

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1952 r.

Nr 12

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Po II Kongresie Inżynierów i Techników Polskich 441

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Prof. dr Stanisław Sakowicz i dr Stanisław Żarnecki</i> — Oddziaływanie obudowy potoków górskich na rybactwo	442
<i>Inż. Stefan Rogiński</i> — Metody obliczania bilansu wodnego zlewni, ze szczególnym uwzględnieniem zlewni małych	445
<i>Inż. Leonard Skibniewski</i> — Zagadnienie wód gruntowych w hydrologii	449
<i>Mgr Helena Werner-Więckowska</i> — Uwagi o prowadzeniu działów wodnych na obszarach bezodpływowych	453
Projekt słownictwa wodnego	454
<i>Inż. Franciszek Cieciora</i> — Metoda wykreślna łuków parabolicznych	456

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Inż. Armand Żbikowski, inż. Zbigniew Stalkowski, inż. Henryk Gorzkowski</i> — Żelbetowe łupiny ochronne	460
--	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

<i>Inż. Włodzimierz Skoraszewski</i> — Wykonywanie wąskich wykopów	465
--	-----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

<i>Inż. Kazimierz Kars</i> — Organizacja i rentowność zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę	467
<i>Inż. Antoni Parfianowicz</i> — Kilka uwag na temat nawodnień zalewowych	469
<i>Inż. Zenon Bączek</i> — Elektryczne ogrzewanie zasuw	471
Przegląd wydawnictw	473

СОДЕРЖАНИЕ

После II Конгресса Польских Инженеров и Техников
Влияние регуляции горных потоков на рыболовство
Методы расчета водного баланса малых бассейнов
Вопрос почвенных вод в гидрологии
Замечания о начертании водоразделов на территориях без стока
Проект гидротехнического словаря
Графический метод построения параболических кривизн
Железобетонные предохранительные оболочки
Выполнение узких траншей
Организация и рентабельность водоснабжения промышленных предприятий
Некоторые замечания по вопросу заливных обводнений
Электрическое нагревание задвижек
Обзор печати.

SOMMAIRE

Après le II Congrès des Techniciens Polonais
L'influence de correction des torrents montagneux sur la pêche
Méthodes de calcul du bilan hydraulique des bassins, particulièrement en considération des petits bassins
Problème des eaux du sol dans l'hydrologie
Remarques sur le partage des eaux dans des terrains sans écoulement
Projet de terminologie hydraulique
Méthode graphique des arcs paraboliques
Coquilles de sécurité en béton armé
Execution des fossées étroites
Organisation et rentabilité d'alimentation en eau des établissements industriels
Quelques remarques sur l'irrigation d'inondation
Chauffage électrique des vannes
Revue des publications

CONTENTS

After the II Congress of Polish Technicians
Influence of mountains torrents regulation on fishing
Methods of calculation of water balance in a basin with special view of small basins
Problem of soil waters in hydrology
Remarks on guiding watershed on the ebb-tideless areas
Design of water vocabulary
Graphic method of parabolic arcs
Concrete peels of security
Execution of narrow trenches
Organisation and rentability of water supply of industrial establishments
Some remarks on flood inundations
Electric heating of water gates
Review of publications

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1952 R.

Nr 12 (73)

PO II KONGRESIE INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW POLSKICH

Sześć lat minęło od I Kongresu Inżynierów i Techników Polskich (grudzień 1946 r.), gdy po raz drugi zebrał się świat techniczny, aby w przelomowym okresie przebudowy polskiej gospodarki narodowej, tj. w połowie realizacji wielkiego Planu 6-letniego, wytyczyć dalsze drogi rewolucji technicznej.

II Kongres Inżynierów i Techników polskich (28 — 29.IX. 1952) zwołany z inicjatywy Naczelnej Organizacji Technicznej i Centralnej Rady Związków Zawodowych „określił metody i środki prowadzące do zwiększenia aktywności inteligencji technicznej w walce o przedterminowe wykonanie Planu 6-letniego, o stworzenie warunków dla dalszego rozwoju sił wytwórczych Polski Ludowej.

„Z realizacji Planu 6-letniego i wielkiego Planu nakreślonego w zarysie w Programie Wyborczym Frontu Narodowego — powiedział Bolesław Bierut w swym przemówieniu — płynie świadomość wielkich zadań stojących przed inżynierem i technikiem, świadomość nieograniczonych możliwości ujarzmiania i przekształcania przyrody, wielokrotnego zwiększenia bogactwa narodowego, podźwignięcia na niebysza poziom stopy życiowej całej ludności, olbrzymich możliwości zwiększenia zasobów energetycznych kraju, budowania nowych miast, kształtowania nowych piękniejszych i uszlachetniających człowieka warunków życia. Z tego samego źródła płynie poczucie odpowiedzialności, płynie pełna prostota duma zawodowa, oparta nie na zazdrośnie strzeżonych przywilejach kasty, lecz na najgłębiej pojętej służbie społecznej — pracy dla własnego narodu i całej ludzkości“.

* * *

Jeżeli sięgniemy pamięcią do I Kongresu w Katowicach, musimy wyraźnie podkreślić, że był on pierwszą próbą w odrodzonej Polsce świadomej mobilizacji sił, wiedzy i umiejętności inżynierów i techników oraz oddania ich w służbę Polski Ludowej. Po raz pierwszy inteligencja techniczna, w pełni czując się współgospodarzami kraju i współodpowiedzialna na odbudowę ze zniszczeń wojennych i dalszy rozwój życia gospodarczego, wysunęła szereg podstawowych postulatów, gwarantujących racjonalny rozwój życia gospodarczego w poszczególnych okresach Narodowego Planu Gospodarczego.

W dziedzinie gospodarki wodnej, jak wiemy, I Kongres zaakcentował m. in. zagadnienie „Zagospodarowania doliny Wisły i melioracji wodnych“ i wysunął konieczność silniejszego niż dotąd uwzględnienia w planach gospodarczych zagadnienia rozwoju dróg wodnych, a przede wszystkim Odry, Wisły i Buga.

Dzisiaj, w 6 lat po tym Kongresie, z dumą i radością witamy rewolucyjny plan gospodarki wodnej, zawarty w Programie Wyborczym Frontu Narodowego. Jest to zapowiedź realizacji wspaniałych budowli socjalizmu, „rozwiązujących w sposób kompleksowy zagadnienie wykorzystania zasobów wodnych dla celów energetycznych, zagadnienia odwodnienia i nawadniania w rolnictwie, transportu wodnego, zaopatrzenia w wodę miast i przemysłu oraz rozwoju rybactwa śródlądowego“ (z przemówienia Min. S. Jedrychowskiego).

Widzimy z powyższego, że pierwsze próby z okresu I Kongresu postawienia gospodarki wodnej na odpowiednim poziomie, gwarantującym należyty rozwój całości życia gospodarczego kraju, znalazły właściwe rozwiązanie w programie Frontu Narodowego. Dotychczasowy dorobek pozwala nam w pełni podjąć realizację wytycznych Programu Frontu Narodowego. Jesteśmy tego pewni, gdyż w ciągu ubiegłych sześciu lat polski świat hydrotechniczny wytrwale walczył o postawienie gospodarki wodnej i budownictwa wodnego na poziomie odpowiadającym podstawowemu znaczeniu tych zagadnień w całokształcie życia gospodarczego kraju, walczył o stworzenie perspektywicznego, kompleksowo ujętego planu gospodarki wodnej, o plan i odpowiednią organizację prac naukowo-badawczych, prac planistycznych, projektowych, wykonawstwa.

W żmudnym trudzie codziennej pracy nie zawsze mogliśmy zdawać sobie sprawę z rewolucyjności naszych zamierzeń; dopiero chwila obecna pozwala na podsumowanie wyników pracy okresu 1946—1952, już bowiem w Planie 6-letnim rozpoczęto realizację szeregu znacznych obiektów budownictwa hydrotechnicznego i gospodarki wodnej dla przemysłu, rolnictwa, komunikacji, energetyki, gospodarki komunalnej itd., obiektów będących niejako wstępem do rozpoczęcia wielkich budowli wodnych w następnym planie 5-letnim.

Jasną jest rzeczą, że do realizacji tych wielkich budowli wodnych polska hydrotechnika musi przeprowadzić szereg dalszych prac organizacyjnych, naukowo-badawczych, planistycznych i projektowych. Bogaty materiał II Kongresu Inżynierów i Techników Polskich daje ogólne wytyczne do opracowania stojących przed nami zadań, poprzedzających właściwą realizację wielkich budowli socjalizmu. Jednym z najważniejszych i najpilniejszych zadań polskiej hydrotechniki jest problem przeprowadzenia w odpowiedniej skali i odpowiednio zorganizowanych prac naukowo-badawczych. Jaką wagę przywiązuje Państwo do tego problemu, wskazuje referat wiceprzewodniczącego PKPG, Ministra E. Szyra, który powiedział m. in.: „Był okres, w którym nauka nie nadążała za produkcją. Nastąpił okres, w którym nauka zbliżyła się do produkcji i należy przejść do okresu, w którym nauka zacznie wyprzedzać produkcję i przygotowywać przyszłe rozwiązania techniczne dla wielkich zadań następnego planu 5-letniego. Przykładem tego są podjęte ostatnio próby koordynacji prac naukowo-badawczych związanych z problemem gospodarki wodnej w świetle doświadczeń radzieckich. Kompleksowe opracowanie tych zagadnień wyprzedza podjęcie wielkich robót inwestycyjnych, które w skali najbliższego 10-lecia zapewnią poprawę warunków klimatycznych, wzrost produkcji rolnej, użeglowienie rzek, likwidację powodzi, poważny wzrost produkcji energii elektrycznej“.

W ramach krótkiego reportażu pokongresowego niesposób omówić wszystkich poruszanych na Kongresie wytycznych i problemów. Do naświetlania odcinkowych zagadnień poruszonych na Kongresie i wy-

plywających z bieżącej realizacji Planu 6-letniego oraz z przyszłych zamierzeń planu 5-letniego będziemy niejednokrotnie powracali na łamach czasopisma. Tym samym prace Kongresu przedłużając się w czasie, zostaną uzupełnione, pogłębione i w ostatecznym efekcie dadzą mocne podstawy do realizacji zadań stojących przed polską hydrotechniką.

„Przygotowanie planu 5-letniego wymaga — jak powiedział w swym referacie Min. E. Szur — usilnych prac w ciągu dwu najbliższych lat w udziale b. licznego sztabu naukowców, specjalistów technicznych, planistów i ekonomistów. Poziom techniki, jaki osiągniemy w latach 1954—55 zaważy rzecz jasna na odpowiednim rozwoju produkcji i techniki w pierwszych latach planu 1956—1960.

Zadaniem naszym jest więc tylko intensywne przygotowanie projektów związanych z opracowaniem następnego planu 5-letniego w oparciu o ogólne wytyczne podane w Programie Frontu Narodowego. Naszym zadaniem jest również tak usprawnić codzienną pracę, tak szybko wdrożyć dostępne nam elementy postępu technicznego, aby móc w końcowym etapie Planu 6-letniego nakreślić sobie w wielu dziedzinach zadania jeszcze śmielsze i piękniejsze niż te, które dziś się przed nami rysują“.

Powyższe wytyczne wiceprzewodniczącego PKPG Min. E. Szura należałoby uzupełnić tylko wskazaniami Pierwszego Budowniczego Polski Ludowej, Prezesa Rady Ministrów Bolesława Bieruta, aby mieć ogólny obraz zadań, jakie w najbliższych okresach czasu czekają inżynierów i techników polskich, a wśród nich i hydrotechników.

„Drodzy Przyjaciele! — powiedział Bolesław Bierut — życzę Waszemu Kongresowi jak najbardziej owocnych obrad. Walka o szybki postęp techniczny w naszej gospodarce ogólnonarodowej to wielkie patriotyczne zadanie naszego pokolenia, to walka o rozkwit naszej Ojczyzny, o jej potęgę i niezależność. Nie szczędźcie więc swych sił dla wcielania w życie tego wielkiego i szczytnego zadania.

Cały naród a przede wszystkim nasza klasa robotnicza i jej partia, wszyscy wierzymy, że nasza dzielna i utalentowana inteligencja techniczna, głęboko patriotyczna i nierozdzielnie związana z tym wszystkim, co w dziejach naszego narodu i w naszym charakterze narodowym jest szlachetne i pełne fantazji i talentu, nie zawiedzie zaufania narodu, że uczyni wszystko co jest w jej mocy dla dobra naszej Ojczyzny, dla wzmocnienia sił pokoju i postępu na całym świecie.

Umacniajcie jedność naszego narodu, uczestnicząc coraz ofiarniej i coraz aktywniej w wielomilionowych szeregach Frontu Narodowego, w walce o pokój i Plan 6-letni, w walce o szczęśliwą przyszłość naszej Ojczyzny“.

* * *

Bardzo bogaty materiał z przebiegu Kongresu jest zawarty w książce wydanej przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne pt. „II Kongres Inżynierów i Techników Polskich“ oraz „III Zjazd Delegatów NOT“. Książka ta zawiera przemówienie Prezesa Rady Ministrów Bolesława Bieruta, referaty wiceprzewodniczącego PKPG Ministra E. Szura i przewodniczącego CRZZ W. Kłosiewicza, artykuł wicepremiera S. Jędrzychowskiego pt. „Nasze wielkie budowle — duma i chluba Narodu“, przebieg dyskusji, list uczestników Kongresu do Prezydenta Bieruta i rezolucję II Kongresu, która powinna znaleźć się w ręku każdego inżyniera i technika. Ukazała się również broszura pt. „Zadania inteligencji technicznej“, zawierająca przemówienie Bolesława Bieruta, referat ministra E. Szura i list uczestników II Kongresu do Prezesa Rady Ministrów.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR STANISŁAW SAKOWICZ I DR ST. ŻARNECKI
Instytut Rybactwa Śródlądowego w Olsztynie

Oddziaływanie obudowy potoków górskich na rybactwo

Budowle regulacyjne wpływają zazwyczaj na środowisko w górskim potoku w znacznie większym stopniu niż w większych rzekach o charakterze podgórskim i nizinnym. W związku z tym warunki bytowania ichtiofauny w tych wodach ulegają często zasadniczym i nieodwracalnym zmianom, zaś następstwa obudowy koryta potoku z reguły mają skutek trwały. Tym większego znaczenia nabiera sprawa należytego uwzględnienia chociażby minimalnych żądań, stawianych przez rybactwo stronie technicznej, projektującej i wykonującej roboty regulacyjne.

W oparciu o materiał obserwacyjny, który został zebrany na terenie zlewni Małej Wisły, Soly, Skawy i Dunajca, dokonujemy poniżej próby sformułowania w streszczeniu współzależności zachodzących pomiędzy gospodarką wodną i rybactwem.

Wśród warunków środowiskowych, określających charakter biologiczny potoku górskiego i kształtujących w nim produkcję organiczną, na pierwsze miejsce wysuwają się następujące czynniki:

- szybkość przepływu wody,
- wysokość i częstotliwość wezbrań wody,
- temperatura wody,
- ilość rozpuszczonego w wodzie tlenu.

Czynniki te mają zasadnicze znaczenie dla bytowania ryb. Należy sobie jasno zdawać sprawę, że każde przekształcenie wywołane na potokach górskich

przez hydrotechnikę wpływa na wymienione czynniki, zmieniając tym samym warunki dla pogłowia ryb.

Zabiegi techniczne dla poprawienia warunków hydrologicznych różnorodnie wpływają na gospodarkę rybnią w potokach górskich. Z tego punktu widzenia można je podzielić na dwie zasadnicze grupy:

- prace wykonane poza obrębem koryta,
- budowle prowadzone w samym korycie potoku.

Zabiegi stosowane poza obrębem łóżyska mają za zadanie przeciwdziałać tworzeniu się rumowiska oraz powiększyć zdolność retencyjną terenów, pośród których płynie potok. Ograniczona na skutek wycięcia lasów zdolność retencyjna terenu zwiększa niepomierne wezbrania wód, przemieniając się często w powódzie. Wpływ wód powodziowych na stosunki biologiczne potoku jest wysoce szkodliwy. Objawiać się to może w bezpośrednim niszczącym oddziaływaniu na ryby, np. porywaniu ich falą powodziową (działanie wymiatające), kaleczeniu i zabijaniu przez toczące się głazy, zginięciu ikry, albo w drodze pośredniej przez rujnowanie warunków bytowania (np. kryjówek) oraz przez niszczenie fauny pokarmowej. Wielka woda wynosi nieraz całe masy ryb poza obręb koryta, gdzie często giną odcięte po opadnięciu wody w zagłębieniach terenu.

Brak retencji wywołuje jeszcze inne ujemne skutki — niskie stany, a nawet zanik wody w korycie w suchej

porze roku. Ta duża rozpiętość wody w potokach górskich — gwałtowne przybory powodziowe i wysychanie — bardzo niepomysłnie wpływa na rybołówstwo.

Reasumując można twierdzić, że wysiłki techniczne w kierunku zmniejszenia szczytów powodziowych za pomocą zalesienia zboczy zawsze dają efekt pozytywny dla rybactwa.

Nadmienić jeszcze należy, że z budowlami brzegowymi związane są kultury wiklinowe, zakładane nad brzegami potoków. Plantacje te służą do umacniania i utrwalania nadbrzeżnego gruntu i niekiedy schodzą aż do samej wody. Dość liczne głosy w literaturze fachowej przypisują tzw. pokarmowi powietrznemu ryb, a więc owadom lądowym, żyjącym na roślinności nadbrzeżnej, większe znaczenie. Nie wchodząc w bliższe omówienie tej sprawy, chcemy podnieść inny moment. Wiklinowe kultury, szczególnie jeśli schodzą tuż nad wodę, stanowią poważną przeszkodę dla sportu wędkarskiego, będącego dziś najbardziej racjonalnym sposobem eksploatacji potoków pstrągowych. Tym samym obniżają one wartość rybacką potoku, a ponadto ułatwiają kłusownictwo i nielegalny połów ryb.

Rozpatrując ze stanowiska gospodarki rybackiej budowę stosowaną w samym łózysku, trzeba przede wszystkim zwrócić uwagę na ich usytuowanie w obrębie zlewni potoku. Dany typ urządzenia technicznego będzie posiadał odmienne znaczenie w zależności od tego, czy został wybudowany w partii potoku okresowo wysychającej, czy też stale prowadzącej wodę. Pociąga to za sobą konieczność indywidualnego traktowania każdej budowli regulacyjnej i oceny jej w konkretnej sytuacji.

Budowle regulacyjne, przegradzając łózysko potoku lub rzeki, powodują piętrzenie wody. W wytworzonym w ten sposób zalewie nieraz o znacznej przestrzeni powstaje dla ichtiofauny środowisko o zupełnie odmiennych fizyko-chemicznych i biologicznych cechach w porównaniu z tymi, jakie panowały na tym odcinku rzeki przed przegradzeniem. W związku z tym stosunki rybackie na powstałym zalewie układają się zupełnie odmiennie od warunków pierwotnych. Z małymi wyjątkami nowy układ stosunków opierać się będzie na nowych i również zupełnie odmiennych formach zagospodarowania.

W przeciwnieństwie do powyższych zbiorników retencyjnych, zbiorniki powstałe powyżej przegród na mniejszych potokach górskich i mające za zadanie jedynie redukcję siły kinetycznej wody, nie mają żadnych warunków do jakiegokolwiek zagospodarowania rybackiego.

Pomimo różnic, jakie między nimi zachodzą, zapory i przegrody dolinowe przecinają bieg płynącej wody na dwie części, a przez to uniemożliwiają wędrowkę ryb w górę i w dół rzeki. Powodują one poza tym jeszcze inne zjawisko ujemne: odcinają dla szeregu gatunków dostęp na tarliska, położone powyżej w górnym biegu rzeki. Zapobiec temu ujemnemu zjawisku, a przy najmniej złagodzić je w części, można przy pomocy specjalnych urządzeń technicznych dla przypływu ryb, zwanych przepławkami rybnymi.

Przegrody rumowiskowe, o ile budowane są na cieśnach okresowo wysychających, a więc w partiach zbiorowiska, względnie w górnej części szczytu potoku, nie przeszkadzają w miarę ryb, gdyż użytkowe ryby tu nie występują. Ujemne działanie przegród jest w takich sytuacjach jedynie pośrednie i przejawia się w postaci zatrzymania substancji organicznej, splukiwanej przez większe deszcze, która częściowo osadza się w zbiorniku i pozostała tam przykryta szutrowiskiem. Działa to w pewnej mierze zubożając na produktywność dolnych partii potoku, jednak są to szkody zupełnie nieznaczne w porównaniu z korzyściami, jakie daje gospodarce rybackiej zatrzymanie i unieruchomienie rumowiska.

Niepomiernie gorszy wóływ wywierają przegrody, jeśli są budowane w środkowym i dolnym biegu, gdzie potok stale niesie wodę i gdzie przedstawia już wartość pod względem rybackim. Niejednokrotnie wówczas zaidzie konieczność wyposażenia zapory w przepławkę. W przeciwnieństwie jednak do rozlewisk, wytworzonych przy pomocy zapór dolinowych, przegrody rumowiskowe przez znaczną część roku nie powodują piętrzenia wody, wypelnia ona bowiem zbiornik tylko przez okres powodziowy; w porze suchej ginie

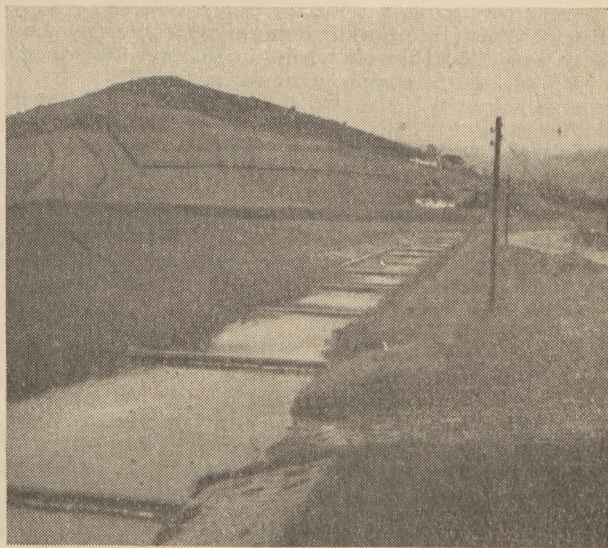
wśród zwałów rumowiska, co uniemożliwia przepływ ryb w górę i schodzenie w dół. Małe ilości wody w zbiorniku przez dłuższe okresy pociągają za sobą niepomysłne warunki wodne w przepławce.

Doświadczenia bieżącego stulecia wykazały małą skuteczność regulacji progowej potoków na Podkarpaciu i z tego względu propaguje się schodzenie z przegradami jak najniżej w dół potoków oraz zastąpienie korekcji progowej poniżej przegrody stopniami betonowymi, wysokimi co najmniej na 1 m. Takie podejście do zagadnienia zmienia układ stosunków hydrologicznych w potoku w sposób niezwykle ujemny dla rybactwa. Z tego powodu zmuszeni jesteśmy wystąpić przeciw tej tendencji, jako bardzo niebezpiecznej. Problem ten, istotnie bardzo trudny, wymaga jeszcze szczegółowego zbadania w drodze współpracy naukowców i praktyków hydrotechników. W ostatecznym przypadku zaspatrzenia przegród w skutecznie działające przepławki byłyby w tej chwili bodaj czy nie jedynym środkiem, częściowo wyrównującym powstałe szkody. W stopniach nie przekraczających 1 m wystarczy zwykłe wcięcie w koronie. Głębsza warstwa wody w wydęciu umożliwi pstrągom pokonanie przeszkody.

Oddziaływanie stopni na gospodarkę rybacką jest różne, co w pierwszym rzędzie zależy od ich wysokości. Gdy przeszkoda nie pozwala rybom przepłynąć, próbuje ona przez nią przeskoczyć. Nadmierna wysokość stopni zamyka rybom dostęp w górę potoków. Jeśli ponadto rozmieszczone są one gęsto w korycie, wówczas cała partia w ten sposób uregulowanego potoku wypada z produkcji rybackiej tym więcej, że wykonanie przepławek wskutek gęstego rozstawu stopni jest kosztowne, a nieraz niewykonalne. W świetle interesów rybactwa można przyjąć 0,4 m za górną granicę wysokości stopni.¹⁾ Tej wysokości, jako maksymalnej, powinien domagać się znawca rybacki od strony technicznej, projektującej regulację czy obudowę potoku.

Takim warunkom ze strony rybackiej odpowiada tak zwana korekcja progowa. Progi — w przeciwnieństwie do stopni — są zawsze budowlami niskimi, wysokość ich nie przekracza 30 cm, nie stanowią więc one żadnych przeszkód dla ryb w ich posuwaniu się w obrębie potoku.

Na ogół korekcja wprowadza korzystne zmiany dla gospodarki rybnej. Zamiast szeroko i płytko rozlanej warstwy wody, nieraz rozbitej na poszczególne sączące się w szutrowisku strugi, powstaje zwarte koryto wypełnione wodą, optycznie wyglądające jak szereg sławków podłużnych, tarasowo wznoszących się w górę biegu (rys. 1).



Rys. 1. Potok Świdnik Tęgoborski, prawobrzeżny dopływ Dunajca. Regulacja progowa. Progi drewniane. (Fot. St. Sakowicz)

¹⁾ Dotyczy to pstrągów, dla ryb innych wysokość musi być mniejsza 25—30 cm.

Pomyślny układ stosunków dla ichtiofauny wytwarza się w środowisku wodnym uregulowanego potoku wówczas tylko, kiedy szerokość poprzecznego przekroju cieku nie jest za duża. W przeciwnym przypadku korekcja progowa traci swe dodatnie strony dla bytowania ryb, a pomiędzy interesami obudowania potoków i rybactwa powstaje kolizja. Rozwiązanie korzystne dla rybactwa jest możliwe tylko w dwóch kierunkach:

- albo przy regulacji na wielką wodę przeprowadza się w przekroju poprzecznym regulację uzupełniającą na małą wodę, koncentrującą wodę przy niskich stanach,
- albo prowadzi się regulację potoku na średnią wodę, przy czym koryto dla zachowania odpowiedniego skupienia zwęża się.

Ważne dla rybactwa jest dobre uszczelnienie progów. Ryba nie pokona nawet najniższego prog, skoro woda pod nim w bezpośredniej bliskości nie będzie posiadała odpowiedniej głębokości. Z tego powodu ze stanowiska rybackiego bardziej właściwe będą bruki kamienne lub wypady betonowe, niż wyściółki faszynowe albo podłogi z podłużnie ułożonych bali drewnianych. Wypady betonowe lub brukowane powinny posiadać jeden warunek — muszą mieć nachylenie w kierunku przeciwnym do prądu (rys. 2). W tym przypadku wytwarza się odpowiednia głębokość pod progiem korzystna z dwóch przyczyn — umożliwia rybom przepłynięcie przez próg przy niskich stanach wody oraz daje jej dobre kryjówki w głębinie pod progiem.



Rys. 2. Potok Mordarka, dopływ prawobrzeżny Łosiny wpadającej lewobrzeżnie do Dunajca, Rynna murowana w Limanowej.

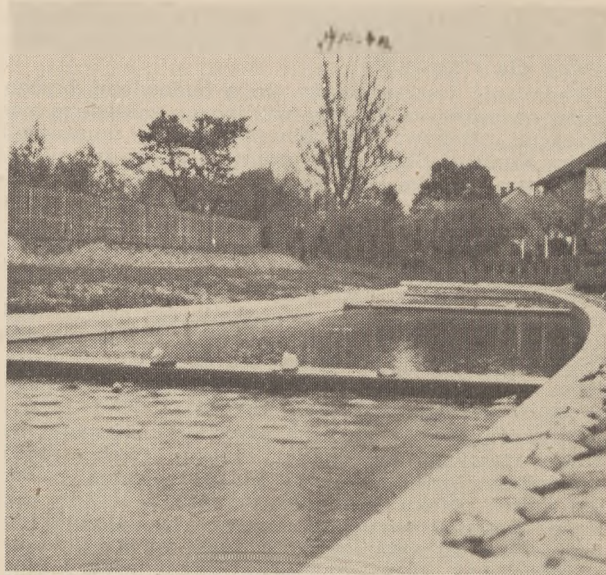
(Fot. St. Sakowicz)

Jak już wspomnieliśmy poprzednio, wysokość progów nie stanowi dla wędrówek ryb żadnych przeszkód, ponieważ należą one do urządzeń niskich. Właściwie wykonana pod względem technicznym korekcja progowa stwarza doskonałe warunki dla gospodarki rybnej w potoku pstragowym. Jedyną wadą jest jej nietrwałość, co powoduje coraz bardziej krytyczne ustosunkowanie się w świecie technicznym do tego rodzaju regulacji potoków.

Zabezpieczenie dna przy pomocy rynien kamiennych nasuwa z punktu widzenia rybackiego największe bodaj zastrzeżenia. Żłób prowadzony jest zwykle dużymi spadkami, co wytwarza w nim tak wielką chyżość wody, że ryba w takim korycie w ogóle nie jest w stanie utrzymać się na prądzie. Sytuacja pogarsza się tym bardziej, że dno i ściany rynny są zupełnie pozbawione szczelin, które mogłyby dać rybm jakiegokolwiek schrony. Brak jest w nich także miejsc zacisznych, w których ryby mogłyby znaleźć chociażby chwilowy wypoczynek przy posuwaniu się w górę (rys. 3).

Zasadniczą formą budowli przybrzeżnych w górskim potoku są opaski i tamy podłużne. Pierwsze z nich nakrywają brzeg macierzysty, służąc do jego umocnienia, drugie są zakładane w pewnym odstępie od brzegu, zwężając w ten sposób koryto potoku. Skoro przyjmujemy, że strefa przybrzeżna w potoku górskim nie

występuje, a w każdym razie jest nieznacznie rozwinęta, można założyć, że zastąpienie naturalnego brzegu przez opaskę lub tamę podłużną nie naruszy równo-



Rys. 3. Potok Mordarka w Limanowej. Regulacja progowa. Progi i opaski wykonane z betonu. Nawierzchnia opasek wyłożona płytami betonowymi na zaprawie cementowej. Zupełny brak kryjówek przybrzeżnych dla ryb.

(Fot. St. Sakowicz)

wagi biologicznej całości środowiska wodnego, a tym samym nie spowoduje poważniejszego pogorszenia warunków bytowania ryb. Organizmy bowiem roślinne i zwierzęce właściwe dla potoków górskich znajdują odpowiednie warunki dla występowania z tą tylko różnicą, że nastąpi pewne ich zubożenie ilościowe, proporcjonalne do skurczenia się powierzchni sztucznie wytworzonego brzegu w porównaniu z dawnym — naturalnym.

Głównej przyczyny strat szukać należy w zmianach szybkości przepływu i głębokości wody. Należy tu wziąć pod uwagę także fakt, że np. wypłycony i szeroko rozlany odcinek przyujściowy w obrębie stożka napływowego jest najczęściej zupełnym nieużytkiem rybackim. W takiej partii potoku skoncentrowanie wody w zwężonym korycie jest bezsprzecznie korzystnym i bardzo pożądanym zjawiskiem dla gospodarki rybackiej.

Bardziej istotny wpływ wywierają budowle brzegowe na warunki bytowania ichtiofauny. Mamy tu na myśli z jednej strony zmniejszenie się powierzchni strefy lenitycznej tam, gdzie ona występuje, co prowadzi do pogorszenia warunków dla wychowu młodocianych form, z drugiej zaś strony ulegają przy tym zmniejszeniu naturalne kryjówki dla ryb. Z tych względów zagadnienie dobrych schronów dla ryb w wodach płynących ma doniosłe znaczenie i to tym większe, im możliwości retencyjne otaczającej okolicy są słabsze.

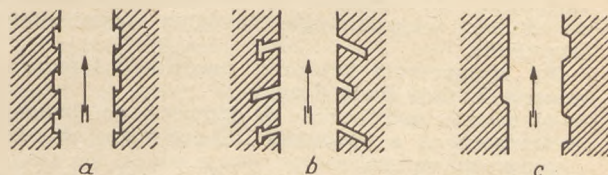
Różnego rodzaju schrony w samym nurcie są mniej odpowiednie niż przybrzeżne. Zwykle będą to miejsczaczysne pomiędzy kamieniami luźno leżącymi na dnie. Są to schronienia niepewne, z wyjątkiem dołów względnie zagłębień pod głazami na tyle wielkimi, że największa woda nie potrafi ich poruszyć z miejsca. Przeróżne zagłębienia pod brzegami, powstałe na skutek wymycia przez wodę, doły po wywrotach albo norę pomiędzy korzeniami drzew, rosnących nad brzegami, znacznie lepiej chronią ryby przed powodzią. Obudowanie brzegów usuwa te bezpośrednie schrony, a na ich miejsce przychodzą mniej lub więcej szczelne ściany opasek lub tam.

Z powyższego wyłania się logiczny wniosek: przy rozpatrywaniu tego lub innego typu budowli brzegowej ze stanowiska rybackiego należy przede wszystkim zwracać uwagę na ilość, kształt i wielkość otworów w budowlach i przydatność szczelin na kryjówki

dla ryb. Ich ilość i wielkość zależy nie tylko od materiału używanego do budowy, lecz także od sposobu układania. Najmniej odpowiednie dla ryb będą opaski, wykonane z betonu lub wyłożone płytami betonowymi, ewentualnie brukami kamiennymi na zaprawie cementowej, ponieważ dają powierzchnię zupełnie pozbawioną otworów i oparcia dla ryb. Znacznie lepszy jest bruk bez zaprawy, szczególnie z kamienia łamanego, ponieważ posiada dużo szczelin, w których może ukryć się młodzieź, a niekiedy i większe ryby. Wiązania faszynowe stanowią ze względu na dość luźne ułożenie materiału nawet zupełnie dobre schrony dla narybku. Korzystnie również przedstawiają się skrzynie z siatki metalowej, wypełnione kamieniami; dostarczają one licznych schronów dla młodzieży i drobnych ryb, a niezależnie od tego wytrzymują doskonale pod wodzie.

Jak widzimy, kryjówki dla ryb, jakich dostarczyć mogą budowle brzegowe, służą głównie młodocianym stadiom ryb. Sprzyja to niewątpliwie zmniejszeniu się strat wśród młodzieży. Powstaje natomiast pytanie, czy przyjazne warunki wytworzone przez regulację nie pociągną za sobą innego zjawiska — nadmiernego rozmnożenia się gatunków nieużytecznych jak strzebla, głowacz itd., które w dorosłym wieku wobec małych rozmiarów ciała znajdują schronienie w szczelinach budowli brzegowych. Wywołać to może w konsekwencji oddanie przez te gatunki ryb użytkowych, a także tępienie przez nie ikry i larw cennych gospodarczo ryb.

Budowle brzegowe, najlepiej nawet pomyślane, nie rozwiązują zagadnienia kryjówek dla większych ryb. Praktyka rybacka próbuje rozwiązać ten trudny problem przy pomocy sztucznych schronów, wbudowanych w brzegi lub ustawianych na prądzie. Najprostszym urządzeniem będzie daszek z faszyny, nieco wystający i założony tak nisko, aby pozostawał pod wodą przy najniższym jej stanie. Bardziej już doskonałe będzie wgłębienie w skarpie brzegu wyłożone dla wzmocnienia przykołkowaną faszyną lub drażkami, względnie wybrukowane lub wybetonowane. Stosowane także bywają bardziej skomplikowane konstrukcje (rys. 4).



Rys. 4. Projekt kryjówek dla ryb systemu Eustachiewicza (a) i Żarneckiego (b, c).

Jak z powyższego wynika, tworzenie sztucznych schronów dla ryb jest zabiegiem przekształcającym warunki naturalne w sposób pozytywny i powinno być zalecane zarówno ze względów gospodarczych, jak i z punktu widzenia ochrony przyrody.

INŻ. STEFAN ROGOZIŃSKI

Instytut Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa

Metody obliczania bilansu wodnego zlewni, ze szczególnym uwzględnieniem zlewni małych¹⁾

Wyznaczenie bilansu wodnego dla lat średnich nie może być wystarczające dla celów melioracyjnych. Zachodzi potrzeba określania bilansów również dla lat mokrych i zwłaszcza suchych, których przypada powyżej 50% w przecięciu wieloletnim. W okresach lat suchszych potrzeby wodne rolnictwa są z reguły większe. W zlewniach, w których istnieją niedobory wodne, czyli w tzw. zlewniach deficytowych, w latach o mniejszych opadach będą zachodziły jeszcze większe braki wody. Toteż licząc się z dość częstym występowaniem lat suchszych, znajomość bilansu wodnego w tych okresach pozwoli na zaprojektowanie odpowiednich zabiegów przeciwdziałających zniszczeniu niedoborów wodnych, m. in. np. przez sztuczne zwiększenie retencji gruntowej lub zbiornikowej.

Przykładem zlewni deficytowej na naszym terenie może być górna i środkowa część Noteci, gdzie użytkownikami wody są: rolnictwo, przemysł, żegluga i energetyka. Baza paszowa w dolinie Noteci i projektowany w najbliższych latach rozwój tej bazy wymaga dużych ilości wody do nawodnień. Zapotrzebowanie przemysłu i żeglugi stanowi poważne ilości wody o prawie stałym przepływie przez ¾ roku. Opracowana przez Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych ekspertyza przedmelioracyjna przewiduje, że naturalne zasoby rzeki nie są w stanie pokryć potrzeb wodnych w latach średnich, a tym bardziej w okresach suchych. Zachodzi zatem konieczność wywołania zmian w bilansie wodnym, głównie poprzez budowę zbiorników w celu zmniejszenia deficytu wodnego do minimum. Podstawą obliczenia pojemności, jaką trzeba zapewnić na pokrycie niedoborów wodnych, będzie tu bilans wodny dla lat suchych, bowiem w tych latach braki wody dla celów rolnictwa mogłyby odbić się katastrofalnie na jego stanie. Bilans

wodny dla lat mokrych pozwoli na przewidywanie wyznaczenia zasobów wodnych dla zbiorników o wyrównaniu wieloletnim.

Obliczenie składników bilansu wodnego dla dorzecza napotyka na znaczne trudności, gdyż większość naszych rzek nie posiada dostatecznych danych do tego celu. Część rzek i to przeważnie większych zaoopatrzona jest w wodowskazy, a jeszcze mniejsza ich ilość ma wystarczające pomiary przepływów. Rzeki mniejsze o zlewniach kilku do kilkuset km² danych tych posiadają jeszcze mniej.

W celu zaznajomienia się z metodami obliczeń bilansowych podzielmy zlewnie na dwie kategorie: zlewnie posiadające wieloletnie obserwacje wodowskazowe i pomiary przepływów i zlewnie tych danych nie posiadające. Sprawę komplikuje jeszcze fakt, że obserwacje opadów nie zawsze są do dyspozycji w stopniu wystarczającym, zdarza się bowiem często zupełny ich brak dla danego dorzecza, albo wykonywane były w innych okresach niż obserwacje wodowskazowe.

1. Zlewnie posiadające pomiary hydrometryczne i obserwacje wodowskazowe

Jak wiadomo, równanie bilansowe dla pewnego obszaru i dowolnego okresu możemy przedstawić w następującej postaci:

Opad = Odpływ + Parowanie + Przyrost retencji przy czym wszystkie wielkości wyrażane są w mm słupa wody w rozpatrywanym okresie.

Okresami, dla których winniśmy zestawiać równania bilansowe, będą okresy miesięczne ze względu na zmieniające się potrzeby wodne roślin w obrębie roku.

Obliczenie opadu nie przedstawia większych trudności, jednakże dla jego określenia potrzebne są stacje opadowe, położone w obrębie dorzecza lub w jego bezpośrednim sąsiedztwie, o ile sąsiednie tereny są

¹⁾ Referat wygłoszony na Kursie Szkolenia Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w dn. 20.IX.1952 r.

topograficznie podobne. Winniśmy nadto posiadać obserwacje wieloletnie, między którymi występują lata suche i mokre.

Drugi składnik bilansu — odpływ — oblicza się z sumy przepływu miesięcznego wyrażonego w tysiącach m³ podzielonego przez powierzchnię zlewni w km², stąd uzyska się przepływ w mm na miesiąc.

Jeśli chodzi o obliczenie parowania i przyrostu retencji, to natrafimy tu na znaczne trudności. Zarówno parowanie, jak i retencja w dorzeczu zależą od chwilowego układu stosunków meteorologicznych, hydrologicznych, stanu roślinności w różnych fazach wegetacji, warunków glebowych i innych zmiennych czynników. Oba te składniki bilansowe kształtują się na skutek wypadkowego działania wymienionych czynników.

Dla wyznaczenia wielkości parowania i przyrostu retencji istnieją dwie drogi:

- określenie parowania w dorzeczu w badanych okresach, a z równania bilansowego obliczenie przyrostu retencji;
- określenie przyrostu retencji, a obliczenie parowania z tegoż równania bilansowego.

Dla europejskiej części ZSRR Poliakow zestawiał wykresy średniego miesięcznego parowania dla poszczególnych miesięcy w zależności od średnich miesięcznych temperatur powietrza i od miesięcznych opadów. Wprowadzenie współczynników zależnych od położenia geograficznego dorzecza pozwala na obliczenie sum parowania miesięcznego dla całego obszaru europejskiej części ZSRR.

W Polsce nie posiadamy takich danych i wobec tego oznaczano parowanie innymi sposobami.

Rosłoński, układając bilans wodny dla rzeki Jasioldy w 1931 r., przyjął, że dla roku średniego zapas retencionowanej wody w dorzeczu nie uległ zmianie po upływie roku. Przy takim założeniu, który można uznać za zbliżone do rzeczywistości, jeśli rok poprzedni niewiele różnił się od średniego pod względem opadów i temperatury, parowanie roczne oblicza się z równania bilansowego jako różnica opadu i odpływu, gdyż przyrost retencji równy jest zeru.

Uzyskane w ten sposób parowanie roczne zostało rozdzielone na poszczególne miesiące przy pomocy wskaźnika parowania wg wzoru Szymkiewicza:

$$i = (p' - p) \frac{273 + t}{273} \cdot \frac{769}{P - p'}$$

gdzie p' jest prężnością pary wodnej nasyconej,
 p jest prężnością pary wodnej rzeczywistej,
 t jest temperaturą powietrza,
 P jest ciśnieniem barometrycznym.

Ponieważ iloczyn $\frac{273 + t}{273} \cdot \frac{769}{P - p'}$ bardzo mało różni

się od jedności, wskaźnik i identyfikuje się z niedosytem wilgotności powietrza.

Rosłoński i dalej dochodzi do wniosku, że parowanie rzeczywiste, terenowe ze zlewni jest proporcjonalne do wskaźnika parowania, co można wyrazić zależnością:

$$S = \alpha i$$

gdzie S jest parowaniem, α współczynnikiem stałym. Posługując się wskaźnikiem parowania, obliczonym dla poszczególnych miesięcy, rozdzielił Rosłoński sumę poprzednio obliczonego parowania rocznego na poszczególne miesiące roku.

Jeśli parowanie rzeczywiste jest stałą wielokrotnością niedosytu dla okresów rocznych, to dla okresów miesięcznych współczynnik proporcjonalności ulega zmianom. Jest to zrozumiałe zważywszy, że rośliny w okresie ich rozwoju zużytkowują różne ilości wody, a także ich brak w okresach międzywegetacyjnych musi odbić się na kształtowaniu parowania w tych okresach.

Dla roku różniącego się od średniego obliczenie parowania tą metodą nie jest możliwe, bowiem w ogólności retencja dorzecza jest różna od zera i przybiera wartości ujemne lub dodatnie. Ostromęcki i Dębski wyznaczają najpierw retencję, aby póź-

niej obliczyć parowanie, przy czym metody ich postępowania są różne, bowiem odnoszą się do zupełnie odmiennych warunków. Ostromęcki wyznacza retencję małej zlewni bagiennej Czermerne o powierzchni 120 km² z wahań stanów wody gruntowej, dochodząc do zależności ważnej dla Czermerne: $R = 0,1817 h$, gdzie R jest przyrostem retencji, zaś h odpowiadającym mu przyrostem poziomu wody gruntowej.

Aby móc jednak tą metodą obliczać retencję, dorzecze winno być pokryte siecią studni obserwacyjnych dla wód gruntowych. Dla dorzeczy małych o jednolitym charakterze sprawa pomiarów wahań stanów wód gruntowych nie jest zbyt skomplikowana, natomiast dla dorzeczy wielkich istnieją ogromne trudności w zrealizowaniu tego zadania. Istnieją w Polsce wprawdzie obserwacje stanów wód gruntowych, jednakże sieć punktów obserwacyjnych jest zbyt mała, aby można było z nich korzystać do obliczeń retencji.

Przy obliczaniu bilansu wodnego rzeki Wisły pod Warszawą Dębski nie mógł się posłużyć tą metodą i użył innej, a mianowicie określał chwilowe stany retencji w okresach posuchy, gdy wody Wisły zasilane były tylko wodą gruntową bez udziału wód powierzchniowych. Sposób ten polega na założeniu, że chwilowe stany retencyjne mogą być wyrażone w funkcji odpływu wody gruntowej z dorzecza. Ponieważ zauważył on, że zasilanie wodami gruntowymi odbywa się najczęściej przy końcu roku hydrologicznego, mógł po dodatkowych założeniach obliczyć przyrosty retencji całego dorzecza na dzień 31 października każdego roku. Po wyznaczeniu retencji obliczył z równania bilansowego parowanie w rocznych okresach.

Dla Bugu Dębski obliczył składniki bilansu wodnego również i dla okresów miesięcznych, posługując się metodą wyznaczania retencji rocznych analogicznie jak dla Wisły, zaś rozkładu parowania rocznego na miesiące dokonał przy pomocy wskaźnika parowania.

2. Zlewnie nie posiadające pomiarów hydrometrycznych i obserwacji wodowskazowych

Jeśli zlewnia nie posiada obserwacji wodowskazowych ani pomiarów hydrometrycznych, obliczenie składników bilansu wodnego, aczkolwiek możliwe do wykonania, jest jednak mniej dokładne. Przy pomocy wzorów empirycznych dla spływów charakterystycznych można obliczyć spływy sekundowe, lecz sumy przepływów miesięcznych pozostaną nieznanne, bowiem nie znamy okresów ich trwania. W Związku Radzieckim, gdzie sprawa budowy małych zbiorników weszła już w fazę realizacji w skali ogólnopaństwowej, w celu wyzyskania każdej wody nawet w zlewniach najmniejszych opracowane zostały sposoby obliczenia przepływów okresowych w każdych warunkach.

Wg Poliakowa droga postępowania przy wyznaczeniu wielkości przepływów miesięcznych jest następująca:

- obliczenie objętości wiosennego przepływu,
- obliczenie objętości rocznego przepływu,
- rozdział objętości przepływów na miesiące.

Określenie objętości wiosennego przepływu dokonuje Poliakow z mapy, gdzie oznaczone są wielkości tego przepływu w mm. Termin rozpoczęcia się tego przepływu wyznacza się również z mapy początków odpływów wiosennych, zaś długość jego trwania ze wzoru Antonowa:

$$P = a(L + 1) 0,25$$

gdzie: L — długość rzeki w km,

a — średnia długość okresu tajania.

Sumę przepływu rocznego uzyskuje się z mapy spływów średnich. Następnie ze zlewni o podobnych warunkach, lecz posiadających pomiary hydrometryczne i wodowskazowe, wyznacza się procentowy rozdział przepływów miesięcznych. Ponieważ jednak poszczególne rzeki mogą mieć wody wiosenne o różnym natężeniu i różnym okresie trwania, obliczone wody wiosenne Poliakow umiejscawia we właściwych miesiącach i odejmuje sumę przepływu wiosennego od sumy przepływu rocznego. Różnicę przepływów

dzieli na pozostały okres roku proporcjonalnie do przepływów z rzeki o podobnych warunkach, dochodząc ostatecznie do wyznaczenia przepływów dla wszystkich miesięcy. Dla ustawienia równań bilansowych, które są ważne raczej dla perspektywicznego bilansu wodnego, pozostawiałyby jeszcze obliczenie parowania i retencji, które mogłoby być wykonane jednym ze sposobów przedstawionych powyżej.

W celu zilustrowania przedstawionych metod i zastosowania ich do konkretnej zlewni, spróbuję obliczyć składniki bilansu wodnego dla rzeki Raduni do Ostrzyc, o powierzchni zlewni $A = 194 \text{ km}^2$. Jakkolwiek w Ostrzycach istnieje wodowskaz oraz wystarczająca ilość pomiarów hydrometrycznych, w pierwszym obliczeniu zakładam, że zlewnia tych danych nie posiada, natomiast rozkład przepływu rocznego na miesiące dokonam wg wodowskazu Rutki na rz. Raduni, lecz o zlewni 323 km, traktując zlewnię po Rutki jako podobną. W drugim obliczeniu wykorzystam dane w Ostrzycach w celu porównania obu wyników. Dla obu obliczeń wzięto pod uwagę rok hydrologiczny I.XI.1931 — 31.X.1932 w założeniu, że jest on rokiem średnim.

Obliczenie I

- Opad przyjęty został z jednej tylko stacji w Kartuzach, położonej zresztą w dorzeczu, uznając opad z tej stacji jako miarodajny dla całej zlewni. W roku 1931/32 suma opadu $H = 760 \text{ mm}$. Opady miesięczne wzięto z „Materiałów do bilansu wodnego Polski“ — Prace PIHM zeszyt 9.
- Średni przepływ ze wzoru $Q = 0,03171 \alpha HA$, przy czym przyjęto wg Pareńskiego $\alpha = 0,508$, stąd $Q = 0,03171 \cdot 0,50860 \cdot 766194 = 2,37 \text{ m}^3/\text{sek} = 74.730.000 \text{ m}^3/\text{rok}$, co odpowiada $\frac{74.730}{194} = 385,2 \text{ mm}$ rocznego odpływu.
- Ze zlewni podobnej, za którą obiera się tę samą zlewnię Radunę lecz do miejscowości Rutki, gdzie istnieje wodowskaz i pomiary hydrometryczne, obliczam przepływy miesięczne na 1931/32 rok i znajduję procentowy ich udział w przepływie rocznym (tablica I).

Tablica I

Miesiące	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	R o k
$Q - \text{m}^3 \cdot 10^6$	6,22	7,09	7,76	6,27	5,36	6,73	7,62	5,96	10,71	8,17	5,96	6,02	83,86
%	7,4	8,5	9,2	7,5	6,4	8,0	9,1	7,1	12,0	9,7	7,1	7,1	100

— Ponieważ wg założenia wstępnego rok 1931/32 jest rokiem średnim, roczny przyrost retencji równy jest zeru, zatem parowanie wyraża się różnicą opadu i odpływu.

— Z danych H o h e n d o r f a, który jest w trakcie obliczania niedosytów wilgotności względnej powietrza, uzyskano sumy niedosytów miesięcznych α w mm dla Kartuz w roku 1931/32, po czym obliczono ich procentowy udział w sumie niedosytów rocznych (tablica II).

Następnie parowanie roczne rozdzielono na miesiące w takim stosunku, w jakim niedosyty miesięczne są do niedosytu rocznego, opierając się na zależności

$$S = \alpha d$$

Całość zestawiono w tabl. III, gdzie obliczono wszystkie składniki bilansowe.

Obliczenie II

Sposób obliczenia jest ten sam, co w obliczeniu I, za wyjątkiem przepływów miesięcznych, które uzyskano z obserwacji wodowskazowych i pomiarów hydrometrycznych wodowskazu własnego zlewni w Ostrzycach. Wyniki zestawiono w tabl. IV.

Na skutek różnicy w odpływie rocznym, który, obliczony ze wzoru empirycznego, jest w tym przypadku mniejszy o 4% od rzeczywistego, suma parowania rocznego wypadła większa i w związku z tym, a także na skutek nieco innych odpływów miesięcznych, uzyskaliśmy inne parowanie i retencje miesięczne. Rys. 1 i 2 ilustrują te zmiany w sposób bardziej widoczny niż tablice.

Pomimo, że sumaryczne odpływy roczne określone dwoma sposobami różnią się bardzo nieznacznie, to jednak różnice odpływów miesięcznych są już dość duże, zwłaszcza w lipcu i sierpniu. Przebieg odpływów miesięcznych jest na ogół zgodny, natomiast różnice wahają się w granicach 2 do 37%. Tak rażące odchylenia odpływów, obliczonych na podstawie analogii z innym dorzeczem w stosunku do odpływów uzyskanych w rzeczywistej krzywej przepływu zlewni własnej, mogły powstać między innymi wskutek tego, że w Rutkach istnieje zakład o sile wodnej, gdzie przepływy są regulowane i zmieniać się mogą z godziny na godzinę. Obserwacje wodowskazowe dokonywane raz na dzień nie mogą w tych warunkach odzwierciedlać sumarycznych odpływów dobowych, co miałem możność obserwować na Czarnej Wodzie poniżej zakładu w Gródku.

Istniejące powyżej Ostrzyc duże jezioro na skutek retencji własnej mogło również wpływać na stany wody notowane na wodowskazie w Ostrzycach.

Przedstawione na rys. 2 krzywe zmian retencji w dorzeczu, obrazujące narastanie i wyczerpanie się

wody w zlewni, są już bardziej zbliżone do siebie, aczkolwiek zakłócenie zgodności przepływów w lipcu i sierpniu odbiło się również na krzywej retencji w tych miesiącach.

Na podstawie przytoczonego próbnego obliczenia bilansu wodnego dla zlewni, nie posiadającej ani obserwacji wodowskazowych ani pomiarów hydrometrycznych można twierdzić, że w tych warunkach określenie poszczególnych składników bilansowych aczkolwiek możliwe — nie jest jednak dość dokładne

Tablica II

Miesiące	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	R o k
d	15	3	6	3	12	54	112	90	115	99	60	34	603
%	2,5	0,5	1,0	0,5	2,0	9,0	18,6	14,9	19,0	16,4	10	5,6	100

Tablica III

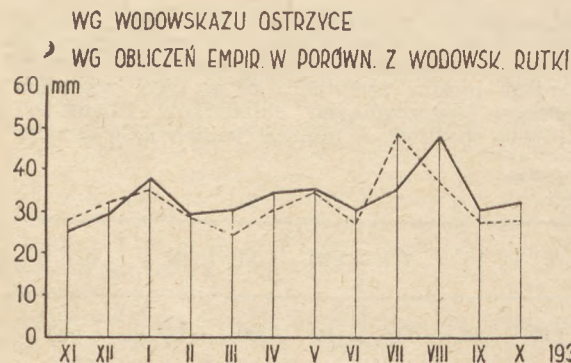
Miesiące	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	R o k
Opad	9,0	99,0	19,0	22,0	15,0	50,0	166,0	27,0	94,0	98,0	92,0	69,0	760
Odpływ	28,5	32,7	35,4	28,9	24,6	30,8	35,0	27,3	49,3	37,5	27,3	27,7	385
Różnica	-19,5	66,3	-16,4	- 6,9	- 9,6	19,2	131,0	- 0,3	44,7	60,5	84,7	41,3	375
Parowanie	9,4	1,9	3,8	1,9	7,5	33,7	69,7	55,9	71,2	61,5	37,5	21,0	375
Magazynowanie		64,4					61,3				27,2	20,3	1732
Ubytek	28,9		20,2	8,8	17,1	14,5		56,2	26,5	1,0			1732
Zmiany retencji 50	21,1	85,5	65,3	56,5	39,4	24,9	86,2	30,0	3,5	2,5	29,7	50,0	50,0

Tablica IV
Rok 1931/32 (rzeka Radunia wodowskaz Ostrzyce)

Miesiące	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	R o k
Opad	9,0	99,0	19	22	15	50	166	27	94	98	92	69	760,0
Odpływ	25,1	29,3	38,1	29,5	30,4	34,7	35,9	30,5	35,9	48,3	30,5	32,6	400,8
Różnica	-16,1	-69,7	-19,1	- 7,5	-15,4	15,3	130,1	3,5	58,1	49,7	61,5	36,4	359,2
Parowanie	9,0	1,8	3,6	1,8	7,2	32,3	66,8	53,5	68,2	58,9	36,0	20,1	359,2
Magazynowanie		67,9					62,3				25,5	16,3	173,0
Ubytek	25,1		22,7	9,3	22,6	17,0		57,0	10,1	9,2			173,0
Zmiany retencji 50	24,9	92,8	70,1	60,8	38,2	21,2	84,5	27,5	17,4	8,2	33,7	50,0	50,0

i może być stosowane w przypadku możliwości doboru innej analogicznej zlewni o podobnym charakterze, w celu porównania przepływów. Dla lepszej oceny powyższej metody obliczania bilansu małych zlewni należałoby dokonać próbnych obliczeń dla kilku innych rzek.

W Polsce nie obliczano dotychczas bilansu wodnego dla tej kategorii zlewni, gdyż dla celów ogólnopństwowych planowania perspektywicznego pierwszoplanowym zagadnieniem są bilanse większych dorzezy, posiadających z reguły dostateczne dane hydrologiczne.

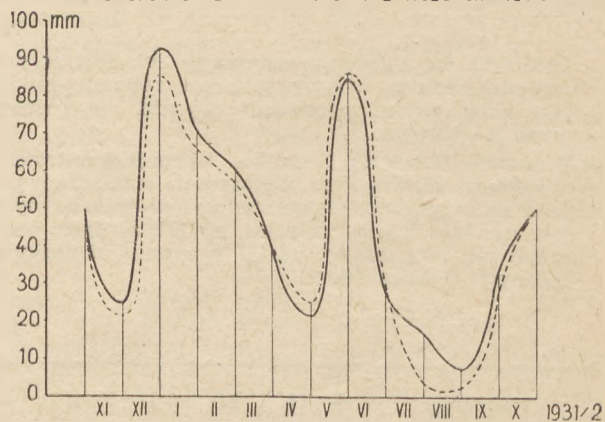


Rys. 1. Wykresy odpływów miesięcznych dla rzeki Raduni w Ostrzycach

Dla projektowania wymiarów cieków melioracyjnych wystarczały dotychczas sekundowe spływy charakterystyczne, wyznaczone ze wzorów empirycznych,

WG WODOWSKAZU OSTRZYCE

WG OBLICZEŃ EMPIR. W PORÓWN. Z WODOWSK. RUTKI



Rys. 2. Zmiany retencji zlewni rz. Raduni po Ostrzyce

jednakże już dla przewidywania pokrywania potrzeb wodnych użytków zielonych konieczna jest znajomość bilansu wodnego w poszczególnych miesiącach.

Brak danych wodowskazowych i hydrometrycznych w zlewni wywiera niewątpliwie wpływ na dokładność obliczenia składników bilansowych. Dążyć zatem należy, aby brakujące dane zostały uzupełnione przynajmniej dla zgrupowanych o zbliżonym charakterze rzek. W okresie międzywojennym założono w ramach resortu rolnictwa cały szereg wodowskazów na małych rzekach, gdzie również były wykonywane pomiary hydrometryczne. Należałoby obserwacje te kontynuować i wydatnie je rozszerzyć.

Dla zlewni najmniejszych rzędu paruset czy kilku tysięcy hektarów o okresowym przepływie wody celowe byłoby dokonywanie obserwacji przepływów wód wiosennych i burzowych łącznie z pomiarami wielkości i czasów trwania opadów o dużym natężeniu. Rozszerzenie obserwacji stanów wód gruntowych także i na te najmniejsze zlewnie mogłoby dać cenne materiały do wyznaczenia jednego z trudniej uchwytnych składników bilansowych, jakim jest retencja.

Podobnie, jak się to już dzieje w Związku Radzieckim, będziemy w przyszłości budować małe zbiorniki retencyjne, ażeby wykorzystać każdą nawet najmniejszą wodę.

Przeniesienie wyników radzieckich na nasze ziemie nie może być dokonane z powodu różniących się od naszych warunków klimatyczno-glebowych. Zebranie danych obserwacyjnych z jak największej ilości małych dorzeczy pozwoli na ustalenie elementów wpływu

i czasu trwania, a także umożliwi wyznaczenie brakujących składników bilansu wodnego z większą dokładnością.

L i t e r a t u r a

- Dębski K. — Kształtowanie Gospodarki Wodnej w małym dorzeczu (Gospodarka Wodna nr 1 i 2/50)
- Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie (Gospodarka Wodna nr 1, 8 i 9/51)
- Bilans wodny zlewni Wisły po Warszawę (Wiad. Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom. II. zesz. 2, 1950)
- Materiały do bilansu wodnego Polski — prace PIHM zeszyt 9.
- Ostromiecki J. — Bilans wodny i stosunki odpływu zlewni bagna Czemerna (Gospodarka Wodna nr 6/38)
- Poliakow B. W. — Gidrologičeskie rasczoty pri projektirovanii sooruzenij na riekach małych basseinow 1948 r.
- Pomianowski, Wójcicki, Rybczyński — Hydrologia cz. 1, 1933.
- Rocznik Hydrologiczny — Dorzecze Wisły, 1932.
- Rosłowski R. — O możliwościach bilansowania odpływu rzek polskich i planowanej gospodarki wodnej (Gospodarka Wodna 7—8/51).
- Zakaszewski Cz. — Planowany bilans wodny (Gospodarka Wodna nr 4—5/51).

1NZ. LEONARD SKIBNIEWSKI

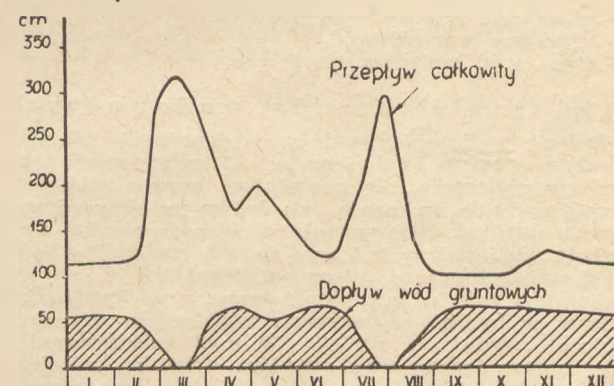
Zagadnienie wód gruntowych w hydrologii

Rozwój przemysłu, zamierzona rozbudowa sieci dróg wodnych oraz intensyfikacja rolnictwa wpływają na coraz większe wykorzystanie rezerw wodnych, których brak daje się już odczuwać w pewnych rejonach kraju. Z tego względu planowa gospodarka wodna jest problemem coraz bardziej aktualnym. Powoduje to w pierwszym rzędzie konieczność opracowania bilansów wodnych poszczególnych dorzeczy oraz zwiększenie zakresu prognoz hydrologicznych. W miarę postępu badań nad tymi zagadnieniami naukowcy dochodzą do wniosku, że regime wód gruntowych jest czynnikiem, który będzie odgrywał dość ważną rolę przy ich opracowaniu. W dotychczas opublikowanych podręcznikach hydrologii problem regime'u wód gruntowych traktowano zbyt pobieżnie, względnie pod innym kątem widzenia; uważamy zatem za konieczne podać do wiadomości szerszego grona hydrologów nowe osiągnięcia i sugestie w tej sprawie.

W i a d o m o ś c i w s t ę p n e

W miarę rozwoju nauk hydrologicznych odgranicza się hydrologię właściwą, ujmującą całokształt wadomości o zbiornikach wodnych od hydrogeologii, która zajmuje się badaniem wód podziemnych. Tego rodzaju rozgraniczenie jest właściwe tylko w pewnych przypadkach, tj. gdy mamy do czynienia z izolowanymi od wpływu czynników zewnętrznych zbiornikami hydrogeologicznymi. Do takich zbiorników zaliczymy na przykład wielki basen hydrogeologiczny angielsko-paryski, którego ciągłości nie przerywa nawet kanał La Manche. W Polsce takim przykładem jest niecka prusko-mazowiecka, która w okolicach Warszawy znajduje się na głębokości około 200 m. Natomiast wyżej położone horyzonty wód gruntowych wpływają na regime wód powierzchniowych i to w stopniu dość znacznym. Na przykład dla Wisły można przyjąć, że średni dopływ wód gruntowych do rzeki równa się przepływowi średniej niskiej wody z okresu żeglugi, co wynosi około 40% całości przepływu naszej magistrali wodnej (2). Jeśli zanalizujemy udział wód różnego pochodzenia w przepływie Wisły, to zauważymy, że w okresie wezbrań dopływ wód podziemnych wybitnie maleje lub zanika a następuje wtedy zjawisko odwrotne: alimentacja wód gruntowych doliny przez wody rzeczne, co powoduje zwiększenie objętości retencji w głębszej (rys. 1). Natomiast w okresach suszy i zimy o przepływie Wisły decydują dopływające wody gruntowe. Nie ulega zatem wątpliwości, że istnieje ścisła zależność między wielkością odpływu a ilością wód retencionowanych w dorzeczu, ujawniająca się zarówno we wpływie retencji na stosunek odpływu do opadu w poszczególnych miesiącach, jak i we wpły-

wie retencji na zmiany wielkości odpływu z miesiąca na miesiąc.



Rys. 1. Średnie roczne wahania stanów wód Wisły w profilu Warszawy za okres 1933—1937.

Poza wymianą wód powierzchniowych w korycie rzeki i gruntowych w dolinie na regime przepływu wpływa zjawisko infiltracji wody rzecznej do wód gruntowych znajdujących się pod dnem rzeki, co powoduje, że obok lub też poniżej poziomu cieku powierzchniowego tworzy się cieki podziemny. Wstępne badania wykazały, że tego rodzaju ucieczka wód powierzchniowych występuje dość wyraźnie na pewnych odcinkach środkowego biegu Wisły; część tych wód wraca ponownie do właściwego koryta. Przed przystąpieniem do opracowania projektu kanalizacji Wisły

problem ten winien być dokładnie zbadany, a wyniki badań należałoby przyjąć pod uwagę przy lokalizacji jazów piętrzących. Umieszczenie jazu poniżej miejsca infiltracji wody rzecznej może spowodować trudności w uzyskaniu projektowanego piętrzenia, a budowa jazu bezpośrednio poniżej wpływu ciekłu podziemnego i spowodowane wskutek tego zwiększenie ciśnienia hydrostatycznego może zmniejszyć ilość dopływu podziemnego i przyczyni się do niepożądanych strat wód powierzchniowych.

Oprócz hydrotechniki, badania regime'u wód gruntowych posiadają duże znaczenie dla celów rolniczo-melioracyjnych. Jaki wpływ na tegoroczne urodzaje miała susza roku ubiegłego, zorientujemy się dopiero w czasie późniejszym, natomiast już obecnie rolnicy informują, że pomimo dostatecznej ilości opadów w okresie wegetacji, w pewnych okolicach zbiory i pokosu siana zapowiadają się mniej niż średnio lub nawet niedostatecznie. Widzimy zatem, że o wysokości zbiorów poza wysokością opadów decyduje również poziom wód gruntowych. Zależy to w pewnej mierze od rodzaju gleby. Giessler (7) przytacza fakt, że w pewnym przypadku pomimo obniżenia się poziomu wód gruntowych do 100 m, zbiory wypadły dobrze. Zawdzięczać to należy sprzyjającej strukturze gleby, która posiadała odpowiednie warunki do akumulacji wody higroskopowej, błonkowej i kapilarnej.

Woda zawarta w glebie spełnia dwie funkcje: pokrywa zapotrzebowanie wody przez rośliny oraz uzupełnia retencję w glebie. Przebieg tych procesów nie jest jeszcze wyjaśniony, wg Giesslera odgrywa tu decydującą rolę rekondensacja wody w najwyższym poziomie gleby, co poglądowo można zilustrować podziemnym tworzeniem się rosy. Czynniki ten winien być uwzględniony w badaniach zjawisk cyklicznego obiegu wodnego oraz przy obliczaniu zapotrzebowania wody przez rośliny w zestawieniach bilansów wodnych.

Nawiasem wspomniemy, że słabym punktem metod obliczeń bilansów wodnych jest niemożność określenia wysokości parowania z powierzchni zarośniętej. W niedługim już czasie niedociągnięcie to będzie usunięte, gdyż prof. Mensel w Halle opracował aparat ułatwiający przeprowadzenie odpowiednich pomiarów (8).

Po przyjęciu do wiadomości przytoczonych przesłanek nasuwa się wniosek, że badania wód gruntowych wyższych horyzontów stają się nieodzownym czynnikiem poznania regime'u wód powierzchniowych i dlatego w większym niż dotąd zakresie winno należeć do kręgu zainteresowań hydrologów.

Ogólnie przeprowadzone badania wód gruntowych mogą wyświetlić następujące problemy:

- wydajność terenów wodonośnych,
- użytkowa wartość wód,
- stany wód podziemnych.

Wydajność terenów wodonośnych

Pojęcie wydajności terenów wodonośnych nie jest naukowo jeszcze zdefiniowane. Dotychczasowe tego rodzaju obliczenia, nie posiadające zresztą praktycznego znaczenia wykazują, jak daleko jesteśmy od poznania rzeczywistych wartości zasobów wodnych. Podobnie nie jesteśmy w stanie zbadać, czy ogólna ilość wód podziemnych nie ulega zmianom (2).

Zamiast pojęcia „wydajność terenów wodonośnych” mamy w hydrologii z pewną ostrożnością używane pojęcie „wydajność studni”. W myśl międzynarodowej umowy rozumiemy pod tym ostatnim pojęciem ilość wody, która osiagamy w jednostce czasu przy depresji 1 m. Wielkość taką możemy zawsze określić praktycznie, a nawet teoretycznie, przyjmując pod uwagę techniczne warunki: głębokość, średnicę, rodzaj filtra oraz fizyczne wartości warstwy przewodzącej¹⁾ — porowatowość, a właściwie współczynnik przepuszczalności. Jednakże tego rodzaju dane nie wskazują, jaką ilość wody możemy otrzymać z 1 m² hydrogeologicznie określonego obszaru. Obecnie Hoppe w Jenie (7), badając większą ilość studni doświad-

czalnych, sformułował już pewne prawa, które rozwiązują metodę badań jednostek hydrogeologicznych. Naukowo opracowana metoda, mająca na celu określenie rozporządzalnej wody gruntowej, mogłaby być wykorzystana w synoptycznym²⁾ ujęciu bilansu wodnego poszczególnych zlewni.

Użytkowa wartość wód

Badanie użytkowej wartości wód gruntowych jest sprawą stosunkowo prostą i jej metodyczne opracowanie sprowadza się do wyznaczania norm użytkowej wartości wody w zależności od jej cech chemicznych, co już dawno zostało wykonane. Prace na ten temat, dość liczne w literaturze obcej, u nas zjawiają się tylko sporadycznie (4). Przed opracowaniem zagadnienia wartości użytkowej naszych wód należałoby więc wykonać analizy chemiczne próbek pobranych z typowych studzien poszczególnych rejonów. Wyniki tych analiz zestawione w odpowiednich tablicach mogłyby być wniesione na mapy, na których rejonu występowania wód o zbliżonych cechach chemicznych należy odpowiednio oznaczyć.

Badania stanów wód gruntowych

Pomiary stanów wód gruntowych prowadzone są obecnie wszędzie równoległe do pomiarów stanów wód powierzchniowych. Zagadnienie to jest bardziej niż to ostatnie skomplikowane, gdyż w opracowaniu wyników należy uwzględnić czynnik geologiczny, który przy pomiarach wód powierzchniowych nie wchodzi w rachubę. Sposoby przygotowania otworów badawczych względnie pomiarowych (sond) i wykonywanie obserwacji są dość szczegółowo podane w „Hydrologii”, cz. II (2), a częściowo we „Wskazówkach dla obserwatorów stacji wód gruntowych PIHM” (1), natomiast metody opracowania wyników obserwacji stanowią u nas jeszcze pewną nowość i są tylko pobieżnie uwzględniane w literaturze fachowej. Dlatego też zagadnienie to potraktujemy nieco szerzej.

Badanie stanów wód gruntowych wykonuje się w celu:

- ustalenia rozmiarów, położenia i jakości warstwy przewodzącej,
 - pomiarów stanu zwierciadła wody gruntowej, jego zmienności naturalnej lub spowodowanej robotami hydrotechnicznymi,
 - badania jakości wody,
 - określania wydajności studzien.
- Wyniki tych badań mogą być wykorzystane do:
- dochodzeń wodno-prawnych,
 - planów zaopatrzenia osiedli w wodę,
 - celów rolniczych,
 - zagadnień planowania przestrzennego.

Praktyczna i naukowa wartość wyników obserwacji wód gruntowych jest bezpośrednio związana z zagęszczeniem punktów obserwacyjnych, tj. z ich ilością na jednostce powierzchni oraz z geologicznym ukształtowaniem terenu, które umożliwia lub też nie, wydzielenie poszczególnych horyzontów wodnych.

Pewne komplikacje w stosunkach geologicznych obszaru obserwacji wpływają na konieczność zwiększenia ilości punktów obserwacyjnych. Poza tym stopień zagęszczenia sieci tych punktów zależy od celu badań. Największego zagęszczenia sieci punktów obserwacyjnych wymagają cele rolnicze: kilka sond na 1 km². Jeśli zamierzamy badać problem zaopatrzenia w wodę, to rozmieszczenie sond może być bardziej rozrzucone: jedna sonda na 1 km², lecz za to muszą być one głębsze. Wstępnym (statystycznym) opracowaniem wyników tych pomiarów jest plan, w którym warstwie a właściwie hydroizohipsy łączą ze sobą punkty zwierciadła wody gruntowej jednakowo wzniesione nad poziom morza lub przyjęty poziom porównawczy. Dla celów melioracyjnych lub rolniczych warstwie mogą łączyć punkty zwierciadła wody gruntowej znajdujące się na jednakowej głębokości od poziomu terenu. Tego rodzaju warstwie nazwiemy izobatami wód gruntowych w odróżnieniu od izobat zbiorników wodnych. Hydroizohipsy lub izobaty wód gruntowych z naniesionymi wynikami obserwacji, warstwicami terenu oraz najważniejszymi danymi sytuacyjnymi nazwiemy mapą wód gruntowych.

¹⁾ Warstwą przewodzącą nazywamy przepuszczalną warstwę, która zawiera wodę gruntową i posiada zdolność oddawania lub prowadzenia tej wody dalej, a zatem będą to piaski i żwiry.

²⁾ Sinopticos (po grecku) — ogarniający okiem.

Jeśli dysponujemy siecią obserwacyjną zamieszczoną w terenie dość rzadko, np. 1 punkt na 100 km, to możemy uzyskać dość ogólne wskazówki dotyczące jakości (kierunku) wahań stanów wód gruntowych w poszczególnym okresie czasu.

Na rys. 2 dzięki udzielonym nam materiałom Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego mamy taką mapę poglądową, ilustrującą zmiany stanów wód gruntowych w kraju w odniesieniu do 30.IX.1948 r. i 30.IX.1949 r., tj. okresu jednego roku hydrologicznego. Obszary, na których zaobserwowano jednokierunkowe zmiany poziomów wód gruntowych są obwiedzone liniami (izorytmami). Wykreślenie mapy izorytm jest sprawą dość prostą, a jej wartość praktyczną zależy tylko od zagęszczenia punktów obserwacyjnych, gdy opracowanie mapy wód gruntowych jest zagadnieniem dość skomplikowanym pod względem organizacyjnym i naukowym. Celem ilustracji, jak z tym problemem dają sobie radę w innych krajach, podajemy opis wód gruntowych Wielkiego Berlina.

Wody gruntowe Wielkiego Berlina

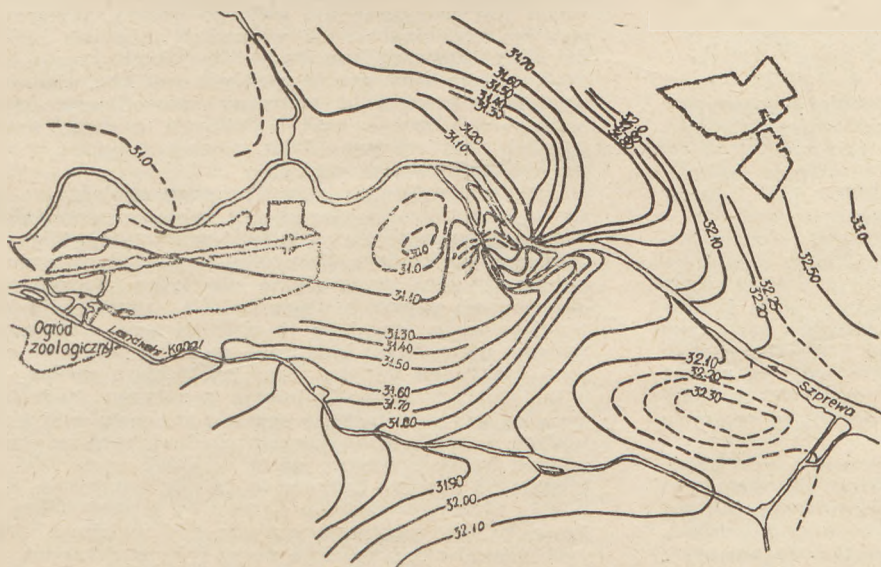
Pod względem morfologicznym obszar Wielkiego Berlina przedstawia się jak następuje: na północy i południu obszaru miejskiego znajdują się 2 wysoczyzny: Barnim i Teltow między nimi w starej berlińskiej pradolinie dyluwialnej przepływa Szprewa. Na wschodzie dolina Panki załamując się przechodzi w wysoczyznę Barnim, na zachodzie teren obniża się w dolinę Haweli. Warstwy geologiczne układają się w pewnym związku z morfologią terenu. W dolinie Szprewy są pokłady fluwioglacjalne na wysoczyznach — marglowe moreny denne lub też piaszczysto-żwirowe moreny czołowe. W mniejszych dolinach i nieckach są przeważnie torfy i mursze. Należy jeszcze dodać, że w podłożu południowego i południowo-



Rys. 2. Mapa zmian stanu wód gruntowych w okresie 30.IX.48 — 30.IX.49.

wschodniego Berlina ciągnie się dolina trzeciorzędowa, a w niej odłożyły się ropy I interglacjalne. Na północ od linii granicznej tej doliny wychodzą na powierzchnię ropy septyarionkie³⁾ w postaci antykliny. Wody gruntowe Wielkiego Berlina na wysoczyznach znajdują się głębiej niż w dolinie. Poza wodą zaskórnaną w torfach i murszach, pierwszy, nadający się do wykorzystania, horyzont wód gruntowych znajduje się na wysoczyznach już na głębokości 1 m. W upalne lata poziom tych wód obniża się względnie gnie. Wody gruntowe II horyzontu znajdują się w pradolinie i na wysoczyznach na głębokości 2,5 — 4,0 m. w warstwach piasku lub żwiru i są przez większość studni wszystkich horyzontów wykorzystywane celem lokalnego zaopatrzenia w wodę.

Następny horyzont wód gruntowych (III) znajduje się tylko na wysoczyznach i opiera się na warstwach marglowych. Woda ta jest pod ciśnieniem i zwierciadło jej ustala się na głębokości 9 m. Po przebiciu margli i ilów osiągamy horyzont IV w piaskach zlodowacenia Elstry. Woda ta jest dobra i dość obfita, nadaje się do picia i celów gospodarczych. Po przebicciu warstw dyluwialnych natrafiamy na wodę opierającą się na warstwach trzeciorzędowych (miocen). Jest to woda bez domieszek żelaza i dlatego chętnie wykorzystuje ją przemysł. Głębsze wody znajdują się pod ilami



Rys. 3. Mapka wód gruntowych śródmieścia Berlina w okresie wysokiego ich stanu.

³⁾ Iły septyarionkie są tak nazywane od towarzyszących im kulistych lub bochenkowatych utworów wapiennych skrzystalizowanych szczątków skorupiaków. W Polsce ropy te znajdują się w okolicach Szczecina.

septariońskimi (średni oligocen) i wychodzą na powierzchnię pod ciśnieniem artezyjskim.

Obserwacje wód gruntowych w dawnym Berlinie zapoczątkowano już w 1870 r. Uruchomiono wtedy 29 punktów obserwacyjnych o głębokości 4,75—8,00 m. Celem obserwacji było odwodnienie Berlina i niedopuszczenie do podniesienia się poziomów wód gruntowych wskutek nawodnienia ściekami pobliskich okolic. W 1905 r. otwory obserwacyjne były pogłębione do 9 m.

Po I wojnie światowej sieć punktów obserwacyjnych należało zagęścić, gdyż wskutek budowy metro nastąpiło obniżenie wód gruntowych. Obecnie na terenie Wielkiego Berlina wspomniane obserwacje prowadzą następujące instytucje:

1. Urząd Odwodnienia Berlina,
2. Instytucje wodociągowe,
3. Urzędy melioracyjne na terenach dawnych przedmieść,
4. Krajowy Instytut Hydrologiczny,
5. Drogi żelazne,
6. Zarząd Budownictwa Wodnego.

Wyniki tych wszystkich obserwacji są kierowane do Urzędu Gospodarki Wodnej Berlina celem opracowania. Sieć obserwacyjna obejmująca około 2000 punktów, tj. 1 punkt na 1 km², jest wykorzystana w celu:

- obserwacji wahań stanów wody, spowodowanych infiltracją opadów i ścieków na polach irygacyjnych oraz przesiąkaniem kierowanej do zbiorników i stawów wody deszczowej dopływającej z kanałizacji rozdzielczej,
- obserwacji obniżania się stanów wód gruntowych w związku z budownictwem miejskim,
- obserwacji obniżania się stanów wody wskutek działania wodociągów.

Wyniki omawianych obserwacji odniesione do NN lokalizuje się na mapach i wykreśla się następnie plan hydroizohips (rys. 3). Obserwacje wykazały, że wody gruntowe w pradolinie znajdują się na głębokości 2—6 m, a na wysoczyznach około 30 m.

Powstaje jednak pytanie, czy wyniki obserwacji na stacjach wód gruntowych dają podstawę do przeprowadzenia hydroizohips, tj. formułując pytanie inaczej, czy hydroizohipsy uwidocznione na mapie ilustrują układ tylko jednego horyzontu wód gruntowych. Otóż okazuje się, że poszczególne horyzonty wody nie są ściśle od siebie odgraniczone, lecz mogą przenikać się wzajemnie. Dopiero iloczyn septariońskie stanowią pewną granicę horyzontów wodnych, ale znajdują się one zbyt głęboko, aby mogły wpływać na wyniki obserwacji wód dyluwalnych, na których badaniu nam w tym wypadku zależy. Tylko sondy w pradolinach, które osłagają pierwszą nieprzepuszczalną warstwę, dają wyniki bezwzględnie porównywalne. Co się tyczy obserwacji na wysoczyznach to władze wodne co do ich porównywalności wysuwają pewne wątpliwości i przy wykreślaniu mapy wód gruntowych odrzucają wyniki budzące zastrzeżenia (8).

Wskazania dotyczące mapy wód gruntowych Polski

Mapy wód gruntowych są obecnie opracowane w większości krajów intensywnie uprzemysłowionych. Poza obszarem Wielkiego Berlina tego rodzaju mapę w NRD posiada uprzemysłowiona prowincja Anhalt-Zerbst, gdzie na obszarze około 30 000 km² istnieje 8000 punktów obserwacyjnych wód gruntowych (5).

Rozwój przemysłu, budownictwa, oraz intensyfikacja rolnictwa w Polsce wymaga wydatnego rozszerzenia zakresu obserwacji wód gruntowych i postawienia go na odpowiednim poziomie organizacyjnym i naukowym. Pierwszym szczeblem naukowego opracowania wyników obserwacji winno być zestawienie map wód gruntowych. Porównując stany wód oznaczone na mapie i odniesione do różnych terminów, możemy już wyciągać dalej idące wnioski dotyczące regime'u wód podziemnych.

Objęcie całego kraju siecią obserwacyjną wód gruntowych zagęszczoną w takim stopniu, aby dała ona możliwość opracowania mapy wód gruntowych, jak już mogliśmy się zorientować z poprzednich rozważań, jest obecnie niewykonalne, ze względów organizacyjnych i budżetowych, a zwłaszcza braku odpowiednio wyszkolonego personelu technicznego i naukowego. Wyobraźmy sobie, jaki aparat techniczny byłby ko-

nieczny do opracowania wyników pomiarów sieci obserwacyjnej obejmującej 100 000 punktów i prowadzącej obserwacje przez 5—6 lat. Po tym okresie czasu można by już wyodrębnić rejony o jednostajnym rytmie wahań wód gruntowych i w tych rejonach skasować pewną ilość punktów, a pozostawić tylko miarodajne dla większych powierzchni, jednakże zakres pracy pozostałby nadal niewspółmiernie duży do naszych i nie tylko naszych możliwości na tym polu mało znanej gałęzi wiedzy. Poza tym należy zauważyć, że nie jest wskazane dla celów oszczędnościowych pracę tę rozkładać na dłuższe raty lub okresy, gdyż mapy wód gruntowych poszczególnych rejonów opracowane sukcesywnie byłyby nieporównywalne. Również należy zorientować się, jakie czynniki dla celów praktycznych będą mogły wykorzystać opracowane mapy wód gruntowych. Należy przypuszczać, że zainteresowanie mogłoby tu wykazać:

- rolnictwo,
- instytucje projektujące wodociągi,
- urzędy planowania przestrzennego,
- instytuty naukowo-badawcze z zakresu hydrologii.

Rozpatrując zakres zainteresowania poszczególnych czynników w opracowaniu mapy wód gruntowych, dochodzimy do wniosku, że dla rolnictwa tego rodzaju mapa nie stanowi problemu większej wagi. Nie dotyczy to trwałych i zasadniczych zmian stanów wód gruntowych spowodowanych działalnością człowieka, jak nieumiejętnie przeprowadzonymi melioracjami obniżenia się dna rzeki i zwierciadła wody wskutek regulacji itd. Z przytoczonego już przykładu Gieslera i z innych obserwacji wiemy, że o wysokości zbiorów decyduje w większej mierze typ gleby zdolny do akumulacji opadów niż poziom wód gruntowych. W niektórych przypadkach, jak np. w przewidywanym na pewnych obszarach nieurodzaju siana w rb., mógł zdecydować również niski poziom wód gruntowych, lecz nie należy oczekiwać, aby w związku ze sporadycznymi wahaniami wód gruntowych rolnik mógł wyciągnąć praktyczne wnioski i zmieniać od dawna przystosowany do miejscowych warunków płodozmian. Zaprowadzając nowe kultury rolne, co będzie dotyczyło stosunkowo niewielkich powierzchni, niezależnie od badań poziomu wód w skali krajowej zawsze będzie można wykonać lokalne badania wilgotności gleby.

Natomiast nie ulega wątpliwości, że bezwzględnie zainteresowane w poznaniu regime'u wód gruntowych będą instytucje zaopatrujące ludność w wodę. Dla tych celów winna być opracowana mapa wód gruntowych na obszarach, gdzie ujęcie wód powierzchniowych dla tych celów nie może być zaplanowane i gdzie przewiduje się wodociągi grupowe dla istniejących osiedli lub też projektowanych zakładów przemysłowych. Zagadnienie to wiąże się z budową wodociągów dla miast, w których nie zawsze są zbadane wody podziemne. Posiadanie zatem mapy wód gruntowych jest wskazane dla każdego miasta. Wyłączając sprawy wodociągowe w większych miastach prowadzi się cały szereg inwestycji, dla projektowania których poziom wód gruntowych nie jest bez znaczenia, względnie inwestycje te mogą spowodować pewne zmiany w układzie wód wglębnych, z czego należy zdawać sobie sprawę. Jako typowy przykład można tu wskazać budowę metro.

Urzędy planowania przestrzennego projektując nowe osiedla lub też okręgi czy zakłady przemysłowe winny posługiwać się mapą wód gruntowych jako niezbędnym podkładem. Przy planowaniu przestrzennym należy również uwzględnić nie tylko poziom wód gruntowych pewnych obszarów dla zaopatrzenia ludności w wodę, lecz i to, że obfitość wód gruntowych wpływa ujemnie na bioklimat, na co w ostatnich czasach medycyna zwraca coraz bardziej uwagę.

Instytuty naukowo-badawcze z zakresu hydrologii poza ogólną orientacją w sprawie regime'u wód gruntowych w kraju winny przeprowadzać bardziej szczegółowe badanie terenu, gdzie wahań tych wód odbiegają od normy. Dotyczy to przede wszystkim terenów o skoncentrowanym przemyśle górniczym, gdzie konstatujemy niepokojący zanik wód wglębnych. Dla tych terenów opracowanie mapy wód gruntowych jest konieczne.

Na podstawie powyższych rozważań można wysnuć wnioski:

- Opracowanie mapy wód gruntowych dla całości obszaru Polski jest zbędne, natomiast z różnych względów jest ona konieczna dla pewnych ściślej ograniczonych terenów.
- Mapę wód gruntowych w pierwszym rzędzie należy opracować
 - a) na obszarze Wielkiej Warszawy, gdzie jest ona konieczna dla planowania przestrzennego,
 - b) na obszarze kopalnianym Śląska, celem badania w tym rejonie zaniku wód gruntowych,
 - c) w dolinie Wisły, co jest konieczne dla celów budownictwa wodnego i projektowania robót regulacyjnych względnie kanalizacyjnych rzeki.

Literatura

Instrukcja dla obserwatorów stacji wód gruntowych. Warszawa 1949. Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny.

MGR HELENA WERNER-WIEĆKOWSKA

Instytut Geograficzny Uniw. Warsz.

Uwagi o prowadzeniu działów wodnych na obszarach bezodpływowych

Podstawą obliczania bilansu wodnego musi być prawidłowo określona powierzchnia zlewni, według niej bowiem obliczana jest ilość opadu, a także wskaźnik odpływu.

O powierzchni zlewni decyduje przebieg działu wodnego, a jego wyznaczenie jest zagadnieniem typowo geograficznym, siusze się przeto wydaje, aby geograf fizyczny zabrał głos w tej sprawie.

Wyznaczanie działów wodnych w południowej części Polski, gdzie wyraźnie zaakcentowana rzeźba terenu związana jest ściśle z intensywną działalnością wód płynących, nie nasuwa większych trudności. Natomiast na nizu, a zwłaszcza na pojezierzach występuje pewien element, który powoduje znaczne trudności przy prawidłowym rozdzieleniu zlewni. Mianowicie na tych terenach obok rzeźby erozyjnej występują znaczne obszary, na których panuje rzeźba polodowcowa (beziadna akumulacja morenowa) lub eoliczna (wydmy) i tam w topografii terenu przewagę mają nie doliny, których zbocza nachylone są ku rzekom, ale zamknięte zagłębienia powierzchni topograficznej, przedstawiające się na mapie jako przestrzenie, otoczone zamkniętą poziomnicą z linią spadu zwróconą do wewnątrz, z których wody opadowe nie mogą odpłynąć do rzek po powierzchni. Każde z nich otoczone jest nierównomiernym pierścieniem terenu wyższego, ograniczonego działem wodnym danego zagłębienia, tak więc ten teren stanowi jego zlewnię bezodpływową.

W dotychczasowej praktyce prowadzenia działów wodnych napotkane zagłębienia bezodpływowe dzieli się na pół, zakładając, że wsiąkające w nie wody dzielą się równomiernie między sąsiednie dorzecza.

W Zakładzie Geografii Fizycznej Instytutu Geograficznego Uniwersytetu Warszawskiego prowadzone są pod kierunkiem prof. Różyckiego badania nad obszarami bezodpływowymi Mazowsza, z których wynika, że dotychczasowy sposób wyznaczania działów wodnych w pasie nizin i pojezierzy jest nie dość ścisły; nie można bowiem od razu przewidzieć kierunku spływu wody opadowej, która wsiąkała w teren bezodpływowy. Kierunek spływu jest zależny od ukształtowania powierzchni wód podziemnych, a więc od ich działów, które w rozmaity sposób dzielą zagłębienia, leżące na działach wodnych, między zlewnie sąsiednich rzek.

Zagłębienia bezodpływowe bowiem, mając określoną genezę, występują często grupowo, a nawet gromadnie, a zlewnie ich stykają się ze sobą, tworząc znaczne obszary bez odpływu powierzchniowego, do-

Pomianowski, Rybczyński, Wóycicki. Hydrologia cz. II. Wody gruntowe. Warszawa 1934.

Siebauer. Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w przekrojach wodowskazowych rzeki Wisły. „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej”, tom I, zesz. 1. Warszawa 1947.

Skłbniewski. Ogólne wiadomości o wodzie użytkowej. „Gospodarka Wodna” nr 3/1951.

Bollmann. Die Nöte in der Wasserversorgung des Landes Sachsen-Anhalt, ihre Ursachen und ihre Behebung. „Wasserwirtschaft — Wassertechnik”, nr 5/1951.

Giesler. Probleme und Wege hydrologischer und hydrogeologischer Forschung. „Wasserwirtschaft — Wassertechnik” nr 3/1952.

Giesler. Hydrologie und Geologie, die Grundlagen der Wassererschliessung. „Wasserwirtschaft Wassertechnik” nr 5/1951.

Medon. Das Grundwasser von Gross Berlin. „Wasserwirtschaft Wassertechnik” nr 2/1952.

chozące do 200 km². Ze względu na to, że obszary te są terenami, do których nie doszła erozja, leżą one prawie wyłącznie na działach wodnych co najmniej IV rzędu, przy czym największe z nich leżą na działach I i II rzędu.

I tak na dziale wodnym Wisły i Pregoty, a u zbiegu działów Wkry, Orzyca, Omulwi i Łyny leży w okolicy Nidzicy na terenie lasów napiwodzkich obszar bezodpływowy o powierzchni 214 km². W widłach Wisły i Bugu około 80 km² terenów międzywodnych nie ma odpływu powierzchniowego, w pasie otwockim, a także w Puszczy Kampinoskiej obszary po kilkadziesiąt km² składają się ze zlewni zagłębien międzywodnych. Inne obszary bezodpływowe Mazowsza są mniejsze, przy czym najmniejsze leżą w południowej i wschodniej części województwa warszawskiego, większe w jego części północno-zachodniej.

Aby móc zbadać lub ocenić odpływ wód spod obszaru bezodpływowego, należy go najpierw starannie wyodrębnić na podstawie mapy. Bez wyodrębnienia całego obszaru bezodpływowego (zespołu zlewni zagłębien bezodpływowych) nie może być mowy ani o zbadaniu, ani o ocenie odpływu wód spod niego. W celu zbadania odpływu wód sporządza się mapę powierzchni wód gruntowych, opartą na możliwie jednoczesnej serii pomiarów głębokości studni. Wyokość studni nad poziom morza określa się zasadniczo z mapy szczegółowej, a tylko przy większej równinności terenu trzeba przeprowadzić niwelację. Odejmując od tak oznaczonych wysokości studni głębokość studni do wody, otrzymujemy punkty wysokości zwierciadła wody nad poziom morza; na drodze uwzględniającej rzeźbę terenu interpolacji między wysokościami punktów otrzymuje się mapę powierzchni wód gruntowych, wykreśloną za pomocą hydroizohips.

Błędy wynikłe z różnic głębokości lejów depresyjnych studzien i z wahań okresowych poziomu wód gruntowych zasadniczo nie przekraczają w sumie 1 metra, a więc są tego samego rzędu, co błędy wynikłe z określania wysokości z mapy. W ten sposób uzyskuje się zupełnie wyraźny jednoczesny obraz powierzchni wód gruntowych, który może być odniesiony do przebiegu wahań wód gruntowych w najbliższych obserwowanych studniach. Obraz ten musi być uzupełniony pewną ilością wierceń i możliwie licznymi wywiadami o profilach geologicznych studni (robionymi w czasie ich pomiarów) ewentualnie także pomiarami temperatury, które by pomogły wyodrębnić ewentualnie występujące różne poziomy wodo-

nośne. W wypadku, gdy obszar bezodpływowy leży na rozbieżnym węźle wodnym, można także, jako wstępną lub uzupełniającą, zastosować metodę pomiaru spływu jednostkowego (również jednoczesnego) na zlewniach rzek i strug, sąsiadujących z tym obszarem. Ta z nich, która ma znacznie większy spływ z km^2 niż inne, zbiera zapewne wodę ze spornej zlewni, a przynajmniej z jej większej części.

Przy zastosowaniu obu metod, mianowicie mapy powierzchni wód gruntowych oraz pomiarów spływu, zbadany został napiwodzki obszar bezodpływowy. Wyniki pomiarów odpływu obliczone w stosunku do zlewni powierzchniowych pokazały, że spływ powierzchniowy Omulwi wyraża się liczbą 7 l/sek. km^2 , Łyny 8, Wkry 6, a Orzyca 2, przy czym w najwyższych odcinkach tych zlewni dysproporcje są większe (75; 52; 6; 1). Opracowanie mapy powierzchni wód gruntowych pozwoliło wydzielić zlewnie podziemne i po rozłożeniu pomiarów odpływu na powierzchnię tych zlewni otrzymano wartości spływu już prawie wyrównane (3,7; 3,1; 4,7; 1,8). Powierzchnia 214 km^2 napiwodzkiego obszaru bezodpływowego została podzielona między 4 sąsiadujące zlewnie w następującym stosunku: Omulew 99, Łyna 75, Wkra 26, Orzyca 14.

W niektórych typowych wypadkach można ocenić przynależność hydrologiczną obszaru bezodpływowego bez przeprowadzenia badań terenowych, przy czym konieczna jest choćby ogólna znajomość przepuszczalności gruntu. W wyniku badań wysunięto 2 kryteria: kryterium pochylenia obszaru bezodpływowego i kryterium lokalnej podstawy erozyjnej. Pierwsze z nich ma zastosowanie w tych wypadkach, gdy obszar bezodpływowy ma niezależnie od wklęsłości form wyraźny ogólny spadek, gdy więc dział wodny po jednej jego stronie przebiega wyraźnie wyżej niż po przeciwnej. Wówczas, o ile teren jest przepuszczalny, wody gruntowe zgodnie z ogólnym jego spadkiem przesączają się pod niższą częścią powierzchniowego działu wodnego, a cały obszar bezodpływowy należy hydrologicznie do niższej zlewni. Typowym przykładem takiej sytuacji jest bezodpływowy obszar otwocki.

Kryterium niższej podstawy erozyjnej ma zastosowanie również na terenach przepuszczalnych, gdy sporny obszar bezodpływowy leży między górnymi częściami dorzeczy dwu lub więcej rzek, płynących w różne strony, gdzie może być mowa o podziemnym przeciąganiu wód z jednego dorzecza do drugiego. Należy przyjąć, że dorzecze rzeki o niższej lokalnej podstawie erozyjnej, a więc o większym spadku, zbiera wody gruntowe ze spornego obszaru bezodpływo-

wego lub przynajmniej z jego części, a więc dział wód gruntowych leży w pobliżu działu powierzchniowego od strony mniejszego spadku i słabszej erozji. Kryterium tego nie można stosować mechanicznie, zwłaszcza gdy stoi w sprzeczności z kryterium nachylenia i wtedy konieczne są badania terenowe.

Na terenach nieprzepuszczalnych istnieją prawdopodobnie sytuacje, w których niewielkie zlewnie bezodpływowe mają pod sobą również bezodpływowe zlewnie podziemne, a brak odpływu równoważony jest przez silniejsze parowanie.

W częstych wypadkach, gdy małe kilku- lub kilkunastokilometrowe zlewnie leżą na terenach przynajmniej częściowo przepuszczalnych i nie mają wyraźnego nachylenia, dział wód gruntowych przecina istotnie zlewnię bezodpływową. Zdarza się też, że górny jej poziom wodonośny spływa do jednego dorzecza lub jest izolowany, a dalszy do innego. Wówczas metoda dzielenia zlewni bezodpływowych (nie samych zagłębień, ale zlewni z uwzględnieniem położenia zagłębień) jest słuszną. Natomiast na dużych kilkunastokilometrowych obszarach bezodpływowych, zwłaszcza przy wyznaczaniu małej zlewni, leżącej przy działale wysokiego rzędu, błąd popełniony przy określaniu jej powierzchni łatwo może przekroczyć dopuszczalny błąd bilansowania.

Wynikiem badań Zakładu Geografii Fizycznej nad obszarami bezodpływowymi Mazowsza jest następujący wniosek: przy prowadzeniu działów wodnych na niżu, a zwłaszcza na pojezierzach, należy starannie wyodrębnić zlewnie wszystkich zagłębień bezodpływowych i ich zespolić jako obszary bezodpływowe, wtedy dopiero rozpatrywać wielkość, położenie, nachylenie poszczególnych obszarów oraz przepuszczalność gruntu i na tej podstawie oceniać przebieg działu wód gruntowych albo przeprowadzać badania terenowe ich powierzchni.

Drugi wniosek dotyczy działów wodnych na terenach pradolin, a zwłaszcza tarasów zlewowych. Spływ tych wód w dolinie w kierunku spadku rzeki, jak i ruch od wyżyny w kierunku koryta, żywość tego ruchu, zależność wypadkowej od stanu wód w rzece oraz fakt, że najwyższe miejsca dolnych tarasów przebiegają w bezpośrednim sąsiedztwie rzeki po tak zwanej nadspie sprawiają, że powierzchniowy dział wodny w dolinie nie ma żadnego realnego odpowiednika w działale wód gruntowych. Zlewnie dopływów należy więc zamykać nie przy ujściu dopływu do koryta rzeki głównej, ale wyżej, przy jego ujściu w dolinę głównej rzeki.

Projekt słownictwa wodnego

Niejednokrotnie zwracaliśmy uwagę na konieczność ujednolicenia naszego słownictwa wodnego. Jednym z pierwszych w tej sprawie był artykuł inż. I h n a t o w i c z a „Słownictwo hydrauliki koryta rzecznej”, zamieszczony w nr 1—2/49. Artykuł ten jednak dotyczył wąskiej jedynie specjalności naszej rozległej dziedziny.

Także z uznaniem podkreślaliśmy wysiłki w tym kierunku pokrewnego nam czasopisma „Technika Morza i Wybrzeża” (obecnie „Technika i Gospodarka Morska”), które to pismo zwraca szczególną uwagę na stosowanie właściwego słownictwa zawodowego.

Z tego względu inicjatywa Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, zmierzająca do usystematyzowania określeń i pojęć z zakresu początkowo wód wglębnych a następnie w ogóle hydrologii i budownictwa wodnego spotkała się z całkowitym zrozumieniem i poparciem ze strony „Gospodarki Wodnej”. W nr 5—6/48, 3—5/49 oraz 9/51 zamieściliśmy propozycje Podkomisji Słownictwa tegoż Stowarzyszenia odnośnie wód wglębnych, a obecnie podajemy dalszy ciąg propozycji dotyczących już hydrologii i hydrotechniki.

Przypominamy, iż Podkomisja Słownictwa Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych pracuje w składzie stałym: prof. S. Turczynowicz, prof. K. Dębski, prof. S. Pietkiewicz, doc. dr J. Lambor, prof. E. Czetwertyński.

189. *Prąd* — ruch cieczy w określonym kierunku.

190. *Linia prądu* — linia, wzdłuż której posuwałyby się cząsteczki cieczy, gdyby chwilowy układ prędkości został ustalony.

191. *Struga* — pęk linii prądu przechodzących przez nieskończenie małe poletko. Struga w języku potocznym jest to ciek powierzchniowy o niewielkim przepływie i małym spadku.

192. *Strumień* — pęk strug przechodzących przez pewne pole. Strumień w języku potocznym bywa używany jak „struga”.

193. *Potok* — w języku potocznym jest to ciek powierzchniowy o zmiennym przepływie i dużym spadku.

194. *Ciek* — (zamiast dawniej podanej definicji) jest to woda, płynąca okresowo lub stale w łózysku zmiennym lub stałym po powierzchni ziemi albo

w przewodniku ziemi podziemnej pod powierzchnią ziemi.

195. *Przekrój poprzeczny koryta lub ciek* — przecięcie koryta lub ciek płaszczyzną prostopadłą do jego miejscowego kierunku.

196. *Przekrój czynny* — ta część poprzecznego przekroju koryta, którą płynie woda.

197. *Prędkość miejscowa* — prędkość wody w określonym punkcie ciek wodnego.

198. *Prędkość chwilowa* — prędkość wody w pewnej chwili.

199. *Prędkość miejscowa średnia* — prędkość w pewnym punkcie, średnia z prędkości zmiennych w pewnym przedziale czasu.

200. *Prędkość średnia strumienia* albo *prędkość średnia w przekroju* — stosunek objętości przepływającej wody do powierzchni przekroju poprzecznego strumienia.

201. *Obwód zwilżony* — linia ograniczająca przekrój poprzeczny koryta rzeki lub przewodu, wzdłuż której ciecz styka się ze ścianami tego koryta lub przewodu.

202. *Szerokość zwierciadła wody* — odległość punktów brzegowych obwodu zwilżonego w przekroju poprzecznym. Punkty brzegowe są to punkty zetknięcia obwodu zwilżonego ze zwierciadłem wody.

203. *Prąd wstępujący* — prąd skierowany ku górze.

204. *Prąd zstępujący* — prąd skierowany ku dołowi.

205. *Prądy zbieżne* — prądy skierowane ku sobie i łączące się w jeden prąd wspólny.

206. *Prądy rozbieżne* — prądy odłączające się od kierunku wspólnego.

207. *Prąd spiralny* — prąd wody znajdującej się w ruchu postępowym po linii spiralnej.

208. *Prądy wewnętrzne ciek* — prądy uformowane wewnątrz ciek idące w kierunku odmiennym od ogólnego jego kierunku.

209. *Prądy żłobiące* — prądy odspajające i unoszące cząstki tworzywa koryta.

210. *Prądy nanoszące* — prądy osadzające cząstki przynoszone przez wodę.

211. *Rumowisko rzeczne* — materiał stały niesiony lub wleczony przez wodę ciek, będący produktem erozji i zmywów.

212. *Wielka woda* — określenie potoczne stanu lub przepływu wód ciek podczas wezbrania.

213. *Wezbranie* — podniesienie się zwierciadła wody w rzece znacznie powyżej stanu zwyczajnego.

214. *Powódź* — duże wezbranie, w czasie którego woda występuje z brzegów i zalewa przyległe tereny.

215. *Woda niżówkowa* albo *niżówka* (patrz mała woda) — wyrażenie potoczne określające niski przepływ lub stan wody w ciek.

216. *Zalewisko* — miejscowe zagłębienie położone w dolinie rzeki poza jej łóżyskiem okresowo lub stale zalewane.

217. *Dolina rzeki* — obszar obejmujący łóżysko rzeki wraz z przyległymi pasami terenu, będący wynikiem działania rzeki w ciągu wieków.

218. *Łóżysko* — część doliny, którą stale lub czasowo płynie woda.

219. *Koryto* — część łóżyska, którą przez przeważną część roku płynie woda.

220. *Koryto małej wody* — ta część koryta, z której nigdy nie ustępuje przepływająca woda.

221. *Teren zalewowy* — część łóżyska rzeki zalewana w okresie wezbrania.

222. *Ramię koryta* — boczne odgałęzienie (odnoga) koryta rzeki prowadzące wodę.

223. *Łacha* — stare koryto lub ramię rzeki, w którym woda płynie tylko okresowo albo wcale nie płynie i wtedy nosi nazwę *nieciecz*.

224. *Bystrz* (*bystrze* lub *bystrzec*) — odcinek strumienia o prędkości wyraźnie większej od tej, którą posiada na odcinkach przyległych.

225. *Oś dynamiczna strumienia* — linia łącząca środki ciężkości brył masy ciekłej, ograniczonych z jednej strony przez przekroje poprzeczne koryta, z drugiej strony przez końcowe punkty wektorów prędkości wystawionych w poszczególnych punktach tych przekrojów.

226. *Linia nurtu* — linia, wzdłuż której przecina się zwierciadło wody z powierzchnią pionową poprowadzoną wzdłuż osi dynamicznej.

227. *Nurt* — ta część koryta, w której prędkości i głębokości są największe. Nurt w znaczeniu potocznym jest to określenie pasa powierzchni wody rzeki, w którym głębokości i prędkości są największe.

228. *Szlak żeglugowy* (droga statków) — pas powierzchni wodnej rzeki, wzdłuż którego odbywa się żegluga.

229. *Stanowisko* — odcinek ciek wodnego lub kanału ograniczony w obydwu końcach progami naturalnymi lub sztucznymi. W pierwszym przypadku stanowisko składa się z głębszego odcinka środkowego przechodzącego stopniowo w płytsze odcinki końcowe, a w drugim przypadku po zbudowaniu progu sztucznego głębokość zwiększa się z biegiem ciek.

230. *Płoso* — Głęboki odcinek stanowiska rzeczno.

231. *Mielizna* — płytkie miejsce w korycie rzeki utworzone przez osadzenie złogów (aluwiów).

232. *Płyczna* — płytkie miejsce w korycie rzeki nie wynurzające się z wody.

233. *Złogi* — rumowisko rzeki osadzone na dnie koryta.

234. *Rumowisko* — ogólna nazwa materiału, przeważnie mineralnego, unoszonego lub wleczzonego po dnie przez wodę.

235. *Rumowisko wlezione* (*wleczyny* albo *toczyny*) — rumowisko poruszane po dnie ciek przez wodę.

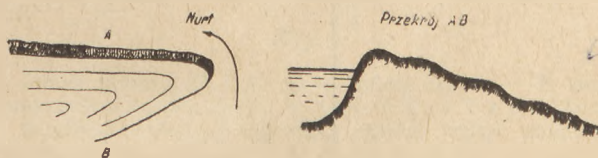
236. *Rumowisko unoszone* — rumowisko zmieszane z wodą i unoszone przez wodę. Rozróżniamy rumowisko cięższe od wody (unosiny) i lżejsze od wody (zawiesiny).

237. *Odsypisko* — ogólne określenie odkładu rumowiska utworzonego w korycie rzeki, potoku, kanału lub w jeziorze, przymulone do brzegu. Rozróżniamy przymuliska górne lub dolne, zależnie od położenia przymuliska względem przejścia nurtowego. Przymulisko górne powstaje powyżej przejścia, przymulisko dolne tworzy się po dolnej stronie przejścia.

238. *Ławica* — odsypisko utworzone w środku koryta.

239. *Ławica wędrująca* — ławica przesuwająca się stopniowo w dół rzeki.

240. *Przykosa* — czołowa część odsypiska opływana przez nurt rzeki od strony skarpy dolnej, z łagodnie pochyłonym grzbietem.



241. *Przejście* — odcinek rzeki, w którym nurt przerzuca się od jednego brzegu do drugiego; charakteryzuje się on zmniejszonymi głębokościami.

242. *Przemiał* — płytkie przejście, ulegające erozji w miarę obniżania się stanu wody.

243. *Grzbiet przemiału* — linia przechodząca po najwyższych punktach przemiału w poprzek koryta rzeki.

244. *Bród* — odcinek rzeki oznaczający się małymi głębokościami na całej szerokości rzeki. Bród tworzy się na przemiałach lub odsypiskach.

245. *Grzbiet brodu* — linia przechodząca po najwyższych punktach brodu od brzegu do brzegu przeważnie w skośnym kierunku.

246. *Rynna przemiału* — wyżłobienie utworzone w przemiale. Rynną tą biegnie zwykle szlak żeglowny.

247. *Przedproże przemiału* — część przemiału leżąca powyżej grzbietu przemiału.

248. *Podproże przemiału* — część przemiału leżąca poniżej grzbietu przemiału.

249. *Rynna dolnego płosa* — odcinek dolnego płosa prowadzący nurt poniżej przemiału.

250. *Rynna górnego płosa* — odcinek płosa prowadzący nurt powyżej przemiału.

251. *Wybój górnego płosa* — część górnego płosa leżąca poza nurtem w przedłużeniu rynny górnego płosa tuż powyżej przemiału.

252. *Zatoń* — część dolnego płosa zazwyczaj głęboka, nieckowata, leżąca poza nurtem tuż poniżej przemiału, na początku rynny dolnego płosa.

253. *Odptyw* — zjawisko polegające na grawitacyjnym ruchu wody zebranej na pewnym obszarze na powierzchni lub w gruncie ku miejscom niżej położonym. Poza tym odptywem nazywa się także czasami ilość wody, która odpłynęła w określonym czasie z określonego obszaru. Odptyw może odbywać się:

- 1) korytami cieków — *odptyw powierzchniowy*,
- 2) po powierzchni terenu bez koryt — *splyw powierzchniowy*,
- 3) pod powierzchnią ziemi — *odptyw podziemny*.

254. *Przepływ* — ilość wody przepływającej przez określony przekrój poprzeczny cieku lub przewodu w jednostce czasu. Prócz tego na określenie tego samego pojęcia bywa używane wyrażenie „wydatek”,

które jednak należy odnosić tylko do wypływu ze źródeł lub zbiorników.

255. *Deficyt odpływu* — różnica między ilością wody z opadów atmosferycznych przypadających na pewną zlewnię i wody odpływającej z niej w tym samym czasie.

256. *Odptyw zwyczajny* — przedstawia wartość środkową spośród wszystkich notowanych wartości odpływu.

257. *Odptyw normalny* — odpływ zwyczajny z okresu obserwacji obejmującego co najmniej kilka lub kilkanaście lat.

258. *Rok hydrologiczny* — okres tak dobrany, aby obejmował sobą pełny cykl roczny zjawisk opadu i odpływu. Rok hydrologiczny w Polsce przyjęto od 1 listopada jednego roku do 31 października następnego roku kalendarzowego; podzielono go na dwa półrocza: zimowe (I.XI. — 30.IV) i letnie (I.V. — 31.X.). (d. c. n.)

S. T.

INŻ. FRANCISZEK CIECIÓRA

Metoda wykreślna łuków parabolicznych

Zalety łuku parabolicznego są coraz bardziej cennie dla potrzeb budownictwa wodnego i dla jego rozwoju. Już obecnie uważa się za wskazane nadanie krzywiznom regulacyjnym, kierownicom przewoźnym i stałym, dla nurtu i żeglugi, na rzekach i kanałach, formy odcinka paraboli.

W Związku Radzieckim, kraju o największym dziś na świecie rozwoju budownictwa wodnego i od dawna już najważniejszym ośrodku studiów oraz badań wodnych, zalecają stosowanie łuków parabolicznych.

W Polsce Ludowej przewiduje się bardzo znaczny rozwój budownictwa wodnego, a obecny stan inwestycji wodnych już znacznie przekracza inwestycje przedwojenne. Stąd też należy uważać za ważną potrzebę graficznego opanowania paraboli dla ułatwienia posługiwania się tym łukiem. Kilka podanych niżej przykładów konstrukcyjnego wykreślenia łuku parabolicznego znacznie uprości posługiwanie się pa-

rabolą drugiego stopnia dla celów projektowania, w porównaniu do metody analitycznej.

Przyjmijmy pod uwagę (rys. 1) parabolę o równaniu $y = ax^2$, tj. z wierzchołkiem w początku układu współrzędnych prostokątnych.

Z trójkąta BCD: $\operatorname{tg} \alpha = \frac{DB}{CB} = \frac{y}{CB}$. Załóżmy, że prosta

CD jest styczną do paraboli w punkcie D. Pierwsza pochodna $y' = 2ax$ oznacza właśnie $\operatorname{tg} \alpha$, więc:

$$\frac{y}{CB} = 2ax; CB = \frac{y}{2ax} = \frac{ax^2}{2ax} = \frac{x}{2}$$

oznacza to, że styczna do paraboli dla odciętej x przecina oś $X - X$ w odległości $\frac{x}{2}$ od początku układu

współrzędnych. Wykreślmy z punktu B prostopadłą do prostej CD i przedłużmy do przecięcia z osią $Y - Y$ w punkcie A. Odcinek $AO = x \cdot \operatorname{ctg} \alpha$ ale z trójkąta

DCB $\operatorname{ctg} \alpha = \frac{x}{2y}$; więc $AO = x \cdot \frac{x}{2y} = \frac{x^2}{2ax^2} = \frac{1}{2a}$; oznacza

to, że y_0 — odległość punktu A od początku układu osi współrzędnych jest dla danej paraboli wielkością sta-

łą i wynosi $\frac{1}{2a}$. Inaczej mówiąc, w punkcie A prze-

cinają się wszystkie prostopadłe do stycznych do paraboli, wystawione z rzutów punktów styczności na oś $X - X$.

Przy projektowaniu tras regulacyjnych i dróg wodnych spotykamy się z warunkiem minimalnego promienia krzywizny. W paraboli najmniejszy promień krzywizny występuje w wierzchołku, wystarczy zatem zbadać czy promień ten nie przekracza najmniejszego dozwolonego promienia. Wychodząc z ogólnego

wzoru na krzywiznę $k = \frac{y''}{(1 + y'^2)^{3/2}}$ otrzymamy dla paraboli w naszym przypadku:

$$y = ax^2, y' = 2ax, y'' = 2a$$

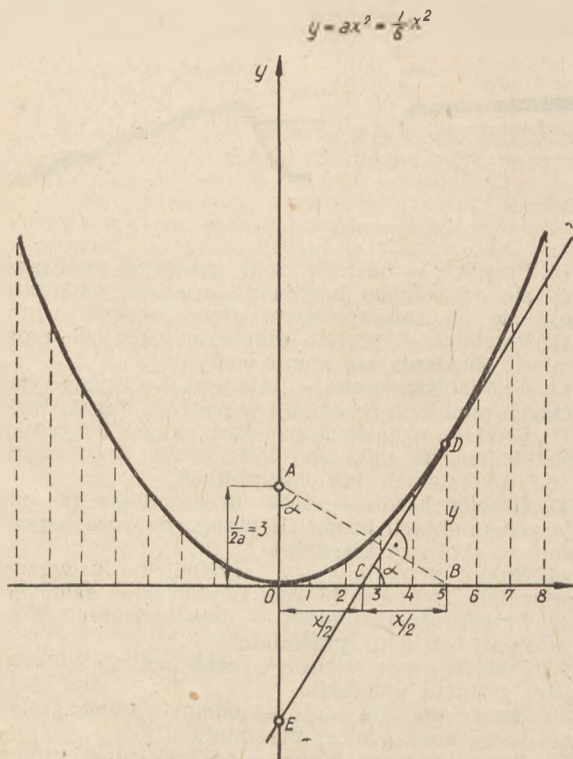
$$k = \frac{2a}{(1 + 4a^2x^2)^{3/2}}$$

zaś w wierzchołku paraboli $x = 0$, po podstawieniu

$$k = 2a, \rho = \frac{1}{2a}$$

a więc matematycznie udowodniliśmy, że punkt A jest środkiem koła krzywizny w wierzchołku paraboli, zaś odcinek OA — promieniem krzywizny.

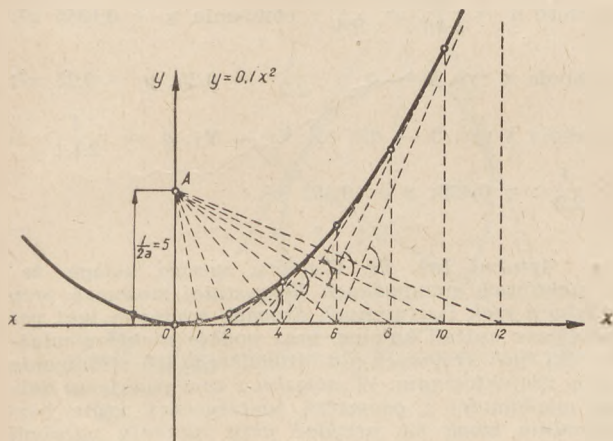
Przejdźmy obecnie do praktycznego zastosowania omawianych własności paraboli.



Rys. 1

Przykład 1.

Dane jest równanie paraboli z wierzchołkiem w środku układu współrzędnych, np. $y = 0,1 x^2$: wykreślić parabolę. Obliczamy wartość $\frac{1}{2a} = \frac{1}{2 \cdot 0,1} = 5$, i odkładamy ją na osi $Y - Y$, w tej samej skali co wartości Y od punktu O do punktu A . Dla kolejnych wartości x znajdujemy wartości y , wyznaczając kierunek AB i prostopadły do niego kierunek z punktu OB . Wartość y znajduje się na przecięciu tego kierunku z rzędną y , wystawioną w punkcie B . Po wyznaczeniu szeregu punktów paraboli łączymy punkty krzywą. (Rys. 2).



Rys. 2

Przykład 2 (przypadek spotykany przy projektowaniu tras regulacyjnych).

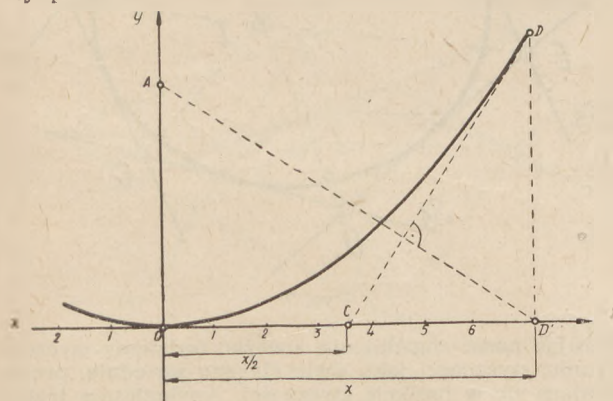
Dany jest układ osi współrzędnych oraz punkt D , leżący na paraboli, wykreślić parabolę (rys. 3).

Szukamy najpierw punktu A . Zrzutujemy w tym celu punkt D na oś $X - X$ i wyznaczmy położenie punktu C — w środku odcinka OD' ; wyznaczmy kierunek CD i prostopadłą do niej z punktu D' . Na przecięciu się tej prostej z osią $Y - Y$ znajdziemy punkt A . Następnie wykreślamy parabolę, jak w przykładzie 1.

Przykład 3 (przypadek spotykany przy projektowaniu tras regulacyjnych).

Dana jest oś $Y - Y$ oraz styczna do paraboli i punkt styczności D ; wykreślić parabolę (rys. 4).

Zrzutujemy punkt D na oś $Y - Y$, to wierzchołek O znajdziemy w środku odcinka $D'E$. Mając już oś $X - X$, wykreślamy parabolę jak w przykładzie 2, znajdując najpierw punkt A , następnie kolejne punkty paraboli.



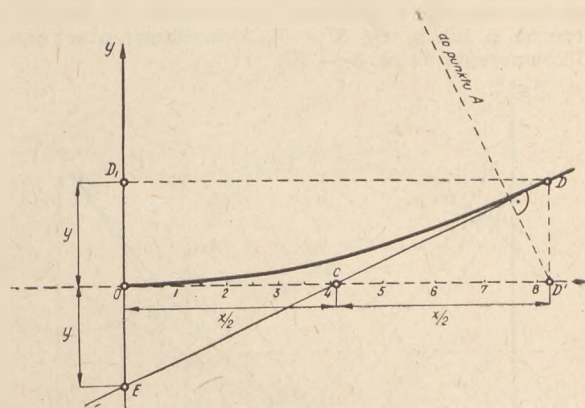
Rys. 3

Przykład 4 (przypadek spotykany przy projektowaniu kierownic regulacyjnych i żeglugowych).

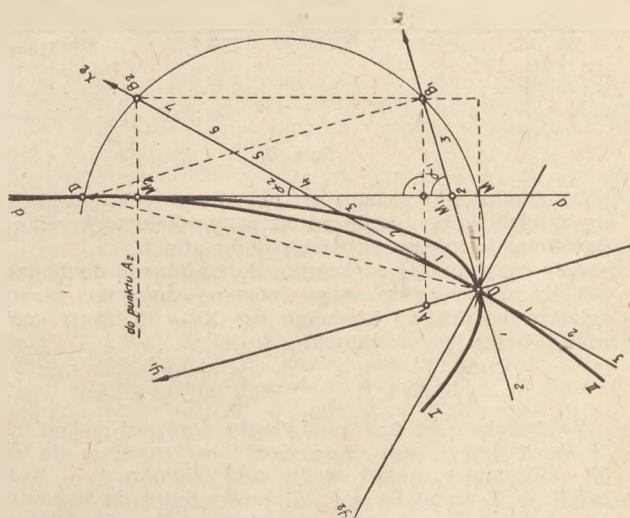
Dana jest styczna i punkt styczności D oraz wierzchołek paraboli O ; wykreślić parabolę (rys. 5).

Zataczamy koło na średnicy OD , wykreślamy prostopadłą do stycznej z punktu O i odkładamy odcinek OM do punktu I . Z punktu I wykreślamy rów-

noległą do stycznej dd . Na przecięciu z łukiem koła znajduje się punkt B , leżący na osi $X - X$ (spośród 2 punktów, leżących na przecięciu z łukiem koła, wybieramy ten, który odpowiada naszym potrzebom: 2 punkty przecięcia świadczą o możliwości wykreślenia 2 paraboli, które odpowiadają warunkom niniejszego zadania).



Rys. 4



Rys. 5

Przez punkty O i B prowadzimy oś $X - X$ oraz wykreślamy prostopadłą do niej osi $Y - Y$ z punktu O . Ponieważ styczna $dd \parallel IB_1$, wobec czego zachodzi proporcja:

$$OM_1 : M_1B_1 = OM : MI;$$

ponieważ $OM = MI$, więc $OM_1 = M_1B_1$, zaś kąt $OB_1B_2 = 90^\circ$, więc OB_1 jest styczną główną paraboli, gdyż styczna dd połowi odcinek B_1O . Drugie położenie osi X_2 udowadniamy analogicznie, że kąt OB_2D jest kątem prostym, zaś odcinek $OD = 4B_2$ na podstawie przystawiania trójkątów OM_4 i trójkąta $4B_2M_2$. Mając już wyznaczony układ współrzędnych, wykreślamy parabolę jak w przykładach poprzednich, wyszukując najpierw na osi $Y - Y$ punkt A , a następnie wyznaczając parabolę punkt po punkcie.

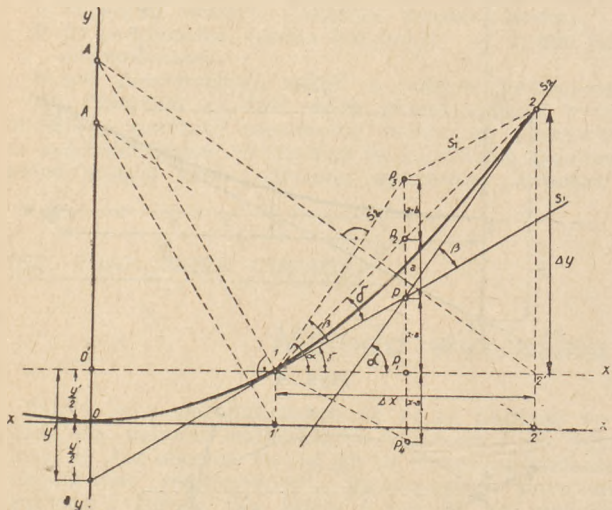
Przykład 5 (przypadek spotykany jak w przykładzie 4).

Dane są 2 styczne s_1 i s_2 , przecinające się w punkcie P , o wzajemnym kącie nachylenia β oraz ich punkty styczności z parabolą 1 i 2 — wykreślić parabolę (rys. 6).

Celem wykreślenia paraboli szukamy kierunku osi współrzędnych, wierzchołka O oraz środka A . Przez punkt I wykreślamy s'_2 z równoległą do stycznej s'_2 , a przez punkt 2 równoległą do stycznej s_1 , czyli s'_1 , do przecięcia z s'_2 w punkcie P_3 . Kierunek osi $Y - Y$ wskazuje nam prosta łącząca punkty P i P_3 , zaś kierunek osi $X - X$ znajdujemy jako do niej prostopadły. Znajdźmy położenie osi $Y - Y$. Przez punkt I przeprowadźmy równoległą do osi $X - X$, jako oś

pomocniczą 1 — X'. Jeżeli z punktu 2' wykreślimy prostą do stycznej s_2 , a z punktu 1 — prostą do s_1 , to w ich przecięciu znajduje się punkt A' leżący na osi Y — Y. Oś Y — Y wykreślamy przez punkt A', prostopadłą do pomocniczej osi 1 — X'.

Położenie osi X — X znajdujemy, rzutując na oś Y — Y punkt 1 lub punkt 2 i wyznaczając wierzchołek układu współrzędnych O na osi Y — Y po środku między rzutem a punktem przecięcia się tej osi ze styczną s_1 lub s_2 . Oś X — X wykreślamy przez punkt O równoległą do osi 1 — X'.



Rys. 6

Po znalezieniu układu osi współrzędnych, znajdujemy środek A, następnie punkt po punkcie wykreślamy parabolę, jak w przykładach poprzednich.

Aby nie zmuszać czytelnika do żmudnego dochodzenia słuszności wskazanego postępowania na własną rękę, wskażmy, że kierunek osi X — X musi spełniać następujący warunek:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \operatorname{tg} (\gamma + \delta) = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}.$$

Zakładając, że kąt nachylenia stycznej s_1 od osi X — X jest γ , kąt nachylenia stycznej s_2 do osi X — X jest α , a kąt nachylenia odcinka 1 — 2 do osi X — X wynosi $\gamma + \delta$. Założmy dalej, że kierunek 1 — P₁ — wskazuje nam kierunek osi X — X. Wtedy:

$$x_1 = \frac{1}{2a} \cdot \operatorname{tg} \gamma; y_1 = \frac{x_1}{2} \cdot \operatorname{tg} \gamma = \frac{1}{4a} \cdot \operatorname{tg}^2 \gamma;$$

$$x_2 = \frac{1}{2a} \cdot \operatorname{tg} \alpha; y_2 = \frac{x_2}{2} \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{4a} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha;$$

podstawiając wartości x_1, x_2, y_1, y_2 do równania, otrzymujemy:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \operatorname{tg} (\gamma + \delta) = \frac{\frac{1}{4a} (\operatorname{tg}^2 \alpha - \operatorname{tg}^2 \gamma)}{\frac{1}{2a} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \gamma)} = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \gamma}{2}.$$

lecz z rysunku widać, że $\gamma = \alpha - \beta$; wstawiając otrzymaną wartość γ do poprzedniego równania, otrzymujemy:

$$\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} (\alpha - \beta) = 2 \operatorname{tg} [\alpha - (\beta - \delta)].$$

Ostatnie równanie oznacza, że:

$$\frac{P_1 P_3}{IP_1} + \frac{PP_1}{IP_1} = 2 \cdot \frac{P_1 P_2}{IP_1}.$$

Po uproszczeniu równania otrzymamy $P_1 P_3 + PP_1 = 2 \cdot P_1 P_2$ — jest to warunek aby kierunek $1P_1$ był kierunkiem osi X — X.

Odlóżmy na przedłużeniu $P_3 P_1$ odcinek $P_1 P_4$ równy PP_1 , to możemy napisać, że $P_3 P_4$ jest dwukrotnie większy od $P_1 P_2$, gdyż: $P_3 P_4 = P_1 P_3 + PP_1$; a dwusieczna kąta PIP_4 jest kierunkiem osi X — X. Aby to było możliwe, trzeba:

$2z = a + b + 2(z - \alpha)$; $2z = a + b + 2z - 2a$, czyli $b = a$, tj. $P_2 P_3 = PP_2$; ten przypadek zaś ma miejsce tylko wtedy, gdy PP_3 jest przekątną równo-

ległoboku $1P_2 P_3$; to należało udowodnić. Kierunek PP_3 jest więc istotnie jedynym możliwym kierunkiem osi Y — Y, a kierunek $1P_1$ — jedynym możliwym kierunkiem osi X — X.

Opisywana metoda posiada tę dalszą zaletę, że daje możliwość łatwego ustalenia równania paraboli wg jej wykresu.

Na wypadek potrzeby ustalenia równania analitycznego wykreślonej paraboli, mierzymy długość odcinka OA i obliczamy dla niej wartość a z równania:

$$OA = \frac{1}{2a}, \text{ czyli } a = \frac{1}{2OA}.$$

Tak więc np. parabola wykreślona na rys. 3 posiada

wartość $a = \frac{1}{2,47} = \frac{1}{9,4}$; równanie $y = 0,1065 x^2$;

parabola z rys. 4 — $a = \frac{1}{2 \cdot 2} = 0,25$; $y = 0,25 x^2$;

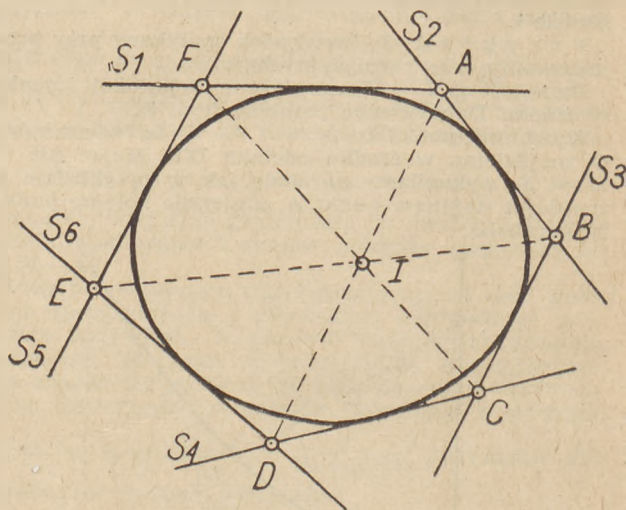
parabola z rys. 5 — dla osi $Y_1 — Y_1$: $a = \frac{1}{2,1,1} = \frac{1}{2,2} = 0,455$; $y = 0,455 x^2$.

* * *

Artykuł Inż. Fr. Cieciorzy zwraca uwagę, że w niektórych przypadkach korzystniej stosować przy regulacji rzek i sztucznych drogach wodnych łuki paraboliczne aniżeli kołowe, oraz podaje niektóre właściwości tych krzywych dla łatwiejszego ich stosowania przy projektowaniu. W związku z tym podajemy dalsze wiadomości z geometrii syntetycznej, które bezpośrednio mogą się przydać przy tyczeniu paraboli w korycie rzeki oraz mogą dać dalsze uproszczenia przy projektowaniu (Red.).

Zadanie 4 można rozwiązać i udowodnić przy pomocy twierdzenia Brianchona oraz wyprowadzić dalsze własności paraboli, ułatwiające wytyczenie jej w terenie i na rzece.

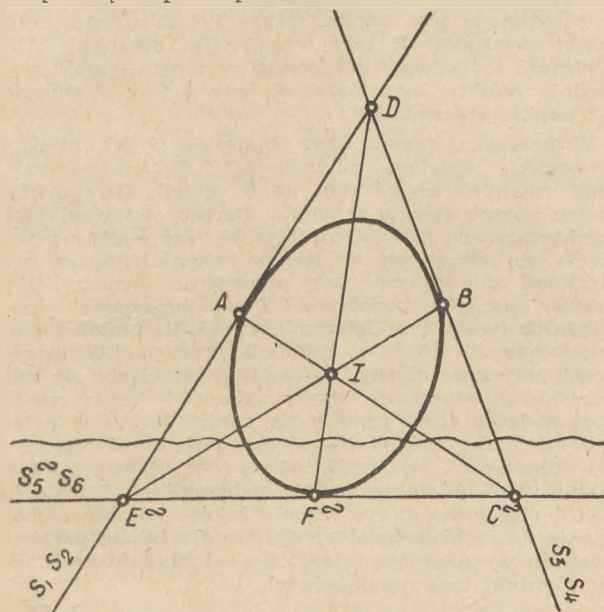
Brianchon udowodnił, że 6 dowolnych stycznych klasy drugiej (paraboli) tworzy sześciobok niezupełny, którego przekątne łączące przeciwległe wierzchołki przecinają się w jednym punkcie (patrz rys. 7). Roz-



Rys. 7

patrując nasze zagadnienie, uważać będziemy styczną i punkt styczności jako dwie styczne sąsiednie, przecinające się w punkcie styczności. Analogicznie traktować będziemy drugą styczną z jej punktem styczności. Piąta styczna jest prostą niewłaściwą, czyli leżącą w nieskończoności, jako wspólna styczna do wszystkich paraboli na płaszczyźnie. Obierzmy sąsiednią styczną też niewłaściwą i poszukajmy przy pomocy twierdzenia Brianchona ich punktu przecięcia się, który wyznaczy kierunek osi paraboli. W naszym przypadku, ponieważ styczne nakrywają się parami, sześciobok zdegeneruje się do trójkąta, którego jeden bok

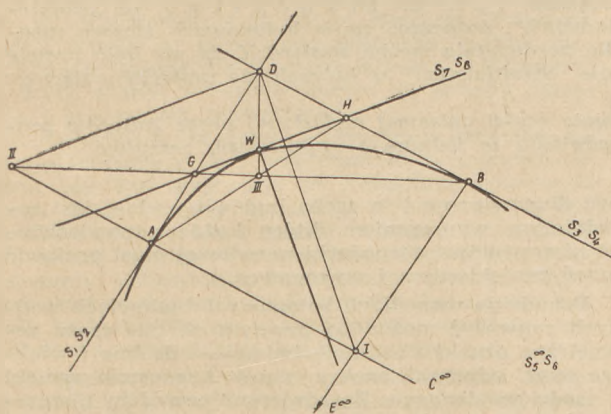
leży w nieskończoności (rys. 8). Pisząc schemat dla wyznaczenia przekątnej i punktu Brianchona, oznaczmy styczne literami S ze znaczkami od 1 do 6, punkty styczności A i B oraz dalsze wierzchołki sześcioboku dużymi literami; punkt Brianchona I . W schemacie w górnym wierszu wypisujemy nazwy stycznych, w następnych wierszach podajemy, które styczne wyznaczają przeciwległe wierzchołki oraz przechodzące przekątne przez punkt Brianchona.



Rys. 8

$S_1 S_2 S_3$	$S_4 S_5 S_6$
A... $S_1 S_2$	$S_4 S_5 C$
D... $S_2 S_3$	$S_5 S_6 F$
B... $S_3 S_4$	$S_6 S_1 E$

Najpierw znajdujemy przekątną AC równoległą do S_2 oraz BE równoległą do S_1 , na przecięciu znajdujemy punkt Brianchona, przez który poprowadzimy DF , która jest szukanym kierunkiem osi. Zastosujemy ponownie twierdzenie Brianchona, lecz założymy, że zamiast stycznej S_6 szukamy styczną S_7 , prostą do kierunku osi. Kierunek jest punktem niewłaściwym, a więc leżącym na stycznej S_5 . Wobec czego w schemacie Brianchona przyjmujemy, że styczna S_7 przecina się ze styczną S_5 w kierunku prostym do DF . Po rozwiązaniu schematu $S_1, S_2, S_3, S_4, S_5,$

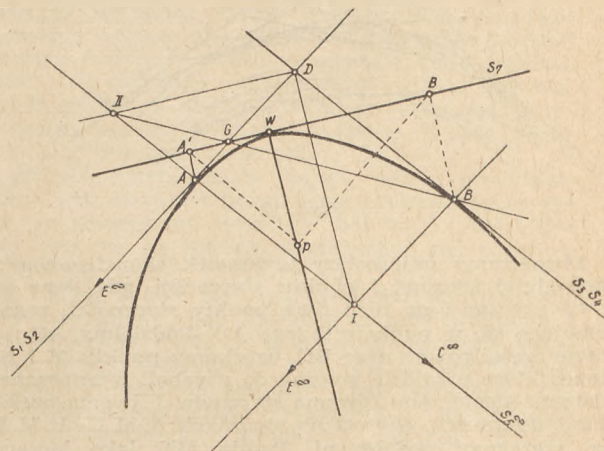


Rys. 9

S_7 , znajdziemy styczną główną na tym samym rysunku, wyznaczając punkt Brianchona II na przecięciu się AC z prostą prostą do DF z punktu D , zaś łącząc B z II na stycznej S_1 , znajdziemy punkt G , przez który przejdzie styczna główna. Stosując po raz trzeci schemat Brianchona $S_1, S_2, S_3, S_4, S_7, S_5$, przy założeniu, że styczna S_8 pokrywa się ze styczną

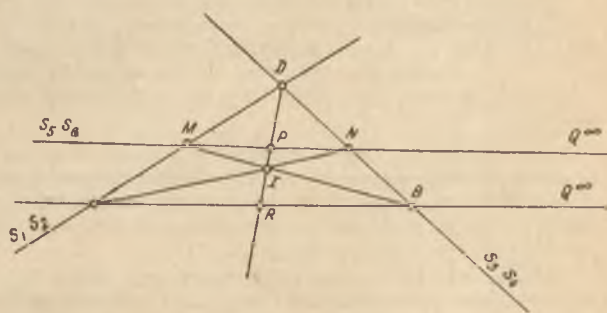
na S_7 znajdziemy wierzchołki paraboli. Rozwiązanie trzeciego schematu doda połączenie punktów AH . Punkt III znajdziemy na przecięciu się z prostą BG . Prosta łącząca III z punktem D wyznaczy wierzchołki paraboli na stycznej głównej S_7 .

W praktyce zadanie to możemy rozwiązać, pomijając schematy Brianchona, gdy zapamiętamy następujące zależności (rys. 10):



Rys. 10

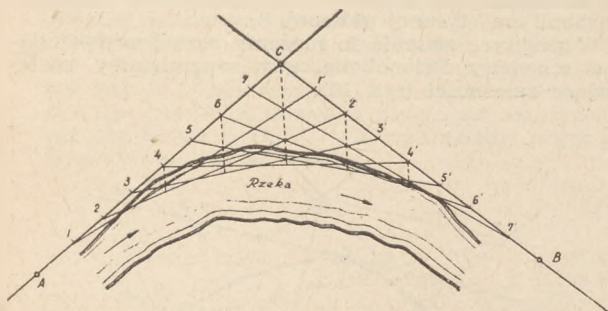
- 1) Przez punkty styczności kreślimy równoległe do stycznych; otrzymamy równoległobok, którego przekątna nie łącząca punkty styczności daje kierunek osi.
- 2) Styczna główna S_7 jest prostopadła do kierunku osi i przechodzi przez punkt G , leżący na stycznej S_1 w miejscu przecięcia się z prostą $B II$. Punkt B jest punktem styczności na drugiej danej stycznej S_3 , zaś punkt II leży w miejscu przecięcia się dwu prostych równoległych do stycznych. Pierwsza z nich przechodzi przez punkt A (punkt styczności na pierwszej danej stycznej S_1), równoległa do S_3 , zaś druga — z punktu D (przecięcia się obu danych stycznych) równoległa do stycznej głównej S_7 .
- 3) Kreśląc rzuty punktów styczności na styczną główną $A'B'$ oraz prowadząc z tych rzutów proste prostopadłe do stycznych, znajdziemy na ich przecięciu się punkt osi paraboli P (patrz zadanie 4).
- 4) Dokładność rysunku możemy skontrolować badając czy odcinki zawarte między rzutem punktu styczności a punktem przecięcia się stycznej ze styczną główną są równe odcinkom zawartym między punktem przecięcia się stycznej ze styczną główną a wierzchołkiem paraboli.



Rys. 11

Z geometrii syntetycznej wiadomo, że na dwóch dowolnych stycznych paraboli dalsze styczne wyznaczają szeregi podobne. Mając dwie styczne i ich punkty styczności podporządkujemy wzajemnie punkt przecięcia się stycznych punktom styczności, a przez podzielenie odcinków między punktem przecięcia się dwu stycznych z punktami styczności na jednakową ilość równych części oraz analogiczne oznaczenie kolejnych punktów podziału otrzymamy dwa szeregi podobne.

Przez połączenie odpowiednich punktów tak uzyskanych szeregów podobnych otrzymamy dalsze styczne paraboli (patrz rys. 12).



Rys. 12

Rozpatrzmy najprostszy przypadek skonstruowania pośredniej stycznej i punktu styczności, gdy dane są dwie styczne i na nich dwa punkty styczności, przecinające się w punkcie C (rys. 11). Podzielmy AC na dwie części równe oraz BC, uzyskamy punkty M i N, przez które przejdzie styczna do paraboli wyznaczonej danymi elementami (dwoma stycznymi i dwoma punktami styczności). Szeregi na stycznymi A, M, C i B, M, C są szeregami podobnymi. Prosta MN jako łącząca punkty odpowiadające sobie w szeregach podobnych jest styczną paraboli. Przyjmijmy, że ze styczną MN nakrywa się styczna S_6 , zaś poprzednie dane styczne wraz z punktami styczności uważać będziemy jako dane 4 styczne S_1, S_2, S_3, S_4 . Rozwiążmy schemat Brianchona dla znalezienia punktu styczności na prostej MN. Znajdziemy, że AN przecinająca się z BN wyznacza

punkt Brianchona, zaś prosta DI wyznacza na prostej MN punkt styczności P. Z własności czworokąta zupełnego ABMN wiadomo, że grupy punktów (M P N Q^∞) i (A R B Q^∞) tworzą grupy harmoniczne o sto-

sunku podwójnego podziału $\frac{MN}{PN} : \frac{MQ}{PQ} = \frac{AB}{RB} : \frac{AQ}{RQ} = -1$ ($\mu = -1$). Wobec tego, że proste MN są równoległe do AB, a więc ich punkt przecięcia leży w nieskończoności, odcinki MP i PN są równe, czyli punkt styczności P leży w połowie odcinka MN. Własność ta pozwala znajdować w prosty sposób pośrednie punkty łuku paraboli, gdy mamy 2 styczne i 2 punkty styczności.

W praktyce, mając dane 2 styczne i ich punkty styczności, dzielimy odcinek AC i BC na parzystą ilość równych części (np. na 8 części). Otrzymamy w ten sposób szeregi podobne. Łącząc odpowiadające punkty szeregu otrzymamy styczne, zaś punkty przecięcia się stycznych w terenie również oznaczamy tyczkami mierniczymi jak poprzednio oznaczyliśmy punkty szeregów podobnych. Przez wizowanie odpowiednich tyczek znajdziemy kierunki dla budowy tam regulacyjnych do łuku paraboli oraz punkty styczności, gdy zauważymy, że punkty przecięcia się odpowiednich stycznych wyznaczają dodatkowe proste przechodzące przez punkty styczności, leżące w połowie odcinków zawartych między sąsiednimi stycznymi. Metoda ta, podobnie jak metoda Regetza, która podaje prof. Matakiewicz w podręczniku „Regulacja rzek”, stosowana przy tyczeniu łuków kół bez wchodzenia do rzeki, pozwala podobnie dla łuków parabolicznych wyznaczyć wystarczająco dokładnie na brzegu kierunki tam regulacyjnych.

J. W.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. ARMAND ŻBIKOWSKI, INŻ. ZBIGNIEW STALKOWSKI, INŻ. HENRYK GORZKOWSKI

Żelbetowe łupiny ochronne

Autorzy zamieszczonej poniżej pracy słusznie podkreślają we wstępie do artykułu, że sprawa trwałości betonu hydrotechnicznego nie znalazła u nas dotychczas ani należytego oświetlenia, ani dostatecznego zrozumienia. Technologia betonu w budownictwie wodnym jest tematem zainteresowania naszych instytucji badawczych, jak również brak dotychczas artykułów w prasie technicznej o tym problemie. Jedynie wzmianka w nr 6/51 „Gospodarki Wodnej” w artykule i n. ż. Z. Mi k u c k i e g o pt. „Niektóre problemy przy budowie betonowych przegród dolinowych”, dotycząca zapór betonowych zwraca uwagę na znaczenie strefowania materiału betonowego. Dla porównania można stwierdzić, że nie było prawie w okresie powojennym numerów „Gidrotechničeskoje Stroitelstwo”, w których nie znalazłoby się wywodów na temat betonu hydrotechnicznego.

Redakcja ogranicza się na razie do podania jedynie części opisowej nadesłanej przez Autorów pracy, zamierzając powrócić do technicznej strony zagadnienia w jednym z najbliższych zeszytów.

Beton zbrojony lub niezbrojony jest obecnie najbardziej często używanym materiałem w budownictwie wodnym, materiałem, który praktycznie uzyskał wyłączność w budowie jazów, śluz, siłowni i zapór (za wyjątkiem zapór ziemnych).

Wyłączność ta wynika ze szczególnych zalet, które są właściwe temu materiałowi, zalet pozwalających stosować go w każdych warunkach wykonawstwa, przy dowolnych wymaganiach stawianych pracy budowlanej w czasie eksploatacji i umożliwiających nadanie mu dowolnych form potrzebnych ze względów konstrukcyjnych, użytkowych lub estetycznych.

Przy wszystkich swych zaletach beton nie jest jednak materiałem doskonałym. Niedoskonałość ta szczególnie dotkliwie daje się we znaki w jednym z najważniejszych punktów budowli wodnych, a mianowicie w ich długowieczności. Budowle wodne, z reguły b. kosztowne i wymagające dla ich wykonania ogromnych środków materiałowych i sprzętowych, winny

być długowieczne i ta cecha budowli wodnej jest zasadniczym wymaganiem, które każde odpowiedzialne kierownictwo gospodarki narodowej musi postawić przed projektantem i wykonawcą.

Prawie na wszystkich betonowych budowlach wodnych zauważyć można po pewnym okresie czasu zewnętrzne oznaki niszczenia betonu — drobne i większe rysy, odpryski, mokre plamy i wreszcie zacieki z osadu wapiennego. Zasadniczym powodem niszczenia betonu jest jego duża porowatość i mała szczelność. Porowatość i nie szczelność betonu wynika z reguły z faktu, że w czasie zarobu i układania betonu, ze względu na możliwości wykonawstwa, wprowadzamy do mieszaniny ilości wody większe niż te, które mogą być chemicznie związane przez cement. W rezultacie otrzymuje się beton zawierający około 12 — 13% por i naczyn włoskowatych napełnionych powietrzem, parą wodną i wodą. Podaną procentowo objętość por otrzymamy przy dotacji około 300 kg ce-

mentu na 1 m³ betonu. Współczynnik filtracji dla takiego betonu wynosi 10⁻⁶ do 10⁻⁷ cm/sek, tzn. jest nie większy niż współczynnik filtracji gliny.

Nieszczelność i przepuszczalność betonu nie są jedynymi przyczynami jego nietrwałości, poza nimi występują cały szereg innych czynników, jak: przerwy robocze, przez które z reguły następuje wypłukiwanie wapna — Ca(OH)₂, rysy powierzchniowe wywołane przez skurcz materiału i ciepło wydzielające się przy wiązaniu cementu, niedociągnięcia w wykonawstwie przy utrudnionej kontroli jakości ze względu na masowy charakter robót, brak odpowiednio wytrzymałego kruszywa itp.

Doświadczenia i obserwacje wykazały, że niszczenie betonu zaczyna się od powierzchni zewnętrznej budowli i wywołane jest normalnie przez działanie środowiska zewnętrznego, którego podstawowym składnikiem jest woda.

Zależnie od warunków zewnętrznych rozróżnić można następujące rodzaje niszczenia powierzchni betonowej:

1) W przypadku działania mrozu i wody, wskutek swej porowatości beton nasiąka wodą, która zamarza w czasie mrozu. Wielokrotne zamarzanie i odmrażanie nasiąkniętego wodą betonu prowadzi do kruszenia i odpadania materiału w strefach zewnętrznych budowli. Proces ten posuwa się stale w głąb budowli.

2) W przypadku zmiennych poziomów wód, przy dużych temperaturach zewnętrznych (w lecie) następuje kolejne nasiąkanie i wysychanie betonu, wskutek czego następują wielokrotne zmiany objętości pewnych składników cementu. Zmiany te prowadzi stopniowo do rozluźnienia struktury betonu i do jego „wietrzenia“.

3) W przypadku działania agresywnych wód gruntowych lub zbiornikowych.

4) Przy przesiąkaniu wody przez szwy robocze i kanały wypływające filtrującą wodą w korpusie betonowym. Woda przesiąkająca przez beton wypłukuje wapno, b. łatwo rozpuszczalne w wodzie (przy 16° — 1,3 grama na litr wody) i tworzy charakterystyczne białe cieki. W rezultacie długiego wypłukiwania następuje rozpad materiału, tzw. „biała śmierć“ betonu. Wypłukanie 15 — 25% zawartości CaO zmniejsza wytrzymałość o 50%, a utrata 50% CaO oznacza całkowity rozpad betonu. Znać sa liczne przykłady konieczności ratowania zapór betonowych zastrzykami cementowymi przed całkowitym rozpadem.

Zwrócić jeszcze raz uwagę, że czynnikiem atakującym beton jest zawsze środowisko zewnętrzne, że atak umożliwiony jest porowatością i przepuszczalnością betonu i że zaczyna się od powierzchni zewnętrznych. Po ich zniszczeniu posuwa się w głąb. W przypadku wypłukiwania atak zaczyna się także od powierzchni zewnętrznych, lecz postępuje zdawałoby się równomiernie w całym korpusie. Zwrócić jednak uwagę, że zniszczenie postępuje wzdłuż wewnętrznych powierzchni styku betonu i filtrującej się wody, a więc właściwie znowu na granicy materiału i środowiska zewnętrznego.

Zdawałoby się, że jeżeli najbardziej narażona na agresję środowiska jest powierzchnia zewnętrzna, to winna ona być wykonana ze szczególnie odpornego betonu. Niestety, przy normalnie wykonywanych betonach otrzymuje się z zasady warstwę zewnętrzną słabszą, niż warstwę wewnętrzną. Szczególnie przy stosowaniu wibrowania, bez którego nie do pomyślenia jest wykonanie jakiegokolwiek betonowej budowli wodnej, różnica w szczelności warstwy zewnętrznej i wewnętrznej jest b. znaczna.

Jak wykazały badania przeprowadzone przez Moskwinę i Jakubę przy stosowaniu szczelnego drewnianego deskowania (a deskowanie z zasady powinno być szczelne), drgania wibratora przez masę betonową przenoszą się na płytę szalowania. Jeżeli układ „deskowanie — masa betonowa“ i wibrator mają bliskie częstotliwości drgań własnych, to amplituda drgań tego układu wzrasta. Wprowadzona w ruch drgający płytą deskowania zachowuje się jak membrana i praca jej jest zbliżona do pracy pompy, tzn. wysysa ona wodę z masy betonowej i zbiera ją w warstwie zewnętrznej budowli,

przylegającej bezpośrednio do deskowania. Zbieranie się wody w warstwie zewnętrznej powoduje zwiększenie porowatości i przepuszczalności tej warstwy, co — jak stwierdzono wyżej — prowadzi do szybkiego niszczenia betonu. Badania wykazały, że przy wibrowaniu zwiększa się zawartość wody w warstwach zewnętrznych o 18,8% w porównaniu do warstw wewnętrznych. Przy porównaniu wpływu wód agresywnych na beton stwierdzono, że przy wielokrotnym zwilżaniu próbek roztworem Na₂SO₄ i kolejnym ich osuszaniu, próbki z warstwy zewnętrznej wykazały pierwsze oznaki zniszczenia po 6 cyklach (1 cykl — 1 zwilżenie i 1 osuszenie) i stratę 15% wagi po 8 cyklach, a próbki z warstwy wewnętrznej tego samego betonu wykazały te same objawy odpowiednio po 8 i 13 cyklach (1).

Z grubym przybliżeniem można więc powiedzieć, że przy wibrowaniu i normalnym deskowaniu otrzymuje się zewnętrzne warstwy betonu o około 35% mniej odporne na agresję środowiska niż warstwy wewnętrzne.

Nie należy z tego wyciągać wniosku, że wibrowanie jest szkodliwe, tym bardziej że przy wykonaniu większej wodnej budowli betonowej układanie betonu bez użycia wibratorów jest również niemożliwe, jak zarób mieszaniwy betonowej bez betoniarki. Dla potwierdzenia tego faktu należy sobie uświadomić, że beton zagęszczany ubijakami zawiera do 25% przestrzeni próżnych, a beton wibrowany do 13%, oraz że wytrzymałość betonu przy pewnej stałej dociągacji cementu może się wahać zależnie od sposobu układania zagęszczania od 125 do 350 kg/cm². Ponadto należy zauważyć, że wibratory nie tylko służą do zagęszczania betonu, lecz i do jego układania i że dzięki ich zastosowaniu umożliwione zostało dostarczenie na miejsce ułożenia mieszanki betonowej w dużych porcjach (kubły o pojemności do 6 m³).

Nie można więc dążyć do zwiększenia odporności warstwy zewnętrznej przez unikanie wibrowania, lecz przez odpowiednie usprawnienia w samym jego procesie, mając ciągle jednak na uwadze, że nawet w najlepszym wypadku nie otrzymamy równoważnościowego betonu w środku i na powierzchni masywowej.

Nie wystarczy to wcale do zabezpieczenia betonu od niszczenia. Najprostszą drogą do tego celu byłoby otrzymanie powierzchni zewnętrznej odpornej na najczęściej spotykane rodzaje agresji środowiska powietrzno-wodnego.

Jest rzeczą jasną, że gdybyśmy np. otoczyli betonowy maszyną budowlą stalowym pancerzem, to nawet dając w samym masywie beton nie pierwszorzędnej jakości otrzymamy jako całość budowlę o znacznie większej długowieczności niż normalnie wykonane konstrukcje. Tak więc myśl stworzenia odpowiednio odpornej zewnętrznej powłoki ochronnej narzuca się sama przez się i była już wielokrotnie realizowana w innych dziedzinach techniki (np. cynkowanie blach, powlekanie wrażliwych na korozję materiałów farbą lub lakierem) i obserwowana w naturze (np. kora drzew).

Nic też dziwnego, że w dążeniu do otrzymania długowiecznego betonu myśl technologów i konstruktorów szła w kierunku wytworzenia na powierzchni masywu warstwy niewrażliwej na agresję środowiska zewnętrznego. Realizacja tego dążenia przybrała różne formy i przeszła cały szereg szczebli rozwojowych.

* * *

Poniżej podajemy przegląd stosowanych metod i środków, mających na celu zabezpieczenie betonu przed niszczącymi wpływami zewnętrznymi, od najstarszych i najprostszych do najbardziej postępowych.

1. **Zatarcie betonu** stosowane ogólnie w budownictwie naziemnym packą drewnianą na świeżym betonzie, a w przypadku wymagań większej szczelności packą żelazną z dodawaniem suchego cementu przy zacieraniu. Sposoby te wypróbowane w budownictwie, w istocie swej polegające na wygla-

dzianiu powierzchni zewnętrznej, a przystosowaniu packi żelaznej i na częściowym uszczelnieniu nie mogły znaleźć zastosowania w budownictwie wodnym, przede wszystkim ze względu na fakt, że warstwa ochronna jest zbyt cienka i nie potrafi stawić oporu kombinowanej agresji powietrza, wody i temperatury. Poza tym stosowanie metody zatarcia przy użyciu wyłącznie pracy ręcznej daje b. rozmaity stopień ulepszenia powierzchni zewnętrznej.

2) **Torkretowanie** stanowiące rodzaj zmechanizowanego tynkowania z lepszymi niż przy normalnym tynku możliwościami połączenia powłoki z masywem. Metodą torkretowania otrzymano doskonałe wyniki w niektórych działach budownictwa naziemnego. W budownictwie wodnym torkretowanie na szerszą skalę nie przyjęło się ze względu na zbyt małą grubość warstwy torkretu i niedoskonałość połączenia z betonem masywu.

3) **Odsysanie powietrza i wody z warstw zewnętrznych** przy pomocy podciśnienia, przez co wytwarza się na powierzchni masywu warstwę szczelnego betonu o b. małej porowatości. W Związku Radzieckim początkowo wprowadzone i stosowane dla budownictwa przemysłowego na podstawie prac prof. Skramtajaewa, Desowa, Warszberga, Szestopierowa, Gordona i innych zostało następnie przeprowadzone przez stadium prac badawczo-laboratoryjnych dla betonów w masywach¹⁾. W wyniku badań stwierdzono, że wpływ odsysania dla normalnie stosowanych betonów przy temperaturze powietrza 17–20°C i podciśnieniu 650 mm słupa rtęci sięga do 45–50 cm. Potrzebny czas odsysania wynosi 45–50 minut, beton otrzymano podwyższonej jakości, a termin rozdeskowania mógł być skrócony do 5 godzin od zakończenia wiązania.

W roku 1950 „Centralne Naukowo-Badawcze i Wykonawczo-Doświadczalne Laboratorium” Zjednoczenia Budowlanego „Budownicz” Ministerstwa Przemysłu Ciężkiego ZSRR przeprowadziło w bardzo szerokim zakresie odsysanie betonu na budowie zapory, z dodatkowymi badaniami właściwości betonu poddanego działaniu podciśnienia. Wyniki tych badań były tak obiecujące, że warto je tu przytoczyć.

Przed wszystkim stwierdzono, że zastosowanie techniki odsysania betonu na budowie nie wnosi istotnych zmian w organizację robót, a wymaga tylko pewnych prac dodatkowych. Prace te odnoszą się przede wszystkim do uzupełnienia blatów deskowania (o wymiarach 4 × 5 m), wykonanych i usztywnionych w sposób normalnie stosowany. Blaty deskowania uzupełnione zostały przez zmontowanie komór podciśnienia, o wysokości równej wysokości przewidzianych do betonowania warstw i wmontowanie króćców dla podłączenia do magistrali pompy próżniowej. Komory podciśnienia obciążone były specjalną tkaniną — filtrem. Pompy próżniowe stosowano o wydajności 27 i 30 m³/minutę.

Przy czasie odsysania 40–50 min wpływ podciśnienia sięgał na 40–50 cm w głąb masywu, ilość odprowadzonej wody wynosiła 3–6 litrów z 1 m² powierzchni, wytrzymałość 28-dniowa wzrastała o 25% do 30% wytrzymałości normalnego wibrowanego betonu, wodochłonność betonu zmniejszała się średnio o 35–40%, wysokość podnoszenia się w kapilarach zmniejszała się 2,5–3-krotnie, ścieralność zmniejszała się 2-krotnie, rozdeskowanie mogło się odbyć po 14–18 godzinach od chwili zakończenia odsysania, a zjawiska skurczu we wczesnym okresie dojrzewania przebiegały ze zmniejszonym natężeniem. Stwierdzono została znacznie zwiększona mrozoodporność warstwy powierzchniowej wg cyfr niżej podanego zestawienia:

W. W. Jermołow podaje skromniejsze cyfry prawdopodobnie z robót w normalnym trybie wykonawstwa. Wg tych danych przez odsysanie można ulepszyć beton w warstwie grubości 20–25 cm przy wytwarzaniu podciśnienia przez 20–25 minut. Za-

wartość wody w betonie zmniejsza się wówczas o 15–17%, co odpowiada w przybliżeniu 2,8 l wody z 1 m² powierzchni. Podciśnienie w styku deskowania i betonu wynosi 500–570 mm słupa rtęci.

Przyjmując nawet te mniejsze cyfry za prawdziwe, należy przyznać, że odsysanie betonu daje niezwykle korzystne wyniki i że ta metoda ulepszenia betonu ma przed sobą niewątpliwie ogromne perspektywy. Niemniej nie należy pomijać faktu, że do roku 1950 metoda ta nie wyszła jeszcze ze stadium prób i że wobec tego wprowadzenie jej u nas w najbliższym czasie nie wydaje się prawdopodobne.

	Wytrzymałość na ściskanie kg/cm ²	Strata wagi %
Próbki odsysane po 60 dniach normalnego przechowywania	275	—
Próbki odsysane po 60 dniach i 50 cyklach zamrażania i od- mrażania	271	0,8
Próbki nie odsysane po 60 dniach normalnego przechowywania	233	—
Próbki nie odsysane po 60 dniach i 50 cyklach zamrażania i od- mrażania	142,0	3,6

4) **Deskowanie z wkładkami wodochłonnymi**. Działanie wkładek wodochłonnych polega także na odsysaniu wody z betonu z tym, że zamiast pomp używa się materiałów absorpcyjnych chłonących wodę z otoczenia. Badania przeprowadzone w Związku Radzieckim²⁾ wykazały, że beton pod wpływem wkładek wodochłonnych zwiększa swą wytrzymałość średnio o 50%, mrozoodporność 3 razy, a wodoszczelność około 2 razy. (Próbki normalne poddane ciśnieniu 8–12 atm. przepuszczały wodę po 48 godzinach, dla próbek wykonanych w deskowaniu z wkładkami trzeba było dla osiągnięcia tego samego czasu zwiększyć ciśnienie do 20–24 atm.).

Głębokość, na jaką rozprzestrzenia się w głąb działanie absorpcji, zależy w pierwszym rzędzie od materiału z jakiego sporządzone są wkładki. W Związku Radzieckim używa się wkładek wodochłonnych produkowanych z odpadków drzewnych, ze siomy, trzciny i sitowia. Najbardziej rozpowszechnione są wkładki z odpadków drzewnych (wióry i trociny), produkowane wg podobnych receptur jak płyty izolacyjne, drogą rozdrobnienia odpadów na włóknistą masę i następnie przez gorące prasowanie tej masy w płyty. Odpada tylko stosowane dla normalnych płyt nasycenie ich specjalnymi emulsjami, mającymi na celu wodoszczelność, ognioodporność itp. Grubość płyt od 5–6 do 12 mm, przy czym w budownictwie wodnym wprowadzone zostały płyty grubości 10–12 mm, o powierzchni 4–6 m².

Płyty powinny spełniać następujące warunki techniczne: wodochłonność 150–160% (pierwsze produkowane w Związku Radzieckim płyty miały wodochłonność 120%, amerykańskie płyty „Firtex” mają wodochłonność 94%), waga — 300–400 kg/m³, wytrzymałość na zginanie 20–25 kg/cm².

Dla otrzymania gładkiej powierzchni płyt i zmniejszenia ich przyczepności do betonu stosuje się szpachlowanie płyt rozmaitymi masami (kredą) lub oklejanie merłą, przy czym zauważyć należy, że skutkiem stosowania tych domieszek zmniejsza się zdolność absorpcyjną wkładek. Sprawa otrzymania gładkiej powierzchni wkładek z niezmnieszoną wodochłonnością nie jest jeszcze w sposób zadowalający rozwiązana. Stosowane w Ameryce wkładki kartonowe 1,5–2 mm, oklejane merłą mają zbyt małą zdolność absorpcyjną i zasięg ich działania na beton wg doświadczeń prof. Skramtajaewa nie przekracza 2,5 cm, wbrew twierdzeniom producentów o głębokości od-

¹⁾ Badania przeprowadzono w Wszechzwiązkowym Hydrotechnicznym Instytucie Naukowo-Badawczym im. B. E. Wiedieniewa.

²⁾ „Wszechzwiązkowy Hydrotechniczny Instytut Naukowo-Badawczy”.

sysania 7 — 7,5 cm. Z tego względu, mimo niezaprzeczalnych zalet kartonu, jak: niska waga (1 kg/m^2), możliwość wyginania go dla krzywizn o promieniu do 25 cm, łatwość krajania nożem itp., — nie można uznać jego działania na beton za wystarczające.

W wykonawstwie i organizacji robót stosowanie wkładek wodochłonnych powoduje pewne komplikacje. Przede wszystkim utrudnione jest normalnie stosowane w budownictwie wodnym umocowywanie deskowania do betonu przy pomocy ściągow z żelaza okrągłego, gdyż wkładki umocowuje się na już zmontowanych na maszywie blatach deskowania. Z konieczności stosuje się więc specjalne typy umocowania deskowań (wspornikowe). Sam montaż deskowania jest również skomplikowany, gdyż musi być ono ustawione w takiej odległości od masywu, aby można było potem nabić wkładkę. Betonowanie musi być wykonane z zachowaniem szeregu ostrożności: nie może odbywać się w czasie deszczu lub mgły, gdyż płyty nasiąkają wilgocią i tracą właściwości wytrzymałościowe. Czyszczenie i zmycie powierzchni betonowej musi być zakończone przed nabiciem wkładek, w czasie betonowania wkładki muszą być chronione od zanieczyszczenia mieszaniną, wibratory nie mogą dotykać do szalowania, a przykrywanie poprzednio ułożonych warstw betonowych musi być wykonane możliwie szybko dla uniknięcia wysychania. Wkładki powinny być dostarczone na budowę w wodoszczelnym opakowaniu i przechowywane w odpowiednich składach. Po nabiciu płyt należy mieć w pogotowiu brezent dla ochrony płyt od deszczu. Rozdeskowanie powinno nastąpić w 26 — 48 godzin po zakończeniu betonowania, gdyż inaczej wkładki trudno oderwać od betonu. Dla ułatwienia oddzielenia wkładek od betonu zwilża się je wodą. Wkładki używać można tylko raz.

Z dotychczas opisanych sposobów wzmacniania odporności warstwy zewnętrznej zastosowanie wkładek wodochłonnych ma największe widoki na szybkie wprowadzenie na naszych budowach. Produkcja płyt z odpadów drzewnych jest u nas już — co prawda dla innych celów — w toku. Należałoby więc przeprowadzić tylko odpowiednie badania początkowo na skalę laboratoryjną, a potem na skalę przemysłową i w razie korzystnych wyników zastosować wkładki na budowach. (Na jednej z budów w roku 1950 wykonano na małą skalę próbę zastosowania wkładek z tektury).

Licząc się z koniecznością przystosowania odpowiedniej gałęzi produkcji, należy jednak sądzić, że w ciągu najbliższych trzech lat płyty zastosowane na naszych budowach nie będą. Tym samym wielkie budowle wodne najbliższych lat będą musiały znaleźć inny sposób na wytworzenie odpornych powierzchni maszywów dla ochrony ich przed zniszczeniem.

5) Beton strefowy. Pomysł zastosowania betonu strefowego — bardzo zresztą stary — wypłynął logicznie z ogólnie znanego faktu, że beton w różnych częściach budowli ma do spełnienia b. różne zadania, a w związku z tym stawia mu się różne wymagania. Gdybyśmy więc podzielili beton masywu na strefy, z których każda musi spełnić pewne wymagania, i w tych strefach zastosowali materiał te tylko wymagania spełniający, osiągnęlibyśmy rzecz jasna znaczne oszczędności. Moglibyśmy np. dla warstwy zewnętrznej betonu od strony powietrza i wody zastosować specjalne cementy, środki wodoszczelne, odpowiednio odporne kruszywo, specjalną technologię mieszania, układania i pielęgnacji, a dla warstw wewnętrznych zastosować cementy niższych marek, gorsze kruszywo, mniejszą dotację cementu itp.

W Związku Radzieckim beton strefowy stosowany był na szeroką skalę przy budowie zapór ciężkich, jak np. zapory Wołchowska z dotacją cementu 213 do 308 kg/m^3 , Syzrańska z dotacją 175 do 230 kg/m^3 i jedna z zapór na kanale im. Moskwy z dotacją 200 do 255 kg/m^3 . Utrwaliło się tam mniemanie, że wykonywanie zapór o odpowiednio dużych wymiarach, umożliwiających stosowanie strefowania w betonie jednorodnym, nie jest gospodarczo uzasadnione. Wg C z a p ł y g i n a można przy budowie zapór osiągnąć dzięki strefowaniu około 40% oszczędności na ce-

mencie z tym, że w samym procesie budowy występują nieznaczne tylko komplikacje natury organizacyjnej, a ogólny czas wykonania budowli przedłuża się o 10 — 12%.

Jest rzeczą jasną, że tak korzystnie kształtuje się strefowanie tylko w maszywach betonowych o znacznej grubości, a więc w zaporach przy małym zróżnicowaniu zużytego materiału (zmiana tylko marki betonu).

O ile różnice w stosowanym materiale nie polegają tylko na różnicach marek, lecz na bardziej ścisłym zróżnicowaniu wg wymagań stawianych poszczególnym strefom (a więc na różnicach w samym składzie cementu, dalej betonu, rozmaitym kruszywie, domieszkach i przy różnej technologii) oraz o ile mamy do czynienia z budowlami niewielkiej grubości — do 6 m, to stosowanie strefowania jest przy dzisiejszym stanie organizacji robót b. trudne, a często i praktycznie niemożliwe.

Przy próbach betonowania stosunkowo cienkich elementów i przy zastosowaniu różnego materiału w różnych częściach budowli, przekonano się, że wykonanie robót komplikuje się w b. dużym stopniu, bez pewnej gwarancji, że odpowiednia mieszanina ułożona zostanie we właściwej strefie. Poważną trudnością jest konieczność lokowania na budowie rozmaitych rodzajów cementu i całej gamy rozmaitych rodzajów kruszywa.

Dla nas dodatkową, jedną z najpoważniejszych, trudnością zastosowania strefowania w szerokim pojęciu będzie konieczność sprowadzania z zagranicy cementów lub domieszek specjalnych, których przemysł nasz nie produkuje, względnie konieczność uruchomienia własnych, nowych zakładów produkcji, poprzedzone dłuższym okresem studiów lub prób.

Nie wydaje się więc możliwe wprowadzenie u nas strefowania w najbliższym okresie czasu.

6) Żelbetowe łupiny ochronne. Myśl zastosowania żelbetowych łupin ochronnych jest w prostej linii rozwinięciem zasady strefowania materiału, aczkolwiek pierwsze projekty i zastosowanie tych łupin spowodowane były zupełnie innymi przyczynami.

W roku 1938 na jednej z budów Wołgostroja (górną Wołgę — stopnie w Ugliczu, Rybińsku, Szczerbakowie, Iwańsku) przed wykonawcami postawione zostało zadanie przyspieszenia oddania do eksploatacji siłowni wodnej. Rewizja harmonogramów wykazała, że wymagane przyspieszenie nie da się osiągnąć bez przejścia na nowe metody wykonawstwa, umożliwiający przerzucenie części robót na samodzielne zakłady prefabrykacji zbrojenia i szalowania, produkujące przy wykorzystaniu szybkościowych i potokowych systemów pracy. Prefabrykowane zbrojenie i szalowanie umożliwiały i warunkowały jak najdalej idące zmechanizowanie budowy oraz wykonanie jej wg metod przemysłowych. Zbrojenie prefabrykowane w formie sztywnych krat nośnych umożliwiło układanie betonu w żelbetowych łupinach ochronnych, zastępujących deskowanie i tworzących jednocześnie stałą, zewnętrzną strefę betonu najwyższej jakości, praktycznie nieprzepuszczalną, odporną na ataki środowiska wodno-powietrznego. Żelbetowe łupiny ochronne wprowadzone zostały na wniosek W. D. Ż u r i n a.

Dzięki wprowadzeniu łupin żelbetowych i sztywnych krat zbrojenia, w ciągu trzech miesięcy wykonawcom udało się zbudować pierwszy poziom filarów jazowych (12.700 m^3) i przepuścić przez jaz jesienną wielką wodę. Ogółem ułożono na tym pierwszym na świecie jazie z łupinami żelbetowymi 42.200 m^3 betonu i oblicowano łupinami 25.000 m^2 powierzchni maszywów.

Zestawienie kosztu robót po ich wykonaniu wykazało, że koszt budowy mimo zastosowania łupin ochronnych nie wzrósł w porównaniu z kosztem budowli wykonywanej w szalowaniu drewnianym, mimo że tego rodzaju roboty — jako wykonywane po raz pierwszy — mogły być nawet trochę droższe.

Sukcesy osiągnięte przy pierwszej próbie zastosowania łupin ochronnych zadecydowały o szerokim zastosowaniu ich na całości budujących się stopni (ogólnie na Wołgostroju wykonano 250.000 m^2 łupin dla śluz, jazów i siłowni), nawet przy tych częściach

konstrukcyjnych budowli, które nie były narażone na działanie wody i skutkiem tego nie wymagały stosowania odporniejszej warstwy zewnętrznej. Tak np. wykonano w łupinach ochronnych most poddźwigowy na jednym z jazów (10), wymagający ułożenia 4.000 m² łupin na 3.350 m³ betonu.

Decyzja zastosowania łupin podobnie jak w poprzednim przypadku wypłynęła z konieczności przyspieszenia robót. Dzięki zastosowaniu systemu potokowego przy użyciu łupin i sztywnych krat zbrojenia opisane wyżej roboty wykonano w 28 dni, zamiast przewidzianych przy użyciu szalowań i rusztowań drewnianych jednokrotnego użycia — 80 dni (gdyby szalowania i rusztowania użyto 3 razy — czas wykonania wzrósłby do 196 dni).

Poniższa tablica ilustruje korzyści wykonania mostu w łupinach ochronnych.

	Wariant wykonany (zbrojenie w kratkach łupiną ochr.)	Wariant przy jednokrotnym użyciu szalowania i rusztowania	Wariant przy 3-krotnym użyciu szalowania i rusztowania
Żelbet w m ³	3500	3500	3500
Stal zbroj. ton	857	906	906
Stal na rusztowania ton	30	430	190
Drzewo m ³	420	1880	800
Nakład pracy (rob./dni)	9400	18700	21000
Czas wykonania (dni)	28	80	196

Trudno przypuścić, aby pionierzy wprowadzenia łupin ochronnych kierowali się głównie dążeniem do zabezpieczenia powierzchni betonu od niszczenia, tym bardziej że w tym czasie sprawa długowieczności betonu nie była jeszcze tak wielostronnie jak obecnie naświetlona i tak jasno i wyraźnie, jak obecnie w Związku Radzieckim, postawiona.

Wprowadzeniu łupin ochronnych w pierwszym okresie przyswiecał inny cel: przyspieszenie budowy, mechanizacja budowy i przejście na przemysłowe metody wykonawstwa, przy czym przez metodę przemysłową wykonawstwa rozumiemy takie sposoby organizacji robót, które umożliwiają wykonanie części budowli w wyspecjalizowanych zakładach na placu budowy lub poza nim, dzięki czemu znaczna część robót budowlanych zastąpiona zostaje przez roboty montażowe.

W miarę wzrastającego zrozumienia jak wielkie znaczenie dla betonu ma wytworzenie na jego powierzchni wodoszczelnego i wodoodpornego płaszcza, stawało się coraz wyraźniejsze, jakie korzyści dać mogą zastosowane po raz pierwszy w roku 1938 łupiny.

W roku 1949 specjalna komisja, złożona z przedstawicieli szeregu zainteresowanych urzędów, przeprowadziła na wykonanych przy użyciu łupin budowlach badania co do ich zachowania się w ciągu pierwszych 10—11 lat ich służby. W wyniku badań stwierdzono, że łupiny nie podległy niszczeniu działaniu wody i powietrza, dostatecznie przeciwstawiają się uderzeniom ciał pływających (łącznie z uderzeniem barek w śluzach) i dobrze połączyły się z betonem masywu nawet w strefie wspólnego działania wody i mrozu. Nie stwierdzono żadnych oznak nawet początków korozji armatury łupin w samych stykach, ani w masywie, ani na styku łupin i masywu.

W chwili obecnej szeroko stosuje się łupiny ochronne na ogromnych stopniach wodnych na Wołdze, Donie, Dnieprze i Amu-Darii.

* * *

* * *

Sumując wyżej powiedziane, można w następujący sposób zestawiać korzyści wynikające ze stosowania łupin ochronnych.

- 1) Odporna na działanie środowiska zewnętrznego powłoka, wytworzona z żelbetowych łupin

ochronnych, zabezpiecza w wystarczający sposób długowieczność betonu. Osiągnięcie praktycznej wodonioprzepuszczalności i zupełnej odporności łupin na wpływy wody, mrozu i atmosfery możliwe jest przez produkcję ich w specjalizowanych zakładach zapewniających ścisłą realizację przyjętych procesów technologicznych i przez odpowiedni dobór składników betonu łupin.

- 2) Dzięki zastosowaniu łupin przy jednoczesnym wprowadzeniu zbrojenia w sztywnych kratkach osiąga się możliwość znacznego zwiększenia mechanizacji i skrócenia czasu budowy. Wyprodukowane w oddzielnych zakładach łupiny i kraty zbrojenia ustawia się na budowie przy pomocy wszelkiego rodzaju dźwigów, przy czym łupiny mogą być ustawiane dźwigami poruszającymi się po estakadzie wytworzonej przez kraty zbrojenia. W ten sposób zmechanizowane zostają najtrudniejsze normalnie do zmechanizowania roboty, tzn. szalowanie i zbrojenie.
- 3) Zużycie drzewa, materiału bardzo deficytowego, zostaje obniżone do minimum. Bardzo pracochłonne i skomplikowane roboty przy rusztowaniach i deskowaniach odpadają.
- 4) Zastosowanie łupin rozwiązuje w definitywny sposób sprawę szwów roboczych w betonie. Wystarczy zaprojektować je w ten sposób, aby nie pokrywały się one ze szwami między łupinami, wykluczając tym samym możliwość dostępu wody do miejsca przerwy roboczej i filtracji przez nią.
- 5) Dzięki zastosowaniu łupin stwarza się korzystne warunki wilgotnościowe i ciepłociowe dla masywu betonowego. Beton ułożony w łupinach twardnieje wolno, przy jednakowym nawilgoceniu na całej swej grubości. Mniejsze przewodnictwo cieplne łupiny betonowej w porównaniu z deskowaniem powoduje szybsze oddanie ciepła w atmosferę, a więc i zmniejszenie temperatury wewnątrz bloku. W rezultacie tych dwóch czynników beton twardnieje wolniej, wolniej wzrasta jego wytrzymałość, większa zresztą w ostatecznym wyniku, zjawiska skurczu przebiegają wolniej i sam skurcz jest mniejszy, dzięki czemu nie powstają rysy powierzchniowe na masywie. Zjawisko „szoku hydrotermicznego“, znanego w budownictwie wodnym i polegającego na gwałtownym tworzeniu się rys powierzchniowych po wczesnym rozszalowaniu w wyniku nagłej zmiany warunków wilgoci i temperatury przy zastosowaniu łupin jest wykluczone, gdyż w tym przypadku mamy do czynienia z bardzo powolnymi zmianami nawilgocenia i temperatury. Korzystny przebieg procesu twardnienia umożliwia znaczne powiększenie bloków betonowanych w jednej kolejności (na Wołgostroju największy blok miał 13 m wysokości i 60 m długości przy kubaturze 13.300 m³).
- 6) Zastosowanie łupin ochronnych daje b. korzystne efekty architektoniczne.
- 7) Koszty budowy przy zastosowaniu łupin ochronnych nie są wyższe niż analogicznych budowli przy stosowaniu deskowań, przy ich 3 — 4-krotnym użyciu.
- 8) Wszystkie materiały potrzebne do fabrykacji płyt produkowane są w kraju.
- 9) Metody produkcji samych płyt i wykonawstwa robót zostały przestudiowane, wypróbowane i opublikowane w Związku Radzieckim. Projektanci i wykonawcy mają więc udostępnione materiały konieczne do opanowania techniki projektowania i wykonawstwa. Jedenastoletnia bez zarzutu służba łupin na budowlach Wołgostroju daje gwarancję zwycięskiego przejścia nowej metody przez próbę czasu.

Droga do wykonania zadań, stojących przed naszym budownictwem wodnym w najbliższych latach może prowadzić tylko przez mechanizację budowy i zwiększenie udziału montażowych robót na niekorzyść robót budowlanych. Będzie to możliwe — jeśli chodzi

o roboty betonowe — właściwie tylko przez zastosowanie łupin ochronnych. Jeżeli więc postawimy zadanie w ten sposób, że nasze projektowane budowle wodne mają być wykonane w krótkim okresie czasu i mają być jednocześnie długowieczne, to bez przesady można powiedzieć, że takie postawienie zadania jednocześnie narzuca konieczność zastosowania żelbetowych łupin ochronnych.

W wyniku rozpatrzenia metod ochrony betonu od zniszczenia dochodzimy do wniosku, że jedyną u nas możliwą w obecnym okresie do zastosowania jest metoda wykonania budowli w żelbetowych łupinach ochronnych. Metoda ta, sprawdzona już praktycznie, daje stosunkowo najlepsze wyniki i umożliwia wprowadzenie postępowych sposobów wykonawstwa.

L i t e r a t u r a

W. M. Moskwin i J. A. Jakub — Wlianie opałubki na siojstwa powierzchniowych siojew bietona. Gidr. Stroit. 1952 Nr 1.

W. N. Jefremow — Proizwodstwo bietonnych i żelezobietonnych rabot pri stroitielstwie gidrostanicii. Goseniergoizdat Moskwa — Leningrad 1949.

S. J. Zubowicz — Wakuumirowanie bietona w gidrotechniczieskom stroitielstwie. Gidr. Stroit. 1951 Nr 2.

O. A. Herszberg, S. G. Skworcow i A. M. Zwienigorodskij — Opyt wakuumirowania bietona w gidrotechniczieskom stroitielstwie. Gidr. Stroit. 1951 Nr 11.

W. W. Jermołow i G. D. Pietrow — Opalubka masiwnych sooruzenij gidroelektrostanicii. Goseniergoizdat — Moskwa — Leningrad 1951.

W. E. Domanskij — DREWIESNOWOLOKNISTYJE PLITY W gidrotechniczieskom stroitielstwie. Gidr. Stroit. 1947 Nr 9.

W. E. Domanskij — „Zakałka“ powierchnosti bietonnych sooruzenij i jejo głubina. Gidr. Stroit. 1951 Nr 3.

D. W. Czaplygin — Primienienie zonalnowo bieto-na cielju sniżenia stoimosti masiwnych gidrotechniczieskich sooruzenij. Gidr. Stroit. 1950 Nr 10.

M. P. Siedow — Wozwiedienie byczkow i zabralnych bałok wodosiwnoj plotiny w oblicowocznych żelezobietonnych obołoczках. Gidr. Stroit. 1950 Nr 12.

M. P. Siedow — Skorostnoj metod wozwiedienia żelezobietonnoj estakady wodosiwnoj plotiny z primienieniem niesuszczych armokonstrukcij i żelezobietonnych obołoczek. Gidr. Stroit. 1951 Nr 6.

W. D. Zurlin i L. A. Kajser — Sbornyje żelezobietonnyje zaszcitnyje obołoczki gidrotechniczieskich sooruzenij w zaszcitnych obołoczках. Gidr. Stroit. 1952, Nr 1.

Inż. Z. Mikucki — Niektóre problemy przy budowie betonowych przegród dolin. Gospodarka Wodna 1951 Nr 6.

J. G. Sokołow i G. P. Dołżenko — Primienienie elektroswarki w armaturnych rabotach. Stroizdat 1951.

J. I. Sajanin — Bad'ji dla transportirowki i układi bietona. Gidr. Stroit. 1951, Nr 6.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Zasady wykonywania normalnych wykopów dla wodociągów ulicznych i kanałów miejskich

W związku z rozbudową miast i osiedli, budową nowych zakładów przemysłowych i kombinatów mamy do czynienia z coraz większą ilością robót kanalizacyjnych i wodociagowych.

Dla przekazania doświadczenia nabytego przez przedsiębiorstwa wodociagowo-kanalizacyjne innym przedsiębiorstwom wykonawczym mniej specjalistycznym podajemy niżej artykuł, zawierający zasady wykonywania wykopów dla wodociągów ulicznych i kanałów miejskich stosowane przez wodociagi i kanalizacje m. Warszawy.

Artykuł zawiera m. in. szczegółowe dane dotyczące organizacji robót i usprętuwienia.

Wykopy przeznaczone do układania rur wodociagowych lub budowy kanałów ściekowych prowadzone są zwykle na ulicach miejskich bez przerwy w ruchu pojazdów. Trasy ich przebiegają pomiędzy budynkami, przeważnie w niewielkiej odległości od fundamentów przyległych domów, przy czym wykopy kanalizacyjne prowadzi się prawie zawsze poniżej fundamentów wymienionych budowli. Obudowa wykopów kanalizacyjnych jest obustronna i szczelna, zaś wodociagowych także szczelna lub luźna w zależności od okoliczności.

Wykopy są prowadzone w zasadzie dwiema metodami:

- a) odkrywka,
- b) sposobem tunelowym.

Wodociagi i Kanalizacje m. st. Warszawy znormalizowały już przed sześćdziesięciu laty typowe roboty wykopowe i zastosowały przy końcu ubiegłego stulecia wykonawstwo metodami pracy zespolowej, przy użyciu do kontroli robót harmonogramów, identycznych do przyjętych obecnie w całym budownictwie. Zasady prac wykopowych nie uległy do dziś dnia żadnym zmianom istotnym. Jedynie w dziedzinie odwodnienia gruntów mokrych wprowadzono innowacje, wynikające z szerokiego zastosowania pomp odśrodkowych o napędzie elektrycznym oraz korzystanie w sze-

rokiem zakresie z pomocy głębokiej depresji.

W zasadzie całość robót ziemnych odbywa się przy użyciu wyłącznie pracy ręcznej. Inaczej mówiąc, kopaczki lub windy mechaniczne nie są używane.

Narzędzia używane do robót wykopowych są następujące:

- łopaty i szpadle zwykle nieodróżniczkowane wg rodzajów gruntów,
- oskardy i kliny, jak wyżej,
- młoty dla rozpieraczy do obudowy od 8—12 kg,
- taczki żelazne normalne o pojemności do 0,1 m³,
- windy trójnożne ręczne z wałem drewnianym i żelaznymi korbami bez przekładni, częściowo z prymitywnymi hamulcami,
- bloki proste (nieróżniczkowe),
- kubły do wyciągania ziemi stalowe o wadze 17—18 kg o pojemności ok. 0,05 m³,
- łańcuchy do wyciągania kubłów za pomocą windy ręcznej. Waga łańcucha 1,8—2 kg/m.

Obudowa wykopów, szalowanie, została również znormalizowana i jest wykonywana z bali sosnowych, obrzniętych do kantu, grubości 6 mm czy 2,5''.

Typowe elementy szalowania są następujące:

- bale długości 5 m, szerokości 0,18—0,25 m, grubości 63 mm,

- trzy czwarte bala dł. 3,75 m, szerokości 0,18—0,25 m, grubości 63 mm,
- półbale dł. 2,5 m, szerokości 0,18—0,25 m, grubości 63 mm,
- nakładki dł. 1,5 m, szerokości 0,18—0,25 m, grubości 63 mm,
- rozpory okrągłaki okorowane średnicy 0,14—0,20 m długości wg potrzeby i szerokości wykopu,
- rozporki stalowe są używane sporadycznie przy drobnych wykopach, głównie na remontach i połączeniach domowych.

Wykopy wodociągowe różnych szerokości od 0,8 m wzwyż i głębokości 2—2,5 m są wykonywane w sposób następujący:

- podstawowym elementem wykopu jest klatka długości jednego bala, używane w skrócie „bal”. Długość elementu, tj. bala wynosi jak wyżej, tj. 5 m,
 - zespół lub grupa składająca się z trzech robotników, tj. jednego grupowego, który jest zarazem rozpieraczem i dwóch pomocników otrzymuje do wykonania jedną klatkę lub bala,
 - zadanie obejmuje wykonanie wykopu do właściwego poziomu bez robót brukarskich. Rozbiórka bruku, o ile jest wykonywana przez grupę wykopową, bywa opłacona dodatkowo wg specjalnych norm, zależnych od rodzaju nawierzchni,
 - przed rozpoczęciem robót wykop musi być uprzednio wytyczony i jego obrysie wyznaczone przez ułożenie i okółkowanie dwóch bali, których krawędzie od strony osi wykopu oznaczają jego gabaryty; tę część pracy wykonywa grupa pomocnicza,
 - materiały do szalowania wykopu dostarcza grupa transportowa, która powinna je składać tak, aby donoszenie do wykopu nie przekraczało 30 m,
 - do obowiązku grupy wykopowej należy wykonanie wykopu łącznie z zaszalowaniem ścian i rozparciem pionowo i ściśle wg wyznaczonego gabarytu. Szalowanie może być szczelne lub luźne w zależności od rodzaju gruntu; dawniej przy obliczeniach wydajności sposób szalowania nie wchodził w rachubę. Odrębną normę czasową, zależną od sposobu szalowania (szczelnego lub „na drabinę”), wprowadził dopiero „Tymczasowy wykaz norm” Ministerstwa Administracji Publicznej z dn. 2.VIII. 1949 r.,
 - szalowanie musi być rozparte w trzech przekrojach klatki, pośrodku i przy końcach bala,
 - ziemię z wykopu odrzuca się na jedną stronę, przy tym po stronie nasypu wzdłuż wykopu musi być wyrobiona wolna ścieżka operacyjna, szerokości około 0,75 m,
 - pierwszy bal szalowania powinien być wysunięty przynajmniej 0,01 m nad poziomem nawierzchni ulicy w sąsiedztwie wykopu, dobrze obsypany i podbity dla zabezpieczenia wykopu przed zalaniem wodą deszczową. Przeróbka rynsztoków i wykonanie mostków dla pieszych nie wchodzi do zadań grupy wykopowej,
 - prawidłowość wykopu sprawdza majster wg lat celowniczych i przyjmuje wykonaną robotę.
- Budowa wykopu postępuje jak niżej:
- w pierwszej fazie wszyscy trzej członkowie grupy kopią do głębokości około 1 m,
 - następnie pomocnicy dostarczają bale i pomagają przy szalowaniu tymczasowym,
 - dalej grupowy razem z jednym pomocnikiem pracuje w klatce, balu, na dole, drugi zaś pomocnik odrzuca ziemię na hałdę i zabezpiecza ścieżkę operacyjną,
 - po zakończeniu wykopu na właściwym poziomie następuje ostateczne wykonanie szalowania „na moc” i grupa oddaje klatkę, bala. W czasie odbioru bal otrzymuje numer kolejny i grupa przechodzi na następną klatkę, przygotowaną już na przodku roboty,
 - obliczenie wydajności następuje wg szerokości teoretycznej, np. 0,8 m faktycznej długości bala i głębokości, która liczy się pośrodku wykopu od czystego spodu do nawierzchni ulicy przed zerwaniem bruku, ze względu na konieczność nadstawienia bali z dokładnością do 0,01 m, o czym była mowa wyżej,

- czas pracy obejmuje okres od chwili otrzymania przez grupę wytyczonej klatki do momentu jej odbioru przez majstra z dokładnością do 15 minut,
- przestoje nie zawinione przez grupę nie są wliczane do czasu pracy akordowej i są opłacane wg stawek dniówkowych,
- poprawki wykopu, których konieczność wynika z winy grupy, przeprowadza grupa na własny koszt, tj. nie zwiększają one zadanego czasu,
- czas wykonania zostaje zadany dla całej grupy w roboczo-godzinach, zaś norma roboczo-godzin na 1 m³ dotyczy całej głębokości od 0 do czystego spodu wykopu. Np. klatka długości 5 m, szerokości 0,8 m, głębokości 2 m, kubatura 8 m³. Norma roboczo-godzin na 1 m³ gruntu danej kategorii wynosi powiedzmy 3 g, zatem żądany czas wykonania jako podstawa do obliczenia akordu wynosi 24 roboczo-godzin.

Jeżeli grupa wykonała robotę w 15 g, pozostałe godziny w ilości 9 dzieli się na trzech członków grupy, co daje po 3 godz. na jednego. Wypłata następuje wg stawek zaszerogowania. Norma czasowa obejmuje całość robót wykopowych, łącznie z zaszalowaniem.

Zasyпка wykopu po ułożeniu rur wodociągowych odbywa się w sposób następujący:

- praca odbywa się systemem zespołowym,
 - zespół wynosi od 3 osób wzwyż,
 - poszczególne klatki mogą zasypywać te grupy, które je kopały albo robi to specjalny zespół wydzielony, który idzie z tyłu poza wykopem głównym i przeprowadza zasypkę oraz porządkuje ulicę, oddając odcinek po odcinku brukarzom, którzy wykańczają budowę ostatecznie,
 - do obowiązku grupy zasypującej wykop po ułożeniu rur wodociągowych należy:
 - 1) zasypywanie wykopu warstwami do 0,2 grubości,
 - 2) ubijanie do takiego stopnia zagęszczenia, żeby osiadanie późniejsze wykopu nie przekraczało 2% głębokości,
 - 3) rozbiórka szalowania i składanie materiału drzewnego obok wykopu dla odwózki,
 - 4) sprzątnięcie ulicy po zasypcie i zgarnięcie ziemi pozostałej na prawidłowe kupki dla ułatwienia wywózki,
 - roboty zasypkowe odbiera majster,
 - poprawki po zasypcie, wynikłe na skutek winy grupy zasypkowej, przeprowadza grupa bezpłatnie,
 - płace akordowe za zasypkę oblicza się od 1 m³ niezależnie od głębokości. Do obliczenia wydajności przyjmujemy szerokość teoretyczną, tj. ustaloną dla danej średnicy rur; długość i głębokość z natury,
 - czas wliczony do akordu obejmuje okres od chwili oddania grupie odcinka ułożonego rurociągu do zasyпки do chwili przejścia gotowej zasyпки przez majstra i jest mierzony z dokładnością do 15 minut,
 - jeżeli w czasie zasyпки jest stosowane zalewanie wodą z hydrantu, to całość tej operacji należy do grupy zasypkowej. Np. dostarczenie i odniesienie nadstawki do hydrantu ulicznego, węzy itp.,
 - zarobek uzyskany z akordu jest dzielony pomiędzy członków grupy wg stawek zaszerogowania (proporcjonalnie),
 - wykopy specjalne o charakterze indywidualnym, jak np. na krzywych, pod studnie i wazy, klatki końcowe, są kalkulowane niezależnie, na zasadzie indywidualnych cen akordowych.
- Wykopy kanałizacyjne są prowadzone za pomocą uprzednio opisanych narzędzi, obudowy (wyłącznie szczelne) również jak podano wyżej. Jednakże technika ich wykonania różni się od wykopów wodociągowych:
- szerokość wykopów w świetle ścian surowych, tj. nieszalowanych, zaczyna się od 0,9 m i może osiągać 3—4 m na wykopie prostym i do 10 m na obiektach specjalnych,
 - głębokość wykopów dochodzi w poszczególnych przypadkach do 20 m, przeciętnie zaś oscyluje około 5 m,
 - grupa pracująca na jednej klatce (balu) liczy od 5 do 8 osób, w zależności od szerokości klatki i rodzaju gruntu. Przy szerokościach od 0,9 do 1,3,

Grupa składa się z 5 osób o następujących funkcjach:

- 1) rozpieracz grupowy pracujący w dole,
- 2) pomocnik rozpieracza pracujący w dole,
- 3) 2 windziarzy pracujących na powierzchni,
- 4) kublarz — odbieracz pracujący na powierzchni.

W miarę poszerzania klatki dodaje się przede wszystkim jednego lub dwóch pomocników na dole, a wreszcie jednego na górze. W taki sposób skład grupy może wynosić od 5 do 8 pracowników,

- zadana norma wydajności jest to czas w roboczo-godzinach potrzebny do wykonania 1 m^3 wykopu danej szerokości i głębokości przy określonym rodzaju gruntu. Norma ta jest stała dla danej głębokości. Na przykład wykop suchy w gruncie piaszczysto-glinastym, szerokość 0,9 m, głębokość 5 m, grupa 5 osób, norma 4 g/m^3 , klatka długości 5 m i grupa otrzymuje jako czas zadany $5,0,9,5,4 = 90 \text{ g}$, za całość, czyli po 18 godzin na członka,
- do obowiązków grupy należy wykonać wykop o głębokości i szerokości zadanej, ze szczelnym szalowaniem od góry do dołu,
- wykonanie wykopu odbywa się w sposób następujący:

- 1) grupa otrzymuje klatkę (bala), tj. odcinek roboczy już wytyczony i rozłożony, tj. oznaczony na powierzchni ziemi przez dwa bale, tak ułożone i zamocowane kołkami, że ich krawędzie zwrócone do osi wykopu wyznaczają ściany tegoż,
- 2) każda klatka dzieli się na tzw. bicia, to jest odcinki około 1,5 m głębokości każdy, stanowiące niezależną całość szalowania. Jest to tzw. szalowanie „na moc” na stałe,
- 3) na jedno bicie składa się taka ilość bali, jaka jest potrzebna do szczelnego pokrycia obu ścian wykopu na wysokości około 1,5 m oraz 6 lub 8 nakładek i 6 lub 8 rozpór,
- 4) ilość nakładek i rozpór zależy od głębokości, szerokości i rodzaju gruntu wykopu. Wykopy do 5 m głębokości i szerokości do 1,3 m prowadzone w gruntach suchych lub tylko wilgotnych są rozpierane w trzech poprzecznych przekrojach każdego bala 5-metrowego, tj. pośrodku

i symetrycznie po ok. 2,2 m od osi klatki. W innych przypadkach, tj. przy wykopach szerszych a także gruntach słabych, każda klatka 5 m jest rozpierana co ok. 1,5 m, licząc wzdłuż osi. W tym przypadku na klatkę i bicie wypada 8 nakładek i 8 rozpór,

- 5) rozpieranie specjalne ukośne na wzór kratownicy lub balami 5-metrowymi ciągłymi od góry do dołu są kalkulowane niezależnie i w skład norm nie wchodzi. To samo dotyczy mostków dla przechodniów, przejazdów i zabezpieczeń specjalnych,
- 6) pierwsze bicie, to jest wykop do głębokości około 1,5 m grupa wykonuje bez użycia windy,
- 7) po zakończeniu pierwszego bicia „na moc” klatka otrzymuje nr kolejny, a grupa pokrywa wykop pomostem, ustawia windę i praca dalej biegnie w sposób następujący:
na dole i wykopie pracuje rozpieracz z pomocnikiem, na górze zaś dwaj windziarze, tj. robotnicy na korbach wału i jeden przyjmujący kubły z ziemią. Do obowiązków tego ostatniego należy wysypywanie ziemi i utrzymywanie w porządku hałdy tak, żeby ziemia nie osypowała się do wykopu, od strony hałdy musi pozostać wolna ścieżka szerokości ok. 0,75 m wzdłuż wykopu,
- 8) materiał do szalowania oraz kubły, łańcuchy i windę dostarcza niezależna grupa transportowa w pobliżu robót na odległość nie większą niż 30 m od klatki roboczej,
- 9) po ukończeniu klatki odbiera ją majster wykopy. Czas pracy wchodzący do obrachunku akordu liczy się od chwili oddania bala grupie na kopanie do momentu odbioru wykonanej roboty przez majstra,
- 10) przerwy w robocie wynikłe bez winy grupy nie są zaliczane do czasu akordowego,
- 11) poprawki klatki, których konieczność powstała z winy grupy są zaliczone do czasu akordowego, tj. nie są opłacane dodatkowo. Poprawki i przeróbki przeprowadzane na życzenie kierownictwa są kalkulowane i opłacane niezależnie.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. KAZIMIERZ KARS

Organizacja i rentowność zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę

O ile zaopatrzenie w wodę miast, nawet najmniej, odbywa się przez specjalnie do tego celu powołane przedsiębiorstwo, o tyle w przemyśle istnieje pod tym względem znaczna dowolność. W większości przypadków poszczególne zakłady przemysłowe otrzymują wodę z własnego ujęcia, przy pomocy własnej pompowni i własnej sieci rozprowadzającej. Urządzenia te stanowią integralną część zakładu przemysłowego i nie noszą charakteru wyodrębnionego przedsiębiorstwa specjalistycznego. Obowiązek więc wydobywania i dostarczenia wody, oczyszczenia i przygotowania jej do użycia przez poszczególne oddziały produkcyjne fabryki, odprowadzanie jej po zużyciu poza obręb fabryki, z ewentualnym ponownym oczyszczeniem przed wpuszczeniem jej do cieku publicznego, spada na zakład przemysłowy.

Taka gospodarka wodą, szczególnie w przypadku istnienia kilku zakładów przemysłowych, czerpiących wodę z jednego wspólnego źródła, powoduje konieczność istnienia odrębnych w każdym z poszczególnych zakładów i nie wykorzystanych w całości urządzeń jak: pompownie, oczyszczalnie, zbiorniki itp. agregaty rezerwowe oraz wywołuje potrzebę utrzymywania

nia kosztownego pod każdym względem personelu technicznego.

W związku z powyższym nasuwają się następujące wnioski:

tego rodzaju zaopatrzenie w wodę zakładów przemysłowych jest:

- nieracjonalne z uwagi na niedostateczne wykorzystanie zasobów wodnych oraz stwarzają pozory braku wody w danym źródle zaopatrzenia,
- nieekonomiczne z uwagi na znaczny koszt instalacji wodociagowych w stosunku do pobieranej wody, a koszt własny 1 m^3 wody jest stosunkowo wyższy od kosztu 1 m^3 przy zaopatrzeniu grupowym poszczególnych zakładów.

Tym się tłumaczy, że np. istniejące na Śląsku Wojewódzkie Przedsiębiorstwo Wodociagowo-Kanalizacyjne, najbardziej przystosowane do zaopatrzenia grupowego wszystkich odbiorców w wodę, obejmuje tylko część odbiorców i na skutek małego przerobu (małej ilości dostarczanej wody swoim klientom) nie może się rozwijać, natomiast zmuszone jest do pobierania wysokiej stawki za wodę.

Dowodzi to, że zarówno poszczególne zakłady przemysłowe, jak i specjalnie powołane przedsiębiorstwa zaopatrzenia w wodę, nie posiadając pełnej zdolności wytwórczej, nie pracują ekonomicznie, a tym samym podrażają znacznie produkcję przemysłową, szczególnie w tych zakładach, gdzie woda jest surowcem podstawowym.

Dalsze istnienie obecnego stanu nasuwa obawę, że wody w ogóle może zabraknąć, oraz że koszt jej będzie stale wzrastać a nie maleć, jak powinno byłoby być przy masowej produkcji.

W związku z powyższym wydaje się konieczne jak najszybsze powołanie jednego lub kilku przedsiębiorstw zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę, obejmujących większe lub mniejsze obszary w zależności od uprzemysłowienia poszczególnych okręgów.

Przedsiębiorstwa zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę należy podporządkować Centralnemu Zarządowi i przy nim utworzyć Biuro Projektów Gospodarki Wodą Przemysłową.⁴⁾

Należy przy tym nie zapominać, że wydobywanie wody, przygotowanie jej stosownie do wymagań odbiorców, następnie właściwy z punktu widzenia potrzeb ogólnogospodarczych rozdział, wreszcie dostarczenie jej odbiorcom w odpowiedniej ilości, o wymaganym ciśnieniu i w określonym czasie, stanowi pewien nierozdzielny i zamknięty cykl czynności, który nazywamy produkcją wody przemysłowej.

Z chwilą gdy stwierdzamy, że woda przemysłowa jest produktem (półfabrykatem), a wydobywanie i dostarczenie jej konsumentom — produkcją, musimy pamiętać że i tu, jak w każdej innej produkcji istnieją dwa mierniki zasadnicze — wartość i jakość.

W niniejszym szkicu pragnę omówić zagadnienie organizacji przedsiębiorstwa, które należy stworzyć dla zaopatrzenia w wodę zakładów przemysłowych, z punktu widzenia zdolności produkcyjnej tego przedsiębiorstwa. Inaczej mówiąc, chcę określić wysokość produkcji, przy której przedsiębiorstwo będzie pracować najbardziej racjonalnie i ekonomicznie.

Zakres ekonomicznej pracy przedsiębiorstwa można określić na podstawie ustalenia, przy jakiej ilości produkcyjnej wody koszt własny 1 m³ wody będzie najmniejszy.

W skład kosztów eksploatacyjnych 1 m³ wody wchodzi następujące wydatki:

- | | |
|-------------------------------|---|
| — energia zużyta do produkcji | A |
| — personel eksploatacyjny | B |
| — materiały eksploatacyjne | C |
| — remonty eksploatacyjne | D |
| — potrzeby gospodarcze | E |
| — pokrycie podatków | F |
| — odpisy amortyzacyjne | G |

Podatki F i odpisy amortyzacyjne G nie zależą od ilości dostarczonej wody i są wielkościami stałymi.

Wydatki na personel eksploatacyjny B, remonty D i na potrzeby gospodarcze E zależą tylko w bardzo małym stopniu od ilości dostarczonej wody konsumentom (wahają się w granicach do 10%).

Natomiast wydatki na energię A i na materiały eksploatacyjne C są wprost proporcjonalne do ilości wyprodukowanej wody.

Oznaczając przez S wszystkie wydatki roczne na produkcję wody, przez S_x — wydatki niezależne lub mało zależne od ilości produkowanej wody, w skład których zaliczymy również wydatki na personel, remonty, potrzeby gospodarcze, podatki i odpisy amortyzacyjne, a przez W ilość wyprodukowanej wody w ciągu roku, możemy ułożyć następujące równanie kosztów:

$$S = S_x + (A + C) \cdot W \quad [1]$$

Jak widzimy, koszt ogólny składa się z wielkości stałej S_x i zmiennej (A + C) · W, wprost proporcjonalnej do ilości wyprodukowanej wody (rys. 1 prosta 1 — 1).

Tę prostolinią zależność wydatków eksploatacyjnych od ilości dostarczanej wody nazywamy gospodarczą charakterystyką urządzeń wodociagowych.

Jeśli podzielimy obie strony równania [1] przez W, to otrzymamy koszt wyprodukowanego 1 m³ wody:

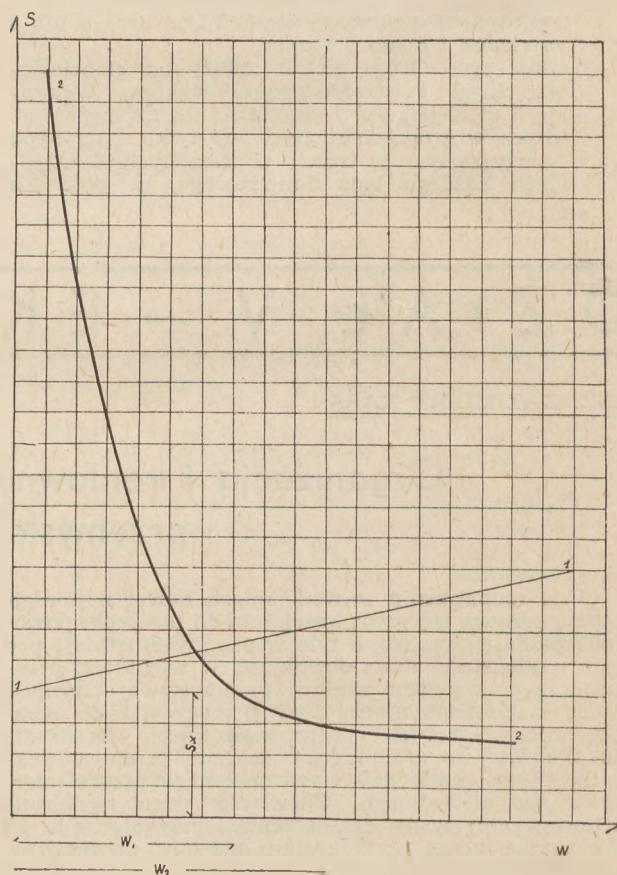
$$S_1 = \frac{S}{W} = \frac{S_x}{W} + (A + C) \quad [2]$$

w zależności od ilości dostarczonej wody w ciągu okresu obrotowego, tj. jednego roku (rys. 1 krzywa 2 — 2).

Krzywa 2 — 2 wskazuje, że ze wzrostem dostarczanej wody początkowo koszt raptownie maleje, następnie jednak spadek ten zostaje zahamowany i przy dalszym wzroście produkowanej wody jednostkowy koszt własny prawie się nie zmienia.

Wielkość produkcji wody W, przy której następuje praktyczne ustalenie się kosztu własnego 1 m³, stanowić powinna dla nas graniczne kryterium wielkości zakresu działania przedsiębiorstwa zaopatrującego zakłady przemysłowe w wodę.

Wielkość tej produkcji W — powinna się znajdować w paśmie (W₂ — W₁), w którym obniżenie kosztu własnego wyprodukowanej jednostki wody jest równe praktycznie 0,1 jednostkowego kosztu własnego przy najmniejszej produkcji. Po ustaleniu wielkości nowego przedsiębiorstwa zaopatrującego zakłady przemysłowe w wodę, powinniśmy przeanalizować gospodarkę wodą tych zakładów i ustalić, w których z nich zaopatrzenie w wodę można pozostawić w dotychczasowej formie, w których zaś powinno ono być przejęte przez nowe, wyodrębnione przedsiębiorstwo zaopatrzenia w wodę. W tym celu należy ustalić współczynniki ekonomiczności pracy urządzeń wodnych we wszystkich zakładach przemysłowych, zaopatrujących się w wodę własnymi środkami, porównać je i wyciągnąć konkretne wnioski.



Współczynnik ekonomiczności można wyprowadzić z tych samych co poprzednio założeń, a mianowicie że najwięcej wpływającą zmienną wielkością wydatków eksploatacyjnych na ekonomiczność przedsiębiorstwa jest wydatek na energię.

Jak wiadomo moc 1 kW daje możliwość wykonania pracy równej

$$1,36 \text{ KM} = 1,36 \cdot 75 \text{ kGm/sek.} = 102 \text{ kGm/sek.}$$

$$\text{zaś } 1 \text{ kWh} = 102 \text{ kGm/sek} \cdot 3600 \text{ sek.} = 367,2 \text{ tm}$$

⁴⁾ Porównaj artykuł autora „Gospodarka Wodna” nr 1 z r. 1952.

co odpowiada podniesieniu $367,2 \text{ m}^3$ wody na wysokość 1 m .

Wobec powyższego na podniesienie 1 m^3 na wysokość 1 m trzeba zużyć energii

$$\frac{1 \text{ kWh}}{367.2} = 0,00272 \text{ kWh}$$

Jeśli oznaczmy przez:

Ne — ogólny wydatek elektroenergii za okres obra-
chunkowy w kWh,

W — ilość wody dostarczonej w tym okresie w m^3 ,

H — średnią manometryczną wysokość tłoczenia w m,
to rzeczywisty wydatek elektroenergii na 1 t m bę-
dzie równy

Ne
W H

Stosunek zaś rzeczywistego wydatku energii do wydatku teoretycznego wyrazi się wzorem

$$\frac{Ne}{WH} : 0,00272 = \frac{Ne}{0,00272 WH}$$

który charakteryzuje techniczną i gospodarczą właściwość danego przedsiębiorstwa.

Odwrotność tej wielkości, którą oznaczamy przez η

nazywamy współczynnikiem ekonomiczności danego przedsiębiorstwa

$$\eta = \frac{0,00272 \cdot W \cdot H}{Ne}$$

współczynnik ten na skutek istnienia strat w urządzeniach wodociągowo-elektrycznych jest zawsze mniejszy od jedności.

$\eta < 1$

a im bliższy jest 1, tym sprawniej pracuje przedsiębiorstwo.

Obliczając te współczynniki, dla poszczególnych zakładów przemysłowych ustalamy, że wszystkie urządzenia wodne pracujące ze współczynnikiem ekonomiczności poniżej 0,85 (do tej wysokości można przyjąć, że wartość współczynnika jest zależna tylko od właściwości technicznych i wspólną dla wszystkich urządzeń wodociągowych) powinny być przyjęte przez nowe przedsiębiorstwo zaopatrzenia w wodę, którego zdolność produkcyjna została wyżej ustalona.

Reasumując powyższe rozważania, należy stwierdzić, że w dobie gospodarki planowej nie wolno zapominać o tak ważnym czynniku, jak woda przemysłowa, nie można pozostawić obecnego stanu bez zmian i należy możliwie najszybciej przystąpić do reorganizacji zaopatrzenia zakładów przemysłowych w wodę, biorąc za podstawę jego racjonalność i rentowność.

INŻ. ANTONI PARFIANOWICZ

Kilka uwag na temat nawodnień zalewowych

W powiecie kaliskim zaczęto od 1948 r. stosować na szeroką skalę nawodnienia zalewowe (powierzchniowe) w różnych okresach roku hydrologicznego, nie wyłączając nawet okresu zimowego. Zalety powyższych nawodnień zostały dokładnie omówione na łamach „Gospodarki Wodnej” w artykułach inż. Stryjewskiego, który przede wszystkim podkreślił znaczenie ruchu wody w glebie ¹⁾.

Nawodnienia zalewowe stosowane w dolinie rzeki Pokrzywnicy dają nadzwyczajne wyniki szczególnie w 1951 r. — bardzo skąpom w opady atmosferyczne, co do ilości i jakości porostu łąkowego. Głódowe paśtwiska, a niegdyś (przed pierwszą wojną światową) doskonałe łąki o wydajności ok. 40 q/ha, zaczęły odżywać dzięki nawodnieniom.

Poniższe zdjęcie fitosocjologiczne, wykonane według 5-stopniowej skali Braun-Blanqueta², uwzględniające (dla przejrzystości) tylko pokrycie, przedstawia roślinność tych głodowych pastwisk przed zastosowaniem nawodnień:

		P
Trawy.	Bliźniaczka (<i>Nardus stricta</i>)	4 — 5
	Kostrzewa czerwona (<i>Festuca rubra</i>)	3
	Tomka wonna (<i>Anthoxanthum odoratum</i>)	2 — 3
	Kłosówka wełnista (<i>Holcus lanatus</i>)	2
	Śmialek darniowy (<i>Airca caespitosa</i>)	1 — 2
	Grzebienica pospolita (<i>Cynosurus cristatus</i>)	1
Turzyce.	Turzyca owłosiona (<i>Carex hirta</i>)	2
Chwasty.	Kosmatka polna (<i>Luzula campestris</i>)	2
	Jastrzębiec kosmaczek (<i>Hieracium pilosella</i>)	1 — 2

1) Por. art. w Nr 1/52 pt. „Nawodnienia w dolinach rzek w powiecie kaliskim“ i „Zagadnienie nawodnień łąk na tle doświadczeń w powiecie kaliskim“.

2) Skala Braun-Blanqueta:

5 —	gatunek zajmujący przynajmniej	$\frac{4}{5}$	powierzchni
4 —	„	„	$\frac{1}{2}$ „
3 —	„	„	$\frac{1}{5}$ „
2 —	„	„	mniej niż $\frac{1}{5}$ „
1 —	„	„	lecz występuje b. licznie, znikomy procent przy dość obfitym występowaniu.
plus —	„	występujący skapo lub bardzo skapo.	

Krwawnik (<i>Achillea millefolium</i>)	1 — 2
Babka lancetowata (<i>Plantago lanceolata</i>)	1 — 2
Mniszek (<i>Taraxacum officinale</i>)	1 — 2
Szczaw zwykly (<i>Rumex acetosa</i>)	+
Stokrotka (<i>Bellis perennis</i>)	+

Powyższe zdjęcie nie daje całkowicie wiernego obrazu roślinności, występującej przed rozpoczęciem zalewów, gdyż zostało wykonane w 1951 r. (na terenie położonym dalej od koryta rzeki i nieco wyższym niezalewanym, jednak może służyć jako charakterystyka stosunków panujących przed nawodnieniem. Po nawodnieniach skład roślinności uległ znacznej zmianie.

Omawiany teren o powierzchni bardzo nierównej, pod wpływem stosowanych kilkakrotnych nawodnień w różnych okresach roku przedstawia wielką mozaikę w poroście łąkowym. Na podstawie szczegółowej analizy botanicznej, pobranej próbki z łąk o mniej więcej równej powierzchni, występująca roślinność przedstawia się następująco:

	%
Trawy. Wyczyniec łąkowy (<i>Alopecurus pratensis</i>)	18,30
Wiechlina błotna (<i>Poa palustris</i>)	9,28
Tomka wonna (<i>Anthoxanthum odoratum</i>)	7,20
Kłosówka welnista (<i>Holcus lanatus</i>)	6,70
Śmiałek darniowy (<i>Aira caespitosa</i>)	6,50
Kostrzewa czerwona (<i>Festuca rubra</i>)	3,25
Wiechlina łąkowa (<i>Poa pratensis</i>)	2,65
Kostrzewa łąkowa (<i>Festuca pratensis</i>)	2,35
Tymotka (<i>Phleum pratense</i>)	1,07
	57,30

Turzyce i sity. Turzyca (<i>Carex</i> sp.)	14,45
Sit rozpięchły (<i>Juncus effusus</i>)	1,16

	15,61
Chwasty. Jaskier ostry (<i>Ranunculus acer</i>)	9,48
Szczaw zwyczajny (<i>Rumex acetosa</i>)	5,14
Babka lancetowata (<i>Plantago lanceolata</i>)	3,05
Wieżówka błotna (<i>Filipendula ulmaria</i>)	2,52
Firletka poszarpana (<i>Lychnis flos</i> <i>culci</i>)	2,05

Siedmiopalecznik błotny (<i>Comarum palustre</i>)	1,65
	23,81
Resztki nieoznaczone	2,75

Widzimy, że	
trawy dobre i bardzo dobre występują w	36,90%
„ gorsze i średniej jakości	„ 13,90%
„ złe	„ 6,50%
turzyce i sity	„ 15,61%
zioła i chwasty	„ 23,89%

Powyższe zestawienie charakteryzuje łąki o mniej więcej równej powierzchni, na których woda powierzchniowa była w przepływie. Natomiast w mniejszych wklęsłościach występują monokultury mozgi trzcinowatej, a w zastoiskach wody — zespoły turzycy pęcherzykowatej (*Carex vesicaria*).

Twierdzenie, że powstawanie zespołów, jak mozgi trzcinowatej, turzyc lub też wyczyńca łąkowego przypisać należy nawodnieniom li tylko zimowym — wydaje się całkowicie nieuzasadnione. Np. na Żuławach (obserwacje 1949 — 1951) bez nawodnień zimowych również występują wyżej wymienione zespoły. Formowanie się takich czy innych zespołów uzależnione jest nie od okresu stosowanych nawodnień, ale od konfiguracji terenu, fizycznych właściwości gleby i podglebia oraz stosunków wodnych, panujących w danym miejscu. W dolinie Pokrzywnicy zastosowano w pierwszym etapie nawodnienie zalewowe bez podziału terenu na kwatery, bez rowów doprowadzających i odprowadzających wodę.

Moim zdaniem — chcąc stosować nawodnienia zalewowe musimy teren chociaż z grubsza przygotować. Przede wszystkim musi być powierzchnia odpowiednio wyrównana, gdyż w miejscach bezodpływowych (na skutek braku rowów odwodniających) tworzą się nawet bagniska z roślinnością bezwartościową, której w przyszłości trudno będzie się pozbyć.

O wpływie tegorocznych nawodnień zimowych na jakość i ilość porostu łąkowego trudno jest coś powiedzieć, ze względu na ich krótkotrwałość.

Według inż. Stryjewskiego, zimowe nawodnienie powinno odbywać się w czasie mrozów pod wytworzoną powłoką lodową. Biorąc pod uwagę bardzo krótki okres trwania tego rodzaju nawodnień, należy raczej mówić nie o wpływie nawodnień zimowych na run łąkową, ale o wpływie nawodnień pozawegetacyjnych.

Wobec braku ścisłej kontroli w gospodarowaniu wodą w terenie, nie dało się uchwycić wpływu nawodnień pozawegetacyjnych, stosowanych w poszczególnych miesiącach w okresie od października do lutego.

Po raz pierwszy wykonane nawodnienie w dolinie Zabianki, w drugiej połowie marca na glebach mułowo-torfowych wpłynęło na zmianę jakości porostu łąkowego. Wśród turzyc dzięki stałemu przepływowi wody pojawił się wyczyńiec, którego w pobranej próbce znaleziono 6,78%. Po drugiej stronie rzeki Zabianki na łąkach nienawodnionych występowała wyczyńca nie stwierdzono.

Na ogół okres I pokosu w 1952 r. nie był sprzyjający do uchwycenia różnic właściwego wpływu nawodnień pozawegetacyjnych, ze względu na dość obfite tegoroczne opady w miesiącach kwiecień — czerwiec oraz dość niską temperaturę w maju. Na podstawie wykonanych analiz botanicznych porostu łąkowego pierwszego pokosu z łąk nawodnianych w m-cu marcu i nienawodnianych w powiecie Ostrów Wielkopolski nie stwierdzono zasadniczych różnic w ilości

i jakości masy zielonej. Natomiast na podstawie tegorocznych obserwacji stwierdzić można, że nawodnienia stosowane w marcu przyspieszają wegetację roślin o 12 dni (kłoszenie się wyczyńca). W pierwszych dniach ruszenia wegetacji łąki nawodniane w czasie spoczynku roślinności wyraźnie się odznaczały swoją żywą, intensywnie zieloną barwą od łąk nienawodnianych — zbrunatniałych. W dalszym etapie rozwoju różnice całkowicie się zatężyły i to prawdopodobnie wskutek przymrozków i zimnych dni w maju.

Ze stosowaniem nawodnień zimowych trzeba jednak być bardzo ostrożnym. Warstwa wody na powierzchni lub powłoka lodowa zabezpiecza roślinność przed wymarzaniem. Natomiast chwilowe, niecałkowite spuszczenie wody na czas nadchodzących mrozów może spowodować wymarzenie niektórych gatunków traw. Taki przypadek miał miejsce w powiecie kaliskim, gdzie spuszczone wodę przed samymi mrozami z łąki turzycowo-mszystej. Mchy prawie wymarły, a rozwój turzyc, które są bardziej odporne od traw, został opóźniony o 16 dni. Ze względu na brak dokładnego opisu składu botanicznego porostu przed zalewem tego terenu dokładniejszych spostrzeżeń podać nie można.

Inż. Stryjewski zwrócił uwagę na możliwość wykorzystania wód rzecznych w okresie pozawegetacyjnym celem częściowego wyrównania stałe ujemnego bilansu wodnego w okresie wegetacji roślin w warunkach dolin rzecznych pow. kaliskiego. Myśli i założenia są słuszne, wymagają jednak teraz poparcia ściślejszymi obserwacjami i pewnego ujęcia w ramy liczbowe. Ogólnie można stwierdzić, że nawodnienie łąk w okresie od marca do sierpnia, a nawet do września dodatkowo wpływają na jakość i ilość porostu łąkowego, pod warunkiem dopuszczenia do zamrażnięcia gleby łąkowej o niepełnym nasyceniu w okresie niskich temperatur. Nasuwa się ogólne pytanie, czy rzeczywiście wody zamagazynowane w glebie przy pomocy nawodnień w okresie od października do lutego są wykorzystywane przez roślinność?

Wpływ nawodnień pozawegetacyjnych (szczególnie w okresie X — II) na porost łąkowy nie jest jeszcze zbadany i wymaga kilku lat prowadzenia obserwacji w różnych warunkach klimatycznych i glebowych. Na ogólnikach nie możemy się opierać. Meliorant i łąkarz bez ścisłej współpracy z gleboznawcą (który by stwierdził zmiany zachodzące w glebie pod wpływem całorocznego jej płukania i ewentualnego namulania), mikrobiologiem (zmiany zachodzące w życiu drobnoustrojów, znajdujących się w glebie), fizjologiem (zmiany zachodzące w życiu roślin na skutek zakłócenia okresu ich spoczynku) i hydrologiem nie są i nie będą w stanie odpowiedzieć na liczne pytania, dotyczące omawianego zagadnienia.

W związku z upowszechnieniem stosowania nawodnień zalewowych wskazane jest przeprowadzenie przed rozpoczęciem zalewów szczegółowego opisu roślinności występującej na danym terenie, a następnie prowadzenie dokładnego kalendarza nawodnień wraz z pomiarami poziomów wód gruntowych w studzienkach kontrolnych oraz notowanie odczytów na wodowskazach przy zastawkach. Wykonywanie powyższych czynności należałoby powierzyć tylko jednemu pracownikowi. Regulowaniem stosunków wodnych zajmują się na ogół wszędzie nadzorczy robót wodno-melioracyjnych, konserwatorzy łąkowi gminni i przede wszystkim sami zainteresowani rolnicy, którzy w wielu przypadkach nie zdając sobie z tego sprawy skierowują wodę ze szkoda dla siebie i innych. Dokładne i systematycznie prowadzone notatki posłużą zarówno praktyce, jak i nauce, dając odpowiedni materiał do wyciągnięcia konkretnych praktycznych wniosków w niedługim czasie.

INŻ. ZENON BĄCZEK

„Hydroprojekt“

Elektryczne ogrzewanie zasuw

Artykuł niniejszy stanowi uzupełnienie artykułu pt. „Manewrowanie zasuwami jazu“ umieszczonego w zeszycie 1 z 1952 r. naszego czasopisma. Podczas gdy pierwszy artykuł omawiał sposób manewrowania, ten podaje środki umożliwiające manewrowanie bez przeszkód.

W naszych warunkach klimatycznych wielkie jazy zasuwowe i klapy skutkiem oblodzenia mogą zostać całkowicie unieruchomione. Nawet podczas najsurowszych zim musimy mieć zapewnione odprowadzenie całej dopływającej ilości wody. W okresie bowiem gwałtownej odwilży, gdy wielkie ilości śniegu zaczynają topnieć, a w zasięgu jazu jeszcze wszystko skute jest mrozem, może zaistnieć przypadek, że zdolność przepustowa spuszczonej klapy piętrzącej już nie wystarczy, wtedy musimy podnieść zasuwę. Widzimy więc z tego, że dla normalnej pracy urządzeń piętrzących musimy mieć zapewnione niezawodne działania mechanizmów mimo mrozu i ciężkiego oblodzenia.

Ażeby sprostać wyżej wymienionym wymaganiom, stosowane są następujące zabiegi:

- w razie nastania mrozów wykonywać niewielkie ruchy zasuwami wielokrotnie w ciągu dnia,
- przy silnym mrozie zasuwę podnieść, a klapy spuszczać,
- stale ogrzewać niebezpieczne miejsca do których należą:
 - a) boczne blachy uszczelniające,
 - b) rolki toczne (wózki),
 - c) oś naokoło której porusza się klapa.

Wszelkie inne środki pomocnicze: jak siekiery, drągi, miotacze płomieni, kosze z koksami i tym podobne, same przy zasuwach jazowych nie wystarczają. Ich użycie, przy oblodzonym i trudno od góry dostępnym jazie, jest bardzo uciążliwe.

Pierwszy i drugi z podanych sposobów należy zaliczyć do półśrodków, które z reguły odpadają jako nie rozwiązujące na dłuższą metę zagadnienia.

Przy omawianiu metod stałego ogrzewania zasuw weźmiemy pod uwagę wszystkie możliwości.

Para wodna do ogrzewania zasuw nie nadaje się, ponieważ skraplając się, ponownie zamienia się na lód, nie dając żadnych rezultatów ogrzewania. Transformatory ciepłe (olejowe) umieszcza się we wnękach specjalnie w tym celu wykonanych, w filarach pod mostem, tak ażeby przewody ciepłe były możliwie najkrótsze.

Dla ocieplenia bocznych powierzchni podnoszącej się klapy umieszcza się transformator na samej zasuwie. Praktyka jednak wykazała, że zdolność manewrowania zasuwami na jazie w każdym czasie może być zapewniona tylko przy użyciu elektrycznych urządzeń, grzejnych.

Celem zabezpieczenia ciągłości pracy zasuw jazowych w okresie zimowym przewiduje się ogrzewanie samej zasuw i części przylegających oraz powierzchni wnęk.

Ogrzewanie samej zasuw stosuje się bardzo rzadko, wtedy tylko, gdy obawiamy się tworzenia wielkich oblodzeń na ochładzanym poszyciu. Osiągamy je przez umieszczenie wewnątrz konstrukcji nośnej zasuw zwyczajnych elektrycznych piecyków. Ogrzewanie zasuw w ten sposób możliwe jest tylko pod warunkiem utworzenia zamkniętej przestrzeni, która zabezpieczyłaby potrzebną temperaturę. Przestrzeń tę uzyskujemy przez pokrycie zasuw cienką stalową blachą względnie drzewem.

Znacznie częściej wykonuje się ogrzewanie ochładzanych części i powierzchni wnęk. Niebezpieczne oblodzenia występują:

- na brzegach uszczelnień oraz krawędziach wnęk, w miejscach gdzie przecieka woda filtrująca przez uszczelnienia,
- przy metalicznej osłonie i niedostatecznym ogrzewaniu samej zasuw na ochładzanej osłonie od strony wody,

- na zasuwach zamykających otwory do przepuszczania śryżu,
- na powierzchni torów prowadniczych,
- na uzbrojeniu wnęki.

Ażeby umożliwić manewrowanie zasuwami w okresie zimowym, należy stworzyć między ich uszczelnionymi częściami poruszającymi się, samą konstrukcją, a konstrukcją wnęk — osłonę wodną, po której nastąpi poślizg przy podnoszeniu zasuw, bez jakiegokolwiek uszkodzenia jej elementów. Wyżej wspomniana osłona wodna powstanie przez stopienie lodu, który tworzy się między przylegającymi częściami zasuw a konstrukcją wnęk. Stopienie lodu nastąpi z chwilą doprowadzenia ciepła do konstrukcji wnęk, względnie do samej zasuw; osiąga się to przepuszczając przez przylegające części gorącą wodę, olej, względnie prąd elektryczny.

Przepuszczanie wody albo oleju po zachodzących na siebie częściach nie jest stosowane, wymaga bowiem specjalnych dodatkowych urządzeń i konstrukcji w tych częściach, których eksploatacja jest i tak skomplikowana.

Najbardziej rozpowszechnionym środkiem ogrzewania przylegających do siebie części jest przepuszczanie przez nie prądu elektrycznego.

Pomimo dużego rozpowszechnienia tego rodzaju ogrzewania należy wymienić także ujemne jego strony:

- konieczność starannej izolacji szyn, ogrzewanych elektrycznie, od armatury konstrukcji betonowych;
- większa moc transformatorów — pociąga to za sobą większe ich gabaryty i trudności umieszczenia ich na filarach budowli;
- konieczność wykonania podprowadzonych szyn do transformatorów z miedzi, względnie z innych kolorowych metali.

Istnieją możliwości zastosowania dwóch rodzajów elektrycznego ogrzewania:

- ogrzewanie periodyczne — obliczone na roztopienie niedużych części lodu, leżących na przylegających częściach, bezpośrednio przed podniesieniem zasuw;
 - ogrzewanie ciągłe — wykluczające zupełnie możliwość tworzenia się lodu na obmarzających częściach.
- Dla zrealizowania pierwszej możliwości potrzeba transformatorów o dużej mocy; w drugim przypadku otrzymujemy znacznie większe roczne wydatki energii elektrycznej.

Prąd elektryczny powinien być o napięciu nie większym od 50 V, przy mocy od 0,5 do 1,2 kW, transformujemy go z siłowni wodnej.

Elektryczne ogrzewanie realizujemy wg jednego z 2 schematów:

- ogrzewanie przylegających części pod uszczelnieniem przeprowadzamy jednym nieprzerwanym obwodem elektrycznym, przy doprowadzeniu prądu z jednego transformatora umieszczonego na jednym z filarów;
 - ogrzewanie przylegających części pod uszczelnieniem podzielone jest na długości na dwie części, przy czym każda jest włączona w ogólny obwód ogrzewania wszystkich konstrukcji wnęk, do których prąd doprowadza się od dwóch osobnych transformatorów umieszczonych na najbliższym wnękowi filarze.
- Elektryczne ogrzewanie wnęk zazwyczaj dzielone jest na poszczególne wnęki, a każde obsługiwane przez osobny transformator.

Przy projektowaniu elektrycznego ogrzewania należy dążyć do parzystego i równoległego ułożenia elementów — szyn (opon), tak żeby prąd w dwóch sąsiednich szynach biegł w przeciwnych kierunkach, jeden naprzeciw drugiego. Taki układ szyn zmniejsza znacznie opór przebiegającemu prądowi (samoodukcja), a tym samym powiększa ekonomiczność urządzenia.

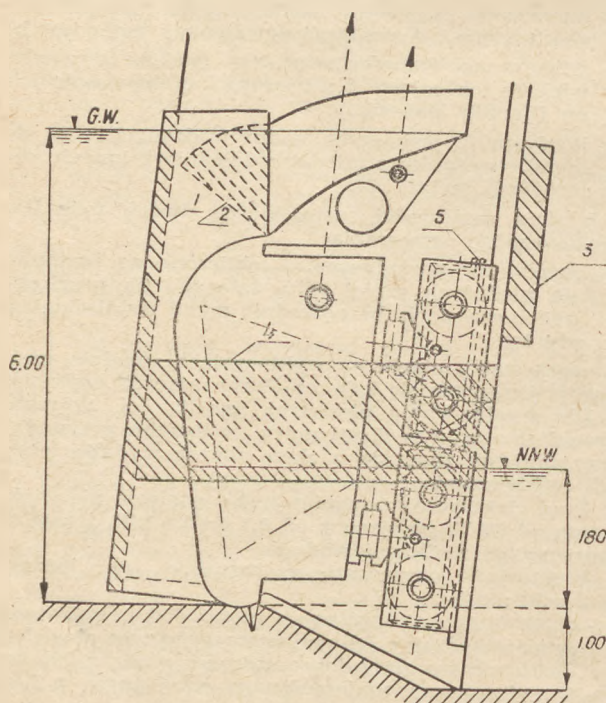
Specjalną uwagę należy zwrócić na wybór przekroju szyn (opon) i ich umocowanie. I tak: jeśli prąd płynie po powierzchni przewodnika (zjawisko noskórkowości), to przy wyborze wymiarów szyny (opony) o danym przekroju należy starać się o uzyskanie większej szerokości, a mniejszej grubości.

Przy ogrzewaniu szyna (opona) zmienia swoją długość i dlatego bardzo często zamocowanie szyn projektuje się na ruchomych urządzeniach z owalnymi otworami. W przeciwnym przypadku, przy zmianie długości szyn ogrzewacza elektrycznego, ma miejsce rozluźnianie śrub względnie nitów, którymi przymocowane są szyny do podstawy (słupa, filara).

Przy niewielkich odległościach między sworzniami kotwiącymi (na przykład do 2,0 m) i przy ogrzaniu do 100°C, wydłużenie szyny między zakotwieniem wyniesie 2,5 m. W konsekwencji znacznie prościej i lepiej przymocować szynę ściśle do podstawy za pomocą śrub kotwiących, pozostawiając jej możliwość wyginania się we wnące o minimalną wielkość. Siła odrywająca główkę śruby będzie przy tym bardzo nieznaczna.

Odległość między sąsiednimi szynami przy elektrycznym ogrzewaniu i dowolnych częściach metalowych, zamocowanych w betonie, winna być nie mniejsza od 80 — 100 mm, w zależności od wielkości naprężenia w sieci.

Jako przykład pokazano na rys. 1 schemat ogrzewania elektrycznego zasuwy trójfazowej.



1-4 POWIERZCHNIE OGRZEWANE

5 RURY GRZEJNE

Rys. 1. Schemat ogrzewania elektrycznego zasuwy trójfazowej. Miejsca ogrzewane: 1. Uszczelniająca listwa przedniej bocznej. 2. Powierzchnia boczna poruszanej kłapy. 3. Tylny kant wewnątrz przodu filara (aby umożliwić spuszczenie kłapy). 4. Wnęka na ok. 1,5 m wysokości. 5. Wózki toczne.

Obliczenia cieplne

1. Ogrzewanie periodyczne

Ilość ciepła przechodzącego przez 1 m² części przylegających przy uwalnianiu ich od lodu grubości 10 mm określamy w następujący sposób. Ciężar lodu przy grubości 10 mm i powierzchni 1 m²:

$$q = 10 \cdot 0,916 = 9,16 \text{ kg}$$

gdzie 0,916 — ciężar właściwy lodu.

Ilość ciepła potrzebna dla stopienia 1 kg lodu:

$$Q = \varphi (t_1 + t_2) + \rho$$

gdzie φ — pojemność cieplna (ciepła) lodu równa 0,48 Kalorii (Cal),

ρ — ciepło utajone lodu równe 80 kalorii (cal/gr),

t_1 — temperatura topnienia w °C,

t_2 — temperatura lodu, równa temperaturze otaczającej.

Jeśli część ciepła przechodzi na masyw betonowy, w którym zamocowane są części przylegające, to współczynnik sprawności ogrzewania przyjmuje się równy $\eta = 0,5$. Wtedy całkowita ilość ciepła konieczna dla ogrzania części zakładanych będzie:

$$Q_p = \frac{9,16 \cdot F \cdot Q}{\eta} \text{ Kalorii (Cal),}$$

gdzie: F — powierzchnia ogrzewanych części zakładanych w m².

Przy temperaturze otaczającej równej 30°C, ilość ciepła na 1 m² części zakładanych równa się około 2 Cal/m².

2. Ogrzewanie ciągłe

Ogrzewanie ciągłe tak obliczamy, żeby nie dopuścić w ogóle do tworzenia się lodu na częściach zakładanych. Może być zastosowane przy dwóch położeniach uszczelnienia zasuwy:

1) Uszczelnienie zasuwy znajduje się po stronie dolnego stanowiska. W tym przypadku współczynnik oddania ciepła wodzie przez metal:

$\alpha \approx 200 \text{ Cal/m}^2 \text{ godz. stopień}$ przy $t_1 - t_2 = 10^\circ\text{C}$, wtedy konieczna ilość ciepła określa się formułą:

$$Q_n = \alpha F (t_1 - t_2) \frac{1}{\eta} \text{ Cal}$$

gdzie: F — powierzchnia ogrzewanych przylegających części,

η — współczynnik sprawności t_1 i t_2

t_1 i t_2 — temperatura ogrzewania powierzchni części przylegających w temperaturze przechłodzonej wody ($t_1 = 0,2 - 0,5^\circ\text{C}$, $t_2 = -0,06 - 0,08^\circ\text{C}$).

2) Uszczelnienie zasuwy znajduje się od strony górnego stanowiska, wobec czego części przylegające znajdują się w powietrzu i opłukiwane są wodą przesączającą się przez uszczelnienie. Współczynnik oddania ciepła powietrzu przez metal będzie:

$$\alpha_p = 6,47 \cdot v^{0,75} \text{ Cal/m}^2 \text{ godz. stopień,}$$

gdzie v — chyżość poruszania się powietrza w m/sek, zwykle przyjmowana 5 m/sek, wtedy $\alpha_p = 22,6 \text{ Cal/m}^2 \text{ godz. stopień}$.

Dalsze obliczenie przeprowadza się wg formuły:

$$Q = \alpha_p \cdot F (t_1 - t_2) \frac{1}{\eta};$$

gdzie t_2 — min. temperatura powietrza.

Ponieważ oddanie ciepła przez powietrze o temperaturze 30°C jest gorszym przypadkiem niż oddanie ciepła przechłodzonej wodzie o temperaturze $-0,08^\circ\text{C}$, przeto oddania ciepła wodzie, przeciekającej przez uszczelnienie, nie uwzględniamy.

LITERATURA

- „Bautechnik“ 1940 r.
- „Wasserbau“ Hentze
- „Płaskie stalowe zatwory gidrotechniczne so-
- orujenij“ Berezinskij, 1951 r.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

TYMCZASOWE WYTYCZNE BADANIA GRUNTÓW I OSZCZĘDNEGO PRZYGOTOWANIA FUNDAMENTÓW

W numerze 1 z 1952 r. nowopowstałego czasopisma technicznego „Budownictwo Przemysłowe” został zamieszczony pod powyższym tytułem artykuł inż. Z. Wiłuna i inż. Z. Kowalewskiego. Artykuł ten zasługuje na uwagę czytelników „Gospodarki Wodnej” z różnych względów, a przede wszystkim dlatego, że budownictwo wodne w jak najszerzej skali opiera się na badaniach geologicznych i hydrogeologicznych. Tymczasem już od dłuższego czasu daje się odczuwać brak ustalenia warunków, jakim powinny one odpowiadać w zakresie potrzeb budownictwa i gospodarki wodnej. Poza tym artykuł jest godny uwagi i dlatego, że wskazuje drogi postępu technicznego i związane z tym możliwości uzyskania oszczędności materiałów budowlanych.

Zarówno wykonawcy wierceń badawczych jak i inwestorzy oraz projektanci znajdą tu olbrzymią ilość cennego materiału instrukcyjnego, który z jednej strony pozwoli na prawidłowe wykonanie wierceń badawczych, z drugiej na właściwe ich wykorzystanie.

Wytyczne podane w artykule określają m. in. zasady wykonywania badań gruntów, sporządzania dokumentacji tych badań oraz oznaczania nośności gruntów i projektowania fundamentów.

Artykuł opracowany został w formie zwięzłej instrukcji i jest podzielony na 10 rozdziałów. Całość została zaopatrzona w tablice zawierające ceny materiału w najbardziej aktualnym zestawieniu.

W pierwszym rozdziale autorzy podają ogólne uwagi odnośnie badania gruntów i sporządzania dokumentacji dla celów fundamentowania, po czym omawiają bliżej badania wstępne i szczegółowe. W dalszych rozdziałach następuje omówienie, z czego powinna się składać dokumentacja szczegółowych badań gruntów. Artykuł zawiera również instrukcje przeprowadzania wierceń, wykonywania dołów próbnych, pobierania próbek, wypełniania dzienników wierceń, obserwacji istniejących budowli w pobliżu miejsca budowy itp. W szczególności autorzy zwracają uwagę na dokładność wykonywanych wierceń, co ma zasadniczy wpływ na wyznaczanie dopuszczalnych obciążeń jednostkowych gruntu i na projektowanie fundamentów oraz konstrukcji budowli. W związku z tym zasługują na uwagę zalecenia podane w punkcie 21 rozdziału VI. Podajemy z nich najważniejsze:

- podczas wiercenia nie wolno dolewać wody do otworu, z wyjątkiem tworzenia się korka w nawodnionych piaskach;
- po wystąpieniu wody w otworze należy przerwać wiercenie; w przypadku ukazania się wody w gruncie spoistym wiercenie należy przerwać po odwierceniu jeszcze około 0,5 m poniżej poziomu, w którym ukazała się woda; w czasie przerwy należy mierzyć poziom wody gruntowej co 15 minut i zapisywać wyniki w dzienniku wierceń; dalsze wiercenia można zacząć dopiero, gdy dwa kolejne pomiary dały różnicę mniejszą niż 3 cm, przy czym w gruntach spoistych stojka nie może trwać krócej niż 8 godzin, o ile utrzymuje się stały dopływ wody;
- po ukończeniu stojki wiercenia w gruntach spoistych można wykonywać po uprzednim zailowaniu otworu lub szczelnym wciśnięciu rury obsadowej i odpompowaniu wody z otworu;
- wiercenia w piaskach nawodnionych należy wykonać utrzymując stale ten poziom wody, na którym ustabilizowała się w czasie stojki (trzeba dolewać wodę do otworu);
- poziomy wody należy mierzyć bezwzględnie każdego dnia przed rozpoczęciem pracy, przed i po przerwie obiadowej oraz po zakończeniu pracy;

Rozdział VII zawiera cenne tablice i wykresy ułatwiające klasyfikację gruntów.

Rozdział VIII traktuje o dopuszczalnych obciążeniach jednostkowych na grunt. W rozdziale tym zamieszczono przejrzystą tablicę dopuszczalnych obcią-

żeń jednostkowych gruntu w zależności od jego rodzaju.

W najgłówniejszej części artykułu, rozdziale dotyczącym projektowania fundamentów, zostały skoncentrowane wytyczne, idące w kierunku uzyskania oszczędności materiałowych.

W rozdziale tym na szczególną uwagę zasługują zalecenia autorów w zakresie drenowania budowli zagłębionych w teren. Stanowią one bodajże pierwszy materiał w zakresie odwodnień budowli, jaki się pojawił dotychczas w periodykach technicznych.

Autorzy tak ujmują zagadnienie odwodnienia budowli. „Należy unikać projektowania głębokich pomieszczeń podziemnych, których posadzka wypada niżej poziomu wody gruntowej, jeżeli nie można zastosować drenażu z grawitacyjnym odprowadzeniem wody. Przy projektowaniu bardziej zagłębionych pomieszczeń w podziemiu budowli należy przeprowadzić analizę warunków gruntowo-wodnych celem wybrania najbardziej odpowiedniego miejsca; należy unikać piaszków nawodnionych, przesuwając głębsze pomieszczenia w miejsca, gdzie zalegają grube warstwy nieprzepuszczalnych glin lub ilów.

Wanny wodoszczelne można stosować jedynie w wyjątkowo uzasadnionych przypadkach (np. gdy wymagana jest bezwzględna suchota pomieszczeń, a zastosowanie drenażu jest albo niemożliwe, albo wymaga kosztownych urządzeń do przepompowywania wody).

Wybranie właściwego typu drenażu powinno być poprzedzone również analizą warunków gruntowo-wodnych, terenu budowy i bliskiego sąsiedztwa. W przypadkach, gdy wykopy dla pomieszczeń podziemnych wykonuje się w gruntach gliniastych, należy przeanalizować możliwość napływu wód zaskórnych po pewnym okresie czasu lub napływu wód przez bardziej przepuszczalne przewarstwienia i spękania gruntów gliniastych oraz możliwości zmiany warunków gruntowo-wodnych po wykonaniu nowych budowli w sąsiedztwie (miejscowe spiętrzenie wód gruntowych); w takich przypadkach zaleca się stosować pod posadzkę warstwę filtracyjną o grubości 10—20 cm z piasku gruboziarnistego, ułożoną na podłożu gliniastym z wyprofilowanymi spadkami; warstwa filtracyjna powinna być połączona poprzez ławy fundamentowe z drenażem opaskowym biegnącym wokół budowli. Zasypkę drenażu opaskowego w wyższych warstwach należy wykonać z piasku średnioziarnistego. Ciągi drenarskie należy układać powyżej poziomu spodu fundamentów.

W przypadku gdy projekt przewiduje zastosowanie drenażu, zaleca się wykonać roboty ziemne poniżej poziomu wody gruntowej po ułożeniu drenażu.

Zastosowanie drenażu nie zwalnia od obowiązku wykonania izolacji poziomej i pionowej.

Materiał dotyczący drenowania budowli wymaga naszym zdaniem omówienia, rozszerzenia i uzupełnienia, a co do niektórych zaleceń — dyskusji.

W ostatnim rozdziale artykułu zostały podane wskazówki dla wykonawców robót fundamentowych.

Całość, to niezwykle cenny materiał, z którym powinni się zapoznać inwestorzy, projektanci, wykonawcy budowli, a także przedsiębiorstwa wiertnicze.

K. P.

„WIADOMOŚCI SŁUŻBY HYDROLOGICZNEJ I METEOROLOGICZNEJ” Tom IV. Zeszyt 1. 1952.

Na treść zeszytu składa się kilka prac z zakresu badania przepływu wód wielkich w dorzeczu Wisły.

Prof. K. Dębski „Metoda fali jednostkowej i jej zastosowanie do prognozy wezbrań”. Autor podaje metodę wyznaczania kształtu fali powodziowej na podstawie posiadanych meldunków o opadach, opartą na pracy Shermana a uzupełnioną przez Mervilla i Apollowa. Metodę tę stosuje do określenia wezbrań na Wiśle w latach 1933 i 1934 dla profilu w Karsach oraz dla wezbrań w latach 1925, 1926 i 1931 w Krakowie.

Praca ta daje dobre podstawy hydrologiczne wyznaczenia przepływu wód katastrofalnych na omawianym odcinku Wisły. Autor również przy pomocy tej metody przeprowadza próbę określenia absolutnego maksimum przepływu dla Wisły w Krakowie (8350 m³/sek.) w naszej epoce geologicznej.

Inż. Otton Faust „Wezbranie z roku 1934 Wisły i jej górskich dopływów (wydanie pośmiertne).

Praca napisana bezpośrednio przed wojną i poprzednio nie publikowana. Obecnie została wydana mimo zaginięcia oryginalnego tekstu, dzięki odnalezieniu rysunków i zestawień wyników. Tekst brakujący został zrekonstruowany przez prof. K. Dębskiego. Praca ta podaje współczynniki spływu dla dopływów karpaccich Wisły na podstawie powodzi w 1934 r., wynoszące od 0,924 dla rzeki Raby w Proszówkach do wartości 0,425 dla Wisły w Sandomierzu. Nadto na treść tej pracy składają się bardzo sumiennie przygotowane wykresy przebiegu stanów wody i krzywe konsumpcyjne dla głównych wodowskazów oraz dwie mapy rozmieszczenia opadów w dniu 17.VII.1934 r. oraz w okresie 14 — 18.VII.1934 r.

Dr Julian Lambor „Największy przepływ Dunajca pod Czorsztynem“.

Autor zbadał na podstawie materiałów hydrologicznych stałość dna w profilu wodowskazowym w Czorsztynie. Nadto wyznaczył przepływy dla maksimum rocznych z szeregu lat oraz przebieg krzywej prawdopodobieństwa. Dokładna analiza rozmieszczenia opadów, obliczone maksima roczne wzorem Dębskiego, z uwzględnieniem czasu spływu wyznaczonego wzorem Spechta, nasuwają myśl autorowi, że powódź 1934 r. nie była największą i że łatwo może pojawić się opad o większym natężeniu i niekorzystniej rozmieszczony, zdolny wytworzyć jeszcze większe wezbranie. Analiza wartości współczynnika w czasie powodzi z dnia 17.VII.1934 r. wykazuje maksimum jego wartości $\alpha = 1,12$; wartość tę obliczoną zupełnie poprawnie mógł osiągnąć współczynnik spływu wskutek największego nasilenia deszczu w ostatnich godzinach poprzedniej doby. Ze wzoru Spechta wyznaczony opad przy spływie 0,9 daje maksymalny przepływ dla Czorsztyna 2483 m³/sek, co odpowiada wodzie zdarzającej się raz na 200 lat, według obliczeń wzorem Dębskiego. Formuła Jacobi'ego daje $Q = 2688$ m³/sek, zaś Izkowskiego $Q_1 = 3387$ m³/sek.; ostatnia wartość odpowiada wodzie tysiącletniej. Autor radzi dla wody tysiącletniej dla Czorsztyna przyjąć ostatecznie $Q = 3323$ m³/sek.

Inż. Mieczysław Langier „Bilans powodzi z lat 1925, 1926, 1931 i 1934 w górnym dorzeczu Wisły“. Praca ta podaje bilans surowy i współczynniki spływu dla głównych wodowskazów na Wiśle po Zawichost włącznie.

Zeszyt „Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej“ podaje szereg prac zezwalających obliczać maksymalne przepływy w dorzeczu górnej Wisły dla urzędów odciażających zbiorniki retencyjne.

J. W.

SKRZYWIENIE KESONU

W czasopiśmie „Inżynieria i Budownictwo“ ukazał się pod powyższym tytułem ciekawy artykuł inż. Tadeusza Ciszewskiego. W pierwszej części artykułu autor opisuje przyczyny powstawania skrzywień i przesunięć opuszczanych kesonów, a następnie podaje kilka sposobów wyprostowywania ich i naprowadzania na projektowane miejsce posadowienia.

Przyczynami powodującymi najczęściej skrzywienia kesonów lub zejścia ich z osi mogą być w ogólnych przypadkach:

- natrafienie przez nóż kesonu na przeszkody w postaci dużych kamieni lub dzwera,
- różnorodny grunt z obu stron kesonu,
- nieumiejętne operowanie ziemią wydobytą z kesonu,
- forsowne osadzanie kesonu,
- a w przypadku kesonów pod filary brzegowe:
- niejednakowe parcie ziemi na poszczególne boczne ściany (większe od strony brzegu).

Siły potrzebne do skrzywienia względnie wyprostowania kesonu nie muszą być duże. Z przytoczonych przez autora danych z doświadczeń inż. Paprotha wynika, że przy opuszczeniu kesonu do głębokości 6 m wystarcza siła 0,75 t na 1 mb obwodu, aby skrzywić keson o kąt 1°, co daje na każdy metr opuszczania kesonu 2 cm różnicy.

Dzieje się tak dlatego, że ciężarowi własnemu kesonu i filara przeciwdziała w mniejszym lub większym stopniu wypór wody względnie powietrza, a także pionowo do góry skierowana siłowa parcia ziemi na ściany boczne filara i kesonu. Im bliższa zera jest wypadkowa tych sił pionowych, tym mniejszej potrzeba siły poziomej do skrzywienia względnie przesunięcia kesonu. W przypadku zrównoważenia się wszystkich sił pionowych, zachowanie właściwego kierunku opuszczania zależy jest tylko od równowagi obustronnych sił parcia ziemi, a więc od poziomu powierzchni gruntu i jego rodzaju z obu stron kesonu i filaru.

Aby zmniejszyć możliwości przesunięcia względnie skrzywienia kesonu, autor zaleca stosowanie pionowych, zewnętrznych ścian kesonu, oraz wysokie nadmurzowanie filara zamiast forsownych osadzeń, przynajmniej jednak, że w praktyce nie zawsze jest to możliwe.

W szczególnym przypadku, jak np. przy filarach brzegowych, gdy z góry można się liczyć z pewnym przesunięciem kesonu, należy odsunąć oś zapuszczania o pewną odległość w stronę brzegu, aby po zaistnieniu przesunięcia keson znalazł się na właściwym miejscu.

Najczęściej trudno jest przewidzieć, czy i gdzie nastąpi przesunięcie albo odchylenie kesonu, jeżeli jednak taki przypadek zaistnieje, to można zastosować następujące sposoby wyprostowania i właściwego ustawienia kesonu:

- 1) zastosowanie pochyłych stempli w komorze roboczej,
- 2) rozparcie opuszczonego kesonu na zewnątrz nad poziomem wody o mocną, nieruchomą oporę,
- 3) stosowanie jednostronnego zasypywania ziemią opuszczonego filara,
- 4) pochyłe opuszczanie przez pochyłe ustawienie kesonu,
- 5) ruchome kierownice (stery kesonowe).

Sposób pierwszy, dający przy pewnej wprawie rezultaty niezawodne, polega na zastosowaniu w komorze kesonu ukośnych stempli, odchylonych góra w kierunku żadanego przesunięcia. Opuszczany keson, naciskając na ziemię za pośrednictwem stempli i podkładek, wywołuje jej reakcję. Pozioma siłowa parcia tej reakcji ziemi powoduje przesunięcie kesonu.

Sposób drugi i trzeci w założeniach swych są do siebie podobne. Opierając keson o zewnętrzną, nieruchomą oporę otrzymujemy duże siły poziome przeciwdziałające odchyleniu kesonu. Sposób ten naraża jednak obawę przewrócenia kesonu, gdyż wysoko położony punkt zaczepienia tych sił poziomych stwarza duże ramię momentu wywracającego, przez co i sam moment wypadka duży. Dlatego też bezpieczniej jest stosować sposób trzeci, polegający na zsypywaniu ziemi wydobytej z kesonu na tę jego stronę, od której keson ma być odsunięty. Siłowa parcia pozioma tej zsypanej ziemi tj. ta siła, która powoduje żądane przesunięcie, jest tu zaczepiona niżej niż w metodzie poprzedniej, a stąd mniejsza obawa wywrócenia i skrócenia. Sposób ten jest prosty i przy zachowaniu ostrożności dający dobre rezultaty.

Czwarty sposób polega na podkopaniu kesonu od tej strony, od której ma być on odsunięty. Wskutek powyższego keson ulega pochyleniu i w tym położeniu jest opuszczany w dół, oddalając się po linii ukośnej od punktu, od którego należało go odsunąć. Po osiągnięciu żadanego poziomu zagłębienia należy podkopać przeciwną stronę kesonu, przez co uzyskuje się jego wyprostowanie. Nachylona podczas opuszczania boczna ściana kesonu działa jak płaszczyna kierująca, na czym z kolei oparta jest metoda ostatnia.

W metodzie tej kierunek opuszczania regulowany jest przy pomocy kierownic wykonanych z blachy grubości 5 mm o wymiarach 1,0 x 1,0 m. Kierownice te znajdują się na zewnątrz kesonu i są przymocowane swymi dolnymi końcami do noża w ten sposób, aby

możliwy był ich obrót. Regulowanie kierunku zapuszczania kesonu uzyskuje się przez nachylenie kierownicy pod odpowiednim kątem. Potrzebny kąt nachylenia uzyskuje się za pomocą śrub lub prętów żelaznych przymocowanych poprzez konsolę do górnej części kierownicy, a wypychanych z komory kesonu.

Powyższe metody, jak podaje autor, mogą być z powodzeniem i bez trudności stosowane w przypadkach, gdy na drodze opuszczanego kesonu i na głębokości, gdzie ciężar filara jest zrównoważony przez siły tarcia gruntu, nie natrafi się na warstwy wielonośne. („Inżynieria i Budownictwo”, nr 8/52)

Inż. Jan Skibiński

TYPIZACJA ŚRODKÓW TECHNICZNYCH TRANSPORTU WODNEGO

Pod tym tytułem zamieszczona w Nr 4/52 „Gospodarki Wodnej” recenzja W. Kwiatużyńskiego o pracy korespondenta Akademii Nauk ZSRR, W. W. Zwonkowa, wywołała dyskusję pomiędzy recenzentem a inż. Potyrałą, kierownikiem Katedry Architektury Okrętu Politechniki Gdańskiej. Inż. Potyrała nadesłał do Redakcji szereg uwag, które podajemy w obszernym streszczeniu. Kwestionuje on podany przez ob. Kwiatużyńskiego stosunek kosztu budowy parowozu do kosztu budowy holownika, w odniesieniu do 1 KM, jako równy 1:40. Zdaniem inż. Potyrały stosunek ten polega niewątpliwie na nieporozumieniu, albowiem w naszych warunkach „koszty te kształtowały się inaczej, mianowicie:

- holownik z napędem przy pomocy śruby okrętowej, z maszyną parową o mocy 400 KM, kosztował około 300.000 zł, a więc koszt jednostkowy wynosił około 750 zł/KM;
- holownik z napędem przy pomocy kół łopatkowych, z maszyną parową o mocy 500 KM, kosztował około 400.000 zł, a więc koszt jednostkowy wynosił około 800 zł/KM;
- holownik z napędem śrubowym przy pomocy silnika Diesla o mocy 400 KM kosztował około 300.000 złotych, a więc koszt jednostkowy wynosił około 750 zł/KM.

Przy mocach większych koszt ten obniżał się nieco i np. przy mocy 1200 KM holownik z napędem motorowym kosztował przeciętnie około 650 — 700 zł/KM.

A teraz pytanie, jak kształtowały się koszty budowy parowozu? Otóż nowoczesny ciężki parowóz, przeznaczony dla pociągów towarowych, kosztował w 1938 r. około 500.000 zł. Moc parowozu jest zmienna i charakteryzuje się ją na ogół uciążliwym i szybkością, rzadko wielkością w KM. Jednakże charakterystykę taką można ustalić dla celów porównawczych, jeśli w ogóle porównanie parowozu z holownikiem może być stosowane. Otóż moc wspomnianego parowozu można przyjąć około 3000 KM, a zatem koszt jednostkowy wynosi około 170 zł/KM.

W ten sposób ustaliliśmy stosunek kosztów holownika rzecznego do parowozu, który mieści się w granicach 4 : 1 — 5 : 1, lecz w żadnym razie nie jako 40 : 1.

Sprawa wcale nie jest jeszcze wyczerpana, bo oto nie wolno zapominać o dalszych okolicznościach, które wspomniany stosunek wydatnie redukuje, a mianowicie: parowóz, oprócz zasobni węglowej i zbiornika wody (tender), nie posiada żadnych dalszych urządzeń, natomiast holownik z reguły wyposażony jest w kosztowne pomieszczenia i urządzenia mieszkalne dla załogi, które dają mu wartość, jakich brak jest parowozowi (zresztą są one mu niepotrzebne).

Uwzględniając fakt, że koszt holownika właśnie z powodu tych urządzeń mieszkalnych wzrasta przeciętnie o około 30%, łatwo wysnuć wniosek, że poprzednio podane stosunki mogłyby być dodatkowo zredukowane do rzędu 3 : 1 — 4 : 1.

Należy poza tym zaznaczyć, że porównywanie jedynie stosunku kosztów budowy parowozu i holownika, a więc 2 organizmów technicznych tak sobie mało podobnych, mimo że spełniają funkcje analogiczne, nie

da właściwego obrazu. Miarodajne mogą być jedynie efekty gospodarcze, jakie daje parowóz i holownik, oczywiście oba w warunkach optymalnych współczesnego rozwoju techniki komunikacyjnej, z jednej strony kolei żelaznych, z drugiej splawnych rzek.

Zagadnienie to jest bardzo złożone i nie da się nasłuchiwać w kilku zdaniach.

Na powyższe uwagi inż. Potyrały nadesłał ob. Kwiatużyński wyjaśnienia, potwierdzające ścisłość podanych w recenzji liczb, mianowicie odnośny ustęp pracy W. W. Zwonkowa (str. 142) brzmi:

„W dziedzinie floty transportowej należy zwrócić uwagę na wysoki koszt budowy holowników w porównaniu z taborem kolejowym. W 1941 r. koszt holownika parowego o mocy 300 KM był 3-krotnie wyższy, niż koszt parowozu towarowego serii FD. Jeżeli porównać koszty budowy przypadające na 1 KM, to różnica wzrasta do 40-krotnej na niekorzyść holownika.”

Chcąc upewnić się jeszcze, czy zagadnienia tego Zwonkowi nie omawia w innej ze swych prac, ob. Kwiatużyński sięga do jego podstawowej pracy „Kompleksowa typizacja środków technicznych wewnętrznego transportu wodnego” (wyd. 1948 r.).

„Jeżeli porównać koszty budowy przypadające na 1 KM, to holownik będzie kosztować drożej od parowozu mniej więcej 40 razy.”

Ustalenie absolutnych kosztów budowy holownika w ZSRR na podstawie danych z literatury jest bardzo trudne. Jedyną wzmiankę w tym względzie znalazł recenzent w pracy Breżniewa i Strachowa „Nowe typy holowników motorowych 3D6” (wyd. 1950). Określa się tam koszt budowy holownika parowego kołowca o mocy 200 KM na 1.250.000 rubli.

Na zakończenie swych uwag ob. Kwiatużyński, „zostawiając na uboczu zagadnienie czy prof. Zwonkowi miał czy też nie miał racji ustalając we wskazany wyżej sposób stosunek kosztów budowy holownika i parowozu na 1 KM, uważa za zupełnie nieprawdopodobne, aby ktokolwiek z faktu, że holownik kosztuje drożej od parowozu, mógł wyprowadzać wniosek, iż należy zamiechać rozbudowy żeglugi śródlądowej. Jest przecież rzeczą powszechnie znaną, że transport wodny — to transport najtańszy. Koszt holowania jest tylko częścią składową kosztu przewozu, a oprócz tego dla ustalenia jak na koszt holowania wpływa sam koszt budowy holownika, należy brać pod uwagę nie tylko absolutny koszt budowy, ale też i czasokres używalności holownika oraz koszty jego eksploatacji na jednostkę usług. Jest przecież rzeczą powszechnie znaną, że 1 KM mocy w transporcie wodnym wykorzystany jest znacznie efektywniej niż np. w transporcie kolejowym. Budowa holownika kosztuje na 1 KM mocy drożej niż budowa parowozu, natomiast budowa barki kosztuje na 1 tonę ładowności taniej niż budowa wagonu towarowego. Efekt ekonomiczny transportu kolejowego i wodnego porównuje się biorąc całkowite koszty na jednostkę usług przewozu (t/km), a nie tylko koszty budowy poszczególnych środków technicznych tego czy innego transportu.

Powyższego stanowiska ob. Kwiatużyńskiego nie podziela inż. Potyrała (dalsze uwagi nadesłane do Redakcji), ponieważ kilka zdań wyjętych z pracy W. W. Zwonkowa, są — zdaniem Jego — jakimś dziwnym nieporozumieniem i niewątpliwie nie obrazują rzeczywistego stosunku kosztów budowy holowników rzecznych i parowozów, jak to zostało udowodnione na wstępie. Inż. Potyrała swoje stanowisko wyraża w sposób następujący:

„Nie mogę zgodzić się ze zdaniem Recenzenta.

— „Uważam za zupełnie nieprawdopodobne, aby ktokolwiek z faktu, że holownik kosztuje drożej od parowozu, mógł wyprowadzać wniosek, że należy zamiechać rozbudowy żeglugi śródlądowej.”

Jest to bowiem w moim rozumieniu — jedynie nieprzekonywujący ogólnik. Przytaczanie takiej dysproporcji — jak 40 : 1 w kosztach budowy holownika i parowozu powodować będzie niewątpliwie refleksje daleko idące nawet u czytelnika, który docenia istotne wartości żeglugi śródlądowej, a cóż mówić o czytelniku mniej uświadomionym.

Sprawy wcale nie ułatwiają dwa inne zdania Recenzenta, a mianowicie:

— „Jest przecież rzeczą powszechnie znaną, że transport wodny, to transport najtańszy“.

— „Jest przecież rzeczą powszechnie znaną, że 1 KM mocy w transporcie wodnym wykorzystywany jest znacznie efektywniej niż np. w transporcie kolejowym“.

Są to bowiem również ogólniki. Fakt, że transport wodny jest tańszy, wcale nie jest taki oczywisty i tak powszechnie znany jak to twierdzi Recenzent. Nie jest również bezspornym, że moc napędu w transporcie wodnym jest wykorzystywana znacznie efektywniej aniżeli w transporcie kolejowym. Recenzent upraszcza sprawę, czego — w imię pełnego uświadomienia sobie spraw naszej żeglugi śródlądowej — stosować nie należy.

Redakcja zamyka na tym na razie dyskusję, zastrzegając sobie powrót do tej sprawy po otrzymaniu dalszych uwag interesujących się tym zagadnieniem Czytelników.

O MIEJSCU WYPUSZCZANIA ŚCIEKÓW DO RZEKI

Zagadnienie to porusza S. A. Niesmiejjanow z Instytutu Higieny Ogólnej i Komunalnej (Akad. Nauk. Med. ZSRR) w „Gigienie i Sanitarii“, zaznaczając na wstępie, iż z sanitarnego punktu widzenia nie jest obojętne, gdzie będzie umieszczony wylot kanalizacyjny w odborniku — bezpośrednio przy brzegu, czy w pewnej od niego odległości.

Ścieki wpuszczone do rzeki tuż przy brzegu, prawie niezależnie od ich ilości i wielkości odbornika, ciągną się przy brzegu pasem na długości kilometrów, a nawet dziesiątków kilometrów, ulegając bardzo powolnemu rozcieńczeniu wodą rzeczną. Przy tym nie należy zapominać, że pas przybrzeżny rzeki stanowi miejsce kontaktu ludności z rzeką. Zanieczyszczona strefa przybrzeżna rzeki utrudnia dostęp czystej wody rzecznej, stanowiąc przegrodę między brzegiem i nurtem rzeki i jest przyczyną antysanitarnego stanu brzegu. Dlatego dla ochrony brzegu przed zanieczyszczeniem ściekami, zwłaszcza nieoczyszczonymi, należy miejsce wprowadzenia ścieków do rzeki umieszczać w pewnej odległości od brzegu. Ścieki wpuszczone w nurt rzeki podlegają szybszemu rozcieńczeniu i szybszemu oczyszczeniu w następstwie procesów oczyszczających zachodzących w rzece, nie stwarzając antysanitarnych warunków przybrzeżnych.

Odległość od brzegu wylotów kanalizacji zależna jest od następujących czynników:

- ilości spuszcanych ścieków,
- prędkości przepływu wody w rzece,
- przekroju rzeki,
- wielkości przepływu wody w rzece,
- głębokości umieszczenia wylotu pod powierzchnią zwierciadła wody,
- stopnia rozcieńczenia ścieków wodą rzeczną, który winien być osiągnięty przy brzegu.

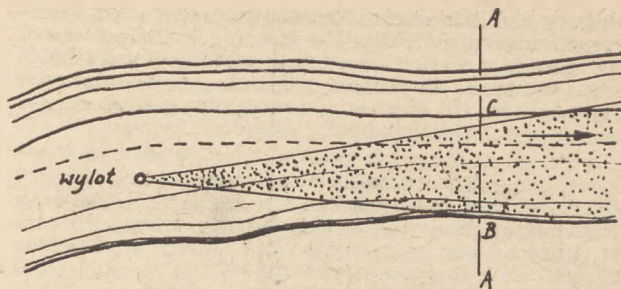
Z interesującego nas punktu widzenia należy zwrócić uwagę na dwa rodzaje ścieków:

1. Ścieki o ciężarze właściwym większym od ciężaru właściwego wody rzecznej będą opadały na dno rzeki z tendencją spływania ku miejscom głębszym, a więc w nurt rzeki, nie zagrażając zanieczyszczeniem brzegów.

2. Ścieki o ciężarze właściwym mniejszym od ciężaru właściwego wody w rzece będą wypływały na powierzchnię rzeki i rozprzestrzeniały się po jej powierzchni, zagrażając zanieczyszczeniem brzegów.

Ścieki lżejsze od wody rzecznej wypuszczone do rzeki na pewnej głębokości będą podnosiły się w górę i rozprzestrzeniały się łącznie z płynącą wodą, z szybkością zależną od prędkości przepływu wody w rzece.

Schematycznie w planie strefa rozprzestrzeniania się ścieków w rzece będzie wyglądała jak klin z wierzchołkiem w punkcie wylotu ścieków (rys. 1). Ścieki osiągną brzeg w przekroju A—A. Zmieszane z wodą rzeczną ścieki przechodząc przez przekrój A—A, między punktami B i C, są już w pewnym stopniu rozcieńczone.



Rys. 1

Na rys. 2 pokazano przekrój A—A.

Powierzchnia przekroju zanieczyszczona ściekami będzie równa powierzchni trójkąta BCD:

$$\frac{h \cdot l}{2} \cdot 2 = h \cdot l$$

Przepływ przez przekrój trójkąta BCD wyniesie:

$$h \cdot l \cdot v$$

gdzie:

- l — odległość wylotu od brzegu,
- h — głębokość umieszczenia wylotu pod powierzchnią zwierciadła wody,
- v — średnia prędkość wody w przekroju.

Stąd rozcieńczenie ścieków wodą rzeczną w przekroju A — A otrzymamy równe:

$$n = \frac{q}{h \cdot l \cdot v}$$

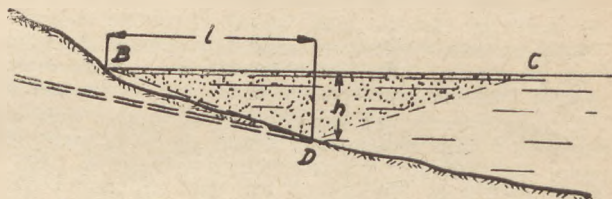
gdzie: n — stopień rozcieńczenia ścieków,

q — ilość spuszcanych ścieków,

l, n, v — jak wyżej.

Rozwiązując powyższe równanie w stosunku do l , otrzymamy konieczną odległość od brzegu wylotu kanalizacji do rzeki

$$l = \frac{q}{h \cdot v \cdot n}$$



Rys. 2

Dla rozwiązania równania konieczne jest określenie stopnia rozcieńczenia ścieków w pasie przybrzeżnym. Za wystarczające rozcieńczenie ścieków miejscowych można przyjąć stosunek ilości ścieków do ilości wody rzecznej w granicach 1:500 — 1:1000; dla ścieków z łaźni 1:200 — 1:300; dla ścieków z pralni 1:500 — 1:1000. Dla ścieków przemysłowych stopień rozcieńczenia należy określić drogą badań laboratoryjnych. W przeważającej większości przypadków wystarczające będzie rozcieńczenie ścieków przemysłowych w stosunku 1:500 — 1:1000.

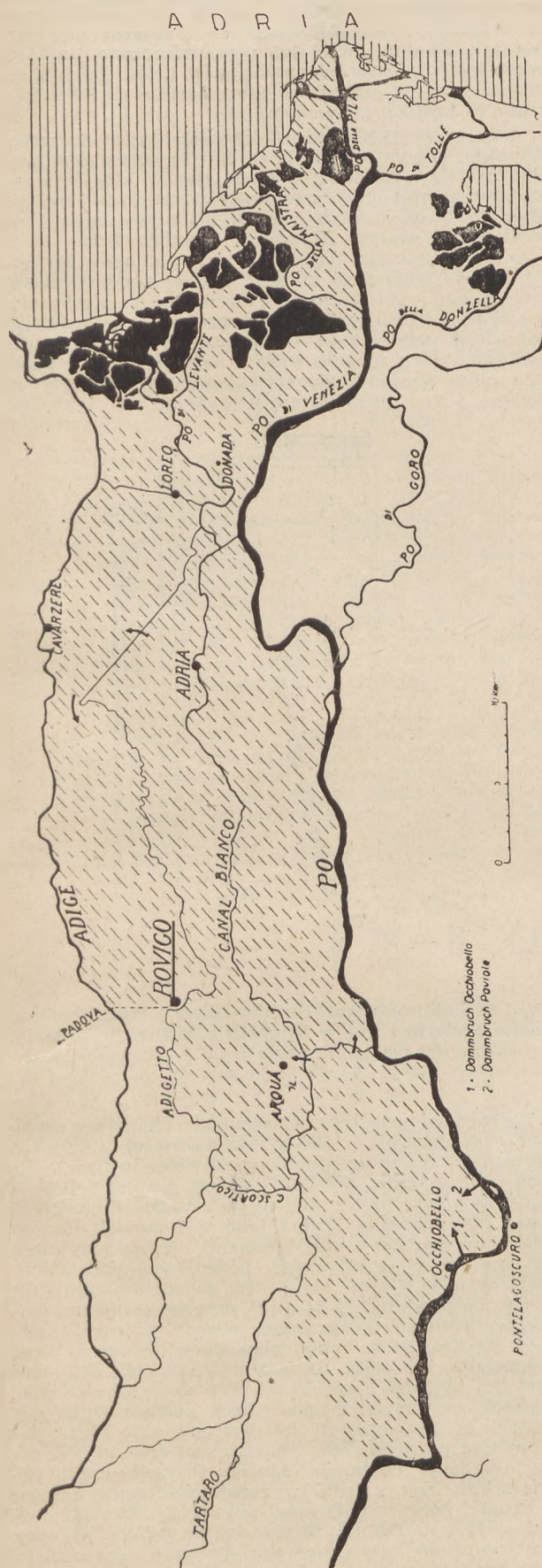
(„Gigiena i Sanitaria“, nr 11/1951)

Inż. Alfred Kępiński

POWÓDŹ W DOLINIE PO W LISTOPADZIE 1951 R.

Rzeka Po wypływa z pñ. wsch. strony alpejskiej grupy Monviso i wpadając do Adriatyku biegnie mniej więcej wzdłuż 45 równoleżnika. Odległość od źródła do ujścia w linii prostej wynosi 420 km, a wzdłuż nurtu 672 km. Powierzchnia dorzecza osiąga 74 970 km². W celu zabezpieczenia doliny od powodzi istnieją dwustronne wały na długości 400 km licząc od ujścia. Spadek rzeki w środkowym biegu wynosi od 1 do 0,5‰ zmniejszając się do 0,3 — 0,2‰, a między

Ostiglia i Pontelagoscuro nawet do 0,09 — 0,075‰. Odcinek rzeki w odległości 50 km przed ujściem posiada spadek mniejszy od 0,01‰. Powierzchnia delty wynosi 400 km². Rzeka przed ujściem do Adriatyku rozwidla się na 14 ramion, z których 5 największych



Rys. 1. Plan sytuacyjny doliny rzeki Po.

oznaczono na szkicu. Za właściwe ujście rzeki Po przyjmuje się odnogę Po de Venezia, którą spływa od 24 do 63% całości odpływu. Średni opad w dorzeczu przewyższa 700 mm, a w rejonach górskich osiąga nawet 2000 mm rocznie. Wielkie wody występują normalnie dwa razy do roku: wiosną i jesienią; zwykle wyższe są wody jesienne. Rzeka jest zasilana przez dopływy z Alp i Apenin; dopływy alimentowane roztopami z lodowców alpejskich obfitują bardziej w wodę i są zwykle przyczyną nieprzewidzianych powodzi.

Średni przepływ w profilu wodowskazowym Pontelagoscuro wynosi 1570 m³/sek. (1893), a maksymalny 8900 m³/sek. (1917).

W drugiej dekadzie listopada 1945 r. całą dolinę Po nawiedziła dość długo trwająca obfita ulewa. W okresie od 7 do 12.XI. wysokość opadów w dorzeczu osiągnęła średnio 236 mm. Natężenie opadu w latach ubiegłych osiągnęło wprawdzie większy poziom (418 mm), lecz tym razem deszcze nawalne objęły cały obszar dorzecza, co spowodowało wielką, dotychczas nie notowaną falę powodziową.

Maksymalne przepływy na rzece Po i dopływach w poszczególnych profilach wodowskazowych:

Rzeka i wodowskaz	Dorzecze km ²	Przepływ w listopadzie 1945 r. m ³ /sek.	Największy dotychczasowy przepływ	
			m ³ /sek.	rok
Po — Becca	36770	8790	—	—
Po — Piacenza	42030	12800	11600	1926
Po — Pontelagoscuro	70091	9540	8900	1917
Adda — Lecco	4508	620	1070	1868
Servia — Serravella	605	940	1150	1926
Trebbia — S. Salvatore	631	1630	1150	1926
Tanaro — Montecastello	7895	3200	3000	1935

Fala powodziowa płynęła od Becca do Piacenzy z prędkością 5 km/godz., a od Piacenzy do Cremony 12,5 km/godz. (3,3 m/sek.). Przepływ w dorzeczu 42 030 km² osiągnął 12 800 m³/sek., tj. 304 l/sek. km², gdy największy dotychczas notowany przepływ wynosił 11 600 m³/sek.

Wielka woda spowodowała liczne przerwy w wałach ochronnych, które udawało się likwidować. Katastrofa powstała dopiero po przerwaniu wałów pod Occhiobello i Paviole w dniu 14.XI na lewym brzegu rzeki. Potok, który wdarł się w dolinę, szacowano na 5000 m³/sek. Pierwsze dwa wyłomy nastąpiły w profilu Occhiobello; szerokość pierwszego wynosiła 312 m, a drugiego 204 m. Obydwa wyłomy oddzielała wyspa z resztek wału o długości 50 m. Wały zostały zmyte do podstawy, a nawet niżej od pierwotnego poziomu terenu. W sąsiedztwie przerwy były wymyte zewnętrzne i wewnętrzne skarpy wału do krawędzi korony (szerokość podstawy wału wynosiła 40 m). Wyrwa pod Paviolą miała 160 m szerokości. Wyłomy w wałach udało się zamknąć narzutem z kamieni dopiero po opadnięciu wód.

Katastrofę spowodowały w pierwszym rzędzie wyjątkowo nie sprzyjające warunki meteorologiczne. Teżę tę uzasadnia porównanie wysokości opadów w okresie przedpowodziowym ostatnich trzech większych wzbrań rzeki Po:

Tablica II

Rok	Wysokość opadu mm	Ilość wody opadowej w dorzeczu miln m ³
1917	136	9532
1926	165	11566
1951	236	16541

Nadwyżka 5000 miln. m³, która spłynęła do rzeki wskutek zwiększonego opadu, całkowicie przechyliła szalę wypadków w kierunku katastrofy. Dalszym nie sprzyjającym czynnikiem było wypełnienie przez poprzednie silne opady już przed 7.XI. jezior alpejskich, co spowodowało do zera retencji powierzchniową. Następnie należy przyjąć pod uwagę, że postępujące zamykanie koryta rzeki w ostatnich latach nie było badane, nie jest zatem wyłączone, że ostatnio powstały w korycie pewne progi wytworzone wskutek minimalnego spadku csiadającym rumowiskiem, co mogło przyczynić się do spiętrzenia fali powodziowej.

Wskutek postępującego wylesienia stoków górskich zwiększa się erozja w górnym biegu i rzeka Po prowadzi coraz więcej rumowiska.

Po przerwaniu wałów kanału Bianco powyżej i poniżej mostu kolejowego w Arqua cała zachodnia część doliny między Po i Adigetto znalazła się pod wodą; w tym samym czasie wtargnęły potoki wody na wschód i załaziły miasta Adria Lores a nawet i Cavazere. Odpływ mas wodnych do morza był zahamowany przez wysokie diuny, które rozciągają się wzdłuż wybrzeża a spiętrzona woda przelała się przez nasyp drogowy Rovigo-Padwa. W konsekwencji pod wodą znalazł się obszar 1065 km² (powierzchnia prowincji wynosi 1804 km²), w tym zasiewów i nie zebranych okopowych 900 km² (258 km² pszenicy, 160 km² użytków zielonych i 300 km² buraków, konopi i kukurydzy).

Głębokość przelewającej się przez dolinę wody przewyższała prawie wszędzie 1 m, a średnio wynosiła 3 m, osiągając w niektórych punktach 6,5 m.

Poziom doliny znajduje się mniej więcej na poziomie morza, a nawet na pewnych obszarach jest niższy, dlatego też woda z miejsc bardziej wklęsłych nie mogła spłynąć do morza. Jeszcze w lutym 1952 r. średnia głębokość pozostałej w dolinie wody szacowano na 1,5 m. Do maja woda nie spłynęła z obszaru 300 km². Niziny te odwodniono w lecie systemem mechanicznym.

(„Die Wasserwirtschaft“ nr 8/52)

L. S.

WALKA Z LODEM DENNYM I KRA W ELEKTROWNIACH WODNYCH

Przy projektowaniu siłowni wodnych trudno było dotychczas przewidzieć warunki i sposób tworzenia się lodu dennego i kry oraz określić sposoby walki z nimi, gdyż brakowało ściślejszych danych. W siłowniach wodnych lód denny i kra, chociaż występują na ogół rzadko, lecz stwarzają zupełnie nieprzewidywalne trudności eksploatacyjne.

Jako przykład posłużyć mogą doświadczenia w tej dziedzinie w ZSRR. W jesieni 1940 r. kra zatkała kraty stacji pomp „Jachroma“ w systemie kanału Moskwa i stacja była zmuszona przerwać pracę, a wznowiła ją dopiero po wyjęciu krat z wody i ich oczyszczeniu.

Drugi raz w początku listopada 1946 r. kra zablokowała kraty Iwankowskiej siłowni wodnej, w rezultacie czego obniżyła się znacznie moc turbin. Dopiero na skutek kilkakrotnych mechanicznych uderzeń nagromadzone nawisy kry zostały rozkruszone i siłownia odzyskała swą normalną moc.

Innym razem zauważono obniżenie się mocy turbin tejże siłowni, spowodowane zatknięciem krat lodem; po godzinie moc jednego z zespołów spadła do 38% normalnej mocy, zaś drugiego do 12%.

Następnego dnia nurkowie stwierdzili, że przymarzniała do krat warstwa lodu ma grubość w średniej i górnej części do 1,0 m, oraz bardziej zbitą i twardą warstwę lodu w dolnej części krat do 0,5 m grubości. Kraty zostały zablokowane lodem dennym, który zatkał ok. 10 krat i do niego przylgnęła następnie kra (rys. 1).

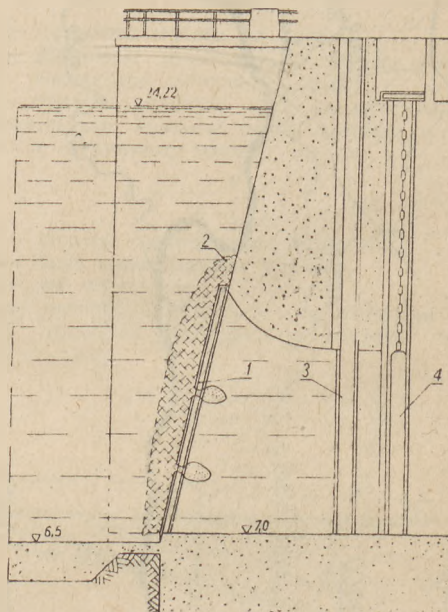
Temperatura powietrza w obu dniach wahała się od -3° do -12°C, jednak na zbiorniku nie było stałej powłoki lodowej.

Z rana dnia 24.XI. przy temperaturze -10° zbiornik przy siłowni wodnej zamarł i formowanie nowych mas kry ustało. Lód przymarznięty do krat jednak utrzymywał się na nich w dalszym ciągu. W nocy z dnia 23 na 24.XI w niektórych stacjach pomp spo-

strzeżono, że zostały zatknięte przez lód filtry rurociągów, zasilających wodą górne łożyska agregatów pompujących. Jest rzeczą charakterystyczną, że tenże lód natychmiast odpadł od rury, gdy tylko przymknięto zawór i przepływ wody w rurociągu zupełnie ustał. W dniach 24 i 25.XI zjawisko to powtarzało się co 2-3 godziny, lecz stopniowo ten czasokres zwiększał się tak, że dnia 26.XI już nie stwierdzono ani jednego wypadku zatkania rurociągów lodem. Natomiast zaobserwowano nieznaczne uformowanie się lodu dennego na kratkach stacji pomp.

Wieczorem 23.XI kra zablokowała kraty Szczerbarkowskiej siłowni wodnej, tak że moc agregatów spadła do 20% normalnej. Jednak, gdy w jednym z zespołów usunięto trzy czterometrowe ogniwa krat, zespół wrócił do normalnej mocy, a lód namarznięty na kratkach pozostałych agregatów odtajał.

O dobę wcześniej lód denny i kra zablokowały kraty Nowo-Twierckiej siłowni wodnej wyjątkowo silnie, pomimo usuwania lodu mechanicznie przez boczne otwory. Uruchomienie agregatów nie udawało się tak długo, dopóki w rezultacie niskich temperatur powietrza (-8°) i ustania wiatru, zbiornik wody i większą część kanału doprowadzającego nie pokryły się lodem, a kra przestała się wytwarzać.



Rys. 1. Zatkanie krat Iwankowskiej siłowni wodnej lodem dennym i kra w listopadzie 1950 r. 1 — kraty, 2 — kra i lód denny na kratkach, 3 — przewodnica zasuw, 4 — opuszczona śluza.

Najbardziej uciążliwy i przewlekły charakter miały lodowe zaburzenia w siłowni Iwankowskiej. Przy projektowaniu nie uwzględniono możliwości tworzenia się lodu dennego przy głębokiej zaporze wodnej i dlatego kraty były wykonane jako niepodnoszone i nieogrzewane. Oczyszczanie krat z lodu wykonywali nurkowie, usuwając lód z krat bosakami i drogą zmywania go wodą przy pomocy węży pożarowych pod ciśnieniem od 6 do 7 atm. Nazajutrz, po oczyszczeniu krat z lodu na powierzchni 5-6 m², agregat został uruchomiony. Jednakże oczyszczone otwory ponownie zatkały się kra, która mimo ciągłego oczyszczania krat gromadziła się dalej na ich powierzchni. Zatkanie krat kra było tak szczelne, że przy zatrzymanych maszynach, zamkniętej i opuszczonej śluzie, różnica poziomów po obu stronach krat dochodziła do 4 m, udaremniając pracę nurków. Następnego dnia przy tymże agregacie nurkowie zdolali oczyścić część powierzchni krat z lodu, w rezultacie czego agregat w drugiej połowie dnia mógł pracować z niedużą mocą (ok. 30% normalnej) w przeciągu 6 godzin. W nocy kontynuowane były prace nurków przy oczyszczaniu krat drugiego agregatu przy zatrzymanej siłowni. Dopiero na drugi dzień rano agregaty siłowni wznowiły

pracę, osiągając początkowo moc tylko 38% normalnej, a po kilku godzinach powróciły do normalnej mocy 100%.

Warunki hydro-meteorologiczne na Wołdze w tym okresie można określić następująco.

W rezultacie ochłodzenia, które rozpoczęło się w końcu września, na Górnej Wołdze już od 1.XI zaczęła się tworzyć jesienna kora lodowa, a w Kalininie między 3 i 7.XI. utworzył się nawet lód stały. Niespodziewane ocieplenie się powietrza od 7.XI spowodowało zupełny zanik lodu na Górnej Wołdze, trwający od 14 do 21.XI. Temperatura wody wynosiła do 10.XI. około $+1^{\circ}\text{C}$, po czym 17.XI. podniosła się do $+2,5^{\circ}$. Na skutek powtórnego ochłodzenia się powietrza, które nastąpiło 17.XI, znowu zaczęła się pojawiać kora i dnia 23.XI stwierdzono następujące objawy na rzece Wołdze:

Miejscowość	Temperatura wody w $^{\circ}\text{C}$	Zjawiska lodowe
Elce	0,0	kasza lodowa
Rżew	- 0,1	kra
Starica	0,0	sryż lodowy
Kalinin	0,0	kra
Uglicz	+ 1,5	—
Szczerbakow	0,0	zamrożone brzegi

Porównując warunki hydro-meteorologiczne na Górnej Wołdze z charakterem zaburzeń lodowych w kanale Moskwa, można stwierdzić co następuje.

Skutkiem ochłodzenia się powierzchniowych warstw wody powstała kora na Górnej Wołdze i w Iwankowskim zbiorniku wodnym. Oprócz tego, długi dwudziestodniowy okres niskich temperatur wody oraz silny wiatr spowodowały ochłodzenie głębinowych warstw zbiornika wodnego, w rezultacie czego powstały okoliczności dogodne dla tworzenia się lodu dennego. Współdziałanie obu tych czynników stworzyło warunki, przy których następuje zatkanie krat siłowni lodem.

Jak wiadomo, jeśli temperatura wody jest wyższa od krytycznej, tj. jeśli woda nie jest przechłodzona, to składniki dennego lodu i kry zupełnie nie mają tendencji do przylegania do krat, przez które mogą swobodnie przechodzić, nie zatrzymując się. Jeśli zaś płynię woda przechłodzona i to o temperaturze rzędu $-0,01^{\circ}\text{C}$, na kratkach zaczynają narastać „lišciaste” ele-

menty dennego lodu, w wyniku czego okazywały się zatykać się w ciągu krótkiego czasu. Jeśli w tym czasie w pobliżu znajduje się także płynąca kora, to gwałtownie przyspiesza się i potęguje proces obmarzania krat, jak to miało właśnie miejsce w rozpatrywanym przypadku zablokowania krat w Iwankowskiej siłowni wodnej.

W Ugliczewskiej siłowni, gdzie temperatura wody była znacznie wyższa, zjawiska kry i dennego lodu nie dostrzeżono.

W Szczerbakowskim zbiorniku wodnym, mającym znacznie większą pojemność, głębsze warstwy widocznie nie były przechłodzone i dlatego kraty siłowni zostały zatkane wyłącznie krą bez lodu dennego.

Zjawiska lodowe w Iwankowskiej siłowni wodnej bardzo podobne są do przypadku zablokowania lodem dennym turbinowych krat Wołchowskiej siłowni wodnej w 1928 r., zmuszonej wtedy do zatrzymania pracy na kilka dni. Namarznięta na kratkach masa lodu dennego ważyła setki ton. Omarznięcie krat było tak silne, że przy próbach ich wyciągnięcia pomocniczym dźwigiem pękały liny; warstwy lodu na kratkach osiągały 1,5 m grubości.

Opisany przypadek zablokowania krat Iwankowskiej siłowni wodnej, obserwowany po raz drugi w 13-letnim okresie eksploatacji i po raz pierwszy w tak silnej formie, świadczy, że zjawisko to przy określonym przebiegu warunków hydro-meteorologicznych może powtórzyć się i w przyszłości.

Można wysunąć dostatecznie umotywowaną hipotezę o zatkaniu krat lodem dennym, ukształtowanym na jej prętach jako rezultat przechłodzenia wody, z jednoczesnym nasileniem zjawiska przylegania kry.

Walka z obmarzaniem krat może być prowadzona dwiema drogami: a) przez zastosowanie specjalnych konstrukcji do ogrzewania krat lub usuwania lodu z krat za pomocą pary, względnie gorącej lub zimnej wody pod ciśnieniem, b) przez budowę konstrukcji, przystosowanej do zupełnego lub częściowego podnoszenia krat.

Biura projektujące siłownie wodne rejonów w klimacie o ostrych zimach i silnym wietrze powinny przewidywać urządzenia ochronne przed zablokowaniem krat lodem dennym i krą.

(Gidrotiechniczeskoe Stroitelstwo, nr 4/1951)

Inż. Harasymowicz

K R O N I K A

ZJAZD NAUKOWY POLSKIEGO T-WA METEOROLOGICZNEGO I HYDROLOGICZNEGO

W dniach 19 i 20 października ub. r. odbył się w Warszawie staraniem Polskiego T-wa Meteorologicznego i Hydrologicznego I Zjazd Naukowy poświęcony zagadnieniom występowania susz w Polsce i ich skutków oraz zmniejszających się zasobów wody na niektórych obszarach Polski. Uroczystego otwarcia dokonał Prezes T-wa prof. Stenz, który w krótkich słowach podkreślił znaczenie i konieczność należytego oświetlenia tematyki Zjazdu i wyraził życzenie, aby posiedzenia i obrady dały zadowalające wyniki.

Wygłoszone zostały następujące referaty:

1. Mgr W. Wiszniewski (PIHM — Warszawa). Klimatologiczna charakterystyka suszy w Polsce w 1951 r.
2. Prof. dr E. Stenz (Uniw. Warsz.). Charakterystyka klimatologiczna przebiegu suszy ze szczególnym uwzględnieniem suszy 1951 r.
3. Prof. dr A. Schmuck (Uniw. Wrocław.). Próba określenia bilansu wilgoci w Polsce w latach 1948 — 1951.
4. Mgr P. Demiańczuk (PIHM — Warszawa). Rozważania dotyczące parowania z terenu zlewni.
5. Prof. dr inż. J. Lambor (PIHM — Warszawa). Stepowienie środkowych obszarów Polski.
6. Prof. dr A. Kosiba (Uniw. Wrocław.). Zmiany wilgotności względnej na Śląsku a bilans wilgoci.
7. Prof. dr A. Szretter (SKKW — Warszawa). Wpływ suszy na przemianę wodną zwierząt rosnących.

8. Prof. dr inż. Rosłowski (A. G. — Kraków). Przebieg parowania i retencji gruntowej w dorzeczu Wisły w latach 1926-27.
9. Dr H. Mitosek (IUNG — Puławy). Zasoby wilgotności gleby w okresie suszy 1951 r. w porównaniu z uwilgotnieniem normalnym.
10. Prof. dr inż. K. Dębski (SGGW — Warszawa). Opracowanie metod przewidywania posuchy.
11. Dr inż. J. Matusiewicz (PKPG — Warszawa). Walka z suszą w świetle nauki radzieckiej.
12. Mgr inż. Z. Mikulski (SGGW — Warszawa). Wyniki dyskusji na temat suszy 1947 roku w Czechosłowacji.

Pierwszy dzień Zjazdu poświęcono na referaty treści klimatologicznej a drugi referatom hydrologicznym.

Mgr Wiszniewski rozpatruje w swym referacie rozkład opadów w poszczególnych miesiącach 1951 r. i porównuje je z układem termicznym. Pozwala to autorowi na zorientowanie się w rozkładzie tych dwu najważniejszych elementów meteorologicznych na obszarze Polski w badanym okresie. Z map odchyłań opadów wynika, iż w większości obszarów miał miejsce niedobór opadów przez cały okres wegetacyjny (IV—X). Najsuchszy miesiąc październik cechowała następująca sytuacja baryczna: nad Europą wschodnią ułożyła się quasistacjonarna wyż, któ-

rego centrum przesunęło się ku wschodowi po mocno powyginanej linii, tworzącej kilka pętli. Wyż ten sprawił, że nad Polskę napłynęły ze wschodu masy powietrzne kontynentalne o małej zawartości pary wodnej, co w rezultacie spowodowało suszę.

W dyskusji nad referatem zarzucano autorowi brak fizycznego oświetlenia sytuacji barycznej w okresie suszy. Ponadto wykazywano, iż w ocenie sytuacji atmosferycznej należało uwzględnić dane z Niemiec i Czechosłowacji.

Pewnego rodzaju rozszerzeniem i uzupełnieniem powyższej pracy był referat prof. Stenzy. Na wstępie referent proponuje ujednolicienie terminu „susza” i stosowanie go na określenie okresu suchego, natomiast stan suchy określa terminem „suchość” w odróżnieniu i analogicznie do wilgotności. Następnie daje krytyczny przegląd metod oznaczania suszy, by wreszcie zaproponować swój wskaźnik suchości, opracowany dla klimatów suchych, podzwrotnikowych, na podstawie którego charakteryzuje zjawisko suszy 1951 r. w Polsce.

Analizując poszczególne miesiące okresu suszy, widać, iż wrzesień miał charakter suchego stepu, zaś październik — pustyni.

Dyskusja podkreśliła konieczność opracowania mapy świata w ujęciu wskaźnika suchości. Z drugiej strony zalecano stosowanie kompleksowej metody radiologicznej w charakterystyce suszy.

Ciekawy referat wygłosił prof. Schmuck. Celem referatu było przedstawienie bilansu wilgoci i jego zmian w latach 1948/51 na terenie Polski. Otrzymane wyniki, przedstawione na mapach, wykazują charakterystyczne rozmieszczenie i przemieszczanie się nadmiaru i niedoboru wilgoci w całym kraju we wspomnianym okresie. Porównując graficznie różnice opadów i wyparowania z wahaniami stanów wody na Odrze, wyciąga autor wniosek, że na tej podstawie oprócz można długoterminową prognozę stanów wody w rzece, co jednak nie zyskało wśród zebranych pełnej aprobaty.

Krótki odczyt mgr Demiańczuka miał na celu wykazanie niesłuszności w dotychczasowym sposobie obliczania parowania z powierzchni zlewni. Dyskusja wykazała jednak nieścisłość rozważań autora.

Obszerny referat dr Lambora cechowało zbytnie rozproszenie stepowania, w wyniku czego nie uzyskano jasnego obrazu problemu stepowania.

Autor w szerokim wstępie dał rys historyczny zagadnienia, analizując m. in. teorię Seiferta o stepowaniu Niemiec, oraz teorię stepowania Wielkopolski w ujęciu Wodniczki, wreszcie przytoczył skutki tegoż w Ameryce, jako wynik gospodarki kapitalistycznej. W dalszym ciągu dokonuje referent analizy przyczyn stepowania i wpływ człowieka na to zjawisko. W zakończeniu podaje wnioski odnośnie ustalenia stanu faktycznego oraz wskazania środków zapobiegawczych.

Prof. Kosiba zreferował temat „Zmiany wilgotności względnej na Śląsku a bilans wilgoci”, gdzie analizuje przyczyny zmniejszającej się wilgotności, a więc i opadów. Przyczyn tych dopatruje się w ekspansji mas podzwrotnikowych ku północy i twierdzi, iż wpływ tejże może sięgać po Sudety i Niż Wielkopolski, gdzie deficyt wilgotności również silnie się zaznacza.

W dyskusji nad referatem stwierdzono pewną niezgodność wniosków Kosiby i Lambora.

Wręcz odrębne w stosunku do ogólnej tematyki zagadnienie przedstawił prof. Szretter, który omówił

reakcję zwierząt na suszę i wpływ tejże na dstrój zwierzęcia. Temat wzbudził duże zainteresowanie wśród uczestników Zjazdu.

Drugi dzień Zjazdu rozpoczęto pracą prof. Rosłonskiego (referował dr Kajetanowicz). Autor, powołując się na nieopublikowaną dotąd pracę prof. Samsonowicza w sprawie geologii niecki warszawskiej, omawia straty retencji w środkowym biegu Wisły. Straty te oblicza na około 200 miln. rocznie, co czyni około 7 m³/s. Wywody te potwierdził prof. Samsonowicz, który w słowach uzupełniających referat podał, iż ubytek ciśnienia artezyjskiego w studniach Pragi wyniósł 5 m za ostatnie 20 lat. Referat wywołał ożywioną dyskusję.

Jednym z najlepiej opracowanych był odczyt dr Mitoska. Autor zanalizował zjawisko suszy na terenie Lubelszczyzny, określił zasoby wilgotności w 1951 r. w porównaniu z uwilgotnieniem w latach poprzednich oraz przedstawił ujemny wpływ suszy na produkcję rolniczą. Liczne i doskonale opracowane wykresy uzupełniały ciekawy i treściwy referat.

Bardzo interesująco wypadł referat prof. Dębskiego, który oświetlił zjawisko suszy ze strony hydrologii. Referent rozpatruje kolejne fazy tego zjawiska i rozróżnia:

- wysychanie gleby,
- wyczerpywanie zasobów wody gruntowej,
- wysychanie wody w ciekach powierzchniowych.

Powolny i regularny przebieg procesów wysychania pozwala na stosunkowo łatwe poddanie zjawiska długoterminowej prognozie hydrologicznej. Metody tej prognozy nie były dotychczas opracowane, a to ze względu na słabe wiadomości o kształtowaniu się bilansu wodnego. Ponieważ ostatnio studia nad bilansem zostały posunięte dość daleko, zatem opracowanie prognozy posuchy, na tle cykli hydrologicznych, stało się możliwe. Autor wykazuje, iż do tego celu potrzebny jest jednak znaczny materiał obserwacyjny elementów meteo- i hydrologicznych.

Po referacie wywiązała się bardzo żywa dyskusja, co świadczy o istocie i wadze tematu.

Ostatnie dwa referaty dr Matuszewicza i mgr Mikulskiego były jedynie uzupełnieniem tematu przez omówienie zagadnienia występowania i zwalczania suszy w Związku Radzieckim i Czechosłowacji.

Dr Matuszewicz omówił tezy systemu kompleksowego walki z suszą, znanego w ZSRR pod nazwą „systemu Wiliamsa—Dokuczajewa—Kostyczewa”. Myślą przewodnią systemu jest przede wszystkim poznanie przyczyn powstania oraz wpływ zjawiska suszy na otaczające środowiska, a następnie opracowanie planowej gospodarki narodowej. Na tym oparty jest sławny „Stalinowski plan przeobrażenia przyrody”. W dalszym ciągu omawia referent zabiegi agrotechniczne przeciwdziałające suszy, oraz szczegółowo zagadnienie regulowania wodnego reżimu gleby, jako że racjonalne gospodarowanie wodą jest najradkalniejszym sposobem walki z posuchą.

Z powyższych rozważań wysunięto kilka wniosków dotyczących konieczności postawienia w Polsce na odpowiednim poziomie badań agrometeorologicznych i hydrologicznych w terenie, powołanie specjalnych laboratoriów oraz przygotowanie odpowiednich kadr.

Mgr Mikulski scharakteryzował pokrótce warunki klimatyczne i hydrologiczne suszy 1947 r. w Czechosłowacji, które to zjawisko wywołało wówczas liczne komentarze i zarzuty pod adresem gospodarki wodnej. Autor podaje wyniki dyskusji przeprowadzonej

na zjeździe hydrotechników poświęconym suszy, gdzie podkreślono, iż najskuteczniejszym środkiem w walce z posuchami i ich skutkami jest jedynie należyte zorganizowana i racjonalnie prowadzona gospodarka wodna w całym kraju.

Po referatach odbyła się dyskusja generalna nad zagadnieniem i uchwalenie wniosków.

Na zakończenie Zjazdu zabrał głos prof. Stenz, stwierdzając, iż duża ilość uczestników, liczne wypowiedzi i ożywiona dyskusja wykazały, że Zjazd PTMiH spełnił swoje zadanie, przyczynił się bowiem do należytego wyjaśnienia zjawiska suszy, ujawnił przyczyny powstawania suszy i wskazał na środki zaradcze w walce z suszą. To wszystko skłania Zarząd Główny T-wa do zorganizowania innych podobnych imprez. W najbliższej zatem przyszłości (wiosna 1953 r.) przewiduje się w Krakowie zwołanie II Zjazdu Naukowego poświęconego zagadnieniom powodzi w Polsce.

Errata do artykułów K. Chomicza w „Gospodarce Wodnej” Zeszyt 8, rok XII

	zamiast	powinno być
str. 289, szpalta prawa, 11 wiersz od dołu:	$H = \frac{20}{(t + 1)^{0.67}}$	$H = \frac{20 \text{ t}}{(t + 1)^{0.67}}$
str. 291, szpalta lewa, 24 wiersz od góry:	$x = 7.0125$	$x \cdot 0.3956 = 7.0125$
str. 291, szpalta prawa, 3 wiersz od dołu:	$A_1 = 1440^{0.5} = 285.0$	$A_1 \cdot 1440^{0.5} = 285.0$
str. 292, szpalta lewa, 2 wiersz od góry:	$A_2 = 2880^{0.5} = 392.5$	$A_2 \cdot 2880^{0.5} = 392.5$
str. 298, szpalta lewa, 12 wiersz od góry:	$\frac{dH}{td} > 0$	$-\frac{dH}{dt} > 0$
str. 298, szpalta prawa, 9 wiersz od góry:	we wzorze na h_L opuszczono pomiędzy wyrazami znak odejmowania (-).	

Zarazem prostuje redakcja na str. 293 pierwszą literę imienia w tytule artykułu, który winien brzmieć:
„Uwagi do artykułów K. Chomicza“

„TERMINARZ TECHNIKA NA ROK 1953“

— to pomoc w codziennej pracy inżyniera i technika!

WYDAWNICTWO NOT

dla następujących branż:

Chemia i Papiernictwo, Budownictwo i Technika Sanitarna, Mechanika,
Elektryka, Drogownictwo, Górnictwo, Leśnictwo i Drzewnictwo,
oraz Przemysł Rolno-Spożywczy

Do nabycia w Oddziałach NOT

Cena zł 13.—

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,

Dr Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI: HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

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

Zam. 926 z dn. 27.X.52 r. Podpisano do druku 15.XII.52 r. Druk ukończono 20.XII.52 r. Nakład 2050
Papier druk. sat. kl. V format A1 60 g Druk. „Prasa Demokratyczna“ W-wa, Śniadeckich 16. 3-B-30503

Warunki prenumeraty czasopism technicznych

Administracja Czasopism Technicznych Naczelnej Organizacji Technicznej, Państwownictwa Komunikacyjne, wprowadzają zatwierdzone przez Biuro Prasy i Informacji

BIBLIOTEKA

W. S. P.

w

Gdańsku

WH 3105/GK-Gd./20

pal...
jace warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1953:

Przy czasopismach „Technik Przemysłu Spożywczego”, „Horyzonty Techniki”, „Włókiennictwo”, „Odzież”, „Gospodarka Ciepła”, „Ochrona Pracy” i „Gospodarka Węglem” ze względu na niskie ceny obowiązujące tylko prenumerata normalna.

Prenumerata normalna

Stosownie do zarządzenia Ministerstwa Poczty i Telegrafów z dnia 18 kwietnia 1952 r. Nr P. C. 243, dotyczący czasowy sposób przyjmowania zgłoszeń na prenumeratę normalną bezpośrednio przez PPK „Ruch” zostaje z dniem 31 grudnia 1952 r. skasowany.

Zgłoszenia na prenumeratę normalną na rok 1953 przyjmują wyłącznie urzędy pocztowe oraz listonosze mieszkający i wiejscy.

Termin zgłaszania prenumeraty normalnej na okres kwartalny, półroczny lub roczny upływa z dniem 13 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

Prenumerata ulgowa

A. Czasopisma naukowo-techniczne.

Z prenumeraty ulgowej czasopism naukowo-technicznych korzystać mogą tylko:

- 1) członkowie stowarzyszeń inżynierów i techników zrzeszonych w NOT oraz członkowie klubów racjonalizacji i techniki przy zamawianiu zbiorowym przez mężów zaufania lub koła zakładowe stowarzyszeń technicznych NOT i oddziałów NOT,
- 2) studenci szkół wyższych przy abonowaniu zbiorowym przez koła naukowe uczelni lub inne stowarzyszenia szkół wyższych.

B. Czasopisma popularnotechniczne

Z prenumeraty ulgowej czasopism popularnotechnicznych korzystać mogą:

- 1) członkowie stowarzyszeń inżynierów i techników zrzeszonych w NOT oraz członkowie klubów racjonalizacji i techniki — przy abonowaniu zbiorowym — w taki sam sposób jak przy zamawianiu czasopism naukowo-technicznych,

L. p.	Nazwa czasopisma	A b o n a m e n t					
		Opłata normalna			Opłata ulgowa		
		roczna	półroczna	kwartalna	roczna	półroczna	kwartalna

1	2	3	4	5	6	7	8
CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE							
1.	Architektura	180,—	90,—	45,—	90,—	45,—	22,50
2.	Budownictwo Przemysł.	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
3.	Gazeta Cukrownicza	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
4.	Gaz, Woda i Techn. Sanit.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
5.	Gospodarka Wodna	90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
6.	Gospodarka Ciepła (Iwumiesięcznik)	27,—	13,50	—	—	—	—
7.	Inżynieria i Budownictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
8.	Materiały Budowlane	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
9.	Odzież	48,—	24,—	12,—	—	—	—
10.	Ochrona Pracy	18,—	24,—	12,—	—	—	—
11.	Poligrafika	36,—	18,—	9,—	1,—	9,—	4,50
12.	Przegląd Budowlany	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
13.	Przegląd Elektrotechn.	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
14.	Przegląd Geodezyjny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	—
15.	Przegląd Mechaniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
16.	Przegląd Papierniczy	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
17.	Przegląd Skórzany	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
18.	Przegląd Spawalnictwa	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
19.	Przemysł Chemiczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
20.	Przegląd Techniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
21.	Przegląd Telekomunik.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
22.	Przemysł Drzewny	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	—
23.	Przemysł Rolny i Społ.	90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
24.	Przemysł Włókienniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
25.	Szkło i Ceramika	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
26.	Technika Lotnicza	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
27.	Technika Motoryzacyjna	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
28.	Cement, Wapno, Gips	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
29.	Drogownictwo	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
30.	Energetyka	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
31.	Hutnictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
32.	Nafta	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
33.	Przegląd Górniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
34.	Przegląd Odlewnictwa	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—

CZASOPISMA POPULARNOTECHNICZNE

35.	Chemik	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
36.	Horyzonty Techniki	36,—	18,—	9,—	—	—	—
37.	Mechanik	108,—	54,—	27,—	36,—	18,—	9,—
38.	Motoryzacja	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
39.	Technik Przemysłu Spożywczego	30,—	15,—	7,50	—	—	—
40.	Gospodarka Węglem	36,—	18,—	—	—	—	—
41.	Wiadomości Elektrotechniczne	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
42.	Wiadomości Telekomunikacyjne	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
43.	Wiadomości Górnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
44.	Wiadomości Hutnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
45.	Włókiennictwo	24,—	12,—	6,—	—	—	—

2) wszyscy pracownicy zatrudnieni w zakładach pracy — przy abonowaniu zbiorowym — przez mężów zaufania lub koła zakładowe stowarzyszeń technicznych NOT,

3) studenci szkół wyższych przy abonowaniu zbiorowym — przez koła naukowe uczelni lub inne stowarzyszenia studentów,

4) uczniowie szkół zawodowych — przy abonowaniu zbiorowym — przez dyrekcję szkoły.

Termin składania zgłoszeń na prenumeratę ulgową na I kwartał 1953 r. upływa z dniem 30 listopada br.

Zgłoszenia na prenumeratę w następnych kwartałach należy składać w okresach:

II kwartał — do 1 marca 1953 r.,

III „ — „ 1 czerwca „

IV „ — „ 1 września „

Zgłoszenia na prenumeratę ulgową przez oddziały wojewódzkie NOT, koła naukowe studentów szkół wyższych oraz dyrekcje szkół zawodowych należy przysyłać do PPK „Ruch”, wpłacając jednocześnie należność do PKO na następujące konta:

dla czasopism poz. od 1 do 8

„ 10 „ 15

„ 18 „ 23

„ 25 „ 27,

poz. 29 i od 38 do 39 oraz poz. 41 i 42

— PPK „Ruch”, Warszawa, Centralna Ekspedycja, ul. Srebrna 12, konto PKO Nr I-14006/110;

dla czasopism wg poz. 9, 16, 17, 24 i 45:

— Oddział PPK „Ruch” w Łodzi, konto PKO Nr VII-9907/110;

dla czasopism wg poz. 28 i od 30 do 35, oraz poz. 40, 43 i 44:

— Oddział PPK „Ruch” — Katowice, konto PKO Nr III-13763/110.