowie)
- POSZEPCHYŃSKI W.: Magazynowanie mięsa i jego przetworów. 1953, s. 122, zł 6.50
- Praca tkacki na krośnie automatycznym do bawełny. Metoda inż. F. Kowalowa. 1953, s. 56, zł 3.—
- RADŹWICKI K.: Wykrywanie i usuwanie wad wlewków stalowych. 1953, s. 52, zł 3.—
- STAPF H.: Podstawy chemii i technologii dla zatrudnionych w przemyśle. Tłum. z niem. Z. Bańkowski. 1953, s. 376, zł 28.50 (w oprowie)
- SYROMIATNIKOW I. A.: Praca silników asynchronicznych. Tłum. z ros. B. Walentynowicz. 1953, s. 224, zł 23.— (w oprowie)
- Taktyka walki z pożarami. Komenda Główna Straży Pożarnych. 1953, s. 170, zł 8.50
- TIERPIGORIEW A. M., DIEMIDOW P. N., PROTODIAKONOW M. M.: Maszyny górnicze do wybierania pokładów kopalin użytecznych. Tłum. z ros. L. Ballenstedt i O. Przysiecki. 1953, s. 512, zł 45.20 (w oprowie)

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki.

W celu najszerzej popularyzacji czytelnictwa i krzewienia umiejętności korzystania z książki technicznej, zwłaszcza wśród nowych kadr przybywających do przemysłu — Państwowe Wydawnictwa Techniczne podjęły nowe wydawnictwo pod nazwą „Książka Techniczna“, przeznaczone dla fabryk, związków zawodowych, bibliotek, klubów techniki i racjonalizacji, urzędów, instytucji.

Biuletyn „Książka Techniczna“ zawiera dokładne informacje o treści i cechach wydawniczych książek PWT, które ukazały się ostatnio w sprzedaży księgarskiej oraz o książkach, których ukazanie przewiduje się w najbliższej przyszłości; zawiera ponadto recenzje dotyczące niektórych książek uprzednio wydanych, część artykułową i informacyjną oraz dział poradnictwa czytelniczego.

Biuletyn „Książka Techniczna“ rozsyłany jest bezpłatnie do fabryk, bibliotek, klubów techniki i racjonalizacji, kół zakładowych NOT, urzędów, instytucji — które zgłoszą do PWT, Warszawa, ul. Mazowiecka 24, zapotrzebowanie na stałe otrzymywanie biuletynu „Książka Techniczna“. Dotychczasowym odbiorcom powielanego biuletynu PWT, biuletyn drukowany „Książka Techniczna“ dostarczany jest nadal bezpłatnie bez specjalnych zgłoszeń.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

