

GOSPO DARKA WODNA

WYŻSZEJ SZKOŁY PRACOWNICZEJ
W GDAŃSKU

H. Georgi... Sopot



Nr 12
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

OD REDAKCJI

Inż. Kazimierz Matul — Gospodarka wodna w rolnictwie i leśnictwie w planie perspektywicznym. Wstępne koncepcje rozwiązań technicznych i ich efektywność gospodarcza	Str. 512
Inż. Stefan Baszyński — O kosztach własnych produkcji energii elektrycznej na tle planu 5-letniego w energetyce wodnej	519
Inż. Włodzisław Bojarski — Z zagadnień ekonomiki budownictwa wodnego w świetle nowych wytycznych PKPG	520
Prof. inż. Wacław Balcerski — Uwagi do art. inż. W. Bojarskiego pt. „Z zagadnień ekonomiki budownictwa wodnego w świetle nowych wytycznych PKPG	523

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Doc. dr Anna Reniger — Wyniki badań materiału unoszonego na Lubelszczyźnie w korycie rzeki Bystrej	525
Inż. Aleksander Żolnierczyk — Zjawiska suffozji w gruntach	530
Inż. Tadeusz Ryncarz — Zakres stosowania próbnych obciążeń gruntów	534
Inż. Armand Żbikowski — Podstawy wymiarowania przekrojów poprzecznych żelbetowych budowli wodnych	537

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Władysław Szklarz i inż. Czesław Płotnicki — Zraszacz IMUZ-SP-1	541
--	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Zbigniew Stalkowski — Stosowanie szalowań powłokowych w budownictwie wodnym	543
--	-----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Mgr Franciszek Gronowski — Warunki prawidłowego działania rozrachunku gospodarczego w żegludze śródlądowej	547
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	549
LISTY DO REDAKCJI	555
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	557

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

- Водное хозяйство в земледелии и лесоводстве в перспективном плане. Предварительные идеи технических решений и их экономическая эффективность.
- По вопросу себестоимости продукции электрической энергии с точки зрения 5-летнего плана в гидроэнергетике.
- По вопросу экономики гидротехнического строительства с точки зрения новых директивных указаний Государственной Комиссии Экономического Плана.
- Примечания к статье инж. Боярского „По вопросу экономики гидротехнического строительства с точки зрения новых директивных указаний Госплана“.
- Результаты исследований уносимого материала в русло реки Быстрой в люблинской области.
- Явления суффозии в почве.
- Сфера применения пробных нагрузок почвы.
- Основы размера поперечных сечений железобетонных гидротехнических сооружений.
- Ороситель ИМУЗ — СП — 1.
- Применение оболочных обшивок в гидротехническом строительстве.
- Условия правильного действия хозяйственного расчёта в речном судоходстве.
- Обзор технической печати.
- Письма в Редакцию.
- Бюллетень Института Мелиораций и Зеленых Угодий.

- L'Aménagement Hydraulique en agriculture et sylviculture dans le plan perspective. Conceptions préliminaires des solutions techniques et leurs effectivité économique
- Sur les coûts de production de l'énergie électrique dans le plan quinquennal en hydro-énergétique
- Problèmes d'économie des constructions hydrauliques au point de vue des nouvelles directives de la Commission d'Etat du Plan Economique
- Remarques sur l'article de l'ingénieur Bojarski, concernant les problèmes d'économie des constructions hydrauliques au point de vue des nouvelles directions de la Commission d'Etat
- Resultats des investigations sur les matériaux du transport fluvial dans le lit de la rivière Bystra dans le district du Lublin
- Phénomène de suffosité dans le sol
- Sphère d'application des charges d'épreuve au sol
- Bases de dimensionnement des sections transversales en béton armé dans les constructions hydrauliques
- Arrangement d'arrosage IMUZ-SP-1
- Application du coffrage à coquille dans les constructions hydrauliques
- Conditions d'une action régulière du règlement économique dans la navigation fluviale
- Revue des publications techniques
- Lettres à la Rédaction
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et Pâturages

- Water Management in agriculture and forestry during perspective scheme. Preliminary conceptions of technical solutions and their economical effects
- On production costs of electric energy in 5-year plan in water power generation
- Economical problems of water engineering constructions from the point of view of the new instructions of the State Economical Scheme Commission
- Remarks to the mr Bojarski article concerning economical problems of water engineering constructions from the point of view of the new State instructions
- Investigation results on the transported materials in the bed of the river Bystra in the district of Lublin
- Phenomena of suffozion in the soil
- Sphere of application of the trial soil loads
- Bases of the cross-section dimensionnement of the reinforced concrete water-engineering constructions
- Sprinkling IMUZ SP-1
- Application of the shell sheeting in the water engineering constructions
- Conditions of the right action of economical settlement in the water inland navigation
- Review of technical publications
- Letters to the Editor
- Bulletin of the Agricultural Meliorations and Grasslands Institute

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65.

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ą C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, GRUDZIEŃ 1956 R.

Nr 12 (121)

Od Redakcji

Szybkość i złożoność toczących się w Polsce przemian polityczno-społeczno-gospodarczych w okresie między VII a VIII Plenum KC PZPR, a nawet rozpoczętych jeszcze wcześniej, nie pozwalają na wyczerpującą ich ocenę, tym bardziej, że po kulminacyjnym punkcie tej polskiej rewolucji październikowej nastąpił okres dalszych przemian, już może powolniejszych, lecz ugruntowujących i precyzujących dążenia narodu polskiego do stworzenia lepszego bytu i do zajęcia przez Polskę właściwej pozycji wśród narodów budujących przyszłość socjalistyczną. Można jednak już obecnie stwierdzić, że jedną z cech wydarzeń ostatnich miesięcy, a, szczególnie w okresie doniosłych dni październikowych było zdzieranie obłudnych zastor z wielu dziedzin naszego życia politycznego i gospodarczego.

Społeczeństwo polskie stanęło wobec prawdy o niemal katastrofalnym stanie różnych działów naszej gospodarki narodowej, w której uzdrowieniu technika — w powiązaniu z ekonomiką — odgrywa, jak wiadomo, dużą rolę. Każdą więc gałąź techniki w przemyśle czy rolnictwie — w tych dwóch podstawowych działach gospodarki narodowej — czekają nowe i trudne zadania — przeprowadzenia głębokiej i szczegółowej analizy okresu ubiegłego, ustalenia programu działania na bliższą i dalszą przyszłość oraz ustalenia metod i środków, jakie należy zastosować w danej gałęzi techniki, aby sprostać w jak najszybszy i jak najekonomiczniejszy sposób czekającym zadaniom.

*

Różniczne zagadnienia wchodzące w zakres pojęcia „gospodarka wodna” podlegały w ciągu ostatnich lat, szczególnie w okresie planu 6-letniego, różnym nasileniom i wahaniom. Gospodarka wodna, jako drobna jedynie część planu rozwoju gospodarczego w latach 1950 — 1955, zdołała żywotowo, aczkolwiek w sposób nie przemyślany, wprowadzić do tego planu szereg poważnych inwestycji, z których nie wszystkie, niestety, zostały zrealizowane. Stwierdzenie tego faktu, podawane w ostrożnej formie, można i należy dzisiaj wyrazić bardziej otwarcie: plan 6-letni w zakresie gospodarki wodnej nie został wykonany. Spośród wielu przyczyn takiego stanu rzeczy nie można nie przypomnieć faktu, że przecież Sejm w dniu 21.VII.1950 r. uchwalił ustawę o planie sześciolletnim bez dyskusji i głębokiego wnikięcia w podstawowe założenia planu; wykazał raczej pełne zaufanie do autorów tego dzieła i przedstawionemu planowi zatwierdził. Kiedy zaś zaszła konieczność poddania rewizji podstawowych założeń sześciolatki, kiedy okazało się np., że zaplanowanego stopnia rozwoju rolnictwa nie osiągniemy — rewizji tego planu dokonano niemal w tajemnicy, bez udziału Sejmu.

Obecnie uchwalone przez Sejm Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej wytyczne do planu rozwoju gospodarczego na okres lat 1957 — 1960 zawierają również szereg pozycji inwestycyjnych w zakresie gospodarki wodnej. Jakże jednak te inwestycje odbiegają od głoszonego przed kilku laty programu Frontu Narodowego na lata 1956 — 1960: „Podjęte zostaną wielkie budowy, które zmienią zasadniczo warunki rozwoju całych obszarów naszego kraju. Rozpoczniemy budowę wielkich zapór wodnych i kanałów żeglownych, wielkich elektrowni na Wiśle i Bugu, które umożliwią zelektryfikowanie zacofanych połaci kraju. Wykorzystanie naszych zasobów wodnych do melioracji łąk i pastwisk oraz nawodnienie gruntów ornych pozwoli na znaczny wzrost urodzajów i rozwój hodowli. Wielkie budowle socjalizmu staną się podstawą techniczną szybkiego rozwoju i przebudowy rolnictwa. Wzrosną ogromnie możliwości rozwoju materialnego i kulturalnego wsi polskiej”. Przyczyny słabego postępu inwestycyjnego w gospodarce wodnej w okresie minionego sześciolatka, jak i niedostateczny zakres planowanych inwestycji na najbliższe lata tkwią w pierwszym rzędzie w trudnej sytuacji gospodarczej kraju, w niskim dochodzie narodowym. Jednak, pamiętając o ogólnych trudnościach gospodarczych, musimy podkreślić fakt, że inwestycje z zakresu gospodarki wodnej przynoszą w końcowym efekcie bezsporne korzyści gospodarce, oczywiście przy przestrzeganiu właściwych metod planowania, projektowania i wykonawstwa oraz przy nakładach na inwestycje gospodarki wodnej w najbliższych latach może być przeprowadzone tylko po uprzedniej analizie całości gospodarki narodowej w ubiegłym okresie i przy właściwie wykonanych rachunkach ekonomicznych.

Aby plany inwestycji w zakresie gospodarki wodnej mogły być bardziej realne niż dotychczas i nie podlegały ciągłym zmianom niemal z roku na rok, powinny być ustalane na tle planu perspektywicznego gospodarki wodnej. A więc dyskusje nad planami inwestycji wodnych (przepracowane częściowo na łamach naszego czasopisma) muszą w dalszym ciągu obejmować zarówno okres perspektywy 20 — 30 lat, jak i okresy krótsze — pięcioletnie, cztero-, trzy-, czy też jednoroczne. Uwzględnianie w planowaniu gospodarki wodnej okresów perspektywicznych jest tym bardziej konieczne, że inwestycje wodne pociągają za sobą konieczność przygotowania lub zabezpieczenia — dla ich wykonania znacznych ilości materiałów (np. cementu, stali, drewna) i prefabrykatów, maszyn budowlanych i urządzeń mechanicznych i elektrycznych oraz kadr wykonawczych o odpowiednich kwalifikacjach, jak również konieczność ustalenia przy-
stających form organizacyjnych jednostek eksploatacyjnych.

Dyskusje i wymiana poglądów na łamach „Gospodarki Wodnej” nie mogą, rzecz oczywista, dotyczyć wyłącznie zagadnień planowania inwestycji. Niemniej ważnymi zagadnieniami są: racjonalna organizacja gospodarki wodnej obejmująca nie tylko funkcje administracyjne i inwestycyjne, ale i wykonawstwo, biura projektowe, instytucje naukowo-badawcze itd. Na łamach czasopisma będziemy dążyli do ujawniania prawdy w złożonych zagadnieniach gospodarki wodnej, do wyświetlania zawitych problemów ekonomicznej gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, do propagowania prawdziwie pojętego postępu technicznego. Wierzymy, że autorzy zgromadzeni wokół naszego czasopisma poprą nasze wysiłki, publikując prace i przyczynki z każdej gałęzi gospodarki wodnej i dotyczące każdej fazy działalności w tej dziedzinie techniczno-gospodarczej. W ten sposób powiążemy się jeszcze bardziej z szerokim nurtem, poprzedzającym VIII Plenum i trwającym nadal, nurtem charakteryzującym się szczerym dążeniem do uzdrowienia polskiej gospodarki narodowej, która powinna być oparta na trzeźwym i prawdziwym rachunku ekonomicznym.

Na łamach czasopisma będziemy również podawali więcej wiadomości o tym, co się nowego dzieje w gospodarce wodnej i w budownictwie wodnym w innych krajach europejskich i zamorskich, przede wszystkim w krajach zbliżonych lub podobnych do Polski warunkami geograficznymi, klimatycznymi, gospodarczymi i politycznymi. Przyczynimy się tym samym do szybkiego przekazywania naszym Czytelnikom osiągnięć zagranicznej hydrotechniki, mającej bez wątpienia duży wpływ na podniesienie poziomu technicznego w gospodarce wodnej naszego kraju.

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. KAZIMIERZ MATUL

Gospodarka wodna w rolnictwie i leśnictwie w planie perspektywicznym

WSTĘPNE KONCEPCJE ROZWIĄZAŃ TECHNICZNYCH I ICH EFEKTYWNOŚĆ GOSPODARCZA¹⁾

1. Podstawowe założenia

Jak podano w pierwszej części artykułu, przedmiotem drugiej części będą wytyczne rozwiązań technicznych w zakresie magazynowania i przerzutów wody między zlewiami dla wyrównania wykazanych niedoborów, oraz próba określenia efektywności gospodarczej w różnych warunkach fizjograficznych, wydajności gleby i ilości wody dyspozycyjnej.

Dla sformułowania ogólnych wytycznych rozwiązań technicznych (niezbędnych dla rozwiązań kompleksowych) okazało się konieczne uprzednie opracowanie próbnych koncepcji rozwiązań technicznych oraz ich efektywności gospodarczej. Chociaż brak dostatecznych studiów terenowych i hydrologicznych nie pozwala na dokładne określenie możliwości magazynowania wody i jej przerzutów, to jednak alternatywne rozwiązania w oparciu nawet o szczupłe dane umożliwiają orientację co do wielkości możliwych odchyśleń od przyjętych założeń (w wyniku dokładniejszych studiów) oraz co do konieczności stosowania kosztowniejszych urządzeń technicznych. Rozważania ekonomiczne mają określić granicę kosztów, z jakimi należy się liczyć w przypadku potrzeby stosowania kosztowniejszych rozwiązań.

Opracowane w ten sposób próbne rozwiązania i wytyczne będą stanowić podstawę do dalszych, bardziej szczegółowych prac nad kompleksowym planem gospodarki wodnej, w oparciu o terenową analizę potrzeb wodnych i możliwości ich zaspokojenia.

- W obecnym stadium opracowania chodziło o określenie:
- terenowych możliwości magazynowania koniecznych ilości wody;
 - najdogodniejszej lokalizacji większych zbiorników lub ich grup (w przypadku zbiorników jeziorowych);
 - miejsc poboru wody z większych rzek;
 - rozmiarów przerzutów wody (wielkości i odległości przerzutów);
 - wielkości przyszłościowych przepływów w węzłowych przekrojach głównych rzek (Wisły, Odry, Bugu, Narwi, Warty i Noteci), jakie wystąpią w okresie największego zużycia wody przez rolnictwo i leśnictwo oraz ich stosunku do obecnego absolutnego minimum przepływu w tych przekrojach;
 - podstaw do określenia dodatkowej pojemności zbiorników, koniecznych dla dostosowania uszczuplonych przez rozbiór rolniczy przepływów w rzekach do perspektywicznych potrzeb innych ich użytkowników w przypadkach, gdy wyrównanie tych przepływów do poziomu absolutnego minimum nie jest wystarczające;
 - podstawy dla wyboru najwłaściwszej, z punktu widzenia kompleksowych rozwiązań, koncepcji magazynowania i przerzutów wody dla zaspokojenia potrzeb rolnictwa i leśnictwa;
 - podstaw dla obliczenia kosztów magazynowania i przerzutów, w przeliczeniu na 1 m³ wody oraz na 1 q przyrostu pól siana, jak również przybliżonej opłacalności inwestycji wodno-melioracyjnych na użytkach zielonych w poszczególnych obszarach gospodarki wodnej.

Próbną koncepcję rozwiązań technicznego opracowano w oparciu o podział kraju na obszary gospodarki wodnej: nadmiarowe i niedoborowe z punktu widzenia potrzeb rolnictwa i leśnictwa, po uwzględnieniu możliwości magazynowania wody spoza okresu wegetacyjnego. Granice tych obszarów uwidoczniają rysunki 1 i 2.

Stosownie do metody przyjętej w bilansowaniu potrzeb wodnych rolnictwa i leśnictwa, próbne koncepcje wyrównania niedoborów wody opracowano dla okresu czterech

miesięcy (V, VI, VII, VIII) w roku średniosuchym, w którym niedobory te osiągają swoje maksimum. Podstawowy materiał wyjściowy dla opracowania próbnych koncepcji stanowiły nadmiary i niedobory wody w regionach hydrograficznych. Zgodnie z przyjętymi założeniami, nadmiary reprezentują te ilości wody, jakie, przy uwzględnieniu spływu z własnej zlewni, pozostają w ciekach po zaspokojeniu potrzeb wodnych lasów, gruntów ornych i użytków zielonych w okresie V — VIII, natomiast niedobory przedstawiają ilości wody brakujące dla zaspokojenia tych potrzeb. Oznacza to, że w okęgach niedoborowych, po wyrównaniu braków wody przy pomocy zbiorników lub przerzutów, pozostałyby w ciekach teoretycznie tylko przepływy pochodzące ze zrzutów rolniczych. Jak wyżej podano, ogólna ich objętość w okresie wegetacyjnym będzie zbliżona do objętości odpowiadającej obecnym, średnim z niskich przepływom lub abs. minimalnym w tym okresie, jednak należy uwzględnić, że zrzuty te będą nierównomiernie rozłożone w czasie. Oznacza to, że w okresie intensywnego pobierania z cieków wody do nawodnień może się zdarzać, iż przepływy w ciekach będą spadały poniżej absolutnych minimów, by w okresie nakładających się zrzutów podnieść się nieraz znacznie powyżej średnich małych wód. Amplituda wahań w okęgach niedoborowych będzie zależna przede wszystkim od udziału nawodnień zalewowych, które najmocniej wpływają na wielkość zrzutów i nierównomierność w ich rozłożeniu. Ze względów gospodarczych i biologicznych takie wahania w przepływach, a zwłaszcza obniżanie przepływów poniżej najniższych dotychczas zdarzających się, jest niedopuszczalne, pełne zaś wyrównanie przy pomocy specjalnych zbiorników — trudne i kosztowne. Należy wobec tego przewidzieć również inne środki wpływające na wyrównanie zrzutów, należy do nich odpowiednie rozłożenie w czasie terminów rozpoczynania nawodnień zalewowych na poszczególnych obszarach przez odpowiednie rozłożenie w przestrzeni łąk użytkowanych jako dwu- i trzykośnych, co przy gospodarce planowej można uznać jako realne.

Biorąc to pod uwagę, przyjęto jako pierwsze przybliżenie, że objętość zbiorników niezbędna dla wyrównania zrzutów rolniczych będzie wynosić 25% ich ogólnej objętości. Wynika z tego, że rozwiązania techniczne powinny zapewnić brakujące ilości wody na terenach niedoborowych, w przestrzeni i w czasie: a) do nawodnień użytków zielonych oraz b) do wyrównania zrzutów rolniczych. Teoretycznie niezbędne ilości wody do nawodnienia użytków zielonych, przy uwzględnieniu wyżej podanych założeń, równają się niedoborowi w okęgach deficytowych. Gdyby istniały możliwości pełnego wykorzystania nadmiarów wody z okęgów nadmiarowych, to wówczas w skali krajowej powstałaby potrzeba magazynowania wody tylko w ilości odpowiadającej różnicy niedoborów i nadmiarów wody, która — jak podano w pierwszej części artykułu — wynosi dla roku średniosuchego zaledwie 300 milionów m³. Byłaby to pojemność netto zbiorników, którą przy uwzględnieniu wyrównania zrzutu należałoby powiększyć o wielkość stanowiącą 25% objętości zrzutów, a wynoszącą $0,25 \times 2600 = 650$ milionów m³. W sumie niezbędna pojemność netto zbiorników rolniczych wynosiłaby teoretycznie 950 milionów m³.

Jednak ze względów zarówno technicznych (np. niekorzystne położenie regionu nadmiarowego w stosunku do regionów niedoborowych), jak i ekonomicznych (zbyt wysokie koszty inwestycji), przy opracowywaniu próbnych koncepcji należało uwzględnić, że niecały nadmiar wody w regionach nadmiarowych będzie mógł być wykorzystany. Wobec tego, pojemność użyteczna zbiorników koniecznych dla pokrycia niedoborów wody w rolnictwie musi być znacznie większa od podanej nadwyżki niedoborów nad nadmiarami.

Z rozwiązań podanych w dalszej części, po uwzględnieniu niedoborów wody w poszczególnych regionach hydrogra-

¹⁾ Dalszy ciąg artykułu zamieszczony w nr 8/56 pt. „Gospodarka wodna w rolnictwie i leśnictwie w planie perspektywicznym”

ficznych i analizie realnych możliwości magazynowania i przerzutu wody dla ich pokrycia, wynikają niezbędne pojemności zbiorników netto: dla wariantu pierwszego w wysokości 2773 miln. m³, a dla wariantu drugiego 2382 miln. m³ w miejsce teoretycznych 950 miln. m³ uzyskanych ze zbilansowania nadmiarów i niedoborów oraz wyrównania zrzutów.

Tak więc brakujące ilości wody w regionach hydrograficznych powinny być zapewnione bądź w zbiornikach magazynujących wodę spoza okresu wegetacyjnego z własnej zlewni, bądź też w drodze przerzutów z terenów nadmiarowych. Woda do przerzutów może być na terenach nadmiarowych magazynowana w zbiornikach lub pobierana bezpośrednio z przepływów, albo też częściowo magazynowana i częściowo ujmowana z przepływów. Drogami przerzutu mogą być naturalne ciekł wodne albo sztuczne kanały, bądź też arterie kombinowane.

Omówione wyżej ogólne założenia uwzględniono w opracowanych 2 wariantach próbnych rozwiązań technicznych. Warianty te różnią się w zasadzie tylko tym, że w pierwszym nie uwzględniono wykorzystania dla celów rolniczych proponowanego kanału centralnego, w drugim zaś kanał

ten uwzględniono. Obydwa warianty opracowano w oparciu o obliczone w Biurze Studiów Gospodarki Wodnej PAN materiały bilansowe oraz o możliwości magazynowania i przerzutów wody zaproponowane przez Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych i częściowo uzupełnione w BSGW PAN.

Pojemność zbiorników koniecznych dla zapewnienia pokrycia potrzeb wodnych rolnictwa dobrano w ten sposób, aby przepływ w ciekach naturalnych w okresie największego rolniczego rozbioru wody nie spadał w zasadzie poniżej obecnego absolutnego minimum przepływu. Założenie to zapewnia, że nawet przy największym rozbiroze rolniczym koryta cieków będą jeszcze wypełnione wodą w stopniu dostatecznym dla utrzymania biologicznej i hydrologicznej równowagi w ciekach.

2. Warianty próbnej koncepcji rozwiązań technicznych z określeniem wpływu intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa na odpływy w większych ciekach.

Przyjmując za podstawę podane uwagi i założenia, opracowano dla obu wariantów szkicowe rozwiązania gospodarki wodnej, zaspokajające potrzeby rolnictwa i leśnic-



Rys. 1. Próba koncepcji magazynowania i przerzutów wody dla potrzeb rolnictwa i leśnictwa — bez uwzględnienia wyrównania odpływów nizinowych w rzekach a z wyrównaniem rzutu rolniczego (bez kanału centralnego)

twa w skali krajowej. Wynikające z tych rozwiązań układy i rozmiary inwestycji potrzebnych dla magazynowania i przerzutów wody przedstawiają: rys. 1 (wariant I) i rys. 2 (wariant II). Zbiornice wyniki obliczeń zestawiono w tablicach I i II.

Z przytoczonych tablic I i II wynika, że sumaryczny odpływ o 75% prawdopodobieństwie pojawiania się w okresie V — VIII wynosi ok. 8 km³, a możliwa do wykorzystania część — 6 km³, a więc tylko 75%. W związku z tym, niezbędna minimalna objętość zbiorników rolniczych wynosi: w I wariancie 2773 km³, a w II wariancie — 2382 km³. Najbardziej nadmiarowy jest obszar H (919 miln.m³ w I i 1072 miln.m³ w II wariancie), a najbardziej niedoborowy obszar E (667 miln.m³ w I i 720 miln.m³ w II wariancie). Ponieważ w II wariancie przewidziano przerzut wody kanałem centralnym zamagazynowanej dodatkowo w obszarze H i G, przeto uwzględniono mniejszą pojemność zbiorników w wybitnie deficytowych obszarach E i C (156 i 385 miln. m³ zamiast 209 i 724 miln. m³). Jak wynika z rubryk 7 i 11 tablic, od ogólnej zasady rezerwowania w zbiornikach 25% objętości zrzutu dla ich wyrównania poczyniono odstępstwa, w zależności od zasobności w wodę regionów hydrograficznych. Pojemność zbiorników w rubryce 4 obu tablic nie obejmuje strat

wody, jakie będą miały miejsce w czasie jej magazynowania oraz rozpraszania. Z tego względu należy się liczyć z koniecznością zwiększenia podanej pojemności zbiorników o ok. 20% na pokrycie tych strat, o ile bardziej szczegółowe studia nad gospodarką wodną w poszczególnych zbiornikach nie wykażą, że odpowiednie dodatkowe ilości wody mogą być przez te zbiorniki uzyskane z przyborów wody, zachodzących w okresie wegetacyjnym.

Jednym z wymagań postawionych omawianym próbnym koncepcjom planu gospodarki wodnej w rolnictwie i leśnictwie było, jak wspomniano na wstępie, zachowanie w okresie największych rozborów rolniczych przepływów w ciekach na poziomie obecnych przepływów minimalnych. Dla sprawdzenia w jakim stopniu zabezpieczy spełnienie tego wymagania zaprojektowana w obu wariantach sieć zbiorników retencyjnych oraz przerzuty wody, wykonano orientacyjne przeliczenia dla określenia w 20 węzłowych przekrojach wodowskazowych głównych rzek, przybliżonej wielkości perspektywicznych przepływów w okresie największego zapotrzebowania wody. Na przepływ ten składają się:

— nadmiary zapewnionego w 75% odpływu z własnej zlewni regionów hydrograficznych, odpływające po pokryciu potrzeb rolnictwa i leśnictwa;



Rys. 2. Próba koncepcji magazynowania i przerzutów wody dla potrzeb rolnictwa i leśnictwa — bez uwzględnienia wyrównania odpływów niżówkowych w rzekach a z wyrównaniem rzutu rolniczego (z kanałem centralnym)

TABLICA I. Zasoby i potrzeby wodne oraz nadmiary i niedobory w obszarach gospodarki wodnej (wariant I bez uwzględnienia kanału centralnego).

Obszary gospodar-ki wodnej	Zasoby w miln. m ³				Potrzeby wodne użytków zielonych w miln. m ³			Nadmiary i niedobory wody w miln. m ³		Objętość zrztu rolniczego miln. m ³
	Odpływ po pokryciu potrzeb wodnych pól ornych i lasów w okresie V-VIII	Użyteczna część odpływu do nawodnień lub wyrównania zrztu	Pojemność zbiorników do wykorzystania w obszarze lub poza nim	Dyspozycyjny zasób wody łącznie ze zbiornikami	Dla nawodnień brutto	Dla wyrównania zrztu	Potrzeby łącznie			
								Nadmiary	Niedobory	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	1823	973	100	1073	827	—	827	246	—	275
B	965	823	481	1304	985	81	1066	238	—	356
C	751	707	724	1431	1586	150	1736	—	305	478
D	438	438	448	886	1247	100	1347	—	461	392
E	293	293	209	502	1085	84	1169	—	667	336
F	292	284	80	364	698	55	753	—	389	231
G	624	488	108	596	536	45	580	16	—	185
G ₁	94	94	400	494	133	10	143	351	—	45
H	1252	1100	142	1242	293	30	323	919	—	108
I	1489	748	81	829	844	44	888	—	59	274
Sumy	8021	5948	2773	8721	8233	599	8832	1770	1881	2680
Pobór z dodatkowych niebilansowanych zasobów *)				111				111		
Ogółem	8021	5948	2773	8832	8233	599	8832	1881	1881	2680

*) Jako dodatkowe zasoby przewidziano pobór wody z zalewu wiślanego oraz z grupy jezior: Mazury, Dargejno i Kisajno.

— zrzut rolniczy wyrównany przy pomocy rezerwy w zbiornikach (wynoszącej 25% objętości pełnego zrztu);

— tranzytowe przepływy wody przerzucanej do nawodnień lub wyrównania zrztu.

Otrzymane z tych obliczeń przepływy porównano z obecnymi przepływami minimalnymi, ustalonymi dla tych samych przekrojów wodowskazowych. Wyniki ilustruje zestawienie podane w tablicy III. Z tablicy III widać, że w wariantcie II przyszłościowy przepływ minimalny na odcinku Wisły od ujścia do kanału centralnego (rejon Włocławka) do ujścia do morza wypadł niższy od obecnego minimum. To zmniejszenie przepływów będzie dopuszczalne pod warunkiem pełnego skanalizowania wymienionego odcinka Wisły, co przewiduje plan perspektywiczny gospodarki wodnej. Należy podkreślić, że:

- 1) takie zmniejszone przepływy będą występowały tylko w latach średniosuchych i w okresach maksymalnego zapotrzebowania wody przez rolnictwo i leśnictwo;
- 2) przepływy te zostały obliczone w założeniu jednoczesnego wystąpienia w małym dorzeczu kontrolowanym przez dany wodowskaz przepływów naturalnych, zagwarantowanych w 75%.

Rzecz jasna, że taki przypadek w dorzeczach większych rzek (jak Wisła poniżej Dębina lub Odra poniżej Wrocławia) ma bardzo małe prawdopodobieństwo pojawiania się. Z tego względu należy przewidywać, że w dolnych biegach większych rzek, w czasie największego rozbioru rolniczego, przyszłościowe przepływy będą raczej większe od obliczonych. Nie należy się również obawiać, aby w latach szczególnie suchych nastąpiła dalsza redukcja minimalnych przepływów, gdyż cała zaprojektowana gospodarka wodna na użytkach zielonych została oparta na zasadzie, że pobór wody do nawodnień będzie ograniczony lub nawet zupełnie

przerwany, gdy w danym miesiącu okresu wegetacyjnego pojawią się w ciekach odpływy naturalne, mniejsze od zapewnionych w 75%. W konsekwencji tej zasady, ilość lat, w których będą mogły być pokryte pełne potrzeby użytków zielonych, wyniesie tylko 75% ogólnej ich ilości w wieloleciu.

Gdyby okazało się, że rozpoczęcie intensywnego poboru wody z Wisły do kanału centralnego dla potrzeb rolnictwa wyprzedzi znacznie realizację kanalizacji, to wówczas dla utrzymania przepływu na ujściowym odcinku Wisły przynajmniej na poziomie dotychczasowego minimum konieczne będzie stworzenie dodatkowej retencji zbiornikowej dla pokrycia strat przepływu na Wiśle wywołanych poborem z niej wody do kanału. Ta dodatkowa objętość zbiorników powinna wynosić orientacyjnie:

$(283 \text{ m}^3/\text{sek} - 209 \text{ m}^3/\text{sek}) \cdot 10,45 \text{ miln.sek} = 303 \text{ miln.m}^3$.
W tym przypadku ogólna objętość zbiorników retencyjnych niezbędna tylko dla potrzeb rolnictwa i leśnictwa wyniesie

$2382 + 303 = 2685 \text{ miln.m}^3$ wody dyspozycyjnej.
Dla wariantu I objętość ta wypada po uwzględnieniu zrztu przemysłowego Łodzi (w ilości 104 miln.m³)

$2773 - 104 = 2669 \text{ miln.m}^3$ wody dyspozycyjnej.

Jak widać, objętość potrzebnych dla rolnictwa i leśnictwa zbiorników wypada w zasadzie jednakowa dla obu wariantów koncepcji, należy jednak zaznaczyć, że w wariantcie II, dzięki możliwości dalekich przerzutów wody kanałem centralnym, zbiorniki położone w dorzeczu Wisły po Włocławek mogą być zlokalizowane w dowolnych, najdogodniejszych miejscach tego dorzecza, np. w Karpatach, lub na Bugu (Granne). Będzie to miało duże znaczenie wówczas, gdy zmagazynowanie wody we własnych zlewniach obszarów niepoborowych bez wykorzystania kanału centralnego będzie nieekonomiczne lub technicznie niemożliwe.

TABLICA II. Zasoby i potrzeby wodne oraz nadmiary i niedobory w obszarach gospodarki wodnej (wariant II z uwzględnieniem kanału centralnego)

Obszary gospodar-ki wodnej	Zasoby w miln. m³				Potrzeby wodne użytków zielonych w miln. m³			Nadmiary i niedobory w miln. m³		Objętość zrzutu rolniczego miln. m³
	Odpływ po pokryciu potrzeb wodnych pól-ornych i lasów w okresie V-VIII	Użyteczna część odpływu do nawodnień lub wyrównania zrzutu	Pojemność zbiorników do wykorzysta-nia w obszarze lub poza nim	Dyspozycyjny zasób wody łącznie ze zbiornikami	Dla na-wodnień brutto	Dla wy-równania zrzutu	Potrzeby łącznie			
								Nad-miary	Niedo-bory	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A	1823	964	100	1064	827	—	827	237	—	275
B	965	823	481	1304	985	81	1066	238	—	356
C	751	707	385	1092	1586	150	1736	—	644	478
D	438	438	448	886	1247	100	1347	—	461	392
E	293	293	156	449	1085	84	1169	—	720	336
F	292	292	80	372	698	55	753	—	381	231
G	624	624	108	732	535	45	580	152	—	185
G ₁	14	94	400	494	133	10	143	351	—	45
H	1252	1252	143	1395	293	30	323	1072	—	108
J	1489	748	81	829	844	44	888	—	59	274
Sumy .	8021	6235	2382	8617	8233	599	8832	2050	2265	2680
Pobór z dodatkowych niebilansowanych zasobów *).				215				215		
Ogółem	8021	6235	2382	8832	8233	599	8832	2265	2265	2680

*) Jako dodatkowe zasoby przewidziano pobór wody jak w tabl. I plus zrzut przemysłowy Łodzi.

Rozpatrując zagadnienie zbiorników dla rolnictwa, trzeba zwrócić uwagę, że prócz omawianych dotychczas potrzeb zbiornikowych, niewątpliwie okaże się konieczne przy opracowaniach bardziej szczegółowych uwzględnić jeszcze pewną ilość zbiorników dla regulowania zasobów wody wewnątrz regionów hydrograficznych. Będą to zbiorniki o stosunkowo niewielkich pojemnościach, położone głównie w pobliżu wododziałów i na zboczach dolin (postulat stale wysuwany przez rolników i leśników).

W zakończeniu należy podkreślić, że wszystkie wyniki i wnioski uzyskane z opracowanych 2 próbnych koncepcji magazynowania i przerzutów wody dla potrzeb rolnictwa i leśnictwa trzeba uważać za jedynie orientacyjne. Wymagają one dalszych opracowań na dokładniejszych podkładach mapowych oraz zacieśnienia granic przyjętych przybliżeń w drodze konfrontacji z terenem. Należy to do zadań drugiego etapu prac nad perspektywicznym planem gospodarki wodnej.

3. Efektywność gospodarcza

Dla ustalenia porównywalnych wskaźników ekonomiczno-technicznych konieczne jest analizowanie efektywności inwestycji wodno-melioracyjnych bądź jako integralnej części kompleksowych inwestycji gospodarki wodnej, bądź też jako całokształtu inwestycji w rolnictwie. Odmienność charakteru inwestycji melioracyjnych powoduje konieczność stosowania w obydwu przypadkach różnych kryteriów i metod ekonomicznych.

Dla uzyskania pełnego obrazu efektywności, należałoby obliczenie przeprowadzać dwiema metodami; jednak ze względu na brak wystarczająco pewnych danych ekonomicznych do opracowania analizy na tle stosunków gospodarczych w rolnictwie, posługiwano się w obecnej fazie opracowa-

wania metodą dotychczas stosowaną w budownictwie wodnym i melioracjach, a sprowadzającą się w efekcie końcowym do określania długości okresów akumulacji, jako miernika opłacalności. Licząc się z niedostatecznością tej metody, wprowadzono dodatkowe wskaźniki, które w większym stopniu wiążą zagadnienia gospodarki wodnej z zagadnieniami produkcyjnymi rolnictwa. Wymagania co do dokładności w obecnej fazie opracowania muszą być z konieczności ograniczone do wskaźników umożliwiających porównywanie wyników głównie w wielkościach względnych. Z tego powodu obliczenie efektywności uproszczoną metodą należy uznać za wystarczające dla osiągnięcia zamierzonego celu; sprowadza się ono do porównania określonych dla poszczególnych obszarów gospodarki wodnej w I wariantcie rozwiązań technicznych, kosztów magazynowania i przerzutów 1 m³ wody, kosztów przypadających na 1 q przyrostu plonu użytków zielonych, długości okresów akumulacji oraz nakładów inwestycyjnych na 1 ha użytków zielonych. W następnym etapie planu perspektywicznego zostaną w miarę możliwości rozwinięte powiązania ekonomiczne wodno-melioracyjnej z ekonomiką rolniczą.

Jako podstawę wykonanych dla I wariantu obliczeń przyjęto, ustalone w BSGW PAN w obszarach gospodarki wodnej, użyteczne pojemności zbiorników wodnych dla nawodnień i wyrównania zrzutów oraz niezbędne dla pokrycia niedoborów wody wielkości przerzutów wody z podziałem na grawitacyjne i z pompowaniem.

Do obliczenia kosztów melioracji, magazynowania i przerzutów wody przyjęto następujące założenia:

1. Koszty jednostkowe zbiorników jeziorowych i sztucznych przyjęto w oparciu o szacunkowe dane Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych, wyprowadzając przeciętny koszt na 1 m³ pojemności użytkowej dla po-

TABLICA III

Lp.	Lokalizacja przekrojów wodowskazowych	Przepływ w m ³ /sek.			Źródło danych obecnego minimum przepływu
		perspektywiczny		Obecny minimalny	
		w wariacie I	w wariacie II		
1	Wisła powyżej ujścia Dunajca	51	51	22	Siebauer
2	Wisła w Dęblinie (z Wieprzem)	142	142	91	Siebauer
3	Wisła w Warszawie	109	128	111	Siebauer
4	Wisła powyżej ujścia Bugu	110	128	112	Siebauer
5	Wisła poniżej ujścia do kanału centralnego	220	195	206	Siebauer
6	Wisła w ujściu do morza	238	209	238	Siebauer
7	Narew w Strękowej Górze	14	14	7	krzywa prawdopodob.
8	Narew w ujściu do Bugu	43	43	31	Siebauer
9	Bug w Grannym	45	45	26	Siebauer
10	Bug w ujściu do Wisły	106	106	61	krzywa prawdopodob.
11	Odra we Wrocławiu	33	33	20	Mikulski
12	Odra w Kostrzynie	101	101	71	Mikulski
13	Odra w ujściu do morza	159	159	140	Mikulski
14	Warta w Sieradzu	40	21	6	krzywa prawdopodob.
15	Warta w Koninie	34	56	17	krzywa prawdopodob.
16	Warta w Poznaniu	41	51	23	krzywa prawdopodob.
17	Warta w Skwierzynie	24	24	23	krzywa prawdopodob.
18	Warta w Kostrzynie	51	51	61	Mikulski
19	Noteć w m. Ujście	12	12	4	krzywa prawdopodob.
20	Noteć w Drezdenku	29	29	22	krzywa prawdopodob.

szczególnych obszarów gospodarki wodnej. Nakłady na 1 m³ pojemności użytkowej przyjęte były dla jezior w obszarach B i D do 0,60 zł, dla zbiorników na Bugu — 2,00 zł, Działoszynie, Sulejowie i Chęcinach — 2,50 zł, Na Wiśle i Odrze — 3,00 zł. Tablica IV zawiera średnie ważone koszty magazynowania 1 m³ wody w poszczególnych obszarach.

TABLICA IV zawiera średnie ważone koszty magazynowania 1 m wody w poszczególnych obszarach

Obszar określenie konta	A	B	C	D	E	F	G	G ₁	H	I
Koszt 1 m ³ zbiornika we własnej zlewni zł	—	0,70	2,30	1,70	2,20	1,90	—	1,90	—	3,00
Koszt 1 m ³ zbiornika w obcej zlewni zł	—	—	1,60	0,90	2,70	1,90	2,30	—	—	—

2. Koszty melioracji szczegółowych. Przyjęto, że do 1975 r. będą wykonane następujące inwestycje na użytkach zielonych:

a) melioracje szczegółowe

nawodnienia zalewowe z odwodnieniem

na obszarze 1,50 miln. ha po 8 000 zł — 12 000 miln. zł

nawodnienia uzupełniające

na obszarze 0,50 miln. ha po 3 000 zł — 1 500 miln. zł

nawodnienia podsiąkowe z odwodnieniem

na obszarze 1,85 miln. ha po 4 000 zł — 7 400 miln. zł

razem 3,85 miln. ha po 5 428 zł — 20 900 miln. zł

b) zagospodarowanie pełne 2,00 miln. ha po 2 800 zł — 5 600 miln. zł

nawożenie inwestycyjne 1,85 miln. ha po 760 zł — 1 406 miln. zł

razem 3,85 miln. ha po 1,820 zł 7006 miln. zł

Srednio dla całego kraju 5 428 zł/ha

1) melioracje szczegółowe

2) zagospodarowanie

razem 7 248 zł/ha

3) razem melioracje szczegółowe z zagospodarowaniem

20 900 miln. zł

7 006 „ „

27 906 miln. zł

3. Nakłady inwestycyjne dla przerzutów wody kanałami z sąsiednich obszarów przyjęto w oparciu o szacunkowe dane BPWM:

a) przy doprowadzeniu grawitacyjnym 4 000 — 6 000 zł/ha, przy ilości wody 1 500 do 2 700 m³/ha,

b) przy doprowadzeniu z pompowaniem 5 000 — 7 000 zł/ha.

Stąd: a) nakłady inwestycyjne 1 m³ przerzutów, przy doprowadzeniu grawitacyjnym, wynoszą średnio 2,45 zł/m³, b) nakłady na 1 m³ przerzutów z częściowym pompowaniem średnio 3,00 zł/m³.

4. Okres trwałości inwestycji oraz koszty amortyzacji i eksploatacji przyjęto wg tablicy V:

TABLICA V

Rodzaj inwestycji	Okres trwałość lat	Stopa procentowa	
		amortyzacja + remont kapitalny	eksploatacja pielęgnowanie uż. ziel.
Melioracje szczegółowe z zagospodarowaniem użytków zielonych	30	3,5	5,0
Zbiorniki	30	3,5	0,5
Urządzenia do przerzutów wody	30	3,5	0,5

(W przykładowym obliczeniu kosztów przerzutu przyjęto średnią wysokość pompowania — 25 m i koszt energii elektrycznej — 0,12 zł/kWh).

5. Cenę siana bez kosztu sprzętu (na pniu) przyjęto do kalkulacji w wysokości 70 zł/q.

6. Przy obliczeniu okresu akumulacji przyjęto, że wzrost produkcji rozpocznie się po 3 latach od początku realizacji inwestycji melioracyjnych.

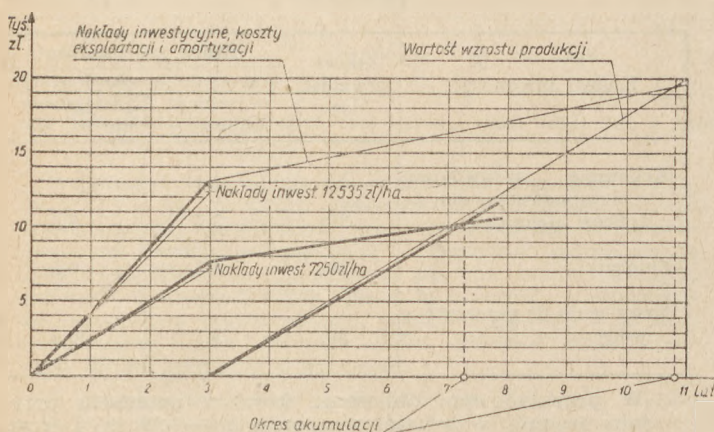
W tablicy VI zestawiono zasadnicze wyniki analizy ekonomicznej, dotyczące nakładów inwestycyjnych, kosztów rocznych melioracji i zagospodarowania oraz koszty 1 m³ wody i 1 q przyrostu plonów. Jak widać z podanych obliczeń, koszt magazynowania 1 m³ wody do nawodnień dla różnych obszarów waha się od 3,3 do 19 gr, koszt przerzutów wody — od 10 do 12 gr. Nakłady inwestycyjne na 1 ha użytków zielonych wynoszą od 7 250 zł dla obszarów A i H obsługiwanych wodą z własnej zlewni do 12 535 zł dla obszaru E, gdzie przerzuty z obcych zlewni stanowią 59,5% całego zapotrzebowania wody, w tym prawie wszystkie z pompowaniem. Wzrost nakładów inwestycyjnych na 1 ha w porównaniu z obszarem A i H wynosi 73%, natomiast koszty na 1 q przyrostu plonu siana wzrastają o 30 — 50%, z 15,2 — 17,7 do 22,05 zł/q. Największy koszt, przypadający na 1 q przyrostu plonów wynosi: 22,85 • 1,00 =

TABLICA VI

Obszar gosp. wodnej	Przyrost płonu q	Nakłady inwestycyjne				Koszty roczne zł/ha	Wartość przyrostu płonu zł/ha	Okres akumulacji lat	Koszty 1 m ³ wody			koszt 1 q przyrostu zł
		Melioracje i zagospod. miln. zł	Magazynowanie wody miln. zł	Przerzuty wody miln. zł	Razem miln. zł				magazynowanie zł	przerzuty zł	razem zł	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	40,5	2796	—	—	2796	615	2830	6—7	—	—	—	15,20
B	34,3	3271	137	180	3588	615	2400	7—8	0,033	0,120	0,153	18,71
C	36,7	4221	1935	662	6818	615	2570	9—10	0,105	0,113	0,218	21,17
D	37,0	3487	1060	952	5499	615	2590	9	0,057	0,105	0,162	20,17
E	35,9	3517	637	1924	6178	615	2510	10—11	0,163	0,119	0,282	22,85
F	33,5	2248	686	887	3821	615	2340	10—11	0,093	0,107	0,200	22,42
G	39,1	2354	230	147	2731	615	2730	7	0,186	0,119	0,305	16,15
G ₁	41,4	634	94	—	728	615	2900	7	0,097	—	0,097	15,85
H	34,7	2667	—	—	2667	615	2430	7	—	—	—	17,70
J	37,0	2747	209	210	3174	615	2590	7—9	0,190	0,097	0,287	17,81
razem	36,0	27942	4988	4970	37900	615	2570	9	0,089	0,112	0,20	18,70

= 32% przyjętej ceny siana. Najkrótszy okres akumulacji (obszar A) wynosi 6 — 7 lat, najdłuższy (obszar E i F) 10 — 11 lat.

Na załączonym rys. 3 przedstawiono graficznie zależność okresu akumulacji od nakładów inwestycyjnych i kosztów eksploatacyjnych dla obszarów H i E. Widać, że nawet w obszarze E — o bardzo wysokim stosunku ilości wody pompowanej z sąsiednich obszarów do wody wykorzystanej z własnej zlewni i przy założonym 3-letnim okresie od rozpoczęcia inwestycji do osiągnięcia pełnej produkcji — inwestycje melioracyjne należą do wysoko opłacalnych.



Rys. 3. Wykres nakładów na melioracje i wzrostu wartości produkcji na 1 ha użytków zielonych

Ogólne, niezbędne nakłady inwestycyjne dla intensyfikacji użytków zielonych wg przyjętych założeń wynoszą dla całej Polski:

na melioracje szczegółowe 27 942 mln. zł — 74%
na magazynowanie i przerzuty wody 9 958 mln. zł — 26%
razem 27 900 mln. zł — 100%

4. Wnioski ogólne oraz wytyczne technicznych rozwiązań

1) Ogromne zadania produkcyjne rolnictwa i leśnictwa, przewidywane w planie perspektywicznym, mogą być zrealizowane jedynie pod warunkiem zapewnienia odpowiedniej sprawności i żyzności gleb, w czym pierwszorzędną rolę odgrywa racjonalna gospodarka wodna; wynika to z roli wody jako niezastąpionego surowca i czynnika biologicznego w procesie tworzenia substancji organicznej. Z tego względu w kompleksowych rozwiązaniach gospo-

darki wodnej potrzeby rolnictwa powinny być zaspokajane w pierwszej kolejności.

2) Użytki zielone, jako podstawa rozwoju gospodarki hodowlanej, z racji korzyści ekonomicznych i względów gospodarczych, powinny być intensyfikowane na możliwie jak największej powierzchni i do możliwie wysokiej wydajności. W pierwszym okresie planu rozwój powinien być przystosowany do lokalnych potrzeb i możliwości wykorzystania zwiększonej produkcji przez rolnictwo. W następnym okresie rolnictwo dla wywiązania się z zadań w zakresie produkcji zwierzęcej, będzie zmuszone do wykonania inwestycji i wprowadzenia odpowiedniej organizacji produkcji, zapewniających bardziej równomierne rozłożenie i wykorzystanie inwestycji wodno-melioracyjnych, które częstokroć staną się dźwignią rozwoju zacofanych gospodarczo części kraju, gdzie kryją się największe rezerwy gospodarcze.

3) Przewidywana intensyfikacja użytków zielonych jest realna pod warunkiem zapewnienia obliczonych ilości wody do nawodnień i nawozów sztucznych. Problem wody przy racjonalnej kompleksowej gospodarce wodnej może być rozwiązany bez większych trudności, a brakujące surowce do krajowej produkcji nawozów potasowych i fosforowych mogą być importowane bez naruszenia bilansu płatniczego, zamiast zboża, które częściowo zastąpi zwiększona produkcja użytków zielonych, względnie w drodze powiększenia eksportu mięsa, wyprodukowanego wskutek zwiększenia paszy z tychże użytków.

4) Analiza ekonomiczna wykazała, że nawet w terenach posusznych o największych potrzebach wodnych, gdzie zachodzi potrzeba magazynowania znacznych ilości wody i dalekich jej przerzutów, efektywność inwestycji wodno-melioracyjnych i łatkarskich mieści się w granicach dużej opłacalności, co uzasadnia postulowany po okresie przejściowym równomierny rozwój inwestycji w całym kraju. Należy przy tym dążyć, by lokalne trudności w wykorzystaniu inwestycji były możliwie najprędzej likwidowane a tereny zacofane aktywizowane.

5) Grunty orne przy racjonalnej gospodarce wodnej i agrotechnice oraz właściwych zabiegach fitomelioracyjnych będą wpływały w niewielkim stopniu na zmiany odpływu w okresie wegetacyjnym, bowiem zwiększone parowanie będzie pokrywane w dużej części z powiększonej retencji glebowo-gruntowej; w jeszcze mniejszym stopniu wpłyną na zmniejszenie odpływu w tym okresie — lasy. Natomiast intensyfikacja użytków zielonych spowoduje znaczne zwiększenie potrzeb wodnych i konieczność stosowania nawodnień (równoległe z odwodnieniami).

6) Jak wykazały alternatywne próbné rozwiązania techniczne, istnieją możliwości zamagazynowania w zlewniach i przerzucenia między zlewniami niezbędnych dla rolnictwa i leśnictwa ilości wody do nawodnienia i wyrównania zrzutów rolniczych. Przy wyrównaniu zrzutów rolniczych, przepływy w większych ciekach w okresie największego za-

potrzebowania wody nie będą mniejsze od obecnie istniejących minimalnych przepływów.

7) Brakujące ilości wody powinny być zapewnione w pierwszym rzędzie przez wykorzystanie zbiorników magazynujących wodę z własnej zlewni spoza okresu wegetacyjnego, a następnie przez przerzuty z terenów nadmiarowych. Woda do przerzutów może być na terenach nadmiarowych bądź magazynowana w zbiornikach lub pobierana z przepływów, bądź też częściowo magazynowana i częściowo ujmowana z przepływów. Drogi przerzutów mogą być naturalne (cieki) lub sztuczne kanały, bądź też arterie kombinowane.

8) Porównanie dwóch wariantów wskazuje, że potrzebne ilości wody dla obszaru E mogą być zapewnione bądź przez skoncentrowanie ujmowania wody głównie w jednym przekroju Wisły, pompowania i przerzucania jej przy pomocy kanału centralnego na tereny niedoborowe, bądź przez zwiększenie ilości zbiorników na tych terenach. W drugim przypadku mogą, przy bliższym zbadaniu, powstać trudności w lokalizacji zbiorników i możliwości eko-

nomicznego magazynowania wody. Wówczas magazynowanie wody np. w Karpatach lub w Grannem na Bugu, w celu przerzucenia jej kanałem centralnym na tereny niedoborowe, może się okazać ekonomiczniejsze, a nawet konieczne. Decyzja w tej sprawie powinna nastąpić możliwie szybko, a w wypadku pozytywnym realizacja kanału powinna być zakończona w pierwszym dziesięcioleciu (do 1965 r.), bowiem objętość zbiorników, przewidzianych w koncepcji uwzględniającej kanał centralny, wystarczy jedynie na pokrycie potrzeb rolnictwa i leśnictwa w wymienionym okresie.

9) Biorąc pod uwagę występujące już obecnie niedobory wody w rolnictwie wskutek wahań czynników klimatycznych, należy w pierwszym rzędzie uregulować stosunki wodne na wododziałach i skłonach, gdzie potrzeby są największe. W tym celu należy, poza przewidzianymi w rozwiązaniach technicznych zbiornikami, przewidzieć w następnym etapie opracowania sieć gęsto w terenie rozmieszczonych małych zbiorników rolniczych, dla lokalnego wyrównania przepływów.

Zamieszczone niżej dwa artykuły — inż. Baszyńskiego i inż. Bojarskiego — stanowią dalszy ciąg dyskusji na tematy związane z ekonomiką budownictwa wodno-energetycznego, dyskusji nawiązującej niejako do referatu prof. Balcerskiego pt. „Krytyczny rzut oka na zagadnienie ekonomiki budownictwa wodnego w Polsce” (Gospodarka Wodna nr 7/56). Z artykułów tych, jak również z zamieszczonych uwag prof. Balcerskiego do artykułu inż. Bojarskiego można by wysnuć wniosek, że w zagadnieniach ekonomiki budownictwa wodno-energetycznego w Polsce istnieją dwa problemy:

- ustalenie właściwego stosunku siłowni wodnych do siłowni cieplnych, będące wynikiem porównań i obliczeń efektywności ekonomicznej tych inwestycji,
- ustalenie dla inwestycji wodno-energetycznych pilności i czasokresu realizacji, wynikających z analizy wieloletnich planów inwestycyjnych państwa, na tle jego potencjału gospodarczego.

O ile pierwszy problem można uznać w zasadzie za rozwiązany — uznano większą na ogół opłacalność siłowni wodnych niż siłowni cieplnych (Balcerski, Baszyński, Bojarski), to ustalenie właściwego miejsca inwestycji wodno-energetycznych w hierarchii inwestycyjnej państwa jest właściwie dopiero rozpoczęte przez hydrotechników i do rozwiązania tego problemu powinni przyczynić się w znacznym stopniu nasi ekonomiści, na co zresztą zwracają uwagę w swoich artykułach prof. Balcerski i inż. Bojarski.

Redakcja

INŻ. STEFAN BASZYŃSKI

O kosztach własnych produkcji energii elektrycznej na tle planu 5-letniego w energetyce wodnej

Plan pięcioletni 1956 — 1960 zakłada zwiększenie produkcji energii elektrycznej w Polsce o 11,75 mld. kWh, co stanowi przyrost 66% w stosunku do produkcji 1955 r. Średni roczny przyrost produkcji energii elektrycznej będzie wynosił 13,2%. Założony przyrost jest o 74% większy od pięcioletniego przyrostu europejskiej produkcji energii elektrycznej w okresie 1950—1954 r. [4].

Cały prawie przyrost produkcji energii elektrycznej w Polsce projektuje się pokryć produkcją z elektrowni cieplnych. Przyjmując zużycia węgla w nowoczesnych elektrowniach na wyprodukowanie 1 kWh w ilości 0,56 kg (dotychczasowe średnie zużycie wynosi 0,78 kg), projektowany przyrost energii pochłonie 6,58 mln. t. węgla, co stanowi 42,5% projektowanego przyrostu wydobycia węgla w pięciolatce. Dla wyprodukowania projektowanych 29,5 mld. kWh w 1960 r., przyjmując dotychczasowe zużycie węgla (0,7 kg/kWh), potrzeba będzie spalić 20,5 mln. t. węgla, co będzie stanowiło 18,7% projektowanej do wydobycia w 1960 r. ilości węgla.

Projektujemy więc świadomie spalanie tak poważnej ilości najbardziej atrakcyjnego naszego artykułu eksportowego, jakim jest węgiel. Czy istnieją u nas możliwości oszczędzania tego cennego surowca i artykułu eksportowego przy wytwarzaniu energii elektrycznej? Odpowiedź na to pytanie dają opracowania Komitetu Gospodarki Wodnej PAN [1].

Realne zasoby energii wodnej naszych rzek przynoszą 13,3 mld. kWh rocznie. W 1955 r. wyprodukowaliśmy wodą tylko 611 mln. kWh, co stanowi 3,4% ogólnej ilości wyprodukowanej energii elektrycznej w tym roku, a 4,6% ogólnych zasobów naszej energii wodnej. Wykorzystujemy więc nasze zasoby energii wodnej w bardzo małym zakresie. W Europie średni udział energetyki wodnej w bieżącej pro-

dukcji energii elektrycznej wynosił 36% w 1954 r., w USA — 23%, a we Francji — 51%. W krajach demokracji ludowej udział ten w 1953 r. wynosił: ZSRR — 17,7%, Czechosłowacja — 12,9%, Bułgaria — 35%. Jeśli weźmie się pod uwagę, że w krajach tych znajduje się w budowie obecnie bardzo dużo siłowni wodnych, to udział sił wodnych w wytwarzaniu energii elektrycznej ulegnie w najbliższym czasie znacznemu zwiększeniu, szczególnie w Związku Radzieckim. Godne również jest podkreślenia, że średni roczny przyrost wykorzystania surowców energetycznych w skali światowej w okresie 1950 — 1953 r. wynosił 8,5% w energii wodnej, 1,1% w węglu kamiennym i 7,7% w węglu brunatnym.

W naszym planie 5-letnim przewiduje się ukończenie 5 siłowni wodnych, o łącznej produkcji 142 mln. kWh oraz rozpoczęcie budowy 3 siłowni wodnych, o łącznej produkcji 624 mln. kWh rocznie. Średni roczny przyrost produkcji energii elektrycznej wodą w pięciolatce wyniesie więc 4,6%, a przyrost produkcji węglem, jak już wspomniano wyżej, — 13,2%. Z zestawienia tych cyfr wynika, że proporcje w naszym planowaniu produkcji energii elektrycznej węglem i wodą znacznie odbiegają od proporcji w skali światowej.

*

Koszty własne produkcji energii elektrycznej wodą w Polsce w 1955 r. wahały się od 4,22 gr/kWh do 27,79 gr/kWh, a średnio 9,18 gr/kWh, przy czym odpisy amortyzacyjne wahały się od 47% do 63%, średnio wynosiły 57%. Najtańszą energię produkowano w Otmuchowie (4,22 gr/kWh), a następnie w zespole Rożnów — Czchów po 6,39 gr/kWh, który wyprodukował 32% ogólnej ilości energii wodnej. Odpisy amortyzacyjne wynosiły w tym zespole 63%.

Koszty własne produkcji energii elektrycznej w elektrowniach ciepłych kształtują się obecnie na poziomie średnio 13,6 kg/kWh, przy cenie węgla energetycznego średnio 77 zł. za tonę.

W kosztach własnych produkcji energii elektrycznej w elektrowniach ciepłych koszt paliwa wynosi 46% całości kosztów, a amortyzacja — 26,4%. Wysokość odpisów amortyzacyjnych w energetyce wodnej, obciążająca 1 kWh produkcji, jest średnio o 46% wyższa od wysokości odpisów w energetyce ciepłej, co wydaje się niesłuszne, gdyż rozważania ekonomiczne wykazują, że ze względu na dłuższy okres amortyzacji budowli wodnych odpisy amortyzacyjne na jednostkę produkcji w siłowniach wodnych są mniejsze lub równe odpisom w elektrowniach ciepłych.

Z porównania kosztów własnych wynika, że koszty średnio 13,6 — 9,2 nie produkcji w elektrowniach ciepłych są o — 9,2

• 100 = 46% większe w stosunku do kosztów produkcji wodą. Stosunek ten byłby jeszcze bardziej korzystny dla wody, gdybyśmy porównali koszty produkcji w zakładach nowoczesnych, na przykład zespół Rożnów — Czchów z nowoczesną elektrownią Miechowie lub Jaworzno II. Porównania tego jednak przeprowadzić nie można z powodu braku danych z tych elektrowni.

*

Teoretyczna efektywność ekonomiczna inwestycji wodnych dla produkcji energii elektrycznej. We wrześniu 1956 r. Główna Komisja Oceny Projektów Inwestycyjnych w oparciu o nowe wytyczne badań ekonomicznej efektywności inwestycji, wydane przez PKPG przeprowadziła porównanie efektywności ekonomicznej produkcji energii elektrycznej energią wodną i ciepłą¹⁾. W opracowaniu tym porównano nakłady inwestycyjne na budowę elektrowni ciepłej wraz z kopalnią węgla oraz budowę stopni wodnych na rzece Wiśle, dla produkcji rocznej 2 mild. kWh i obliczono wskaźniki efektywności ekonomicznej. Z obliczeń wynikało, że nakłady w inwestycjach wodnych są o 71% większe niż łączne nakłady na elektrownię ciepłą wraz z kopalnią. Wskaźniki

¹⁾ Szczegółowe opracowanie opublikowane w czasopiśmie „Budownictwo i Inwestycje”.

INŻ. WŁODZIMIERZ BOJARSKI

Z zagadnień ekonomiki budownictwa wodnego w świetle nowych wytycznych PKPG

(Artykuł dyskusyjny)

Od dłuższego czasu istnieje w naszym kraju jakiś rozdział pomiędzy działalnością techniczną a gospodarczą. Poważne poczynania techniczne były podejmowane bez właściwych badań ekonomicznych, a przeprowadzane analizy gospodarcze nie zawsze były zrozumiałe dla techników. Myśl techniczna zasadza się na jasnych, precyzyjnych pojęciach, na logicznym i przejrzystym rozumowaniu i na obliczeniach dających jednoznaczne wyniki, posiadające konkretny sens fizyczny. Tymczasem ekonomiści i działacze gospodarczy pozwalali sobie na płynność pojęć, na zastępowanie obliczeń gospodarczych hasłami i sloganami, a czasem wręcz na oderwanie się od konkretnej rzeczywistości gospodarczej. W tych warunkach technicy poczuli się zawiedzeni, zawiedzeni w zaufaniu do racjonalności myśli ekonomiczno-gospodarczej i zawiedzeni w możliwości swojej własnej twórczości techniczno-gospodarczej. Działalność techniczna została oderwana od jej sensu gospodarczego, technicy zostali oderwani od świadomego udziału w kształtowaniu warunków gospodarczych swojego kraju.

Artykuł prof. inż. Wacława Balcerskiego pt. „Krytyczny rzut oka na zagadnienie ekonomiki budownictwa wodnego w Polsce”, zamieszczony w nr 7/56 „Gospodarki Wodnej”, uświadomił nam jeszcze raz z całą ostrożnością sytuację, panującą pod tym względem w naszym kraju. Wpływanie świadome na warunki gospodarcze kraju w zakresie swojej

zaś efektywności ekonomicznej obliczone przy różnych cenach węgla i oprocentowaniu nakładów inwestycyjnych podaje tablica I. Wynika z niej, że wskaźniki efektywności ekonomicznej dla produkcji energii elektrycznej wodą są korzystniejsze od produkcji węglem w granicach od 23% do 84%, w zależności od przyjmowanej ceny węgla i wysokości oprocentowania nakładów inwestycyjnych.

Z porównania obecnych warunków i kosztów wytwarzania energii elektrycznej, jak i z rozważań ekonomicznych wynika, że dla gospodarki narodowej korzystniejsze jest wytwarzanie energii elektrycznej z energii wodnej niż z energii ciepłej. Żałować tylko należy, że nasze możliwości gospodarcze nie pozwalają już w bieżącej pięcioletniej przeznaczyć większych środków materialnych na budowę siłowni wodnych.

TABLICA I

Obiekt	Oprocentowanie $q = 7\%$		Oprocentowanie $q = 5\%$		Oszczędność węgla rocznie tys. t	
	przy cenie węgla					
	105 zł/t	159 zł/t	300 zł/t	105 zł/t		159 zł/t
Elektrownia ciepła z kopalnią	24,42	27,77	36,55	22,06	25,42	—
Siłownie wodne	19,90	19,90	19,90	16,22	16,22	1 120
Różnica na korzyść siłowni wodnych w %	23%	39%	84%	36%	57%	

LITERATURA

1. Zmigrodzki Z. — Rozwój energetyki wodnej w Polsce. Gospodarka Wodna, nr 8/56.
2. Hawrylkiewicz S. — Z wykonawstwa budowli wodnych w Bułgarii. Gospodarka Wodna, nr 7/56.
3. Opracowanie Głównej Komisji Ocen Projektów Inwestycyjnych PKPG dotyczące efektywności ekonomicznej (1956).
4. Fünfte Weltkraftkonferenz. Wien 1956. Generalbericht.
5. Wasserkraftnutzung und Energiewirtschaft der Schweiz. Schweizerische Wasserwirtschaftsverband, Zurich, 1956.

działalności jest naturalnym prawem każdego technika i stanowi jedną z zasad demokratycznego zarządzania gospodarką narodową. Ta świadomość budzi powszechne poruszenie wśród techników.

Pierwszą przeszkodą, jaką spotyka w swej pracy każdy technik, dążący do zdrowych, korzystnych gospodarczo rozwiązań, jest utrzymywanie się w dalszym ciągu dysproporcji cen. Obecne ceny na podstawowe artykuły przemysłowe w niewielkim stopniu odzwierciedlają ich wartość społeczną, wynikającą ze społecznych nakładów niezbędnych na ich wyprodukowanie w kraju lub uzyskanie z wymiany międzynarodowej. Oczywiście również szkodliwe są ceny zawyżone jak i zaniżone. Sądzę, że będę wyrazić echem myśli ogółu Kolegów Techników, jeżeli zwrócę się z apelem do władz gospodarczych o jak najszybsze zniwelowanie różnic pomiędzy cenami poszczególnych aparatów i taryfami usług przemysłowych — a ich wartością społeczną, z uwzględnieniem odpowiednich marż handlowych i przewozowych.

Odzyskanie przez technikę właściwego jej znaczenia w życiu gospodarczym kraju wymaga uwzględnienia przez techników elementów ekonomicznych na wszystkich szczeblach pracy technicznej, poczynając od właściwej eksploatacji obiektów, poprzez odpowiednią konstrukcję i projektowanie, aż do programowania perspektywicznego inwestycji. Dużą część tej pracy będą mogli podjąć technicy

uzbrojeni w odpowiednie kryteria i dane ekonomiczne. Pracę jednak na wyższych szczeblach muszą podjąć dobrzy technicy, o gruntownej znajomości ekonomiki. Dla całej tej pracy potrzeba odbudowy zdrowych zasad ekonomicznych i właściwego ich zrozumienia w gronie techników.

„Ramowe wytyczne badań ekonomicznej efektywności inwestycji”, o których mówi w swoim artykule prof. W. Balcerski, były jednym z etapów prac niedawno powstałego Zakładu Badań Ekonomicznych PKPG nad przywróceniem zdrowych zasad ekonomicznych. Prace tego Zakładu nad zagadnieniem efektywności inwestycji nie zostały jeszcze w pełni zakończone. W ostatnim jednak opracowaniu PKPG na ten temat, opublikowanym po artykule prof. W. Balcerskiego, gdyż w sierpniu br., podana forma rachunku efektywności inwestycji jest zupełnie inna, niż wymieniona poprzednio i, jak należy sądzić, będzie już ostateczną formą tego rachunku. Wskaźnik efektywności inwestycji jest tylko jeden i oblicza się go ze wzoru:

$$E = \frac{I + I \cdot q \cdot n + \sum_{o=0}^n K + \sum_{o=0}^n R}{\sum_{o=0}^n P}$$

gdzie: I — nakłady inwestycyjne + środki obrotowe,

q — współczynnik opłacalności (0,07 — 0,10),

n — okres eksploatacji,

$\sum_{o=0}^n K$ — koszty eksploatacyjne w całym okresie eksploatacji (bez odpisów amortyzacyjnych),

$\sum_{o=0}^n P$ — wielkość produkcji czy usług w całym okresie eksploatacji,

$\sum_{o=0}^n R$ — koszty remontów kapitalnych w całym okresie eksploatacji.

Przedstawiona forma obliczenia ekonomicznego wskaźnika efektywności inwestycji wprowadza jako jeden z zasadniczych czynników, współczynnik opłacalności q . Współczynnik ten ma być określony przez PKPG dla poszczególnych gałęzi produkcji i typów inwestycji na okres kilkuletni, np. planu 5-letniego. Przewiduje się ustalenie tego współczynnika na okres najbliższego pięcioletnia w granicach 0,07 do 0,10. Odpowiada to rocznemu oprocentowaniu środków trwałych w wysokości 7 do 10% i okresowi opłacalności inwestycji stojących wyżej pod względem technicznym w granicach 10 do 14 lat. Górny okres opłacalności przyjmowany dla budownictwa wodnego pokrywa się z okresem 15 lat, przyjmowanym w Związku Radzieckim dla elektrowni wodnych ocenianych jako „bardzo opłacalne”.

Stosowanie omawianego wskaźnika zilustrujemy na przykładzie elektrowni wodnej i ciepłej, jaki podał prof. W. Balcerski w swoim artykule.

Weźmy elektrownię wodną przepływową, o mocy 100 MW i rocznej produkcji 500 GWh. Czas użytkowania mocy instalowanej wynosi 5000 godz., a okres eksploatacji $n = 40$ lat.

Koszt inwestycyjny elektrowni ok. 8000 zł/kW — $I = 800$ miln. zł

Koszt ruchu: obsługa 100 osób $\times$ 20 tys. zł/rok — $K = 2$ miln. zł

Koszt remontów: około 1% od kosztu inwestycji na rok

$R = 8$ miln. zł

Współczynnik opłacalności dla elektrowni wodnych przyjmujemy (przy długim okresie eksploatacji obiektu) — $q = 0,07$

Wskaźnik efektywności dla elektrowni wodnej wynosi:

$$E_w = \frac{800 + 800 \cdot 0,07 \cdot 40 + 2,40 + 8,40}{500 \cdot 400} = 17,2 \text{ gr/kWh}$$

Dla porównania rozważymy elektrownię ciepłą, o takiej samej mocy i produkcji oraz przeciętnym zużyciu węgla 0,5 kg/kWh. Okres eksploatacji elektrowni $n = 20$ lat. Do analizy przyjmujemy eksportową cenę węgla przeliczoną na złote, bo taką wartość zaoszczędza porównywana elektrownia. („Wytyczne” zalecają we wszystkich wypadkach wpływających na wymianę międzynarodową przyjmować ceny artykułów używanych przy tej wymianie).

Koszt inwestycyjny ok. 3000 zł/kW — $I = 300$ miln. zł

Koszt obsługi: 250 osób $\times$ 20 tys. zł/rok = 5 mil. zł

Koszt paliwa: 250 tys. t $\times$ 320 zł/t = 80 miln. zł

Łączne koszty eksploatacji w ciągu roku $K = 85$ miln. zł

Koszt remontów ok. 3% od inwestycji na rok $R = 9$ miln. zł

Współczynnik opłacalności dla elektrowni ciepłych przyjmujemy (przy średnio długim okresie eksploatacji obiektu) — $q = 0,08$

Wskaźnik efektywności elektrowni ciepłej wynosi

$$E_c = \frac{300 + 300 \cdot 0,08 \cdot 20 + 85 \cdot 20 + 9 \cdot 20}{500 \cdot 20} = 26,6 \text{ gr/kWh}$$

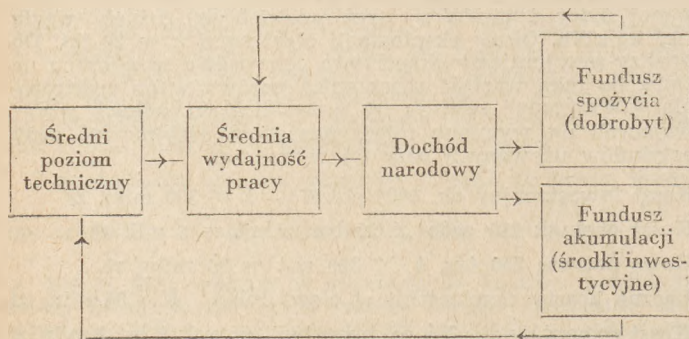
Przedstawione obliczenie ma charakter przybliżony nie tylko z uwagi na przyjęte dane wyjściowe. Efektywność elektrowni wodnej zostanie zmniejszona zamrożeniem dużych środków inwestycyjnych na dłuższy czas budowy elektrowni, związanymi z nią bardziej nakładami pośrednimi na budownictwo mieszkaniowe i kosztami wprowadzenia mocy. Sądzić jednak należy, że porównanie takie wypadnie na korzyść większości rozważanych projektów siłowni wodnych.

W wykonanej przykładowo analizie porównawczej elektrowni, oprocentowanie środków trwałych jest składnikiem obliczeniowego kosztu i w całości posiada udział 65% dla elektrowni wodnej i 18% dla elektrowni ciepłej. Udział ten jest niewątpliwie bardzo wysoki. Warto zdać sobie od razu sprawę, że choć podana forma wskaźnika efektywności inwestycji przywraca siłowniom wodnym właściwe im miejsce w gospodarstwie narodowym, to jednak ogólnie w wielu wypadkach da pierwszeństwo inwestycjom tańszym, skromniejszym pod względem rozwiązań konstrukcyjnych i wyposażenia technicznego. Słuszność tej zasady musimy wszyscy dobrze zrozumieć, gdyż właśnie od jej rzetelnego stosowania zależy rozwój gospodarczy kraju i dobrobyt społeczeństwa. Nie mogą zgodzić się w tym względzie z niektórymi tezami podanymi w wymienionym artykule prof. W. Balcerskiego, ani z wnioskiem jaki z nich w pewnym stopniu wypływa. Wniosek ten, jaki wyciągnęła znaczna część czytelników omawianego artykułu jest następujący: Dla szybszego rozwoju techniki i podniesienia dobrobytu w państwie należy do obliczeń ekonomicznych przyjmować jak najniższe oprocentowanie wartości środków trwałych lub w ogóle je pominąć. Wydaje się, że zagadnienie jest dość trudne i zasługuje na wyjaśnienie specjalistów ekonomistów. Przyczynić się jednak do niego mogą, jak sądzę, także głosy techników i dlatego ośmielam się przedłożyć osobisty pogląd w tej sprawie.

Rozumowanie przedstawione przez prof. W. Balcerskiego dotyczy poszczególnych obiektów technicznych, dla których oprocentowanie środków trwałych jest czynnikiem pierwotnym i wyjściowym. Natomiast wynik tego rozumowania sugeruje się na wielki zespół obiektów realizowanych jednocześnie w działalności inwestycyjnej państwa, co wcale nie jest ściśle. Przepraszam za wulgaryzowanie, ale jak można zająć pierwszeństwo na wyścigu kolarskim Warszawa-Berlin-Praga, nie będąc ani razu pierwszym na mecie, tak samo można osiągnąć najszybszy wzrost gospodarczy i techniczny państwa, bez podejmowania inwestycji rekordowych pod względem technicznym.

Wzrost dobrobytu w państwie zależy w dużym stopniu od wzrostu wydajności pracy społeczeństwa, która między

innymi jest zależna od średniego poziomu techniki i jej rozwoju w całym kraju. Podnoszenie średniego poziomu technicznego jest warunkowane wielkością środków, jakie społeczeństwo może na ten cel przeznaczyć. Zależność tę najlepiej zilustruje poniższy schemat:



Jak wiadomo, podstawową decyzją gospodarczą jest podział dochodu narodowego na fundusz środków bieżącego spożycia przez społeczeństwo i na fundusz akumulacji, idący na odnowienie i rozszerzenie środków produkcji i pośrednio wzrost dochodu narodowego oraz spożycia w przyszłości. Jeżeli ta decyzja jest już podjęta przez centralne władze gospodarcze kraju, to społeczeństwo w danym okresie czasu dysponuje praktycznie stałą i z góry określoną sumą środków, jakie mogą być przeznaczone na wzrost średniego poziomu techniki w kraju. Zastanówić się teraz wypada, w jaki sposób środki te rozdzielić na różne poczynania gospodarcze i poszczególne obiekty, aby osiągnąć największy wzrost średniego poziomu techniki i największą wydajność pracy społeczeństwa. W państwie jest wiele potrzeb do zaspokojenia, a więc i możliwości wykorzystania skromnej zwykle sumy dysponowanych środków inwestycyjnych. Pewną ich część społeczeństwo będzie musiało przeznaczyć na zasadnicze i bezsporne inwestycje dla otrzymania niezbędnej produkcji i usług, jak wodociągi czy piekarnie, ale dla ulokowania reszty wybierać musi w bogactwie możliwości. Społeczeństwo może zdecydować do-inwestowanie nie dokończonych zakładów samochodowych, podjęcie eksploatacji świeżo odkrytych złóż siarki, budowę zakładów chemicznych, czy regulację rzek, może też podjąć naprawę i remont budynków i oczyszczanie zatrujących życie ścieków. Jedne z tych rozwiązań pochłonią ogromną ilość środków, aby dawać dopiero stopniowo niewielkie korzyści, inne przynoszą efekty prawie natychmiast. Oczywiście dysponowanie ograniczoną sumą środków zmusza nas do podjęcia tylko takiej działalności gospodarczej, która — dając możliwie największy efekt — nie pociąga za sobą nadmiernego zaangażowania środków inwestycyjnych. Precyzyjne ujęcie tego zagadnienia wymaga sprowadzenia realnie istniejących możliwości gospodarczych do wielkości porównywalnych, a więc do jednostek wartościowych odpowiadających stosunkom rzeczowym. Kryterium wyboru będzie stanowił dodatkowy efekt działalności gospodarczej, wyrażony w jednostkach wartościowych, odniesiony do wartości zatrudnionych środków inwestycyjnych. Właściwym kryterium będzie więc wielkość osiągniętej w ciągu roku akumulacji przedsiębiorstwa, wyrażona w procentach wartości jego środków trwałych i obrotowych. Trzeba wyraźnie podkreślić, że w naszym systemie gospodarczym jest to jedynie kryterium wyboru, ustalone ze względu na ograniczoną dysponowanych przez społeczeństwo środków inwestycyjnych. Gdyby wielkość tych środków nie była ograniczona, mogłyby zostać podjęte wszystkie inwestycje, dające choćby najniższy efekt i uwzględnienie tego czynnika przy analizie działalności gospodarczej nie miałoby sensu.

Dla podjęcia każdej decyzji gospodarczej trzeba jakoś zważyć wszystkie inne możliwości, jakie stoją przed społeczeństwem i przekonać się, że ta decyzja, jaką się podejmuje, jest rzeczywiście korzystniejsza od innych. Aby to było możliwe, ktoś, kto się najlepiej orientuje w całościach możliwości gospodarczych kraju i w wielkości dysponowanych środków inwestycyjnych, musi ocenić jaka powinna być minimalna stosunkowa akumulacja przedsiębiorstwa, czy inaczej mówiąc, jakie powinno być oprocentowanie środków inwestycyjnych, aby dane przedsięwzięcie

gospodarcze można było uznać za dostatecznie korzystne i podjąć jego realizację. Wysokość oprocentowania musi być ustalona na takim poziomie, aby zapotrzebowanie na inwestycje, mogące wygospodarować do oprocentowanie i wyższe równoważyło dysponowaną wielkość środków inwestycyjnych. Gdyby oprocentowanie to zostało ustalone zbyt wysoko, nie wszystkie dysponowane środki inwestycyjne znalazłyby zatrudnienie, z widoczną stratą dla gospodarki narodowej. Jeżeliby obowiązująca stopa procentowa była zbyt niska, nie wszystkie inwestycje wygospodarowujące do oprocentowania mogłyby zostać zrealizowane z powodu braku środków. A wówczas dalszy wybór inwestycji do realizacji odbywałby się przypadkowo, bez dostatecznej selekcji gospodarczej.

Jak z powyższego widać, wysokość oprocentowania środków inwestycyjnych stosowana w analizie efektywności inwestycji nie może być dowolnie zmieniana i ma konkretny sens gospodarczy. Jest to dobry przykład dla uwiarygodnienia obiektywnego znaczenia zdrowych zasad ekonomicznych i może służyć jako zadatek na odzyskanie zaufania dla ekonomiki i zachęta do poznania jej przez techników.

Wypada jeszcze zastanowić się głębiej nad wzajemną zależnością pomiędzy postępem technicznym a oprocentowaniem środków inwestycyjnych. Jak słusznie podkreślił w swoim artykule prof. W. Balcerski, wysokość stopy procentowej jest związana z zamożnością i obfitością kapitałów w kraju, a z drugiej strony w pewnym sensie determinuje poziom techniczny, a ściślej może, bogactwo wyposażenia technicznego. Podany natomiast przykład z mostem drewnianym i stalowym rzeczywiście nie jest właściwy, gdyż przyjęte w nim ceny drewna są zaniżone, daleko poniżej jego społecznej wartości. Gdyby natomiast, przy posługiwaniu się rzeczywistymi wartościami i przy uwzględnieniu obowiązującego oprocentowania, porównanie wariantów wypadło na korzyść mostu drewnianego, domagałbym się budowy właśnie takiego mostu. Domagałbym się dlatego, że to jest jedyna droga, która rzeczywiście wiedzie z Polski drewnianej do Polski murowanej, która eliminuje budowę pałaców wznoszonych obok ruder, która najpierw pozwala naprawić rynną w starym domu, aby nie dopuścić do zawalenia się stropu, a dopiero później budować dom nowy, która każe najpierw zmechanizować prace w rolnictwie i przy przeładunkach w transporcie, a dopiero później wprowadzać automatyzację w przemyśle maszynowym. Wysokość stopy procentowej nie stoi zazwyczaj na przeszkodzie instalowaniu w przemyśle największych nowoczesnych agregatów, czy wprowadzeniu szeregu nowoczesnych procesów technologicznych, ogranicza natomiast nadmierne bogactwo ich wyposażenia i czas budowy, zmniejsza przez eliminację ilości jednocześnie budowanych obiektów, daje pierwszeństwo nakładom zmierzającym do modernizacji, rekonstrukcji i rozbudowy istniejących obiektów. Taki jest chwilowy, jak gdyby bieżący wpływ stopy procentowej na technikę. Ale zasadniczą sprawą jest wpływ długofalowy.

Rozdział dysponowanych środków inwestycyjnych, dokonywany na podstawie najkorzystniejszego ich zatrudnienia, przy pomocy właściwie ustalonego poziomu ich oprocentowania, już przez samo ulokowanie przynosi w następnych latach największy, możliwy w danym kraju wzrost dochodu narodowego. Oczywiście w tych warunkach osiąga się i największy możliwy wzrost społecznego funduszu akumulacji. Tak więc stopa procentowa ustalona na właściwym poziomie powoduje najszybsze tempo wzrostu społecznych możliwości inwestycyjnych a więc i możliwości podniesienia techniki. W miarę zwiększania się społecznego funduszu dysponowanych środków inwestycyjnych będzie możliwe podjęcie poczyną gospodarczych wygospodarowujących mniejszą akumulację w przedsiębiorstwach. Tak więc ze wzrostem dochodu społecznego można się spodziewać spadku oprocentowania środków trwałych. Już dziś, podejmując inwestycje o długim okresie eksploatacji, możemy się liczyć z tym spadkiem i w analizie efektywności uwzględniać jakieś spodziewane średnie oprocentowanie za czas trwania obiektu. Podane ostatnio przez PKPG oprocentowanie w granicach 7 do 10% należy rozumieć, jak sądzę, właśnie jako średnie oprocentowanie dla inwestycji długotrwałych. Chwilową stopę procentową, właściwą obecnemu etapowi naszej gospodarki, oceniam osobiście znacznie wyżej. Jeżeliby ktoś z niecierpliwych kolegów zapytał: — „no dobrze, dobrze, ale co zrobić aby jednak nasza stopa

procentowa spadła jak najszybciej”? — można odpowiedzieć: — Aby to nastąpiło, trzeba jak najbardziej konsekwentnie stosować stale najwyższą stopę procentową, na jaką pozwala dana sytuacja gospodarcza. Drugą drogą obniżenia stopy procentowej jest zmniejszenie funduszu spożycia społeczeństwa na rzecz inwestycji. Ale, jak przekonał się wszyscy, ta druga droga jest bardzo ograniczona wpływem spożycia na wydajność pracy. Ponadto godzi ona bezpośrednio w sam cel gospodarowania, jakim jest podnoszenie dobrobytu społeczeństwa, sprowadzając go do roli środka służącego postępowi techniki jako nowej muzie. Od tej błędnej drogi kierownictwo gospodarcze naszego państwa wyraźnie się odżegnało na VII plenum KC PZPR.

Zauważyć też trzeba, że szybki spadek stopy procentowej ma przeciwnika w samym postępie technicznym i odkryciach geologicznych. Wyjaśni to bliżej podany przykład:

Przypuśćmy, że w jakimś kraju przy stopie 6% wszystkie dostatecznie korzystne inwestycje mogą być podjęte w danym okresie czasu, gdyż społeczeństwo dysponuje akurat taką ilością środków inwestycyjnych. W międzyczasie jednak opracowano bardzo taną metodę otrzymywania cukru spożywczego bezpośrednio z węgla. Zastosowanie przemysłowe nowej metody da wspaniałe wyniki akumulacji, znacznie przewyższające 6% od poczynionych nakładów. Ponieważ jednak w międzyczasie ilość dysponowanych środków inwestycyjnych nie wzrosła, podjęcie tej inwestycji może być dokonane tylko kosztem jakichś innych, z których trzeba zrezygnować. Oczywiście należy zrezygnować z inwestycji najmniej korzystnych, a więc takich poczynić, które wykazują akumulację akurat równą 6% od nakładów lub niewiele więcej. W ten sposób stopa procentowa realizowanych inwestycji podniesie się np. do 6,5%.

Podobny wpływ na stopę procentową mają odkrycia geologiczne. Ogólnie więc można mówić nie tylko o zależności techniki od stopy procentowej, ale i odwrotnie. Mamy tu więc do czynienia z pewną współzależnością. Nie można jednak wcale powiedzieć, aby wzrostowi stopy procentowej odpowiadała obniżka poziomu techniki. Przytoczony przykład pokazuje wręcz coś przeciwnego. Obniżenie stopy procentowej poniżej jej właściwego poziomu, wynikającego z sytuacji gospodarczej kraju, nie jest wcale czynnikiem pozytywnym, a jest wsteczną próbą oderwania działalności inwestycyjnej od konkretnych warunków i możliwości gospodarczych. Jeżeli społeczeństwo, zwłaszcza ubogie, chce się rozwijać i poprawiać ustawicznie warunki swojego bytu — musi nie tyle gonić za błyskotliwymi osiągnięciami najnowszej techniki, co realizować racjonalną, oszczędną i dostatecznie pewną pod względem ekonomicznym działalność gospodar-

czą. Zaden ustrój gospodarczy nie odkryje w ziemi bogactwa środków inwestycyjnych, ani ich od razu w społeczeństwie nie zwiększy. Może tylko nimi lepiej lub gorzej gospodarować, może polepszyć ogólną organizację produkcji i przez świadomość obywateli zwiększyć wydajność pracy, ale droga ta jest długa i powolna. Radykalną poprawę sytuacji inwestycyjnej w państwie można tylko osiągnąć dzięki pożyczce międzynarodowej, obciążając jej spłatami w następnych latach wzmocnioną w międzyczasie gospodarkę kraju.

Wypada wyraźnie podkreślić, że za postępową można uznać tylko taką technikę, która jako całość realizuje rozwiązania najbardziej dostosowane do sytuacji gospodarczej swego kraju, uwzględniając z jednej strony jego bogactwa i możliwości naturalne, z drugiej strony możliwości inwestycyjne i stan zatrudnienia.

W systemie kapitalistycznym stopa procentowa ma inną treść. Jest ona realnym kosztem przedsiębiorstw, płaconym jako renta właścicielom środków kapitałowych. I w tym jednak systemie funkcja gospodarcza stopy procentowej jest podobna. Wyklucza ona realizację poczynić gospodarczych, nie mogących zapewnić dostatecznej akumulacji, a więc nie będących dostatecznie efektywnymi i korzystnymi w porównaniu z innymi możliwościami. Wysokość stopy procentowej kształtuje się na rynku kapitalistycznym samorzutnie, jako cena równowagi pożyczek kapitałowych, ustala się ona każdorazowo na poziomie, przy którym popyt prywatnych oszczędności, nadwyżek przedsiębiorstw i kredytów bankowych równoważy popyt na środki kapitałowe, zależny od możliwości inwestycyjnych kraju.

Wysoka stopa procentowa jest niewątpliwie nieprzyjemna, gdyż dowodzi pewnego ubóstwa środków inwestycyjnych w społeczeństwie. Z drugiej jednak strony, jest ona wskaźnikiem możliwości poprawy istniejącej sytuacji. Jeżeli bowiem w naszym kraju stopa procentowa jest np. dwukrotnie wyższa niż na Zachodzie, to przecież oznacza to, że z tego samego wysiłku inwestycyjnego osiągamy społecznie dwukrotnie większą akumulację i stosunkowo dwukrotnie większe możliwości inwestycyjne w następnej fazie, niż nasi zachodni sąsiedzi. To nas napełnia optymizmem i zachęca do zdrowej działalności gospodarczej.

Na zakończenie wypada więc chyba, tylko odzywającej w Polsce zdrowej myśli ekonomicznej życzyć jak najszybszego i najowocniejszego rozwoju oraz śmiałego przełamywania wstecznej praktyki gospodarczej, wszystkim zaś Kolegom Technikom zbliżenia się do jej zasad oraz możliwości twórczego i rzeczowego kształtowania warunków gospodarczych naszego kraju.

PROF. INŻ. WACŁAW BALCERSKI

Uwagi do artykułu inż. W. Bojarskiego pt. „Z zagadnień ekonomiki budownictwa wodnego w świetle nowych wytycznych PKPG”

Korzystając z uprzejmości Redakcji „Gospodarki Wodnej”, która potraktowała artykuł inż. W. Bojarskiego jako dyskusyjny i udostępniła mi jego brulion, przedkładam poniżej kilka uwag związanych z jego treścią; stanowią one ponadto pewnego rodzaju komentarz do mojego artykułu na podobny temat, ogłoszonego w nr 7/56 „Gospodarki Wodnej”.

1) Jeśli chodzi o kwestię cen jednostkowych, przyjmowanych za podstawę do kalkulacji ekonomicznej efektywności inwestycji, to iniedzy stanowiskiem inż. Bojarskiego i moim nie widzę żadnej różnicy, gdyż obaj domagamy się uporządkowania stosunków w tej mierze i wprowadzenia cen realnych, zamiast fikcyjnych, jakie dziś jeszcze w wielu dziedzinach istnieją.

2) W artykule swym wskazałem na nielogiczność projektu „Wytycznych PKPG” (opracowanie z marca rb.), który wprowadzał 2 mierniki efektywności, wyraźnie ze sobą sprzeczne. W nowej redakcji „Wytycznych” (z sierpnia rb.) sprzeczność ta została usunięta, gdyż podano tam tylko jeden miernik, a mianowicie cenę własną jednostki produkcji, uwzględniającą amortyzację, koszty ruchu i remontów oraz

współczynnik opłacalności, będący tym samym, czym jest oprocentowanie kapitału w ustroju kapitalistycznym. Do tak ustalonej formy wskaźnika opłacalności nie zgłaszam żadnych zastrzeżeń i w tym punkcie zgadzam się również z inż. Bojarskim.

3) Jeśli chodzi o wysokość stopy procentowej względnie współczynnika opłacalności, to zarzut, jaki wysuwał inż. Bojarski pod moim adresem, wydaje się pewnym nieporozumieniem. Nie twierdzę bynajmniej, że stopa procentowa powinna być w Polsce ustalona jak najniższa, tylko twierdzę, że gdy w 2 organizmach gospodarczych istnieją różne stopy procentowe, to wyższy poziom techniki będzie tam, gdzie stopa procentowa jest niższa. Obniżanie stopy procentowej jest zarówno źródłem, jak i efektem ogólnego dobrobytu, obfitości kapitałów, obfitości środków produkcji i wysokiej wydajności pracy.

W ustroju kapitalistycznym wysokość stopy procentowej kształtuje się jako wynik przeobrażeń gospodarczych, przebiegających na ogół żywiołowo. Ta żywiołowość prowadzi czasami do ogromnego postępu technicznego, czasami jednak

staje się źródłem kryzysów i katastrof gospodarczych, wynikających z nadmiernego wyśrubowania koniunktury i wywołanej tym nadprodukcji. Żeby powyższą tezę zilustrować, sięgnę do przykładu, podanego przez inż. Bojarskiego. Wyobraźmy sobie, że w jakimś kapitalistycznym organizmie gospodarczym, gdzie aktualnie istnieje powszechnie przyjęta stopa procentowa wynosząca 6% rocznie, dokonano doniosłego wynalazku technicznego (np. otrzymywanie cukru wprost z węgla), którego zastosowanie wykazuje w teoretycznym obliczeniu możliwość uzyskania rocznie nie 6 lecz 12% od włożonego kapitału. Jeśli znęceni tą perspektywą wszyscy kapitaliści ulokują wszystkie dyspozycyjne kapitały w rozbudowę nowego przemysłu, to rezultatem będzie z pewnością kryzys gospodarczy, gdyż cukru wyprodukuje się za wiele. W efekcie walki konkurencyjnej ceny cukru zaczną spadać, część zakładów (gospodarczo silniejszych) utrzyma się, część zaś będzie musiała być zamknięta. Ogólny wynik będzie taki, że od części kapitałów uzyska się oprocentowanie grubo niższe od pierwotnie przewidywanych 12%, zaś od części nie uzyska się nic — kapitał włożony na ich budowę zostanie stracony. W rezultacie więc ilość wolnych kapitałów na cele inwestycyjne zostanie zmniejszona, wobec czego kapitał stanie się droższy, stopa procentowa zostanie podwyższona — krótko mówiąc, nastąpi taki kryzys, jakich świat kapitalistyczny wiele w ostatnich czasach przeżywał. Jeżeli jednak akcja rozbudowy przemysłu cukrowego będzie prowadzona przez państwo i przeznaczona na nią tylko taka ilość kapitałów inwestycyjnych, jaka jest uzasadniona dla uzyskania pożądanego poziomu produkcji cukru, to zysk przeciętny, uzyskany z wyłożonych w danym okresie w inwestycje kapitałów, stanie się wyższy i wyniesie np. 8%. Ten zwiększony zysk zasili pulę kapitałową już w następnym roku, wobec czego ilość środków inwestycyjnych wzrośnie, zaś w konsekwencji dalszą działalnością inwestycyjną objęte zostaną również takie inwestycje, które dają oprocentowanie poniżej 6%. W ostatecznym więc efekcie minimalna stopa procentowa zmaleje, co będzie całkowicie zgodne z tezą, jaką wyraziłem w swoim artykule.

4) Trudno sobie wyobrazić ustrój gospodarczy, w którym wszystkie kapitały byłyby stale i jednakowo oprocentowane. Istnieją lokaty lepsze i gorsze, pewniejsze i mniej pewne. Istnieją lata dobrej i złej koniunktury i istnieją katastrofy elementarne, które niekiedy zysk od kapitału zupełnie przekreślają. Jeśli więc w ustroju kapitalistycznym mówi się o ustalonym procencie od kapitału, to najczęściej mówi się o procencie średnim lub minimalnym, jaki można w danych warunkach uzyskać.

W ustroju socjalistycznym, gdzie jedynym dysponentem kapitału i inwestycji jest państwo, minimalny procent powinien być również przez państwo określony, oczywiście nie jako „czynnik sam w sobie”, lecz jako umowna podstawa dla porównywania ekonomicznej efektywności wariantów rozwiązań inwestycyjnych. Nowe wytyczne PKPG sugerują ten procent jako 7—10% rocznie; jest to niewątpliwie postęp w stosunku do redakcji z marca rb., gdzie była próba narzucenia stopy znacznie wyższej, wynoszącej od 20 do 33%. Czy określona obecnie norma jest prawidłowa — nie wiem i sadzę, że na ten temat powinni się wypowiedzieć nasi ekonomiści.

Dla informacji podaję, że np. w Szwajcarii przyjmuje się dla oprocentowania kapitałów inwestycyjnych w inwestycjach energetycznych normę 4% rocznie, zaś dla oprocentowania rat amortyzacyjnych normę 3,5%.

Jeżeli jednak przyjmiemy, że ze względu na ogólne ubóstwo powinna być u nas stopa procentowa dwa razy wyższa, tj. wynosić 8%, to z normy tej wynikają dość ciekawe

konsekwencje, które można zilustrować na przykładzie inż. Bojarskiego. Mianowicie koszt 1 kWh z elektrowni cieplnej zgodnie z inż. Bojarskim wyniesie 26,6 gr. Otóż jeśli zrobimy założenie, jak się wydaje zupełnie logiczne, że każda kWh wyprodukowana w zastępczej elektrowni wodnej przepływowej będzie sprzedana po tej samej cenie, to ogólna wartość produkcji w ciągu 40 lat wyniesie wtedy (znowu powtarzając się cyfry inż. Bojarskiego):

500 miln. kWh/rok × 40 lat × 26,6 gr/kWh	= 5320 miln. zł
Z kwoty tej pokryje się koszt siłowni	800 miln. zł
koszt obsługi 2 × 40	80 miln. zł
koszt remontów 8 × 40	320 miln. zł
razem	1200 miln. zł

i pozostanie czysty zysk 5320 — 1200 = 4120 miln. zł. Wobec tego wyniesie on rocznie 4120 : 40 = 103 miln. zł, czyli bę-

dzie stanowić $\frac{103 \times 100}{800} = 12,9\%$ od kapitału inwestycyj-

nego, podczas gdy elektrownia cieplna dawałaby tylko 8% dochodu. Porównanie tych 2 liczb wskazuje chyba dostatecznie jasno, która z elektrowni jest efektywniejsza. A jeśli elektrownia wodna daje większy procentowo zysk niż cieplna, to jest niewątpliwie czynnikiem postępu, gdyż uzyskana dzięki niej szybsza akumulacja kapitału pozwoli właśnie w przyszłości na zwiększenie inwestycji, czego elektrownia cieplna nie daje.

Jasne jest, że analogiczna analiza, przeprowadzona przy różnych „normowych” stopach procentowych przemawia tym bardziej za elektrowniami wodnymi, im ta wyjściowa stopa procentowa jest niższa. Odwrotnie, podwyższenie tej stopy daje coraz mniejszą różnicę między obu typami elektrowni, zaś bardzo wysoka stopa musiałaby dać w efekcie nieopłacalność energetyki wodnej w porównaniu z cieplną.

Jeśli walczyłem więc z tendencją nadmiernego podwyższania umownej stopy procentowej, to nie dlatego, żebym był przeciwnikiem inwestycji wysokoopłacalnych, tylko dlatego, że uważałem taką generalną tendencję za zupełnie fałszywą, nie znajdującą żadnego potwierdzenia w innych dziedzinach naszej gospodarki i prowadzącą nas na manowce. Jeżeli na całym świecie energetyka rozwija się zdrowo i pomyślnie przy stopie procentowej 4—6% rocznie, to dlaczego mamy w Polsce żądać wyższego oprocentowania, chcąc za to marnotrawstwem węgla, które w rezultacie musi prowadzić do niedzy. Skoro dziś stopa procentowa jest (i musi być) u nas nieco wyższa niż w innych krajach, to dlatego, że jesteśmy krajem biednym, zrujnowanym przez wojnę i walczącym z rozlicznymi trudnościami. Jeśli więc chcemy gospodarować lepiej i podnosić nasz standard życiowy, za czym automatycznie musi przyjść obniżka stopy procentowej, to musimy na taki awans gospodarczy zasłużyć przede wszystkim wzrostem wydajności pracy i oszczędności surowców. Idąc tą drogą, musimy budować jak najwięcej elektrowni wodnych, gdyż one są w rezultacie oszczędniejsze od cieplnych i wykazują wyższy współczynnik opłacalności, dając (przy oszczędności węgla i robocizny) większy zysk procentowy, pozwolą one tym samym na szybsze uruchamianie dalszych inwestycji, a w tym również takich, których stopień opłacalności jest dziś zbyt niski, abyśmy byli w stanie je realizować.

Sadzę, iż powyższe wyjaśnienie pokazuje, że między stanowiskiem inż. Bojarskiego i moim żadnych istotnych sprzeczności nie ma.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

DOC. DR ANNA RENIGER

IMUZ — Puławy

Wyniki badań materiału unoszonego na Lubelszczyźnie w korycie rzeki Bystrej

Dotychczasowe badania nad mętnością wód, prowadzone przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny dotyczą raczej rzek większych i charakteryzują ilość materiału wynoszonego już poza obręb mniejszych zlewni. Ponieważ obiektami melioracji rolnych zwykle są zlewnie mniejsze, Terenowy Oddział Badawczy Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych w Puławach wybrał do badań zlewnię rzeki Bystrej, typową dla terenów lessowych silnie erodowanych. Bliskość Puław i łatwość komunikacji umożliwia częste wyjazdy i daje ścisły kontakt z terenem. Prowadzone badania dotyczą całokształtu erozji gleb oraz roli ochronnej użytków trwałych: zalesień, zadrzewień i zadarnień.



Rys. 1. Szkic sytuacyjny zlewni

Pomiary przepływów wód i ilości unosin mają na celu charakterystykę przebiegu i intensywności erozji gleb oraz zbadanie jakości wód i ich przydatności dla potrzeb rolnictwa. Ponadto zebrany materiał umożliwia zbadanie bilansu wodnego tej ciekawej zlewni, gdzie spekania marglistych skał kredowych sprzyjają odwodnieniu terenu.

Charakterystyka zlewni

Rzeka Bystra przecina Płytę Kazimierzowską wpadając do Wisły 4 km poniżej Kazimierza (rys. 1). Zlewnia jej o powierzchni 299 km² podobnie jak i cała Wyżyna Lubelska jest zbudowana z margli kredowych pokrytych osadami pleistocenskim: glinami, piaskami i lessem. Miąższość piasków i glin jest zazwyczaj niewielka i rola ich w tworzeniu utworów powierzchniowych — nieznaczna, natomiast płaszcz lessowy o średniej miąższości 5—6 m nadał swoisty charakter krajobrazowi. W miejscach występowania grubszych pokładów glin stanowią one warstwę wodonośną i w wypadku przecięcia ich przez zbocza wąwozów i dolin niejednokrotnie można obserwować wysięki wody. Jednak większe, a nieraz bardzo obfite źródła, w które zasobna jest zlewnia Bystrej, występują zwykle w marglach kredowych, silnie spekanych, gdzie w szczelinach gromadzą się wody; stąd też wynika ubóstwo wody na wierzchołkach.

Rzeźba terenu jest uwarunkowana rzeźbą utworów kredowych; intensywność urzeźbienia wzrasta w miarę zbliżania się do zasadniczej podstawy erozyjnej, którą stanowi Wisła. Teren najbardziej płaski występuje w górnej części dorzecza na stanowisku wododziałowym pomiędzy Bystrą a Bystrzycą; tam też występuje najpłytsza pokrywa lessowa.

Powierzchnie przykryte grubą warstwą lessową w związku z jego podatnością na erozję są silnie sfalowane i porozcinane stromymi wąwozami.

Pomiary ilości unoszonych zawiesin rozpoczęto w styczniu 1952 r., na razie w górnym biegu rzeki, zakładając wodowskazy w kolonii Wojciechów przy moście na drodze z Sadurek do Wojciechowa oraz w Nałęczowie przy moście na szosie Lublin — Kazimierz. Ponadto poniżej istnieje w Wąwolnicy wodowskaz PIHM, przy którym pomiarów nie wykonywano.

Zlewnia do wodowskazu Wojciechów (dopływ Bystrej spod wsi Palikije) wynosi 36,6 km², ma stosunkowo niewielkie spadki i jest niemal bezleśna. W górnym odcinku strumień przecina grunty orne, w dolnym, powyżej wodowskazu, na odległość ok. 1 km, płynie przez kilkasethektarowe powierzchnie łąk. Strumień jest zasilany wodami ze źródeł bezpośrednio lub pośrednio przez wody odpływające ze stawów, których budowę oparto na istniejących obfitych źródłach. W wielu miejscach strumień sprostowano i obsadzono żywokołami wierzbowymi (rys. 2).



Rys. 2. Dolina rz. Bystrej we wsi Maszki. Na pierwszym planie jedno ze źródeł zasilających stawy i dopływ rz. Bystrej spod wsi Palikije. Kwiecień 1955 r. Fot. autor.

Zlewnia do wodowskazu Nałęczów wynosi 134,08 km² i obejmuje zlewnie trzech strumieni: Czerki, dopływ spod wsi Palikije, które po połączeniu noszą nazwę Bystrej oraz dopływu spod Antopola i Czesławic. Zarówno spadki terenu jak i intensywność urzeźbienia rosną w miarę posuwania się w dół rzeki. Lesistość wynosi 4,5%, z czego około 10% ochrania strome zbocza. Oprócz tego część stromych skarp doliny jest zadrzewiona. W górnym odcinku Czerska płynie przeważnie przez grunty orne, natomiast poniżej wsi Łubki — wśród łąk często zasilanych wodami ze źródeł, które wypływają z dolnych części stromych zboczy kredowych. Poniżej ujścia dopływu spod wsi Palikije, Bystra w dalszym ciągu płynie przeważnie wśród łąk z wyjątkiem niewielkich odcinków w pobliżu wsi Nowy Gaj. Najobfitsze źródła występują we wsi Łubki — Szlachta, dając początek strumieniowi o szerokości około 1 m, oraz we wsi Łubki, gdzie powstało jakby małe wywierzyisko, poza tym znaczna ilość źródeł znajduje się w samym Nałęczowie. Ze względu na obfitość źródeł i stosunkowo dość znaczną prędkość przepływu (Nałęczów 0,293 m/s, Wojciechów 0,203 m/s — średnia z okresu normalnych wód letnich) woda w Bystrej nigdy nie zamarza.

Gleby zlewni mają charakter gleb lessowych: w południowej części (górnej) występują przeważnie gleby lessowe płytkie na piaskach, glinie i wapieniach, w części północnej — gleby lessowe głębokie. Na stromych krawędziach dolin, gdzie zostały odsłonięte margle kredowe, powstały rędziny przeważnie ze znaczną domieszką materiału pyłowego.

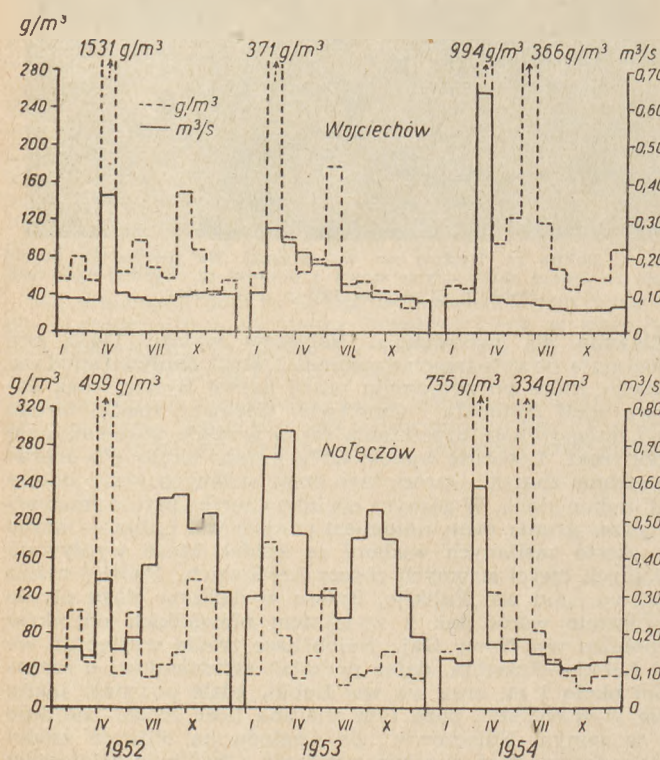
Metoda pomiarów

Pomiary ilości zawieszin były zasadniczo wykonywane dwa razy tygodniowo, a w okresie spływów wód wiosennych i ulewnych deszczów — kilka razy dziennie w zależności od stanu wód. Stan wód na wodowskazie notowano co dzień, a przy dużych wahaniami kilkakrotnie. Pobieranie próbek wody i określanie ilości unosin wykonywano metodą stosowaną w PIHM. Na każdej stacji batymetrycznej pobierano dwie próbki wody o objętości 1 litra każda z nurtu i z płytki, a następnie wyliczano średnią w jednym litrze. Zawiesziny wydzielano przez sączenie, po czym sączki suszono i ważono otrzymując w wyniku ilość materiału unoszonego w g/m^3 , a znając objętość przepływu wyliczano transport czyli ilość materiału unoszonego w kg/s . Na podstawie danych dziennych wyliczano przepływ w ciągu miesiąca oraz ilość materiału unoszonego w ciągu miesiąca: a) całkowitą, b) średnią na jednostkę przepływu, c) jednostkę powierzchni na zlewni.

Jeżeli w ciągu dnia ilość pomiarów była wielokrotna, wówczas dla każdego z nich przeprowadzano osobne wyliczenie biorąc pod uwagę przedziały czasu. Przy normalnych stanach wody, gdzie próbki brano dwa razy na tydzień, ilość unosin dla pozostałych dni obliczano przy pomocy interpolacji arytmetycznej. W okresie spływów wód wiosennych i ulewnych deszczów interpolacja arytmetyczna wstecz byłaby niezgodna z przebiegiem zjawiska, które rozpoczyna się zwykle gwałtownie, natomiast zanika mniej lub więcej stopniowo i dlatego w tych wypadkach stosowano tylko interpolację dla dni następnych. Jednakże postępowanie powyższe uzasadnione rozumowo należy sprawdzić dla badanego cieku wodnego dla każdej stacji batymetrycznej.

Wyniki badań

Wyniki pomiarów zestawiono w postaci wykresów (rys. 3 i 4) charakteryzujących przebieg zmian miesięcznych w posz-



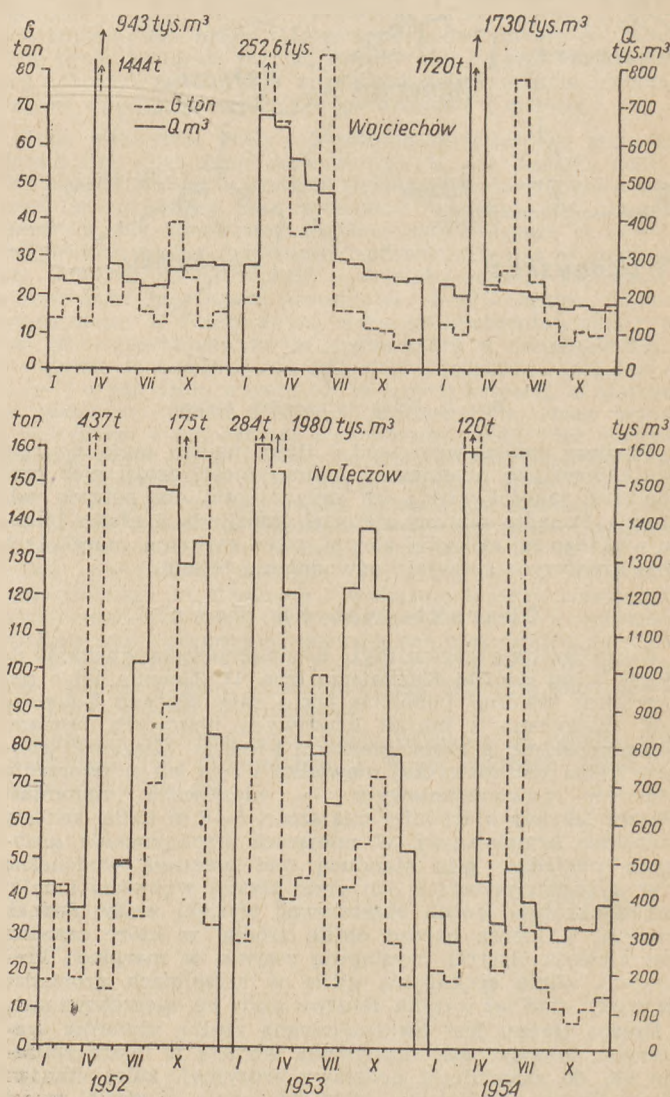
Rys. 3. Zmienność ładunku (g/m^3) i przepływu (m^3/s) w poszczególnych miesiącach w latach 1952, 1953, 1954

czególnych latach. Pewne wyraźne rozbieżności w dziennych pomiarach na stacji w Wojciechowie i Nałęczowie wynikły z braku pomiarów w Nałęczowie w okresie ulewnej deszczu w dniu 9.VI.1953 i 8.VI.1954 r. Najwyższe stany wód notowano w okresie spływów wiosennych.

W Wojciechowie przepływ wód był wyrównany i wykazywał stosunkowo niewielkie wahania miesięczne, z wyjątkiem okresu wiosennego, przy czym najmniejszy przepływ wykazywały miesiące o najmniejszych opadach, np. lipiec i sierpień 1952 r., wrzesień, październik, listopad 1954 r. W Nałęczowie występowały znaczne zaburzenia zarówno dzienne jak i miesięczne, spowodowane bliskością młyna w Charzu i stawami w Nałęczowie, Antopolu i Czesławicach, których działalność zmniejsza przepływ w okresie wiosennym, a zwiększa w okresie spuszczenia stawów. W 1952 r. (kwiecień) i w 1954 r. (marzec) przepływ w Nałęczowie był mniejszy niż w Wojciechowie, na razie nie udało się wyjaśnić, w jakim stopniu wynikało ono z zaburzeń w zlewni, a w jakim stopniu z błędów pomiarowych. Ogólnie biorąc stosunkowo mniejszy przepływ wód w Nałęczowie mógłby być uzasadniony spękaniami skał kredowych i uchodzeniem wody w głąb.

Ilość unosin wykazuje zasadnicze maksima w okresie spływów wód roztopowych, a oprócz nich krótkotrwałe w okresie ulewnych deszczów (tabl. I).

W okresie spływu wiosennego wielkość ładunku wiąże się ściśle z przepływem, ale zwykle maksimum ładunku występuje nieco wcześniej niż maksimum przepływu, podczas którego następuje w pewnym stopniu rozcieńczenie zawiesziny. Krótkotrwałe deszcze ulewne (z wyjątkiem nawałnych),



Rys. 4. Całkowity transport unosin (G_{fon}) i przepływ całkowity (Q tys. m^3) w poszczególnych miesiącach w latach 1952, 1953, 1954

TABLICA I. Maksymalne ilości materiału unoszonego w okresie roztopów i ulewnych deszczy w latach 1952 — 1954

	Wojciechów			Nałęczów		
	ładunek g/m ³	przepływ m ³ /s	materiał unoszony g/s	ładunek g/m ³	przepływ m ³ /s	materiał unoszony g/s
1.IV.1952	3044	10,50	31962,0	1708	1,46	2493,7
21.II.1953	802	1,91	1531,8	—	—	—
22.II.1953	—	—	—	547	2,80	1531,6
9.VI.1953	2114	0,26	549,6	—	—	—
3.III.1954	1650	0,22	363,0	1724	2,88	4965,1
8.VI.1954	2070	0,075	155,2	—	—	—
12.VI.1954	1594	0,26	414,4	1216	2,80	3404,8

w zlewniach nie posiadających charakteru górskiego, zwykle nie powodują znacznego zwiększenia przepływu, natomiast powodują znaczne zwiększenie ilości unosin, która dorównuje okresowi wiosennemu. Jednakże źródła ich są inne, pochodzą one ze zmacenia dna oraz z dopływów z dróg i przylegających rowów; w znacznie mniejszym stopniu oddziałuje tu materiał zmyty ze zboczy, zwykle zatrzymywany u ich podnóża względnie w dolinie przez roślinność rozwijającą się bujnie w tym okresie. W przeciwieństwie — w czasie roztopów, gdy zlewnia w wyniku zamarznięcia gleby ma małą retencję — znaczna część unosin pochodzi ze zmywania i rozmywania gleb na stokach i chociaż stanowi niewielką część przemieszczonego materiału, jest odbiciem stopnia erozji gleb w obrębie zlewni, a przy tym wykazuje duże wahania dzienne, podobnie jak i procesy erozji, uzależnione od przebiegu pogody i przepływu (rys. 5). I tak np. przymrozek ranny 3 marca 1954 r. spowodował zmniejszenie przepływu i unosin, maksymalny ładunek wystąpił w południe, a następnie zmalał w wyniku rozcieńczenia przez duży przepływ.



Rys. 5. Materiał glebowy osadzony na dnie doliny w okresie spływów wód roztopowych. Wieś Maszki. Kwiecień 1951 r. Fot. autor.

TABLICA II. Dobowa zmienność unosu ilości w okresie roztopów — Wojciechów 1954 r.

Data	Godz.	Przepływ m ³ /s	Ładunek g/m ³	Transport unosu g/s
2.III	17	0,22	546	120,0
3.III	7	0,12	309	37,1
3.III	12	0,22	1650	363,0
3.III	17	12,58	739	9296,6

Natomiast transport, który jest wynikiem zarówno ładunku jak i przepływu, zwykle jest największy w okresie najwyższego stanu wód. Podobnie na średni ładunek miesięczny, liczony jako średnia ważona, w znacznym stopniu wpływa przepływ (tabl. II).

W okresie spływu wód roztopowych zwykle niewielkie i raczej równomierne opady nie odgrywają większej roli w nasileniu mętności wody. Deszcze przyspieszając rozmarzanie gleby przeciwdziałają erozji w obrębie zlewni i zmniejszają spływ wód unoszących materiał glebowy do cieków, a tym samym zmniejszają ich mętność i skracają okres przepływu wód o dużym ładunku. W okresie letnim opady ulewne decydują o mętności wód. W okresie jesiennym, gdy przebieg opadów jest zwykle dość równomierny, wpływają one na wielkość ładunku w znacznie mniejszym stopniu. Ponieważ próbki wody zwykle pobierane są rano, na wielkość ładunku wpływa wysokość opadu z dnia poprzedniego (opady mierzone rano są notowane na dzień poprzedni), w wypadku ulewnych deszczów, gdy obserwator pobiera próbki kilkakrotnie w ciągu dnia, na przeciętną ilość unosin w danym dniu (średnia ważona) wpływa opad zanotowany na dany dzień.

Z zestawienia trzyletnich średnich miesięcznych (tabl. III) i średnich rocznych (tabl. IV) oraz z rys. 3 i 4 widoczne są różnice zachodzące z biegiem rzeki. Na stacji Wojciechów, położonej w górnym biegu rzeki i posiadającej zlewnię niemal czterokrotnie mniejszą (36,6 km²), przepływ wody w okresie trzech lat był tylko 2,4 raza mniejszy, a przy tym całkowity transport wyniósł 4156,3 t w porównaniu do 3586,9 t w Nałęczowie. Podobnie ładunek g/m³, transport na sekundę i denudacja na km² w ujęciu średnich z trzech lat przeważały na korzyść Wojciechowa. Wyjątkowo w 1953 r. w Nałęczowie ogólny transport był większy niż w Wojciechowie. W poszczególnych miesiącach (tabl. III) ładunek był zawsze większy w Wojciechowie, niż w Nałęczowie, z wyjątkiem października i listopada, gdzie się odbił wpływ spuszczenia stawów w tym okresie (w szczególności w 1952 r.), natomiast zarówno transport na sekundę jak i transport całkowity — uzależnione od przepływu — zwykle przewyższały w Nałęczowie, z wyjątkiem marca, kwietnia i maja. Jednakże ogromny ładunek i transport w Wojciechowie w okresie spływów wiosennych wywarł decydujące znaczenie w bilansie całkowitym ilości materiału unoszonego i zapewnił pierwszeństwo tej stacji.

W Wojciechowie przeciętny ładunek wyniósł 155 g/m³ przy wahaniami średniej miesięcznej od 42 g/m³ w listopadzie do 384 i 564 g/m³ w marcu i kwietniu, przy bezwzględnej maksymalnej 3044 g/m³ w dniu 1.IV.1952 r.; w Nałęczowie

Serdeczne życzenia świąteczne Autorom i Czytelnikom składa

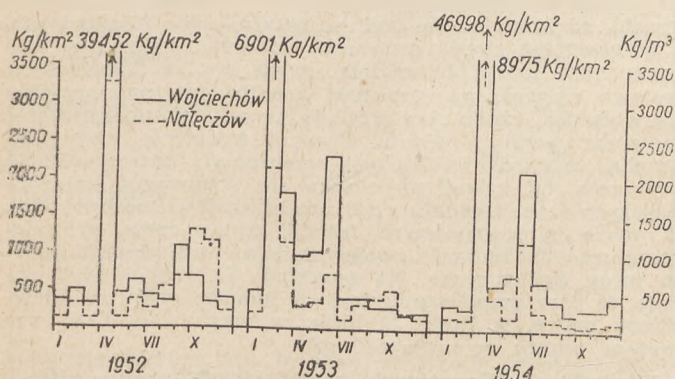
Redakcja

przeciętny ładunek wyniósł 102 g/m^3 przy wahanach średnich miesięcznych od 36 g/m^3 w grudniu do 294 i 219 g/m^3 w marcu i kwietniu, przy bezwzględnej maksymalnej 1724 g/m^3 w dniu 3.III.1954 r. (w dniu 1.IV.1952 ładunek maksymalny był zbliżony — wynosił 1708 g/m^3).

Ilość uniesionego materiału w przeliczeniu na km^2 zlewni wyniosła średnio na 1 rok w Wojciechowie $37,9 \text{ t/km}^2$, w Nałęczowie zaledwie $8,9 \text{ t/km}^2$. Wyjątkowo stosunkowo zwiększoną denudację w Nałęczowie w miesiącach jesiennych w 1952 i 1953 r. należy tłumaczyć, jak zaznaczono wyżej, spuszczeniem stawów i materiału unoszonego nie pochodzi ze zlewni a z lokalnego zmacenia wód (rys. 6). Im większa zlewnia, tym stosunkowo większa część erodowanego materiału osadza się w obrębie zlewni i kontakt z korytem rzeki jest coraz mniejszy. Ponadto znaczna powierzchnia łąk i stawy powyżej Nałęczowa są doskonałym filtrem i osadnikiem namulów.

Niedostateczna ilość publikacji^{1,2)}, dotyczących ilości materiału unoszonego przez różne rzeki w Polsce, utrudnia szerszą porównawczą charakterystykę rzeki Bystrej. Wisła pod Puławami w okresie od 1.VII.1938 r. do 30.VI.1939 r. unosiła średnio 114 g/m^3 , przy maksymalnym ładunku 599 g/m^3 , co w przeliczeniu odpowiadało denudacji 30 t/km^2 zlewni²⁾. Według danych PIHM przeciętny ładunek roczny (1946 — 1951) na Dunajcu w Nowym Sączu wynosił 151 g/m^3 , a średnia roczna denudacja $78,9 \text{ t/km}^2$, przy wahanach od 22 do 193 t/km^2 . W górach, przy znacznie większych spadkach terenu, więcej zmytego materiału glebowego dochodzi do potoków przy równoczesnym gwałtownym zwiększeniu przepływu.

O intensywności erozji i wartości wód dla potrzeb rolnictwa decyduje nie tylko ilość uniesionego materiału stałego, lecz także rozpuszczonego, dlatego też w 1955 r. wykonano próbne badanie chemizmu wód (tabl. V). W porównaniu z wynikami badań, przeprowadzonymi przez Stangenberg³⁾, wody Bystrej wykazują stosunkowo dużą zawartość azotu,



Rys. 6. Zmienność denudacji (kg/km^2) w poszczególnych miesiącach w latach 1952–1954

¹⁾ Dębski K. — O transporcie i osadzaniu aluwii w korycie Wisły. Gospodarka Wodna nr 2/1939.

²⁾ Materiał wleczony i unoszony w korycie Wisły (1923–1939). Prace PIHM zeszyt, 33. Warszawa 1954.

fosforu i wapnia i można je zaliczyć do zasobnych. Ponieważ już nawet dwukrotne pomiary przy podobnym stanie wód wykazały dość dużą zmienność, przeto dla uchwycenia bilansu rocznego i jego dynamiki należy przeprowadzać ciągłe badania wieloletnie.

Podsumowanie

Podsumowanie dotyczące nasilenia erozji gleb oparto głównie na wynikach ze stacji w Wojciechowie, gdyż stacja w Nałęczowie wykazywała dość duże zaburzenia, a ponadto pomiary w pierwszym roku badań mogły być niezbyt dokładne.

Trzyletnie pomiary materiału unoszonego w korycie rzeki Bystrej potwierdzają ogólne obserwacje dotyczące przebiegu i nasilenia erozji gleb w Pasie Wyżyn. Najintensywniejszy proces erozji występuje w okresie spływów wód wiosennych, przy czym w okresie poszczególnych lat występują dość duże zróżnicowania w zależności od grubości pokrywy śnieżnej i przebiegu pogody w okresie tajania. W okresie wiosennym najmniejszy spływ wód i erozja gleb były w 1953 r., gdy śnieg w czasie pochmurnej pogody wolno i równomiernie tajał. Największy ładunek wody unosiły w 1952 r., natomiast transport całkowity i denudacja ze względu na większy przepływ były większe w 1954 r. Jednakże z ogólnych obserwacji wynika, że szkody wyrządzone przez erozję były większe w 1952 r. Ponieważ na zboczach intensywność erozji zależy od gwałtowności przebiegu zjawiska wydaje się, że wielkość ładunku w okresie spływów wód roztopowych jest lepszym wskaźnikiem nasilenia procesów erozji gleb w obrębie zlewni niż transport całkowity w tym okresie. Zmacenie wód w okresie ulew, o ile nie idzie w parze z wyraźnym podwyższeniem przepływu, jest niedostatecznym wskaźnikiem nasilenia procesów erozji gleb w obrębie zlewni i nie może być porównywalne ze stanem w okresie spływów wód wiosennych.

Zarówno ilość unosin, jak i składników rozpuszczonych charakteryzuje wody Bystrej, a należy przypuszczać, że i innych cieków wodnych w obrębie podobnych zlewni lessowych, jako wody doskonale nadające się do nawodnień użytkujących, w szczególności w okresie spływów wód roztopowych. Wody te powinny być wykorzystane głównie w górnym biegu, gdyż ilość unosin szybko maleje i z łatwością osadza się w napotykanym zbiornikach. Ze względu na stosunkowo małe przepływy należy prowadzić bardzo oszczędną gospodarkę wodną.

Dalsze badania powinny być uzupełnione badaniem składu mechanicznego unosin oraz pomiarami w dolnym odcinku rzeki dla zobrazowania zmienności wzdłuż całego cieków i umożliwienia opracowania bilansu wodnego całej zlewni. Ze względu na dużą zmienność zjawisk w poszczególnych latach i stosunkowo duże obciążenie błędami pomiarowymi wyników (niejednokrotnie zbyt duże różnice pomiędzy ilością zawieszin w nurcie i na płycinie nie zawsze obserwator zmierzył największy przepływ i mętność wód itp.) badania powinny być ciągłe i wieloletnie.

³⁾ Stangenberg M. — Wartość nawozowa wód rzecznych. Gospodarka Wodna nr 6/52.

TABLICA V. Właściwości chemiczne wód rz. Bystrej 1955 r.

Miejscowość	Data	pH	Pozostałość po odparowaniu w mg/l	Pozostałość po wyprężeniu w mg/l	Straty na prężeniu w mg/l	Twardość ogólna w mg CaCO_3 na litr	Azot ogólny w mg N/l	Azot azotanowy w mg N/l	CaO w mg/l	MgO w mg/l	K ₂ O ogólny w mg/l	P ₂ O ₅ ogólny w mg/l
Wojciechów . . .	19.VII	7,87	435,9	397,7	38,2	286,4	1,95	0,7	135,3	19,32	3,6	1,74
Nałęczów	„	7,91	405,2	369,9	35,3	304,1	2,16	0,79	139,0	24,15	2,05	1,91
Wojciechów . . .	8.XI	7,35	335,4	299,2	36,2	285,1	1,58	0,49	138,5	16,71	3,65	1,42
Nałęczów	„	7,35	371,7	335,3	36,4	290,2	1,69	0,53	157,15	25,99	2,87	1,43

INŻ. ALEKSANDER ŻOŁNIERCZYK

Biuro Projektów Urzędów Wodnych

Zjawiska suffozji w gruntach

Filtracja wody w gruncie może działać destruktywnie na tworzywo, jakim jest grunt. Ruch wody gruntowej może być przyczyną przemieszczania w gruncie najdrobniejszych jego frakcji lub też rozmywania cząstek rozpuszczalnych w wodzie. Zjawiska te noszą nazwę suffozji (od łacińskiego słowa *suffodere* — podkopywać). W zależności od sposobu rozmywania gruntu, zjawisko to nazywamy suffozją mechaniczną lub suffozją chemiczną. W obu wypadkach ubytek w gruncie pewnej ilości cząstek zmienia jego własności fizyko-techniczne, przede wszystkim przy zwiększonej porowatości zwiększa się ściśliwość gruntu. Jeżeli wyniesione z podłoża cząstki gruntu stanowiły tylko wypełnienie porów szkieletu gruntowego, to wymycie ich powoduje przede wszystkim zwiększenie współczynnika filtracji, a tym samym zwiększa się porowatość gruntu, co wpływa na proces osiadania budowli. Jeżeli natomiast naruszony zostanie szkielet gruntowy, to osiadanie może przybrać katastrofalne rozmiary. Szczególnie wielkie niebezpieczeństwo istnieje w tych partiach gruntu, gdzie woda wypływa na powierzchnię terenu (np. prześiąki przez groble ziemne, wały itp.) lub do upustów, jakimi mogą być np. dreny, studnie itd.

Z uwagi na to, że grunty występują prawie zawsze w układzie niejednorodnym (przewarstwienia, wkładki innych rodzajów gruntów itp.), suffozji mogą podlegać tylko pewne partie gruntu. Tworzą się wtedy w podłożu pod fundamentami budowli puste miejsca, kawerny, szczeliny itp., które mogą spowodować nierównomierne osiadanie lub zapadanie się budowli. Zjawisko suffozji przebiega niezależnie od kierunku przepływu wody, w przypadku suffozji mechanicznej przemieszczanie cząstek gruntu następuje zawsze wzdłuż linii prądu. Należy podkreślić, że niezależnie od destruktywnego działania na grunt samej wody, dodatkową rolę w procesie suffozji odgrywają powietrze i gazy wypełniające pory gruntu. Powodują one miejscowe zwiększenie lub zmniejszenie procesu suffozji. Należy podkreślić, że w chwili obecnej zjawiska towarzyszące procesom suffozji nie są jeszcze dostatecznie zbadane i nie ma opracowanych zadowalających metod obliczeniowych. W niniejszym artykule zebrano niektóre poglądy na ten temat i najczęściej stosowane wzory obliczeniowe.

Suffozja chemiczna.

Procesy suffozji chemicznej występują w gruntach, które zawierają składniki rozpuszczalne w wodzie, jak np. gips, sole wapnia, potasu, magnezu itp. Może ona występować w gruntach sypkich lub też w soekanych skałach, których szczelinami przesącza się woda. W skałach tych przez rozpuszczanie i wymywanie cząstek mogą tworzyć się szczeliny lub powiększać się szczeliny istniejące.

W wypadku gruntów spoistych suffozja chemiczna może dać początek suffozji mechanicznej, bowiem przez wypłukanie części rozpuszczalnych następuje rozluźnienie gruntu i zwiększone przez to prędkości filtracji mogą przekroczyć prędkości krytyczne dla danego rodzaju gruntu. Procesom rozpuszczania i wypłukiwania podlegają najbardziej wapnie (CaCO_3), gipsy ($\text{CaSO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) i dolomity, a także grunty, w których spoiwem cementującym lub składnikiem podstawowym budowy szkieletu gruntowego są minerały rozpuszczalne w wodzie. Zdolność rozpuszczająca tych materiałów w wodzie jest bardzo duża i może wzrastać, gdy woda zawiera takie składniki, jak dwutlenek węgla, kwas solny, kwas siarkowy, wolny CO_2 , kwasy humusowe itp. Wg badań radzieckich nad filtracją wody przez grunty pochodzenia osadowego ustalono, że ilość wymy-

tęgo materiału w ciągu roku, przy przepływie wody 1,2 l/sek, może wynosić:

dla dolomitu — ok. 4 m³/rok
dla wapieni — ok. 1,5 — 2 m³/rok

Liczby te w dostatecznym stopniu orientują, jak duże ilości gruntu mogą ulec rozpuczeniu i wymyciu. Jedynym środkiem zapobieżenia suffozji chemicznej jest całkowite wstrzymanie filtracji wody. Nawet przy bardzo małych prześiąkach proces ten przebiega z tym, że małe prędkości przepływającej wody pozwalają na pełne jej nasycenie związkami chemicznymi. Wyjaśnienie charakteru wzajemnego oddziaływania wód podziemnych i gruntu jest jednym z najważniejszych zadań przy ogólnej charakterystyce hydrogeochemicznej obszaru.

Ze względu na stosunkowo mniejsze znaczenie, jakie dla budownictwa wodnego ma u nas suffozja chemiczna, zajmujemy się głównie suffozją mechaniczną.

Suffozja mechaniczna.

Zjawisko suffozji mechanicznej polega na wymywaniu, przemieszczaniu lub wynoszeniu z gruntu najdrobniejszych frakcji przez filtrującą wodę. Proces ten występuje przede wszystkim w drobnoziarnistych gruntach niespoistych lub mało spoistych (np. piaszczystych) o dużym współczynniku jednorodności. W gruncie niejednorodnym, po przekroczeniu pewnych krytycznych prędkości filtracji, cząsteczki gruntu rozluźniają się pod wpływem sił filtracyjnych, a poszczególne ziarna gruntu są unoszone i płyną w kierunku linii prądu. Normalnie uważa się, że filtracja nie wpływa ujemnie na strukturę gruntu, gdy przesączająca się woda jest czysta, bez względu na jej ilość przepływającą przez warstwę gruntu. Dopiero mętnienie wody jest oznaką, że prędkości filtracji przekroczyły pewną wartość krytyczną, od której rozpoczyna się wynoszenie najdrobniejszych frakcji gruntu czyli proces suffozji mechanicznej. Wymycie najdrobniejszych frakcji gruntu może być niebezpieczne dla budowli, ponieważ ilości wyniesionego gruntu mogą być znaczne. Na przykład Sawareński podaje, że przy pompowaniu wody z jednego szybu moskiewskiego metro, w ilości 20 l/sek, w ciągu roku ilość wymytego gruntu wyniosła 600 m³.

Wielkość sił filtracyjnych, powodujących procesy suffozji zależy bezpośrednio od prędkości przepływającej między cząsteczkami gruntu wody a tym samym od porowatości gruntu. W miarę wymywania frakcji najdrobniejszych porowatość gruntu zwiększa się, a więc równocześnie powoduje to stopniowe zwiększanie się współczynnika filtracji. Tym samym zwiększają się siły filtracyjne czyli zwiększa się zdolność unoszenia przez wodę ziarenek gruntu i coraz to grubsze frakcje ulegają wymyciu, aż do całkowitego zniszczenia struktury podłoża. W jakim stosunku zmienia się prędkość filtracji w zależności od porowatości gruntu przedstawiono w tablicy I. W rubryce 1 po-

TABLICA I (wg Slichtera)

Porowatość w %	Prędkość względna
30	0,81
32	1,00
34	1,22
36	1,47
38	1,76
40	2,09

dano porowatość w ‰, w rubryce 2 prędkość filtracji w stosunku do prędkości w piaskach o porowatości 32‰. Według innych autorów prędkość względna wzrasta w zależności od porowatości gruntu w stosunku prostym. Na przykład Istomina przyjmuje wzrost współczynnika filtracji wprost proporcjonalnie do porowatości „rzeczywistej” obliczonej wzorem Lejbenzona.

$$p' = p \left(1 - 0,114 \frac{1-p}{p} \right)$$

gdzie: p — porowatość przestrzenna gruntu. Przy założeniach wprost proporcjonalnego wzrostu prędkości względnej filtracji, obliczone wartości wyniosą:

dla $p = 30\%$	— 0,92
$p = 32\%$	— 1,00
$p = 40\%$	— 1,32

Rozbieżność tych wyników obliczeń nie podważa jednak samego założenia, że wraz ze wzrostem porowatości wzrastają prędkości filtracji w gruncie. Na uwagę zasługuje fakt, że współczynnik filtracji w dużym stopniu zależy od stopnia przemycia gruntu, zawartości frakcji najdrobniejszych oraz kształtu ziaren gruntu. Nawet grubookruchowe otoczaki mogą mieć tylko nieznaczną przepuszczalność, jeżeli przestrzenie między otoczkami wypełnione są materiałem drobnoziarnistym lub ilastym. Widać to wyraźnie z zestawienia w tablicy II. Jak widać z tablicy,

TABLICA II (wg W. A. Priklonskiego)

Rodzaj gruntu	Przybliżona wartość współczynnika filtracji k m/dobę
Otoczaki przemycie	ponad 100
Otoczaki z piaskiem	100 — 20
Piaski	50 — 20
Piaski gliniaste	2 — 0,1
Gliny	poniżej 0,1
Iły	poniżej 0,0 01

należy się liczyć z tym, że wymycie frakcji drobnych może spowodować gwałtowny wzrost współczynnika filtracji. Np. wymycie drobnych frakcji z podłoża, jaki stanowią otoczaki z iłem i piaskiem, może spowodować wzrost współczynnika filtracji, od ok. 20 m/dobę nawet do 800 ÷ 1000 m/dobę. Należy podkreślić, że współczynnik filtracji zmienia się wraz ze zmianą stopnia zagęszczenia gruntu. Im większe zagęszczenie, tym mniejsza porowatość gruntu, a tym samym zmniejsza się współczynnik przepuszczalności. Z tego powodu współczynnik filtracji winien być wyznaczony dla takiego zagęszczenia gruntu, w jakim będzie on współpracował z budowlą. Zatem obciążenie na podłoże gruntowe ma swój wpływ na procesy suffozyjne. Zagadnienie staje się o tyle bardziej skomplikowane i niebezpieczne, że równocześnie przy dużych obciążeniach na grunt, nawet bardzo minimalne osłabienie podłoża może wywołać szybki wzrost procesu osiadania budowli. Suffozja mechaniczna w gruncie może wystąpić niezależnie od kierunku przepływu wody. Na przykład przy pompowaniu wody z wykopu następuje przesłanianie wody z dolnych warstw wodonośnych i filtracja przez dno wykopu, co związane jest z wynoszeniem początkowo części koloidalnych, następnie pyłowych a później nawet drobno- i średnioziarnistych piasków w kierunku pionowym ku górze. Powoduje to często bardzo poważne osłabienie podłoża fundamentowego lub całkowite naruszenie jego spójności. Suffozja w tym przypadku przebiega zgodnie z kierunkiem przepływu wody gruntowej. Współczynnik filtracji niektórych gruntów zmienia się zależnie od kierunku ruchu wody. Do takich gruntów zalicza się torf, less, gliny lessowate, iły wstęgowe itd.

Procesy suffozyjne mogą wystąpić szczególnie intensywnie w płaszczyznach zetknięcia się dwu warstw gruntu o różnych współczynnikach filtracji. Im większa jest różnica przepuszczalności dwu stykających się warstw gruntu, tym większe jest niebezpieczeństwo wystąpienia i przebiegu procesu suffozji. Ma to szczególnie ważne znaczenie przy wszelkiego rodzaju przewarstwieniach w podłożu gruntowym. Należy więc zawsze rozpatrywać krytyczne prędkości filtracji dla warstw bardziej podatnych na procesy suffozji. Prędkość filtracji, przy której rozpoczyna się proces suffozji mechanicznej, określamy jako prędkość krytyczną dla danego gruntu. Justin podaje następujące maksymalne prędkości filtracji, przy których zaczyna się suffozja: (tabl. III)

W gruntach niejednorodnych za teoretyczną średnicę cząstek gruntu należy przyjmować średnicę tych ziarenek, które w razie ich wypłukania naruszają strukturę gruntu. Będą to frakcje d_{10} i d_{30} tj. takie, które w składzie gruntu wraz z cząsteczkami o średnicy mniejszej stanowią odpowiednio 10 lub 30 procent wagowo całości. Zarnecki proponuje przyjmować 20—25% wielkości podanych w tablicy, z uwagi na bezpieczeństwo, ponieważ podane prędkości nie zostały należycie sprawdzone. Prędkości te mogą służyć jako orientacyjne przed sprawdzeniem jedną z metod obliczeniowych. Podobnie dla celów orientacyjnych można przyjmować, że prędkość krytyczna filtracji winna odpowiadać następującej zależności

$$V_{kr} \leq \frac{0,001}{d} \text{ cm/sek}$$

gdzie: d — średnica ziaren gruntu w cm.

Niżej zestawiono najczęściej stosowane wzory na prędkość krytyczną filtracji podane przez różnych autorów. Wzór Sichardta wyprowadzony na podstawie obserwacji przy odpompowywaniu studni

$$V_{kr} = \frac{\sqrt{k}}{15} \text{ m/s}$$

gdzie: k — współczynnik filtracji w m/s. Wartości otrzymane tym wzorem, jak wykazały badania laboratoryjne Abramowa, są 5—9 razy niższe od faktycznie wymyślających. Abramow podaje następujący wzór (stara formuła)

$$V_f = 60 \sqrt[4]{k} \text{ m/dobę}$$

oraz nowszy empiryczny wzór

$$V_f = 65 \sqrt[3]{k} \text{ m/dobę}$$

gdzie: k — współczynnik filtracji w m/dobę. Do wzoru powyższego Abramow opracował wykres.

Podobny do tych wzorów jest wzór wyprowadzony na podstawie badań laboratoryjnych w Radzieckim Instytucie WODGEO:

$$V_f = (60 - 70) \sqrt[3]{k} \text{ m/dobę}$$

oznaczenia jak wyżej.

W tablicy IV podano porównanie prędkości krytycznych otrzymanych według wzoru Sichardta i wzorów Abramowa, dla dwu wartości współczynnika filtracji k .

Oczywiste jest, że dla innych współczynników filtracji stosunek obliczonych prędkości dopuszczalnych będzie jeszcze inny.

Wzór Sichardta został wyprowadzony dla studni z filtrem siatkowym, natomiast wzory Abramowa dla studni bez filtru. Drugi wzór Abramowa poprawiony został w kierunku ekonomicznego projektowania studni, a więc dla określenia maksymalnych prędkości niewymyślających. Wzory powyższe wyprowadzone zostały dla celów specjalnych (dopływ wody do studni) oraz uzależniają dopuszczalną prędkość filtracji od jednego parametru tzn. od współczynnika filtracji gruntu. Z tych przyczyn

TABLICA III (wg Żarneckiego)

Teoret. średnica cząstek gruntu w mm	5,1	3,0	1,0	0,8	0,5	0,3	0,1	0,08	0,05	0,03	0,01
Prędkość wyrwywająca w mm/sek.	22,1	17,3	9,85	8,83	6,97	4,88	3,06	2,79	2,19	1,71	0,98

W dalszym ciągu porównuje się niektóre wartości prędkości krytycznych otrzymanych wzorem Patraszewa z prędkościami wyrwywającymi podanymi przez Justina (tablica VI).

Pomijając fakt, że porównywane miarodajne średnice cząstek gruntu nie są jednoznaczne u obu autorów, można stwierdzić, że wartości prędkości krytycznych wg Justina są kilkakrotnie wyższe niż

TABLICA IV

Współczynnik filtracji k m/sek	$V_1 = \frac{\sqrt{k}}{15}$	$V_2 = \frac{60 \sqrt{k}}{86400}$	$V_3 = \frac{65 \sqrt{k}}{86400}$	Stosunek $\frac{V_1}{V_3}$
0,0001	0,00066	0,0012	0,00155	2,348
0,001	0,0021	0,0196	0,00332	1,581

TABLICA VI

Średnica cząstek zapełniających w mm	1	0,25	0,1	0,01
Prędkość wyrwywająca wg Justina przeliczona na m/dobę	ok. 850	ok. 450	ok. 26	ok. 8,6
Prędkość krytyczna wg Patraszewa m/dobę	440	110	11,2	1,76

Gwozdiew zaleca do obliczeń budowli hydrotechnicznych stosowanie wzoru Patraszewa:

$$V_{kr} = \frac{d}{d_0} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{a_0 k}{4d}} \right) \text{ cm/sek.}$$

gdzie: V_{kr} — krytyczna prędkość filtracji cm/sek.

d — średnica cząstek wypełniających szkielec gruntowy w cm

a_0 — empiryczny współczynnik, który dla niespoistych gruntów przyjmuje się 0,4, dla spoistych 1 ÷ 2,0

k — współczynnik filtracji gruntu w cm/sek.

Wzór Patraszewa uwzględnia większą ilość czynników wpływających na procesy suffozji przede wszystkim spoistość gruntu. Prędkości krytyczne filtracji dla różnych gruntów obliczane wzorem Patraszewa podaje tablica V.

TABLICA V

Rodzaj gruntu	Średnica cząstek od — do w mm	Przyjęta średnica cząstek zapełn. w mm	Prędkość krytyczna m/dobę
Otoczaki	100 ÷ 40	40	17300
Żwiry	40 ÷ 4	2	1760
Piaski gruboziarniste	2 ÷ 1	1	440
Piaski średnioziarniste	1 ÷ 0,25	0,25	110
Piaski drobnoziarniste	0,25 ÷ 0,025	0,1	11,2
Piaski pyłaste	1,0 ÷ 0,01	0,01	1,76
Gliny piaszczyste	0,01 ÷ 0,005	0,005	0,88
Pyły	0,005 ÷ 0,001	0,001	0,086

Dla podanych w tablicy V prędkości krytycznych Gwozdiew zaleca stosowanie współczynnika bezpieczeństwa i przyjmowanie prędkości dopuszczalnych równych 1/3 prędkości krytycznych, czyli

$$V_{dop} = \frac{1}{3} V_{kryt}$$

wg Patraszewa. Według poglądu niektórych autorów można przyjmować za prędkość krytyczną, przy której rozpocznie się proces suffozji, prędkość graniczną przejścia od ruchu laminarnego do ruchu burzliwego filtrującej strugi wody. Normalnie ruch wody w gruntach niespoistych jest ruchem laminarnym tzn. wszystkie elementarne składowe strugi przepływające w gruncie potoku wody są równoległe względem siebie i przepływają z jednakową prędkością. Przy takim ruchu tylko najdrobniejsze cząsteczki w gruncie mogą ulec uniesieniu i przemieszczeniu. Zwiększeniu prędkości filtracji prowadzi do zmiany ruchu laminarnego w burzliwy. W podziemnym potoku burzliwym powstają siły pionowe, będące następstwem pionowych składowych prędkości potoku. Siły te oddziałują na cząstki gruntu powodując ich wyrwanie, uniesienie i przemieszczenie wzdłuż w kierunku przepływu wody. Granicę przejścia jednego ruchu w drugi uważa się jako prędkość krytyczną, przekroczenie której powoduje rozmycie gruntu. Prędkość ta jest odwrotnie proporcjonalna do średnicy ziaren gruntu i może być obliczona według wzoru akad. Pawłowskiego:

$$V_{kr} = \frac{1}{6,5} (0,75 \cdot m + 0,23) \frac{\mu}{\rho} \cdot \frac{R}{d} \text{ cm/sek.}$$

gdzie: m — porowatość gruntu,

d — średnia średnica ziaren,

μ — współczynnik lepkości kinematycznej cieczy,

ρ — ciężar właściwy wody,

R — wskaźnik turbulentności (burzliwości) obliczony wg Pawłowskiego.

Dla temperatury wody $t = 10^\circ\text{C}$, tzn. gdy

$$\frac{\mu}{\rho} = 0,131, \text{ wzór ma postać}$$

$$V_{kr} = 0,002 (0,75 \cdot m + 0,23) \frac{R}{d} \text{ cm/sek}$$

gdzie oznaczenia jak wyżej. Na oddzielną uwagę zasługują teoretyczno-doświadczalne badania Istominy, nad wyznaczeniem „średnicy zastępczej” porów w gruncie analogicznie do średnicy zastępczej cząstek gruntu oraz nad dopuszczalnymi prędkościami filtracji. Na podstawie badań przeprowadzonych w WODGEO, Istomina wyprowadziła kilka nowych parametrów charakteryzujących grunt jako tworzywo budowlane. Należy tu wyliczyć przede wszystkim „średnicę zastępczą” porów gruntu d_0 , średnicę minimalną porów $d_{0 \min}$ średnicę ziaren zasklepiających (klinujących) d_{oc} , średnicę obliczeniową (dla zjawisk filtracji) d_{ob} . Wyprowadzone na drodze doświadczalnej powyższe parametry okazały się funkcjami wskaźnika jedno-

$$\text{stajności (różnoziarnistości) gruntu } \eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

Podobnie znaleziono, że ciężar właściwy suchego gruntu (szkieletu gruntowego) oraz porowatość gruntu są

funkcjami wskaźnika jednostajności gruntu. Dla wszystkich parametrów Istomina opracowała odpowiednie wykresy. Przez odpowiednią interpretację otrzymanych doświadczeń wyników Istomina wskazuje na wskaźnik jednostajności jako podstawową charakterystykę gruntu, od której uzależnia dopuszczalną prędkość filtracji. Pomijając wszystkie dowody i przeliczenia oraz wykresy poszczególnych parametrów, podaje się tylko wynik końcowy w formie wykresu. Na wykresie podano dopusz-

czalny spadek hydrauliczny $I_{dp} = \frac{V_{d,p}}{K}$ w zależności od

wskaźnika jednostajności gruntu. Należy nadmienić, że doświadczenia Istominy wykonane były w bardzo szerokim zakresie, tzn. dla gruntów o współczynniku η wahających się w granicach od 2,5 do 40.

Przykład. Sprawdzimy teraz wyniki, jakie dają poszczególne wzory na dopuszczalną prędkość filtracji.

Zakłada się następujące dane wyjściowe dla rozpatrywanego rodzaju gruntu (wg krzywej przesiewu):

$$\text{Wskaźnik jednostajności: } \eta = \frac{0,85}{0,1} = 8,5$$

$$d_{10} = 0,1 \text{ mm}$$

$$d_{20} = 0,6 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0,8 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 0,85 \text{ mm}$$

porowatość przestrzenna $p = 34\%$

Współczynnik filtracji wg Slichtera (dla temp. 10°C)

$$\begin{aligned} k &= 0,07406 \cdot 0,03 \cdot 0,8^2 = 0,0014 \text{ m/sek} = \\ &= 0,000014 \text{ cm/sek} = 0,000340 \text{ cm/min} = \\ &= 120,1 \text{ m/dobę} \end{aligned}$$

Obliczenie prędkości wymywających

$$1. \text{ wg wzoru } V_{kr} \leq \frac{0,001}{d} = \frac{0,001}{0,08} \cdot \frac{86400}{100} = 108 \text{ m/dobę}$$

$$2. \text{ wg Justina, dla } d_{10} = 0,1 \text{ mm}$$

$$V_{kr} = 3,06 \cdot \frac{86400}{1000} = 264 \text{ m/dobę}$$

$$3. \text{ wg Sichardta}$$

$$V_{kr} = \frac{\sqrt{0,0014}}{15} \cdot 86400 = 215 \text{ m/dobę}$$

$$4. \text{ wg starej formuły Abramowa}$$

$$V_f = 60 \sqrt[4]{120,1} = 198 \text{ m/dobę}$$

$$5. \text{ wg nowej formuły Abramowa}$$

$$V_f = 65 \sqrt[3]{120,1} = 320 \text{ m/dobę}$$

$$6. \text{ wg Patraszewa}$$

Z krzywej przesiewu przyjmuje się średnicę cząstek wypełniających $0,4 \text{ mm} = d_{20}$

$$V_{kr} = \frac{0,04}{0,4} \left(1 + \sqrt[3]{1 + \frac{0,4 \cdot 0,000014}{4 \cdot 0,4}} \right) \cdot \frac{86400}{100} = 173 \text{ m/dobę}$$

$$V_{dop} = \frac{1}{3} \cdot 173 = 58 \text{ m/dobę}$$

$$7. \text{ wg Pawłowskiego}$$

$$V_{kr} = 0,0002 (0,75 \cdot 0,34 + 0,23) \frac{50}{0,8} \cdot \frac{86400}{100} = 523 \text{ m/dobę}$$

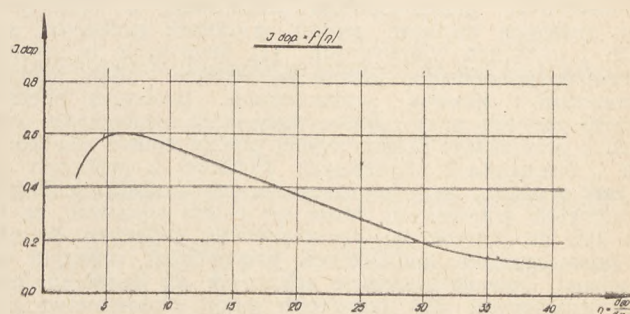
$$8. \text{ wg Istominy}$$

$$V_{dop} = I_{dp} \cdot k = 0,57 \cdot 120 = 68 \text{ m/dobę}$$

Z porównania obliczonych prędkości widzimy, że wyniki otrzymane wzorami Patraszewa i Istominy są

bardzo bliskie, co jest zupełnie zrozumiałe, ponieważ zostały one wyprowadzone dla obliczenia dopuszczalnych prędkości filtracji w obrębie budowli hydrotechnicznych.

Drugą grupę stanowią wzory Sichardta i Abramowa, wyprowadzone z obserwacji odpompowywania studni i stąd są kilkakrotnie wyższe od dopuszczalnych dla filtracji pod fundamentami budowli. Wzór Pawłowskiego wykazuje prędkości wody już po daleko posu-



Rys. 1. Wykres dopuszczalnych spadków wg Istominy

niętym procesie suffozji, tzn. gdy duża porowatość gruntu umożliwia przejście z ruchu laminarnego w burzliwy. Taki stan w gruncie obserwujemy bezpośrednio przed całkowitym rozmyciem podłoża pod budowlą.

Jak było już omówione na początku procesy suffozyjne są zjawiskiem bardzo skomplikowanym. W niektórych wypadkach proces suffozji ulega samoczynnie zahamowaniu, na skutek zaklinowania przez płynące cząsteczki kanalików w gruncie. Proces zahamowania przebiega w ten sposób, że pory między grubymi ziarnami gruntu zostają stopniowo zaklinowane ziarnami mniejszymi, nie przechodzącymi przez te pory. Wymiar otrzymanych w rezultacie klinowania porów zmniejsza się i coraz to drobniejsze ziarna są zatrzymywane. Proces ten stopniowo zatrzymuje suffozję. Należy zauważyć, że w ten sposób wytwarza się w gruncie filtr odwrotny, tzn. na zewnątrz mamy frakcje grubsze i w kierunku „pod prąd” frakcje coraz drobniejsze. Ten naturalny układ frakcji stanowił podstawę do zastosowania w budownictwie hydrotechnicznym filtrów odwrotnych. Projektowanie filtrów odwrotnych stanowi oddzielne zagadnienie i było omówione w artykule Żbikowskiego na łamach „Gospodarki Wodnej” (nr 11/55).

W artykule niniejszym nie zostało omówione zjawisko przebiecia hydraulicznego (niem. Grundbruch), które ściśle jest związane z procesami suffozji. Przytoczone wzory na prędkości krytyczne i dopuszczalne zostały wyprowadzone na drodze doświadczałnej. Pominięto teoretyczną stronę procesów suffozji mechanicznej, która jest omówiona w wielu podręcznikach, m.in. w „Gruntoznawstwie” prof. W. Kollisa.

LITERATURA

1. Abramow S. — Typowe konstrukcje i obliczenia urządzeń drenarskich (tłum. z ros.), W-wa 1952.
2. Abramow i inni — Drenaż przemysłowych płościzadok i miejskich terytoriów, Moskwa 1952.
3. Gwoźdźew W. S. — Puti uluczszénja konstrukcji niskonapornych plotin, Moskwa 1952.
4. Isomina W. S. Dopuszczajenyje skorosti i gradienty filtracji Gidr. i Mel. 8/1949.
5. Jarocki W. — Filtracja wody w obrębie budowli hydrotechnicznych, G. W. 6/1951.
6. Kollis W. — Gruntoznawstwo, Warszawa 1954.
7. Kołomiński N. W. — Geologia inżynierska (tłum. z ros.), Warszawa 1955.
8. Pawłowski N. N. — Sobrańje soczinienij, tom II dwiżenje gruntowych wod, Moskwa 1956.
9. Szrejber B. P. — Goriaczajza bitumizacija w gidrotechničeskom stroitielstwie. Moskwa 1951.
10. Żarnecki Z. — Filtracja przez wały w świetle badań radzieckich, G. W. 10/1952.

INŻ. TADEUSZ RYNCARZ

Przedsiębiorstwo Geologiczno-Inżynierskie Energetyki

Zakres stosowania próbnych obciążeń gruntów

(Artykuł dyskusyjny)

W połowie 1955 r. została wydana przez b. Ministerstwo Budownictwa Przemysłowego „Instrukcja o wykonywaniu próbnych obciążeń gruntu w dołach próbnych, szybach i otworach wiertniczych” [1]. Instrukcja ta, zgodnie z tym co powiedziane jest w jej wstępie, podaje warunki techniczne i sposoby wykonywania próbnych obciążeń gruntu, zawiera opisy i szkice wszystkich niezbędnych urządzeń i przyrządów pomiarowych, podaje sposób użytkowania i interpretacji uzyskanych wyników z próbnych obciążeń gruntów, przy wyznaczaniu ich modułu ścisłości i naprężeń granicznych. Może się zatem wydawać, że nic nie stoi na przeszkodzie w stosowaniu próbnych obciążeń w poszczególnych konkretnych przypadkach praktyki budowlanej. Jednak instytucje zajmujące się badaniem podłoża gruntowych dla wszystkich gałęzi budownictwa niewątpliwie muszą napotkać pewną lukę w tym zagadnieniu, a mianowicie brak wskazań co do celowości stosowania próbnych obciążeń gruntów w ogóle lub w poszczególnych przypadkach. Brak jest tych wskazań nie tylko we wspomnianej instrukcji, ale i w całej dość skromnej literaturze polskiej, zajmującej się mechaniką gruntu i problemami fundamentowania. Wprawdzie dawna norma PN-B 184 „Klasyfikacja gruntów i ich bezpieczne obciążenie” [2] — poza przytoczonymi przez siebie, dwoma rodzajami wypadków, nadającymi się z pewnymi zastrzeżeniami do wyprowadzania wniosków praktycznych z próbnych obciążeń — odrzuca w zasadzie możliwość ich stosowania, podając, że wbrew spotykanym do niedawna poglądom, próbne obciążenie na ogół nie odtwarza ani rzeczywistej wytrzymałości gruntu pod przyszłą budowlę, ani też wartości osiadania pod nią. Stanowisko to, nie jest jednak w normie PN-B 184 szerszej uzasadnione, pozostawiając raczej problem otwartym. Fakt wydania instrukcji o wykonywaniu próbnych obciążeń gruntu podkreśla konieczność szczegółowego opracowania tego problemu, dla uniknięcia najczęściej niepotrzebnych wielkich nakładów kosztów i pracy.

Na podstawie nawet pobieżnego zapoznania się ze wspomnianą instrukcją, można stwierdzić, że przeprowadzanie próbnych obciążeń gruntu w terenie:

- napotyka na pewne trudności natury technicznej, gdyż wymaga m. in. montażu urządzenia pozwalającego w warunkach polowych rejestrować osiadania poduszki obciążanej z dokładnością przynajmniej 0,1 mm, budowy pomieszczenia chroniącego całe urządzenie od wpływów atmosferycznych i działaniu wiatru itp.,
- jest bardzo pracochłonne; dla przykładu można podać, że obciążenie, którego wykres podany jest na rys. 2 wspomnianej instrukcji trwało ok. 60 godzin;
- wymaga wysokokwalifikowanej obsługi, mogącej świadomie kierować całym przebiegiem badań.

Biorąc równocześnie pod uwagę, a nawet na niezbyt dużym terenie budowy należy przeprowadzić kilkanaście badań (w kilku miejscach i na kilku głębokościach), łatwo widoczny staje się wysoki koszt przeprowadzania takich badań. Z drugiej strony wiadomo, że wyznaczanie modułu ścisłości gruntów oraz obliczanie naprężeń granicznych odbywa się najczęściej na podstawie wyników badań laboratoryjnych próbek gruntu pobranych w terenie, badań, których koszt jest niewspółmiernie niższy od kosztów próbnych obciążeń.

Wobec tego wydaje się, że ze względów ekonomicznych należy stosować jedynie badania laboratoryjne. Przeciw takiemu stanowisku jest wysuwany zwykle argument, że próbne obciążenia wykonywane są w warunkach naturalnego zalegania gruntu i tylko one mogą podawać wyniki najbliższe rzeczywistości.

W niniejszym opracowaniu podjęto próbę przeanalizowania słuszności tego argumentu, w oparciu o pewne rozważania teoretyczne i wyniki uzyskiwane w praktyce.

Interpretacja wyników próbnych obciążeń

Jak wiadomo, celem próbnych obciążeń gruntu jest ustalenie liczbowych wartości pewnych wielkości (np. modułu

ściśliwości, naprężeń granicznych), mających charakteryzować zachowanie się podłoża poddanego obciążeniu. Wartości te wykorzystywane są przez projektantów przy obliczaniu dopuszczalnych obciążeń, wielkości osiadań projektowanych przez nich budowli i ewentualnie przebiegu tych osiadań w czasie. Ponieważ powierzchnia podstawy fundamentu projektowanej budowli jest zazwyczaj znacznie większa od powierzchni poduszki obciążającej, używanej w próbnych obciążeniach, występuje tutaj zagadnienie sposobu przenoszenia wyników uzyskiwanych przy małych powierzchniach na warunki zachowania się tego samego gruntu, obciążonego dużą powierzchnią stopy fundamentu.

Jeżeli chodzi o wyznaczenie modułu ścisłości gruntu, to we wspomnianej instrukcji podany jest wzór

$$s = \frac{w \cdot p \cdot b (1 - \mu^2)}{E} \quad [1]$$

gdzie: s — osiadanie w cm,

w — współczynnik uwzględniający kształt i sztywność fundamentu,

p — nacisk jednostkowy na grunt w kg/cm^2 ,

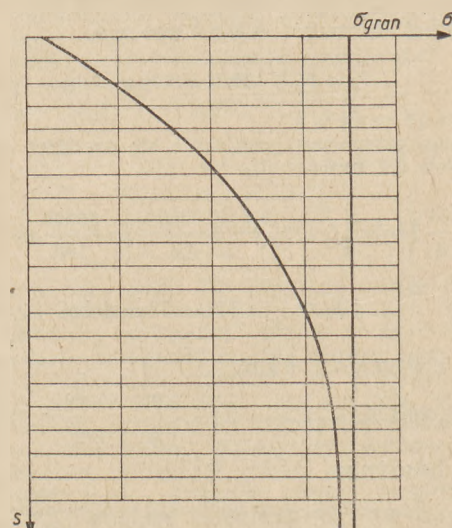
b — szerokość fundamentu w cm,

μ — współczynnik rozszerzalności bocznej gruntu,

E — moduł ścisłości w kg/cm^2 .

Wzór [1] — wyprowadzony przy założeniu półprzestrzeni odkształcającej się według prawa liniowego, obciążonej na pewnym obszarze płaszczyzny ograniczającej, obciążeniem równomiernym ma służyć do wyznaczania modułu ścisłości, jeżeli znane są wielkości s , p , b — pomierzone przy próbnym obciążeniu; w , μ — przyjęto z odpowiednich tabel. Z przyjętych założeń wynika, że wzór [1] może być stosowany jedynie przy interpretacji obciążeń powierzchniowych. Natomiast dla próbnych obciążeń w otworach wiertniczych należałoby stosować wzory uwzględniające głębokość badanego poziomu. Na fakt ten we wspomnianej instrukcji nie zwrócono uwagi.

Dla wyznaczenia dopuszczalnych obciążeń ze względu na możliwość wypierania gruntu spod fundamentu proponowany jest w instrukcji następujący sposób: do uzyskanego w próbnym obciążeniu wykresu ścisłości gruntu (rys. 1) zostaje wykreślona asymptota, która w przecięciu z osią



Rys. 1

odciętych (osią naprężeń) wyznacza wielkość naprężeń granicznych. Dla ustalenia wielkości naprężeń dopuszczalnych na grunt proponowany jest wzór

$$\sigma_{\text{dop}} = \frac{1}{n} \sigma_{\text{gran}} \quad [2]$$

gdzie: n — jest współczynnikiem bezpieczeństwa wynoszącym zwykle $2 \div 3$.

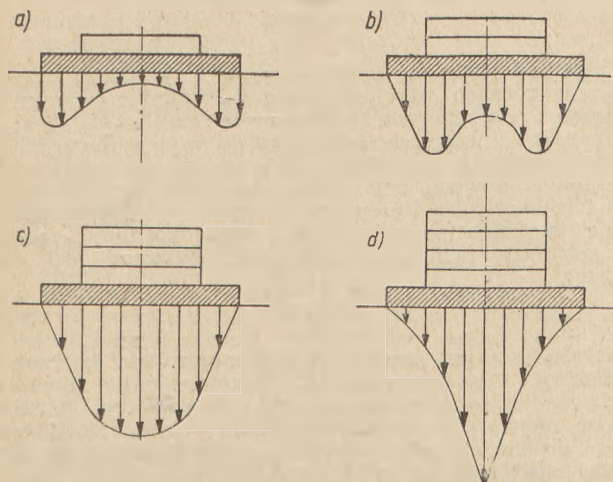
W metodzie tej charakterystyczny jest fakt całkowitego pomijania wpływu wielkości powierzchni obciążanej na wielkość naprężeń granicznych, a tym samym na wielkość naprężeń dopuszczalnych. Intuicyjnie wydaje się, że naprężenia wywołujące wypieranie gruntu spod małej powierzchni poduszki obciążającej, a tym samym utratę jej stateczności mogą być zupełnie bezpieczne dla dużej powierzchni podstawy fundamentu. Jednak intuicja może zawieść, a zagadnienie dopuszczalnego obciążenia ma w budownictwie olbrzymie znaczenie. Przyjęcie do projektu za dużych wartości naprężeń dopuszczalnych może spowodować katastrofę, natomiast przyjmowanie za małych wartości powoduje niepotrzebne zwiększenie kosztów budowy. Wobec tego konieczne staje się bardziej szczegółowe przeanalizowanie tego zagadnienia.

Warunki podobieństwa przy zmiennej wielkości powierzchni obciążenia

Próbne obciążania gruntu są pewnym rodzajem badań modelowych. Wprawdzie podłoże pozostaje w stanie naturalnym, jedna poduszka obciążająca jak gdyby modeluje budowlę, która w tym miejscu będzie wznoszona. Metody modelowania szeroko stosowane w aero- i hydrodynamicie mają znacznie rozbudowane teorie, natomiast w mechanice gruntów zostały podjęte dopiero pierwsze próby ustalenia warunków modelowania.

Omówimy tutaj metodę ustalenia warunków modelowania podłoża gruntowych podaną przez Florina [3], która pozwoli nam następnie przeanalizować zagadnienie próbnych obciążeń. W tym celu rozpatrzmy najogólniej zjawiska występujące przy stopniowym obciążaniu powierzchni gruntu poprzez sztywny fundament. Dla uproszczenia zagadnienia rozważymy podłoże jednorodne, izotropowe oraz zjawisko ustalone w czasie.

Przy pierwszym stopniu obciążenia (rys. 2a) rozkład naprężeń normalnych na podstawie fundamentu charakteryzuje się zwiększonymi naprężeniami na krawędziach podstawy, co jest zgodne z rozwiązaniem teorii sprężystości. Przy wzroście obciążenia wzrost naprężeń wywołuje na krawędziach powstanie obszarów o kształtach plastycznych, przez co maksimum naprężeń przesuwa stopniowo do środka (rys. 2b, c). Przy dalszym wzroście obciążenia następuje powiększenie obszarów o kształtach plastycznych i wyraźne wypieranie gruntu spod fundamentu. Krzywa rozkładu naprężeń normalnych przyjmuje kształt ostrza (rys. 2c). Wobec tego proces osiadania sztywnego fundamentu posadowionego na podłożu gruntowym można z dużym przybliżeniem traktować jako mieszane zagadnienie sprężysto-plastyczne. Wprawdzie, zagadnienie takie z powodów trudności matematycznych nie zostało dotychczas rozwią-



Rys. 2.

zane, to jednak przyjmując taką schematyzację zagadnienia można, przez wykorzystanie prostej metody teorii podobieństwa, ustalić warunki modelowania, które zabezpieczą pełne podobieństwo stanów naprężeń modelu i natury.

W istocie, jakiejkolwiek rozwiązanie postawionego problemu powinno spełniać w ogólnym przypadku zagadnienia płaskiego tak w sprężystych, jak i plastycznych obszarach równania równowagi:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \gamma &= 0 \end{aligned} \quad [3]$$

oprócz tego w obszarze sprężystym — warunek nierozdzielności:

$$\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} = 0 \quad [4]$$

a w obszarze plastycznym — warunek plastyczności:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \sin \varphi = k \cos \varphi = K \quad [5]$$

gdzie: φ — kąt tarcia wewnętrzznego,
 k — spójność gruntu,
 $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ — składowe naprężenia,
 γ — ciężar właściwy gruntu.

Poza tym na powierzchniach granicznych powinny być spełnione odpowiednie warunki brzegowe.

Oznaczając przez $\alpha_l = \frac{b_2}{b_1}$ — podziałkę długości,

$\alpha_n = \frac{\sigma_{z2}}{\sigma_{z1}}$ — podziałkę naprężeń,

$\alpha_\gamma = \frac{\gamma_2}{\gamma_1}$ — podziałkę sił objętościowych gruntu,

$\alpha_K = \frac{K_2}{K_1}$ — podziałkę spójności.

Zgodnie z ogólnymi założeniami teorii podobieństwa dla przypadku II (rys. 3) otrzymujemy równanie równowagi:

$$\begin{aligned} \frac{\alpha_n}{\alpha_l} \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right) &= 0 \\ \frac{\alpha_n}{\alpha_l} \left(\frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \right) + \alpha_\gamma \cdot \gamma &= 0 \end{aligned} \quad [6]$$

warunek nierozdzielności:

$$\frac{\alpha_n}{\alpha_l^2} \left(\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} \right) = 0 \quad [7]$$

warunek plastyczności:

$$\alpha_n \left[\sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \sin \varphi \right] = \alpha_K K \quad [8]$$

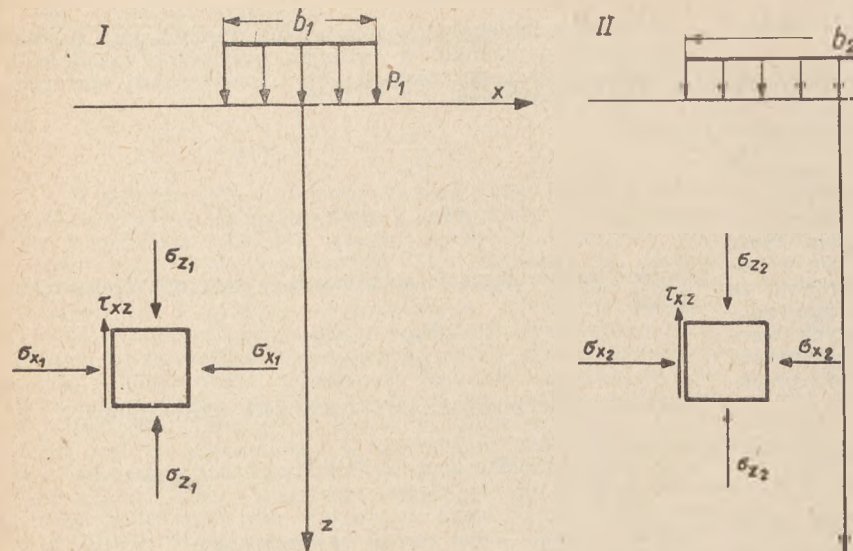
Porównywane stany naprężeń będą podobne, jeżeli równania [3], [4] i [5] będą równe tożsamościowo z równaniami [6], [7] i [8]. Zachodzić to będzie tylko w przypadku spełnienia następujących związków między podziałkami:

$$\frac{\alpha_n}{\alpha_l \alpha_l} = 1 \quad \text{oraz} \quad \alpha_n = \alpha_K \quad [9]$$

albo inaczej:

$$\alpha_n = \alpha_K = \alpha_l \alpha_l \quad [10]$$

Równania [10] podają warunki modelowania mieszane zagadnienia sprężysto-plastycznego. Zgodnie z tymi warunkami powinny być zadawane również warunki brzegowe porównywanych wypadków. Analizując równania [10], można uzyskać na ich podstawie szereg ważnych wniosków związanych z zagadnieniami mechaniki gruntów.



Rys. 3.

Próbné obciążenia gruntów w świetle warunków modelowania

Przy przeprowadzaniu próbných obciążeń w warunkach polowych nie ulegają zmianie spójność gruntu i jego ciężar właściwy, a zatem $\alpha_k = 1$ i $\alpha_\gamma = 1$. Wobec tego, przy zmianie szerokości powierzchni obciążającej nie jest możliwe spełnienie warunków [10] przy żadnym, zależnym od nas wyborze wielkości obciążeń zewnętrznych. Wpływa stąd wniosek, że różnym szerokościom powierzchni obciążającej odpowiadają nieporównywalne między sobą stany naprężeń i różne stadia rozprzestrzenienia obszarów plastycznych. Zatem wyniki uzyskiwane w próbných obciążeniach lub na modelach nie mogą, w przypadku gruntów spoistych, być przenoszone na budowle o dużych podstawach fundamentów.

Na marginesie tych rozważań można podać, że spełnienie warunków [10] dla gruntów spoistych jest możliwe przy prowadzeniu badań na wirówce, pozwalającej zmieniać w pewnych granicach siły masowe.

Dla szczególnego przypadku gruntu sypkiego (pozbawionego spójności, $k = 0$), jakim jest piasek, warunki [10] upraszczają się do postaci:

$$\alpha_n = \alpha_\gamma \cdot \alpha_l \quad [11]$$

Ponieważ przy próbných obciążeniach ciężar właściwy gruntu pozostaje bez zmiany ($\alpha_\gamma = 1$), stąd dla gruntów sypkich otrzymuje się ostatecznie:

$$\alpha_n = \alpha_l \quad [12]$$

Tak więc, z teoretycznego punktu widzenia, jest możliwe w przypadku gruntu sypkiego wykorzystywanie wyników próbných obciążeń dla określenia zachowania się budowli wzniesionych na tym gruncie, gdyż przy m-krotnym zwiększeniu szerokości powierzchni obciążającej, podobny stan naprężeń jest wywoływany m-krotną wielkością obciążenia zewnętrznego. Proporcjonalność nośności podłoża piaszczystego do szerokości powierzchni obciążającej jest znana z wielu doświadczeń praktyki. Jednak i tu, w przypadku bardzo dużej podstawy fundamentu budowli (np. zapora wodna), próbne obciążenia tracą swoje znaczenie. Np. jeżeli przy szerokości podstawy poduszki obciążającej równej 0,8 m stwierdzono występowanie zjawiska wypierania gruntu pod działaniem obciążenia jednostkowego $p = 2,0 \text{ kg/cm}^2$, to wnioskiem z obserwacji jest takie samo zjawisko może występować pod fundamentem o szerokości 40 m, przy obciążeniu 100 kg/cm^2 . Jednak rzeczywiste obciążenia budowla, wynikające z innych rozważań, a przede wszystkim z powodu ograniczenia wielkości przewidywanych osiadań, są zawsze wielokrotnie mniejsze.

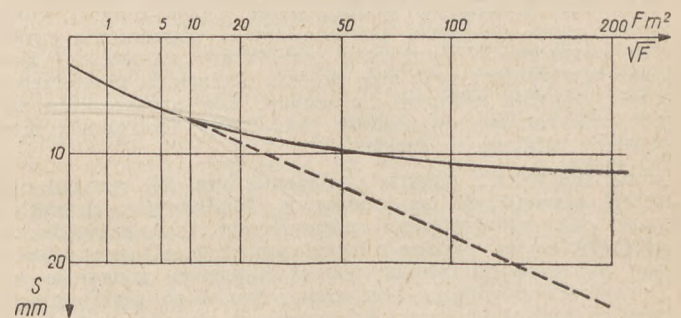
Zastosowanie metod teorii podobieństwa wykazuje więc, że w ogólnym przypadku najczęściej spotykanych gruntów spoistych wyniki uzyskiwane przy obciążeniach próbných nie mogą być wykorzystywane dla bezpośredniej oceny

zachowywania się rzeczywistej budowli. Jednak za stosowaniem próbných obciążeń może przemawiać pewna, pozorna zgodność uzyskiwanych w praktyce wyników, które w granicach dopuszczalnych obciążeń wykazują proporcjonalność osiadania do wielkości obciążenia jednostkowego i pierwiastka kwadratowego z wielkości powierzchni obciążającej $\sqrt{F}$ ujętą wzorem:

$$s = a \cdot p \cdot \sqrt{F} \quad [13]$$

gdzie: a — jest współczynnikiem zależnym od rodzaju gruntu i poduszki obciążającej.

Bardziej szczegółowa analiza wykazuje jednak, że zgodność ta zachodzi tylko dla stosunkowo małych powierzchni obciążających. Potwierdzają to nieliczne dotychczas obserwacje osiadań dużych obiektów wzniesionych na terenach badanych uprzednio próbnymi obciążeniami. Wykresy (rys. 4) podane przez Köglera [4], na których zależność [13] jest przedstawiona linią przerywaną, a pomierzone osiadania rzeczywistych budowli linią ciągłą, wykazują tę zgodność tylko dla powierzchni do 10 m^2 . Przy większych powierzchniach rzeczywiste osiadania są mniejsze od tych.



Rys. 4.

jakie wynikałyby ze wzoru [13] ewentualnie [1]. Tłumaczyć to można wpływem ciężaru własnego gruntu. Przy małych powierzchniach obciążenia są przenoszone na nieduże głębokości, przez co nie uwidatnia się wpływ ciężaru własnego gruntu. Wniosek ten zostaje w pełni potwierdzony wyprobowanymi warunkami [10], które w przypadku mało różniących się między sobą powierzchni i pomijaniu wpływu ciężaru własnego gruntu przyjmują postać:

$$\alpha_n = \alpha_k$$

i mogą być spełnione przy $\alpha_n = \alpha_k = 1$. W takim przypadku przy różnych szerokościach dwóch porównywanych powierzchni obciążanych, równających się b_1 i $b_2 = mb_1$ i równych długościach, podobieństwo w uzyskiwanych wynikach osiągane jest przy zachowaniu warunku $p_1 = p_2$, a zatem z powodu pełnego podobieństwa rozkładu naprężeń i równości ich liczbowych wartości w odpowiadających sobie punktach podłoża, można w przybliżeniu zakładać, że osiadanie punktów powierzchni związane jest zależnością:

$$s_2 = ms_1$$

tzn. osiadanie jest proporcjonalne do szerokości powierzchni.

Według Cytowicza [4], przy próbným obciążeniu bada się tylko warstwę gruntu o nieznacznej miąższości (rzędu podwójnej szerokości poduszki obciążającej), wobec czego próbne obciążenia są tylko pewnym sposobem określania niektórych charakterystyk gruntu (np. ścisłości), różniących się od badań laboratoryjnych jedynie większą objętością wciąganej do pracy gruntu w warunkach naturalnego zalegania.

Narzuca się teraz pytanie, w jakim stopniu wyniki próbných obciążeń różnią się od wyników uzyskiwanych w badaniach laboratoryjnych? Na podstawie obszernego ma-

teriału nagromadzonego przez radziecki instytut naukowo-badawczy WODGEO, który od szeregu lat prowadzi badania nad zagadnieniem osiadań budowli hydrotechnicznych oraz porównuje wyniki uzyskiwane z obserwacji w naturze z odpowiednimi wynikami uprzednio przeprowadzonych badań laboratoryjnych i terenowych — stwierdzono pewną niezgodność pomierzonych w naturze modułów ścisłości podłoża z modułami określonymi przez próbne obciążenia i badania laboratoryjne. Występujące przy tym różnice były tego samego rzędu. Nicziporowicz [5] tłumaczy to małą ilością wykonywanych badań. Ponieważ wyniki badań w dwu różnych punktach tej samej warstwy mogą się znacznie od siebie różnić, należy przeprowadzać dużą ilość badań, na podstawie których będzie można uzyskiwać średnie charakterystyki podłoża gruntowych. Z powodu wysokich kosztów próbnych obciążeń i trudności ich przeprowadzania, Nicziporowicz zaleca stosowanie raczej badań laboratoryjnych, których metodykę należy stale doskonalić i ulepszać.

Przed podaniem najogólniejszych wniosków, należy zwrócić uwagę na to, że wszystkie przeprowadzone powyżej rozważania nie uwzględniały czynnika czasu, jak również niejednorodności podłoża. Nie znana jest dotychczas metoda pozwalająca interpretować we właściwy sposób czas trwania próbnych obciążeń, co w jeszcze większej mierze przyczynia się do zmniejszenia znaczenia wyników próbnych obciążeń.

Wnioski

- Wyniki próbnych obciążeń gruntu nie mogą być podstawą dla określenia naprężeń granicznych, szczególnie dla budowli ciężkich o dużych powierzchniach podstawy fundamentu.
- Próbné obciążenia należy traktować tylko jako metodę wyznaczania pewnych lokalnych charakterystyk podłoża gruntowych w warunkach naturalnego zalegania.

INŻ. ARMAND ŻBIKOWSKI

Podstawy wymiarowania przekrojów poprzecznych żelbetowych budowli wodnych¹⁾

Referat ten chciałbym zacząć od stwierdzenia, że nie ma u nas ogólnie obowiązujących norm obliczeń statycznych konstrukcji z betonu zbrojonego, który jak dotąd jest najczęściej stosowanym materiałem w naszych budowlach wodnych. Nawet użyty tu termin „beton dozbrojony”, odnoszący się do betonu, w którym procentowe ilości zbrojenia rozciągane są niższe niż przewidziane odpowiednimi normami dla żelbetu, nie jest ustalony — używa się bowiem również terminu „beton mało zbrojony”, „beton słabo zbrojony”, „beton wzmocniony” itp. Sama zresztą konieczność wprowadzenia innego niż żelbet terminu dla betonu z małym procentem zbrojenia jest wątpliwa i nie da się wprowadzić z określenia żelbetu, jako „celowego zespolenia betonu i stali w takim połączeniu, że wytrzymałość w każdym przekroju opiera się na współpracy sprężystej obydwu materiałów” [1].

Jak wiadomo, polska norma żelbetowa (PN-S4/B-03260 „Konstrukcje żelbetowe. Obliczenia statyczne i projektowanie”) w punkcie 1.2. stwierdza, że przewidywany jest stosunek „do wszelkich budowli lądowych i wodnych z wyjątkiem mostów”. Ta sama jednak norma nie dopuszcza niższego procentu zbrojenia niż 0,2% i tym samym wyklucza jakby z zakresu jej ważności większość konstrukcji stosowanych w budownictwie wodnym. Jeszcze bardziej zdecydowanie stawia tę sprawę projekt nowej normy żelbetowej, stwierdzając, „że do konstrukcji żelbetowych nie zalicza się konstrukcji, w których procent zbrojenia jest niższy” niż określają to przepisy tego projektu (0,15—0,50% w zależności od marki betonu; 0,30% dla najczęściej w budowlach wodnych stosowanej marki 170).

Stosowanie wspomnianych przepisów o minimalnym procentie zbrojenia oznaczałoby, że w naszych wybudowa-

— Z powodu wysokich kosztów i małej różnicy między wynikami próbnych obciążeń i badań laboratoryjnych, próbne obciążenia gruntu należy stosować jedynie w nielicznych przypadkach, w których nie dadzą się zastosować laboratoryjne badania ściśliwości gruntów (np. pól skalnych podłożu typu fliszowego).

— Próbné obciążenia mogą być bardzo użyteczne przy sprawdzaniu słuszności opracowanych teorii co do odkształcalności gruntu pod obciążeniem, o ile tylko warunki przeprowadzenia badań będą ustalone zgodnie z warunkami modelowania.

Powyższe opracowanie nie pretenduje do pełnego rozwiązania zagadnienia próbnych obciążeń. Powstało ono w wyniku rozważań nad możliwością zastosowania próbnych obciążeń na nietypowym podłożu, na którym ma być wzniesiona ciężka budowla hydrotechniczna. Jasne jest, że skomplikowany problem próbnych obciążeń gruntu może być jednoznacznie rozwiązany tylko w wyniku szeroko zakrojonych badań teoretycznych i praktycznych.

LITERATURA

1. Instrukcja o wykonywaniu próbnych obciążeń gruntu w dołach próbnych, szybach i otworach wiertniczych. Warszawa, 1955.
2. Polskie Normy PN-B 184. Klasyfikacja gruntów i ich bezpieczne obciążenie. Warszawa, 1949.
3. Florin W. A. — Rasczioty osnovanij gidrotechničeskich sooruzenij. Moskwa, 1948.
4. Cytowicz N. A. — Mechanika gruntów. Moskwa, 1951.
5. Nicziporowicz A. A. — Prognoz osadok bieronnych gidrotechničeskich sooruzenij na nieskalnych osnovanijach. „Gidrotechničeskoe Stroitelstwo”, nr 5/1955.

nych już i projektowanych zbrojonych konstrukcjach wodnych, w których wysokości przekrojów przyjmowane były bądź ze względu na zabezpieczenie przed pojawieniem się rys, bądź ze względu na zapewnienie stateczności całej budowli, bądź wreszcie ze względów konstrukcyjnych — powiększylibyśmy niepotrzebnie zużycie stali o kilkanaście tysięcy ton. Fakt, że ogólnie obowiązujące normy obejmują tylko dwa rodzaje budowli z betonu — ciężkie betonowe bez zbrojenia i lekkie żelbetowe o stosunkowo wysokim procencie przekroju wkładki stalowych — nie mógł, rzecz jasna, przeszkodzić stosowaniu w praktyce elementów dozbrojonych, zawartych w obszarze określonym granicami stosowności wyżej wymienionych dwu rodzajów konstrukcji; tym bardziej że ten pośredni rodzaj konstrukcji ma szereg zalet, szczególnie cennych dla budownictwa wodnego. Zalety te, które sprawiły, że ok. 80—90% naszych zrealizowanych i projektowanych po wojnie budowli wodnych są to konstrukcje dozbrojone, można pokrótce przedstawić następująco:

1. W budowlach wodnych czysto betonowych w szeregu przypadków nie dopuszcza się do powstania naprężeń rozciągających, co pociąga za sobą konieczność stosowania bardzo dużych wymiarów przekrojów poprzecznych. Przez uzbrojenie nawet niewielką ilością wkładek, znacznie poniżej granic stosowanych w żelbecie, można osiągnąć bardzo wydajne zmniejszenie wymiarów przekroju poprzecznego takich budowli i ich potanie.
2. Nawet niewielkie zbrojenia masywnych budowli zmniejszają bardzo niebezpieczeństwo powstawania przypadkowych pęknięć i rys, ułatwiając pracę konstrukcji w przypadkach występowania znacznych ścinów lub obciążeń dynamicznych.
2. W większości budowli wodnych uważa się za niedopuszczalne, a co najmniej za nie wskazane powstanie i otwarcie się rys. Jak wiadomo, przy normalnie sto-

¹⁾ Referat wygłoszony na Konferencji Naukowo-Technicznej w Krakowie, zorganizowanej w dniach 26—28.X.56 r. przez Sekcję Budownictwa i Transportu Wodnego SITKOM.

sowanych w żelbecie procentowych ilościach zbrojenia rysy powstają i otwierają się; dopiero gdy przekrój poprzeczny osiągnie pewne większe wymiary, zarysowanie się konstrukcji staje się mniej prawdopodobne. Te większe wymiary w przeważnej ilości przypadków oznaczają, że obliczeniowe ilości zbrojenia są niższe niż przewidują normy. Jak z tego więc wynika, przed powstaniem rys zabezpieczyć się możemy stosując beton dozbrojony.

Wykonywane i projektowane dotąd elementy budowli z braku przepisów były obliczane i konstruowane początkowo w sposób dość różnorodny i nie zawsze dość oszczędny, przy czym za podstawę wymiarowania przyjmowano ogólnie dwie zasady:

- zabezpieczenie przed zjawianiem się rys w budowlu,
- przejście całkowitych naprężeń rozciągających przez wkładki stalowe (bez uwzględnienia współpracy betonu w fazie II lub III). O ile realizacja drugiej z tych zasad nie ulegała większej zmianie (ilość zbrojenia obliczano wg aktualnych w danym okresie norm żelbetowych), to bardzo poważnym zmianom ulegały wielkości dopuszczalnych naprężeń w betonie, przyjmowanych za miarę pewności na pojawienie się rys. W pierwszym okresie, przy ustalaniu wymiaru poprzecznego konstrukcji kierowano się danymi z praktyki, wg wykonanych budowli (naszych i spotykanych w obecnej literaturze technicznej), zachowując, rzecz jasna, wskazaną w takich wypadkach ostrożność. Przegląd zaprojektowanych w taki sposób po wojnie konstrukcji wskazuje, że naprężenia rozciągające dla czystego przekroju betonowego, bez uwzględnienia przekroju wkładek wahają się w granicach 8—10 kG/cm². W miarę coraz szerszego stosowania konstrukcji dozbrojonych utrwał się pogląd, że naprężenia te są znacznie zaniżone i że jako ich granicę należy przyjmować obliczeniową wytrzymałość betonu na rozciąganie — R_r normowaną obowiązującymi przepisami. Poglądy te znalazły swój wyraz w opracowanych w latach 1952/53 normatywach projektowania („Śluz komorowe. Komora śluz typu dokowego. Obliczenia statyczne” i „Śluz komorowe. Komora śluz o ścianach wolno stojących. Obliczenia statyczne”). Normatywy te [1] sformułowały u nas po raz pierwszy zalecenia stosowania betonu dozbrojonego i ustaliły zasadę określenia wysokości przekroju poprzecznego z warunku, aby przy ścisaniu mimośrodowym naprężenia w betonie bez uwzględnienia wkładek, obliczone

ze wzoru $\sigma = \frac{M}{W} - \frac{N}{F}$; były równe wartości R_r , przyjętej

zgodnie z normą żelbetową. Odpowiednia granica dla rozciągania mimośrodowego wynosiła 1,2 R_t i 1,5 R_t , zależnie od wielkości mimośrodów. Taki sposób obliczenia dopuszczalny jest wg tychże przepisów w przypadkach, gdy procent zbrojenia nie jest mniejszy niż 0,1%, choć normatywy dopuszczają zbrojenia i niższe w granicach 0,05 — 0,1% dla przyjęcia naprężeń rozciągających, nakładając jednak pośrednio warunek nieprzekroczenia w przekrojach o tak niskim procencie zbrojenia naprężeń dopuszczalnych (nie wytrzymałości obliczeniowej) dla betonu. Naprężenia te wg naszych starych norm betonowych są, jak wiadomo, bardzo niskie i wynoszą np. dla marki 170—5,1 kG/cm². Już w toku opracowania tego normatywu przyjęcie za podstawę wymiarowania wartości R_r było kwestionowane jako zbyt ostrożne. W ciągu następnych lat (1954/55) utrwalano się przekonanie o konieczności podniesienia tej granicy do 1,5 R_r — przy przyjęciu tej granicy, mimo obowiązującego normatywu, została obliczona w roku 1955 jedna z wykonanych obecnie śluz, przy czym jednocześnie zapadła decyzja przystąpienia do rewizji przepisów z roku 1953. W normatywie dla jazów („Jazy z filarami wolno stojącymi. Obliczenia statyczne”) wprowadzono już jako podstawę wymiarowania 1,5 R_r , zachowując pozostałe przepisy bez zmian [1].

Interesujące jest, jak te zmiany podstawowej wielkości wymiarowania oddziaływały na wymiarach i kubaturze elementów konstrukcyjnych. Aby pokazać wpływ tych zmian na dowolnie wybranym przykładzie, przeprowadzono obliczenia porównawcze dla 13,5-metrowej ściany jednej ze śluz. Dla ściany tej ustalono wartość momentów i siły ściskającej w zależności od wysokości przekroju utwierdzenia h i obliczono: wartości naprężeń rozciągających w tym

przekroju ze wzoru $\sigma = \frac{M}{W} - \frac{N}{F}$; ilości zbrojenia F_z i

wreszcie powierzchnię przekroju poprzecznego muru V (rys. 1). Na podstawie tych obliczeń wykreślono krzywe zależności $h = f(\sigma)$, $V = f(\sigma)$ i $F_z = f(\sigma)$. Za pomocą tych krzywych możemy ustalić, jakie będą wymiary muru przy przyjęciu $\sigma = 10$ kG/cm², $\sigma = R_r$ i $\sigma = 1,5 R_r$. Porównanie tych wymiarów i procentowe wartości zmniejszenia kubatury w stosunku do kubatury przy $\sigma = 10$ kG/cm² podano dla różnych marek betonu w tablicy I. Jak widać z tablicy, przy najczęściej stosowanej w naszym budownictwie wodnym marce 170 zmniejszenie kubatury wynosi ok. 25%. Dla średniego stopnia wodnego odpowiada to zmniejszeniu objętości betonu w jazie i śluzie o ok. 4000 — 5000 m³. Ilość zbrojenia, rzecz jasna, przy tym wzrasta, ogólny

TABLICA I. Wysokości przekroju poprzecznego i kubatura 1 mb. muru w zależności od wartości

Marka betonu	$\sigma = 10 \text{ kG/cm}^2$		$\sigma = R_r$		Zmniejszenie kubatury %	$\sigma = 1,5 R_r$		Zmniejszenie kubatury %
	h m	V m ³ /mb	h m	V m ³ /mb		h m	V m ³ /mb	
140	4,30	33	3,88	30,2	8,5	3,20	25,6	22,5
170	4,30	33	3,60	28,4	14	3,00	24,3	26,5
200	4,30	33	3,46	27,4	17	2,90	23,5	28,2

koszt jednak maleje. Celowo nie podano tu krzywej i tablicy zmiany kosztów, gdyż zarówno nasze aktualne metody kosztorysowania, jak i polityka cen nie są dostatecznie przekonywujące i nie zachęcają do porównań ekonomicznych. Można tu tylko podać, z zastrzeżeniami wynikającymi z obecnej dokładności kosztorysowania, że odpowiednie zmniejszenie kosztów betonu i zbrojenia (bez dęskowania) przy przyjęciu marki 170 i $\sigma = 1,5 R_r$ w porównaniu do kosztów przy $\sigma = 10$ kG/cm² wynosi 15 — 20%.

Ze sprawą kubatury i kosztów wiąże się tu również sprawa wyboru marki betonu. Przeprowadzone obliczenia porównawcze wykazały, że przy obecnie ustalonych stosunkach cen i normach kosztorysowych stosowanie wyższych marek nie jest opłacalne. Wypływa to, być może, w pewnym stopniu z tych wątpliwości co do cen i kosztorysowania, które już podniesiono, głównej jednak przyczyny takiego wyniku należy szukać w powolnym wzroście normowej wytrzymałości na rozciąganie przy wzroście marki betonu (wytrzymałości betonu na ściskanie). Wytrzymałość na rozciąganie wzrasta bowiem, jak wiadomo, proporcjonalnie do wytrzymałości na ściskanie w potęgę 2/3

($R_r = 0,5 \sqrt[3]{R_w^2}$ — Ferret); w przybliżeniu oznacza

to, że np. trzykrotne podwyższenie marki ze 140 na 400 daje tylko dwukrotne zwiększenie wartości R_r z 13,5 na 27 kG/cm². Jak widać, hydrotechnik nie jest zainteresowany wysoką wytrzymałością na ściskanie, na osiągnięcie której nastawione są wszystkie nasze przepisy i cała technologia betonu.

Technologia betonu hydrotechnicznego powinna być więc nastawiona, poza wymaganiami wodoszczelności i mrozoodporności, właśnie na osiągnięcie wysokiej wytrzymałości na rozciąganie, na wyprodukowanie betonów, w których straciłby ważność wzór Ferreta, a wg którego określa się wartość normową R_r . Tak chętnie np. stosowane na naszych budowach zwiększenie dotacji cementu w stosunku do przyjętej w projekcie daję, jeżeli chodzi o wytrzymałość na rozciąganie, mizerne efekty; zwiększenie dotacji o 33% podwyższa wprawdzie R_w o 28,5% ale potrzebne nam R_r tylko o 12,5%. Z drugiej strony, stosowanie tłuczni, którego na budowach się unika, daje podwyższenie R_r przy tej samej lub nawet mniejszej dotacji cementu. Jest rzeczą jasną, że prędzej czy później będzie trzeba dla budownictwa wodnego wprowadzić marki betonu oparte na wytrzymałości na rozciąganie, ze sprawdzeniem próbek nie na zgniatanie a na rozciąganie. Na

przeszkodzie tego rodzaju reformie stoi jeszcze szereg trudności (szczególnie zagadnienie wpływu skali na wyniki prób na rozciąganie), które powinny być rozwiązane drogą zakrojonych na szeroką skalę badań i opracowań teoretycznych.

Ponieważ opisany wyżej i przyjęty w naszej praktyce i normatywach sposób obliczenia nie był nigdy podbudowany ani specjalnymi badaniami, ani opracowaniami naukowymi, wydaje się celowe porównanie go z metodami rachunku stosowanymi w innych krajach. Ze względu na dostępność źródeł możliwe jest porównanie tylko ze sposobami obliczenia stosowanymi w Związku Radzieckim, gdzie opracowane są osobne przepisy dla konstrukcji betonowych dobrojonych i żelbetowych w budownictwie wodnym (GOST 4286—48). Przepisy te, oparte na tych samych co i nasze sposoby dwu zasadach — pewności na zarysowanie i przejęciu całości rozciągań przez stal, wprowadzają podział na: a) konstrukcje betonowe bez zbrojenia lub ze zbrojeniem w ilości mniejszej niż 0,05% (konstrukcje dobrojone, w których ilość zbrojenia waha się od 0,05% do 0,20% przy marce 110 i 140, do 0,25% przy marce 170 i 200, do 0,30% przy marce 250) i konstrukcje żelbetowe, w których ilość zbrojenia przekracza górne granice dla betonu dobrojonego.

Norma określa metody wymiarowania dla wymienionych trzech rodzajów konstrukcji, z tym jednak, że praktycznie obliczenia przeprowadza się tak jak dla elementów żelbetowych w tych wszystkich przypadkach, gdy ilość zbrojenia nie spada poniżej 50% minimalnych wartości przewidzianych dla żelbetu. W pozostałych przypadkach konstrukcję liczy się jak betonową, obniżając jedynie współczynniki bezpieczeństwa o 25% przy ilości zbrojenia od 0,05% do 0,50% wartości minimalnych dla żelbetu. W ten sposób — jest to poważna wewnętrzna sprzeczność tej normy — w obliczeniach zatarto podział na trzy rodzaje konstrukcji i praktycznie pozostał tylko beton i żelbet z obniżonymi o 50% minimalnymi ilościami zbrojenia. Przepisy te są zbliżone do zaleceń naszego normatywu, o granicznym procencie zbrojenia równym 0,1%.

Obliczenia na zarysowanie się konstrukcji przeprowadza się u nas w elementach mimośrodowo ściskanych na podstawie następujących wzorów:

$$\text{przy } \frac{e}{h} \leq 1$$

$$\frac{M(h - x_s)}{I_i} - \frac{N}{F_i} \leq \frac{R_{rz}}{S}$$

$$\text{przy } \frac{e}{h} > 1$$

$$\frac{M(h - x_s)}{I_i} - 1,67 \frac{N}{F_i} > \frac{R_{rz}}{S}$$

gdzie: h — wysokość przekroju,

e — mimośród względem środka ciężkości przekroju zastępczego,

x_s — odległość od środka ciężkości przekroju zastępczego do krawędzi ściskanej,

M — moment zginający,

N — siła podłużna,

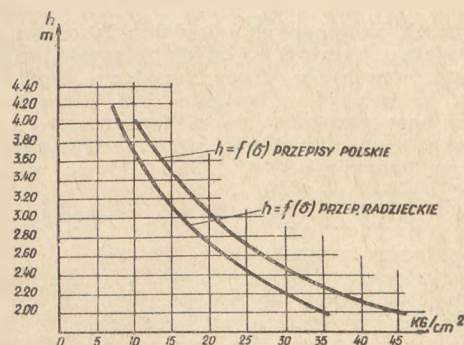
I_i — moment bezwładności przekroju zastępczego obliczony z uwzględnieniem przekroju wkładki,

F_i — pole przekroju zastępczego obliczone jak wyżej,

R_{rz} — wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie przy zginaniu, wynosząca 1,63 — 1,68 wytrzymałości obliczeniowej na rozciąganie osiowe,

S — współczynnik pewności wahający się w granicach 1,2 — 1,35 w zależności od klasy budowlnej i rodzaju obciążeń.

Dla najczęściej u nas spotykanej klasy II budowlnej przy uwzględnieniu obciążeń zasadniczych i dodatkowych $S = 1,3$. Przeliczając poprzedni przykład wg tych wzorów, przy założeniu $S = 1,3$ i $F_z = F_z'$ oraz przyjęciu F_z z rys. 1 ustalono zależność $h = f(\sigma)$. Zależność tę oddano na rys. 2,



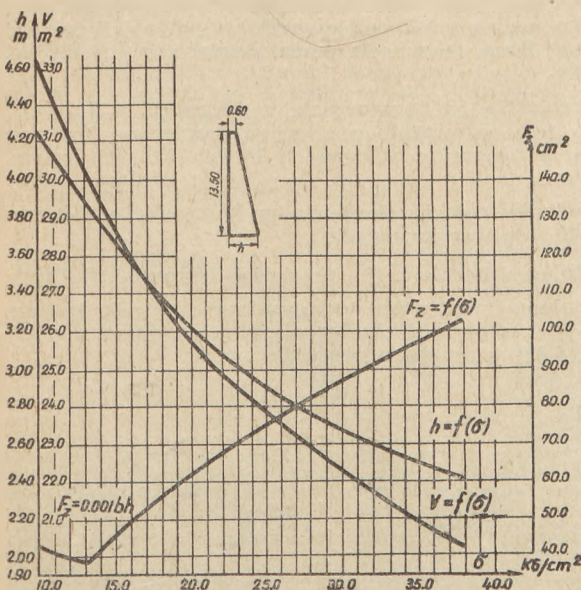
Rys. 2.

na którym dla porównania wniesiono tę samą krzywą z rys. 1. Na podstawie tych dwu krzywych zestawiono w tablicy II porównanie wielkości przekroju poprzecznego ścian w zależności od marki betonu, przy stosowaniu przepisów polskich i radzieckich. Z tablicy wynika jasno, że rezultaty obliczeń dla danego przykładu praktycznie się od siebie różnią.

TABLICA II

Marka betonu	110	140	170	200	250
wysokość przekroju w m					
wg przepisów polskich	3,46	3,20	3,00	2,86	2,70
wg przepisów radzieckich	3,36	3,12	2,90	2,80	2,60

Nie można tu porównywać systematycznie naszych przepisów wymiarowania, które zostały ustalone na marginesie całości obliczeń statycznych dla niektórych rodzajów budowli, z normami radzieckimi, które stanowią pełny zbiór postanowień nie wolny zresztą od szeregu błędów i sprzeczności wewnętrznych, lecz mający tę zdecydowaną przewagę nad naszymi wytycznymi, że nakazuje uwzględnienie współpracy wkładki z betonem, a wartości graniczne naprężeń ustala w zależności od wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu. Trzeba jednak stwierdzić, że nasze wytyczne, dzięki dużym uproszczeniom sposobu obliczenia, umożliwiają znacznie szybsze dobranie przekroju, co w niektórych rodzajach konstrukcji (doki) ma duże znaczenie.



Rys. 1.

Przechodząc teraz do omówienia szeregu braków naszych i obcych przepisów obliczenia konstrukcji żelbetonowych (w tym i dozbrojonych) w budownictwie wodnym i możliwości lepszego jeszcze wykorzystania obu współpracujących materiałów, uznano za celowe rozpatrzenie osobno poszczególnych zagadnień, takich jak: zabezpieczenie przed powstaniem rys, przejście całości naprężeń rozciągających przez stal, wielkości współczynników pewności i granic minimalnych zbrojenia.

Zjawianie się rys w konstrukcjach hydrotechnicznych uważa się, jak już powiedziano, za niedopuszczalne. Trzeba stwierdzić, że pogląd ten nie jest poparty dostatecznie obszernym materiałem obserwacyjnym z wykonanych budowli, nie można stwierdzić więc, że otwarcie się rys jest w każdych warunkach i dla każdej budowli wodnej szkodliwe. Wiadomo również, że istnieją już budowle wodne żelbetowe, w których rysy musiały powstać i które pracują zadowalająco. Ogólnie utrwała się przy tym przekonanie, że nie samo pojawienie się rys jest groźne, lecz raczej ich otwarcie na szerokość ok. 0,2 mm (od 0,15 do 0,55 mm wg różnych autorów). W warunkach agresywnego środowiska wodnego dopuszczalna szerokość otwarcia rys musiałaby być znacznie mniejsza.

Z obecnego stanu naszej wiedzy o stopniu zagrożenia, jakie stanowi zarysowanie dla długowieczności konstrukcji, można więc tylko wyciągnąć wniosek o konieczności dalszych prac w tym kierunku, które powinny objąć głównie badanie budowli wykonanych i badania laboratoryjne oraz ustalenie podziału budowli wodnych w zależności od ważności obiektu, warunków pracy i rodzaju środowiska na konstrukcje, w których powstanie lub otwarcie rys na pewną określoną szerokość jest niedopuszczalne i na konstrukcje, w których nie stawia się innych ograniczeń niż w normalnym żelbecie.

Warunek przejścia wszystkich naprężeń rozciągających przez zbrojenie jest w istocie sprzeczny z warunkiem zabezpieczenia konstrukcji przed zarysowaniem, gdyż wkładki stalowe mogą przejąć całkowite obciążenie dopiero po otwarciu się rys. Jeżeli zarysowanie nie nastąpi, to naprężenia w stali obliczonej zgodnie z przepisami nie przekroczą rzędu 300 — 400 kg/cm^2 , stal więc nie będzie wykorzystana. Widać to i na rys. 3, na którym podano (wg Muraszowa) [2] przebieg zależności między obciążeniem belki i wydłużeniem jednostkowym wkładek w miejscu zarysowania (linia ciągła), w porównaniu do tej samej zależności wkładek nie współpracujących z betonem (linia przerywana). Na wykresie widać wyraźnie, że do czasu otwarcia się rys wydłużenia jednostkowe są bardzo niewielkie w porównaniu do wydłużenia wkładki swobodnej. Po otwarciu się rysy następuje gwałtowny wzrost odkształceń przy stałym obciążeniu (pozorne płynięcie), po czym wkładka pracuje już tak jak swobodna.

Z powyższego nie należy jednak wyciągać wniosku o celowości odrzucenia zasady przejścia naprężeń rozciągających w II fazie przez stal. Odrzucenie to nie jest możliwe, zarówno ze względu na fakt częstego powstawania w konstrukcjach wodnych rys przypadkowych, jak i ze względu na przyjęcie niskiego współczynnika pewności na zarysowanie. Współczynnik ten waha się, jak powiedziano, w granicach 1,20 — 1,35, podczas gdy np. współczynnik pewności na rozciąganie dla niezbrojonego betonu wynosi ok. 4. Nie bardzo więc można w tej chwili mówić o odrzuceniu zasady wymiarowania wkładek na pełną siłę rozciągania; można jednak i trzeba mówić o obniżeniu współczynnika pewności dla stali, który dotąd przyjmujemy, jak dla żelbetu, równy 1,6.

Współczynniki pewności przyjmowane jako wielkość stała, niezależnie od procentu uzbrojenia, narzucają konieczność ustalania minimalnego przekroju wkła-

dek, poniżej którego obliczanie następuje jak dla betonu bez zbrojenia. Gdyby takiego ograniczenia nie było, moglibyśmy bardzo nieznacznie dozbroić beton np. w ilości 0,01% i przyjąć współczynnik pewności 1,3, choć dla betonu wynosi on ok. 4 i choć tak nieznaczna ilość wkładek nie wpływa prawdopodobnie wcale na zwiększenie bezpieczeństwa. Najbardziej logiczne wydaje się tu przyjęcie współczynnika pewności zmiennego w granicach ok. 1,3 — 4 w zależności od procentowej ilości zbrojenia. Rzecz jasna, że takie przyjęcie zwiększy i utrudni pracę obliczeniową konstruktora. Te same uwagi odnoszą się i do współczynnika pewności dla stali, który, jak sądzą, mógłby wynosić średnio ok. 1,3 i zmieniać się od 1,0 przy zerowym procencie zbrojenia do 1,6 przy minimalnym, dopuszczalnym normami dla żelbetu. Rzecz jasna, że nie potrafię tu podać prawa rządzącego tą zmiennością i że możliwe jest tylko przybliżone określenie tej zależności, niemniej pewne prace w tej dziedzinie już były wykonane (Laupman, Zacharow).

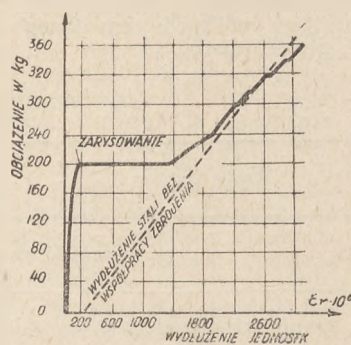
Minimalna ilość zbrojenia musiała być w dotychczasowych przepisach określana, jak to już wyżej powiedziano, ze względu na wprowadzenie stałych współczynników bezpieczeństwa. Wprowadzenie zmiennych współczynników bezpieczeństwa usunie tę konieczność, co umożliwi stosowanie dowolnie małej ilości zbrojenia. W pewnych przypadkach, przy bardzo wysokich, mało rozciąganych przekrojach, można zapewnić przejście naprężeń rozciągających przy ilości stali niższej nawet niż 0,05% i dla takich przekrojów zniesienie ograniczeń może mieć duże znaczenie.

Wnioski, które się nasuwają z rozpatrzenia stosowanych sposobów wymiarowania przekrojów żelbetowych w budownictwie wodnym, można by sformułować w następujący sposób:

1. Konieczne jest opracowanie normatywu lub wytycznych obliczeń statycznych konstrukcji żelbetowych w budownictwie wodnym, obejmującego całość zagadnień wymiarowania i konstruowania (dotychczasowe normatywy obejmują tylko niektóre elementy śluz i jazów).
2. W proponowanym normatywie powinny znaleźć się choćby najogólniejsze wytyczne podziału budowli lub jej elementów ze względu na dopuszczalność powstawania rys oraz wskazówki, w jakich przypadkach dopuszczalne jest stosowanie budowli betonowych bez zbrojenia.
3. Podstawą wymiarowania powinna być wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu, przy czym w fazie I i I-a należy uwzględnić współpracę wkładek stalowych. Ze względu na utrudnienia obliczeniowe, jakie stąd wynikną, konieczne jest opracowanie odpowiednich tablic, między innymi tablic zastępczych momentów bezwładności.
4. Wskazane jest wprowadzenie dla betonu słabozbrojonego zmiennych współczynników pewności na zarysowanie i na osiągnięcie przez zbrojenie granicy plastyczności.
5. Niezależnie od opracowania wytycznych, o których mowa jest w punkcie pierwszym, konieczne jest opracowanie programu obszernych badań, których celem będzie:
 - zbadanie korozji zbrojenia w konstrukcjach zarysowanych i niezarysowanych,
 - ustalenie bezpiecznej szerokości otwarcia się rysy,
 - ustalenie możliwości wprowadzenia marek betonu wg wytrzymałości na rozciąganie i opracowanie metod kontroli tej wytrzymałości na budowie.

LITERATURA

1. Normatywy „Hydroprojektu” „Śluzy komorowe. Komora śluzy typu dokowego. Komora śluzy o ścianach wolnostojących. Obliczenia statyczne”. „Jazy z filarami wolnostojącymi. Obliczenia statyczne” i polska norma PN-S4/B-03260.
2. Muraszew W. I. — „Trieszczinoustojczliwość, żelstkość i proczność żelzobietona”.
3. GOST 4286—48 „Konstrukcji bietonnyje i żelazobietonnyje gidrotechničeskich sooruzenij. Normy i tiechničeskie usłowje projektirowania”.



Rys. 3

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. WŁADYSŁAW SZKLARZ I INŻ. CZESŁAW PŁOTNICKI

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych

Zraszacz IMUZ-SP-1

Na terenie naszego kraju istnieje wiele deszczowni, których szybko psujące się części nie są wymieniane od wielu lat. Do najszybciej ulegających zniszczeniu w toku pracy należą urządzenia zraszające. Zraszacze pracują pod ciśnieniem, większość z nich obraca się dookoła swojej osi pionowej i wskutek tego ulegają ścieraniu. Zraszacz, przy dobrze dobranych metalach, służy zależnie od sposobu eksploatacji 3 — 5 lat. Zniszczeniu ulegają przede wszystkim mechanizmy napędowe (obrotowe) w zraszaczach obrotowych. Stąd prace konstrukcyjne nad zraszaczami poszły głównie w kierunku zastąpienia skomplikowanych mechanizmów obrotowych, złożonych z wielu przekładni (trybików), jakimś prostym urządzeniem. Nad tym zagadnieniem pracują przodujące firmy produkujące zraszacze. Chociaż dzisiejsze rozwiązanie konstrukcyjne nie jest jeszcze doskonałe, to jednak można twierdzić, że jest dość dobre. Wiele zakładów produkujących deszczownie nie przystąpiło jeszcze do wypuszczenia na rynek udoskonalonych zraszaczy. Istnieje cały szereg rozwiązań konstrukcyjnych tych mechanizmów, nie będziemy jednak o tym pisać, ponieważ jest to temat zbyt obszerny.

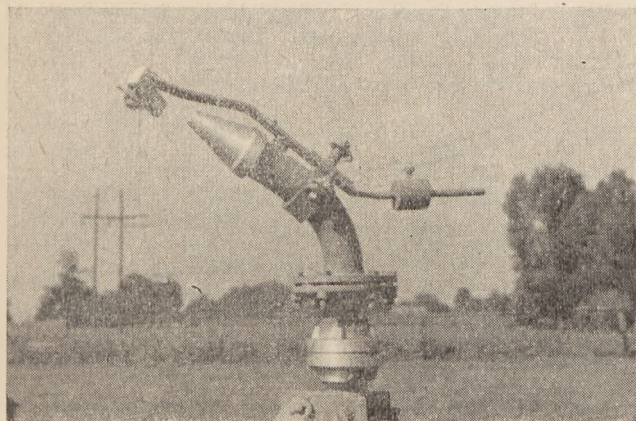
Brak produkcji jakiegokolwiek zraszaczy w kraju a równocześnie nieuwzględnienie tej potrzeby w imporcie spowodowało unieruchomienie wielu deszczowni lub ograniczenie wykorzystania ich możliwości produkcyjnych.

Tak na przykład deszczownia w Majkowie, po uszkodzeniu zraszaczy, prowadzi nawodnienie za pomocą tryskaczy strażackich. Deszczownia w Czechnicy (na powierzchni 40 ha) nie jest wykorzystana z powodu braku zraszaczy. W Psim Polu deszczownia ma ciągłe przestoje, spowodowane koniecznością wykonywania drobnych remontów zraszaczy (np. trybiku). Takich przykładów można przytoczyć bardzo wiele, a obejmowałyby one niemal wszystkie znane nam deszczownie.

*

Ze względu na potrzeby produkcji, jak również dla prowadzenia doświadczeń z deszczowaniem, skonstruowaliśmy 3 różne typy zraszaczy. Podajemy poniżej opis i charakterystykę jednego z nich (młotkowego), uznanego przez nas za najlepiej dostosowany do naszych warunków (rys. 1). Zaprojektowany zraszacz został nazwany „IMUZ-SP-1”.

Zraszacz młotkowy — jednostrumieniowy wykonany jest w całości ze stali (bez użycia metali kolorowych). Obrót dookoła osi pionowej odbywa się na poziomym łożysku kulkowym. Celem zabezpieczenia łożyska przed działaniem wody, zastosowano skórzaną uszczelkę o przekroju trójkątnym na stalowym żeberku. Dysza jest wymienna, co daje możliwość stosowania dysz o kilku średnicach w celu zwiększenia lub zmniejszenia odległości rzutu strumienia,



Rys. 1. Zraszacz młotkowy-jednostrumieniowy

intensywności opadu i wielkości kropli, przy deszczowaniu o różnym ciśnieniu.

Urządzenie napędowe — młotkowe składa się z: osi i zderzaka przyspawanych na prądownicy zraszacza, sprężyny powrotnej, napinającej poziome ramię, na końcu którego umocowany jest młotek. Młotek umieszczono na jednym końcu ramienia, tak aby swym wierzchołkiem znajdował się przed wylotem dyszy. Ma on możliwość tylko częściowego obrotu na swojej osi. Strumień wody po wyrzuceniu z dyszy natrafia na lewy górny występ ścianki młotka. W tym momencie ramię spoczywa na zderzaku. Strumień uderzając we wspomniany występ wciąga młotek w prąd wody, skręcając go do oporu. Następuje odrzut młotka wraz z ramieniem w lewo. Sprężyna powrotna napina się i przyciąga ramię z młotkiem w kierunku położenia wyjściowego. Młotek wchodzi w strumień i ustawia się lewym bokiem, równocześnie uderzając zderzak. Następuje obrót zraszacza o pewien kąt. Praca mechanizmu młotkowego rozpoczyna się na nowo. Szybkość obrotu zraszacza oraz równomierność rozdziału wody na powierzchni deszczowanej zależy od konstrukcji młotka, napięcia sprężyny i pracy łożyska.

Przebijając strumień młotek rozbija go i powoduje równomierne zraszanie strefy wewnętrznej nawadnianego koła.

Przy opracowaniu konstrukcyjnym uwzględniliśmy wskazania hydromechaniki, odnoszące się do budowy zraszaczy.

Zostały przeprowadzone badania w celu określenia przydatności tego typu zraszaczy do zastosowania w praktyce melioracyjnej. Dla zraszacza charakterystyczne są następujące wskaźniki:

- 1) wydajność wody Q (l/min),
- 2) odległość rzutu strumienia R (m), a za tym idzie i powierzchnia deszczowana P (m²),
- 3) równomierność rozdziału wody na powierzchni deszczowanej,

- 4) średnia dawka deszczu $\frac{Q}{F}$ (mm),

- 5) ciśnienie w zraszaczach p (atm) w zależności od średnicy dyszy (mm),
- 6) czas obrotu zraszacza T (obr/min),
- 7) trwałość zraszacza, bezpieczeństwo jego pracy i inne.

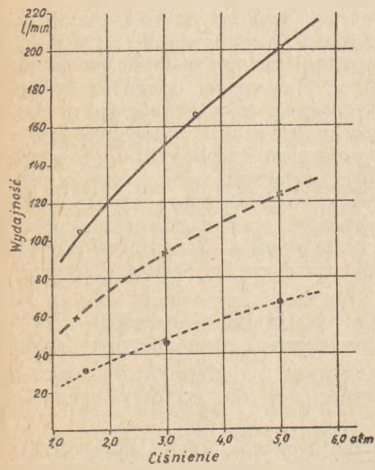
Próby pracy zraszacza przeprowadziliśmy w Czechnicy pod Wrocławiem w dniach od 10.IX.1956 do 25.X.1956 r. Pompa o wydajności 65 l/min jest napędzana motorem elektrycznym i podaje wodę do przewodów Lanningera, rur o średnicy 120 mm, a następnie przez boczne rury o średnicy 80 mm do zraszacza. Przed zraszaczem umieściliśmy manometr, przepływomierz i zawór, za pomocą którego można było dowolnie regulować przepływ wody, a tym samym i wysokość ciśnienia. Za pomocą przepływomierza określaliśmy wydajność wody zraszacza przy różnym ciśnieniu i różnej średnicy dyszy.

Badania przeprowadziliśmy w najbardziej niekorzystnych warunkach dla pracy zraszacza. Wyszliśmy z założenia, że jeśli zraszacz będzie dobrze pracował w tych warunkach, to w lepszych warunkach praca jego będzie dokładniejsza. Do takich niekorzystnych warunków, utrudniających deszczowanie, zaliczamy przede wszystkim dużą prędkość wiatru, bo ponad 2,5 m/sek, a dochodzącą do 3,5 m/sek; jest to prędkość, przy której deszczowanie praktycznie nie powinno być stosowane. Poza tym deszczowanie prowadziliśmy podczas godzin południowych, a więc w godzinach o dużym niedosycie wilgoci powietrza, co wpływało na większe parowanie wody. Powstawały „straty” wody zmierzonej na powierzchni gleby w stosunku do ilości wody odczytanej na przepływomierzu.

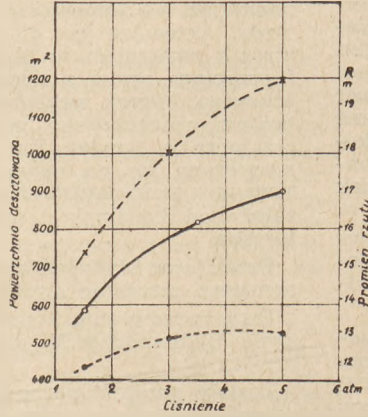
Pomiary przeprowadziliśmy stosując dyszę o średnicy 6,3; 9 i 12 mm przy ciśnieniu 1, 5; 3,0 i 5,0 atm. Prędkość wiatru zmierzaliśmy na wysokości 2 m za pomocą ane-

momietru. Temperaturę i wilgotność powietrza odczytaliśmy z psycnometru Assmanna również na wysokości 2 m. Pomiary wysokości opadu na powierzchni gleby dokonaliśmy przy pomocy deszczomierzy o średnicy 20 cm. Deszczomierze te były ustawione w odległości 2,5 m w 6 kierunkach, przy czym stanowisko zraszacza było punktem wyjściowym do ustawienia deszczomierzy. 4 kierunki ustawienia deszczomierzy odpowiadały 4 stronom świata (N, E, S, W) i 2 kierunki ustawiono równoległe do wiatru (przeciw i z wiatrem). Czas deszczowania dla każdego układu ciśnienia i średnicy dyszy wynosił 1 godzinę. Badania przeprowadzono przy temperaturze wody wynoszącej 13,8°C. Temperatura powietrzna wynosiła od 17,8°C do 22,2°C, a wilgotność względna powietrza 65—80%.

Wydażność zraszacza (rys. 2) wynosiła zależnie od zastosowanej średnicy dyszy i ciśnienia od 32 do 200 l/min. Przy zastosowaniu większych średnic i większego ciśnienia gwałtownie wzrasta wydażność. Wydaje się, że ciśnienie 3 atm jest wystarczająco wysokie, by osiągnąć zadowalający współczynnik wydażności zraszacza.



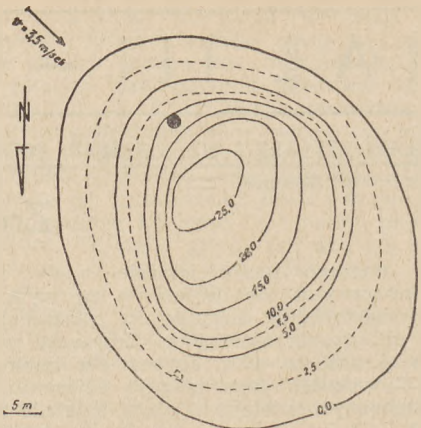
Rys. 2. Wydażność zraszacza IMUZ-SP-1 zależnie od ciśnienia i średnicy dyszy
—○—○— średnica dyszy — 12,0 mm
—×—×— „ „ — 9,0 mm
—●—●— „ „ — 6,3 mm



Rys. 3. Powierzchnia deszczowana zraszaczem IMUZ-SP-1 (przy różnym ciśnieniu i średnicy dyszy)
—○—○— średnica dyszy — 12,0 mm
—×—×— „ „ — 9,0 mm
—●—●— „ „ — 6,3 mm

Powierzchnia deszczowana (rys. 3) wahała się od 430 do 1200 m² (R = 12 do 19,5 m). Ta wielkość szybko wzrasta do 3 atm, a powyżej tej wielkości przyrost powierzchni deszczowanej wzrasta wolniej.

Powierzchnia nawodniana zraszaczem o średnicy dyszy 12,0 mm jest mniejsza od dyszy 9,0 mm. Taki wynik, właściwie niezgodny z teoretycznymi obliczeniami, uzyskaliśmy wskutek działania wiatru na strumień wody. Wiatr, stawiając opór, znacznie utrudnia dalszy zasięg strumienia, a z drugiej strony przy większym ciśnieniu rozbił strumień na drobne krople, unosząc je nawet na odległość ponad 40 m. Wielkości te nie zostały zmierzone przez nasze deszczomierze, a drobny pył wodny można było określić za pomocą śladu na bibule. Wynika z tego, że stosowanie dużych średnic dyszy przy większych prędkościach wiatru jest ograniczone.



Rys. 6. Rozdział opadu podczas deszczowania (średnica dyszy 12 mm, ciśnienie 5 atm.)

Równomierność opadu została opracowana na podstawie pomiaru opadu w deszczomierzach, dla każdego naszego układu kombinacji ciśnienia i średnicy dyszy.

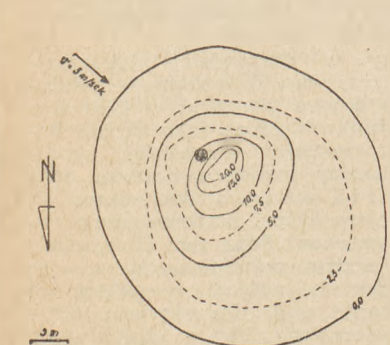
Na rysunkach 4, 5 i 6 podaliśmy (ze względu na brak miejsca) tylko najbardziej charakterystyczną równomierność opadu przy zastosowaniu dyszy o średnicy 6,3 i 9 mm, przy ciśnieniu 3 atm oraz o średnicy 12 mm przy ciśnieniu 3,5 atm. Z wyników widać, że mimo stosunkowo dużej prędkości wiatru, rozdział opadu na powierzchni deszczowanej jest bardzo równomierny i nastąpiło jedynie nieznaczne wydłużenie osi równoległej do kierunku wiatru. Powstała powierzchnia miała kształt elipsy. Dysza o średnicy 12 mm daje równomierny opad na powierzchni, jednak wysokość opadu jest duża; przedstawia to rys. 3. Zasięg zraszacza z dyszą o średnicy 12 mm jest mniejszy niż przy zastosowaniu średnicy 9 mm. Dla większych średnic należałoby dodatkowo wstawiać równacz strumienia.

Celem porównania równomierności rozdziału opadu na powierzchni deszczowanej przeprowadziliśmy badania zraszacza firmy Naan 344 (Izrael) (rys. 7). Jest to zraszacz o 2 dyszach, które dają 2 strumienie wody o różnym zasięgu, co ma zapewnić równomierność pokrycia opadom powierzchni nawodnianej. Jak wskazuje rys. 7, równomierność opadu jest zadowalająca i nie ma zasadniczych różnic pomiędzy działaniem tych zraszaczy.

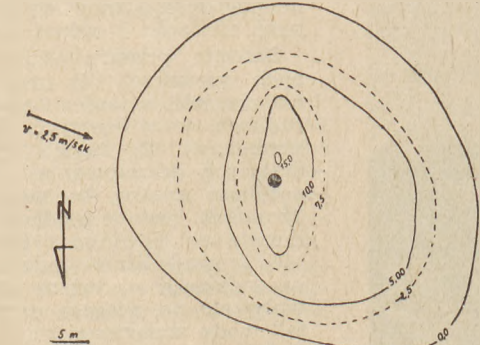
Średnią dawkę polewową oraz intensywność opadu podczas deszczowania podaliśmy na rys. 8. Na podstawie wyników uzyskanych dla określenia równomierności opadu obliczyliśmy również ilość wody zmierzoną na powierzchni gruntu. Średnią dawkę polewową obliczyliśmy wg wzoru:

$$\frac{1000 Q}{F}$$

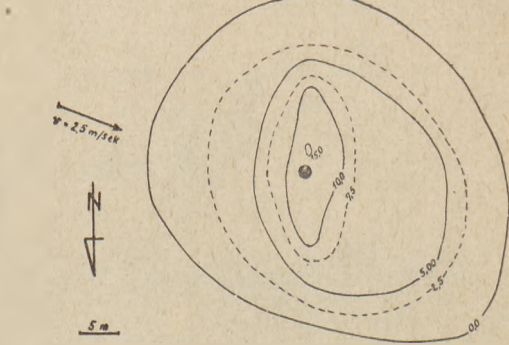
gdzie: Q — ilość m³ wody na powierzchni gleby,
F — powierzchnia deszczowania.



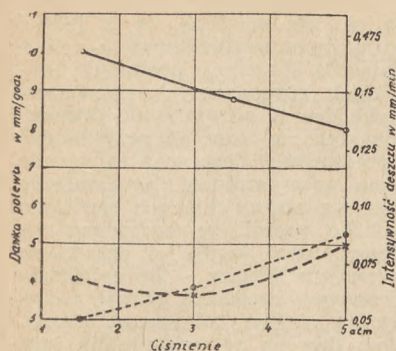
Rys. 4. Rozdział opadu podczas deszczowania (średnica dyszy 6,3 mm, ciśnienie 2 atm, po 1 godzinie deszczowania)



Rys. 5. Rozdział opadu podczas deszczowania (średnica dyszy 9 mm, ciśnienie 3 atm, po 1 godzinie deszczowania)



Rys. 7. Rozdział opadu podczas deszczowania zraszaczem Naan 344 (ciśnienie 3 atm, 1 godzina deszczowania)



Rys. 8. Dawka polewu podczas deszczowania (różne ciśnienia i średnice dyszy)

—○— średnica dyszy — 12,0 mm
—×— „ — 9,0 mm
—●— „ — 6,3 mm

intensywności opadu (powierzchnia deszczowana jest nieznacznie większa), co jest związane z dużymi „stratami” na unoszenie drobnych kropeł na dalsze odległości. Natomiast deszczowanie przeprowadzone przy zastosowaniu zraszaczy z dyszami o średnicy 6,3 i 9 mm daje taką intensywność deszczu (0,05 — 0,10 mm/min.), że możemy zaliczyć je do typu „wolno działających”.

Czas obrotu zraszacza wahał się niezależnie od ciśnienia i średnicy dyszy od 38 do 55 sek., przy czym w tym czasie następuje 55 — 76 uderzeń ramienia w zraszacz. Czas obrotu zraszacza powinien wynosić ok. 2 min. i dlatego do następnych egzemplarzy zraszaczy przewidu-

jemy wstawienie prostego mechanizmu do regulowania szybkości obrotu zraszacza.

Wielkość kropeł została zmierzona na podstawie pomiaru śladu na bibule. Szczegółowe omówienie uzyskanych wyników tych badań podamy w osobnym opracowaniu.

Uzyskane wyniki z pomiarów wielkości kropeł przekonują, że nie należy stosować ciśnienia 1,5 atm, ponieważ na obwodzie powierzchni deszczowanej znajdują się bardzo duże krople, a często nawet „platy” wodne. Natomiast przy średnicy dyszy 9 mm i ciśnieniu 6 atm największe krople posiadają średnicę do 3,2 mm. Zastosowanie dyszy 6,3 mm i ciśnienia 3 atm daje krople o średnicy do 3,0 mm, natomiast przy dyszy o średnicy 12 mm i ciśnieniu 3 atm występują krople o średnicy do 5 atm. Zraszacz pracował przez 65 godzin i nie wykazał jakichkolwiek uszkodzeń lub zmian w pracy.

Wnioski

1. Opracowany typ zraszacza IMUZ-SP-1 na podstawie uzyskanych wyników nadaje się do zastosowania w istniejących deszczowniach nawet podczas pogody wietrznej (ok. 3 m/sek.).
2. Zraszacz młotkowy IMUZ-SP-1 może być użyty do deszczowania pól ornych i trwałych użytków zielonych, zarówno wodami czystymi, jak i wodami ściekowymi. Jako zraszacz wolno działający może mieć specjalne zastosowanie do ochrony sadów i warzyw przed szkodliwym działaniem krótkotrwałych przymrozków.
3. Najlepsze wyniki uzyskuje się przy zastosowaniu dyszy o średnicy 9 mm i ciśnieniu ok. 3 atm.
4. Należy prowadzić prace nad udoskonaleniem i opracowywaniem nowych zraszaczy do deszczowni krajowych.

DZIAŁ IV — W Y K O N A W S T W O

INŻ. ZBIGNIEW STALKOWSKI

Stosowanie szalowań powłokowych w budownictwie wodnym¹⁾

Długowieczność budowli wodnych, jako bardzo kosztownych, stanowi zasadnicze wymagania, które każde odpowiedzialne kierownictwo gospodarki narodowej musi postawić przed projektantem i wykonawcą. Największe nakłady w budownictwie wodnym ponoszone są na budowle ziemne, które w znakomitej większości przypadków nie ulegają niszczeniu z czasem i budowle betonowe, które, jak ogólnie wiadomo, podlegają korozji.

Doświadczenia i obserwacje wykazały, że niszczenie betonu zaczyna się od powierzchni zewnętrznych budowli, na skutek oddziaływania środowiska otaczającego, polegającego na:

- oddziaływaniu mechanicznym, wywołanym parciem lodu, rumowiskiem wleczonym, uderzaniem fal i lodu,
- oddziaływaniu fizycznym, wywołanym zwietrzeniem, zwilżaniem i wysychaniem oraz cyklicznym zamrażaniem i odmrażaniem,
- oddziaływaniu chemicznym, wywołanym agresją związków zawartych w wodzie.

Ze wszystkich czynników zewnętrznych działających na beton w budowliach wodnych najważniejszym jest woda, która w przyrodzie nigdy nie jest chemicznie czysta. Najbardziej narażone na jej działanie są powierzchnie zewnętrzne betonu i one w pierwszym rzędzie powinny być zabezpieczone przed agresją. Im też powinna przyspaść w udziale rola pancerza chroniącego masyw betonu przed niszczącym działaniem środowiska zewnętrznego. Stąd też myśl techniczna technologów i konstruktorów dąży do wytworzenia na powierzchni masywu betonowego warstwy,

o maksymalnej szczelności i dużej wytrzymałości na oddziaływanie mechaniczne. Chcąc uzyskać szczelność i wytrzymałość betonu, należy zapewnić racjonalny dobór składników oraz ograniczyć do minimum ilość wody zarobowej. Tymczasem wiadomo, że właśnie w warstwach zewnętrznych otrzymujemy z różnych przyczyn (np. wibrowanie) beton bardziej porowaty i tym samym mniej szczelny (zawartość wody w warstwach przy szalowaniu wynosi ok. 18% więcej niż w masywie) [1].

Zwiększenie wodoszczelności i gęstości warstw zewnętrznych budowli hydrotechnicznych jest rozwiązywane w różny sposób, w zależności od charakteru agresji oraz od możliwości technicznych wykonawstwa. Stosowane w budownictwie nazimnym metody zacierania i torkretowania nie są wystarczające dla betonów hydrotechnicznych, ze względu na zbyt cienką warstwę ochronną i słabe połączenie z betonem masywnym. Natomiast odsysanie powietrza i wody z warstw zewnętrznych przy pomocy podciśnienia, stosowane w coraz większym zakresie na dużych budowliach hydrotechnicznych na całym świecie, daje dobre rezultaty, polepszając szczelność i wytrzymałość betonu w warstwie o grubości sięgającej nawet do 40 cm [1]. Daje się zauważyć tendencja stosowania tej metody do takich powierzchni, w których inne sposoby ochrony są dość trudne w wykonaniu — będą to przede wszystkim krzywoliniowe powierzchnie przelewów i niecek wypadowych. Np. na wniosek Zakładu Badawczego Katedry Budownictwa Żelbetowego Politechniki Krakowskiej przewiduje się betonowanie jednej z płyt jazu w Dąbiu przy zastosowaniu tej metody. W przypadku uzyskania pomyślnych rezultatów, zarówno co do wyników, jak i opanowania procesu technologicznego przez personel,

¹⁾ Skrót referatu wygłoszonego na Konferencji Naukowo-Technicznej w Krakowie, zorganizowanej w dniach 26—28.X.56 r. przez Sekcję Budownictwa i Transportu Wodnego SITKom.

ten sposób betonowania zostanie zastosowany w czasie całej budowy jazu i śluzy.

Metoda podobną do opisanej jest stosowanie deskowania z wkładkami wodochłonnymi, przy czym jednak otrzymuje się znacznie mniejszą grubość warstwy ulepszonej. Działanie wkładek wodochłonnych polega na odsysaniu wody z betonu z tym, że zamiast pomp używa się materiałów absorpcyjnych, chłonących wodę z otoczenia. W wykonawstwie i organizacji robót stosowanie wkładek wodochłonnych powoduje pewne komplikacje, jak: trudności montażu i umocowanie deskowania, betonowanie nie może odbywać się w czasie deszczu, wibratory nie mogą dotykać szalowania, wkładki absorpcyjne muszą być chronione od zanieczyszczenia mieszkanką betonową itp. Metoda ta, ze względu na istniejącą już u nas produkcję płyt z odpadów drzewnych, ma realne widoki wprowadzenia jej na nasze budowy.

W przypadku działania wód agresywnych zawierających kwasy, roztwory soli oraz siarczany można stosować izolacje powierzchniowe.

W zależności od stopnia agresywności czynników powodujących korozję, stosowane są różne sposoby ochrony powierzchni zewnętrznych betonów, dla uzyskania odporności i długowieczności budowli. Do grupy tej należą: naturalna lub sztuczna karbonizacja powierzchni, powlekanie powierzchni betonu bitumem na gorąco, stosowanie emulsji bitumicznych i smołowców na zimno. Powłoki izolacyjne są jednak bardzo wrażliwe na działania mechaniczne, np. ścieranie w czasie pochołu łodów oraz nieodporne na działanie olejów mineralnych, w których się łatwo rozpuszczają [2].

Sposobem dość dawno stosowanym, logicznie wypływającym z faktu, że beton w różnych częściach budowli ma różne zadanie, jest strefowanie betonu. Można dla warstwy zewnętrznej budowli zastosować specjalne cementy, środki wodoszczelne, odpowiednio odporne kruszywo, specjalną technologię przygotowania mieszanki, układania i pielęgnacji betonu. Jednak konieczność lokowania na budowie rozmaitych rodzajów cementu i kruszywa, przy różnej technologii w różnych częściach budowli, komplikuje w bardzo dużym stopniu wykonania robót bez pewnej gwarancji, że odpowiednia mieszanka zostanie ułożona zawsze we właściwym miejscu. Przy dzisiejszym stanie organizacji robót jest to zadanie bardzo trudne, a często i praktycznie niemożliwe. Wyniki korzystne osiąga się przy układaniu betonu w wielkich masach, np. w zaporach przy małym różnicowaniu, polegającym tylko na zmianie marki betonu. Przykładem może być zapora w Rożnowie.

Należy wspomnieć jeszcze o możliwości wykonania budowli hydrotechnicznych z betonu przedprężonego. Jasne jest, że beton taki nie poddawany żadnym rozciąganiom będzie szczelniejszy i więcej wytrzymały. Przykładem takiej budowli, całkowicie wykonanej z betonu przedprężonego jest zapora d'Ernestine w Brazylii, długości 420 m, o różnicy piętrzenia 12,5 m. Kable zakotwione są w podłożu skalistym. Szczelność betonu jest tu wtórną korzyścią uzyskaną przy dążeniu do odpowiedniego rozłożenia naprężeń w stopie fundamentowej [3].

Przejdźmy wreszcie do omówienia jeszcze jednej metody wytworzenia na powierzchni masywu betonowego warstwy wodoszczelnej i niewrażliwej na agresję środowiska zewnętrznego, różniacej się od wszystkich poprzednich tym, że nie wprowadza ona utrudnienia na budowie a ułatwienia oraz że eliminuje w ogromnym stopniu zużycie drewna. Metodą tą jest stosowanie prefabrykowanych płyt lub bloków okładzinowych, które jednocześnie z zadaniami wyżej wymienionymi spełniają rolę szalowania. Ponieważ referat ten poświęcony jest właśnie rozważaniom zalet, wad i możliwości stosowania szalowań powłokowych, a rodzaje ich i konstrukcja będzie opisana w dalszej części oraz ponieważ uprzednio powiedziano o znaczeniu ochrony powierzchni zewnętrznych betonu, chciałbym chociaż pokrótce omówić znaczenie, jakie dla gospodarki narodowej ma zastąpienie drewnianych deskowań przez szalowania powłokowe.

Nie wszyscy uświadamiamy sobie ponurą prawdę, że drewna przy obecnym zużyciu starczy nam (wg artykułu J. Kreiberga zamieszczonym w „Życiu Gospodarczym”) [4] zaledwie na 10 lat. Taki stan rzeczy jest wynikiem wyjątkowego marnotrawstwa drewna, nie spotykanego przy innych materiałach, usunkcjonowanego przez niezrozumiałą politykę cen oraz nieliczenie się z możliwościami produkcyj-

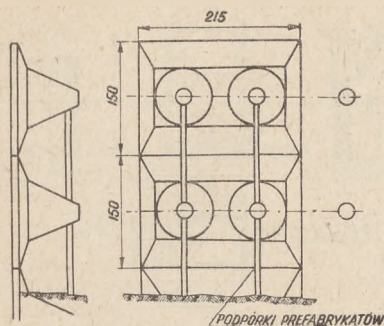
nymi lasów. Ceny drewna są tak ustalone, że z jednej strony są czynnikiem potęgującym marnotrawstwo, a z drugiej — hamującym powstawanie i rozwój produkcji materiałów zastępczych. Do jakich gospodarczych nonsensów prowadzi niewłaściwa polityka cen w stosunku do drewna, niech świadczy kilka, wyrywkowo wybranych przykładów. Koszty starannej rozbiórki rusztowań i deskowań są wyższe niż koszt nowego drewna na nowe szalunki; przewożenie rusztowań, szalowań itd. jest wg obowiązujących cenników często „nieopłacalne”; wysokość premii w wykonawstwie budowlanym zależy od „przerobionej kwoty” i oczywiście od zmniejszenia kosztów, a zużycie tarcicy — to zwiększenie tej właśnie kwoty przerobowej, natomiast odzysk i oszczędna gospodarka drewnem to zwykle zwiększone kwoty, nie kompensowane odzyskiem drewna ze względu na jego taniość. Jeżeli dodamy wreszcie, że 1 m³ drewna okrągłego, ważący ok. 700 kg kosztuje 200 zł, a tyleż kilogramów słomy kosztuje 420 ÷ 490 zł, to będziemy mieli dostatecznie jasny obraz naszej polityki cen w stosunku do drewna. Ceny te odbiegają od układu ich na rynkach światowych oraz świadomie spychają drewno do roli surowca drugorzędnego, doprowadzając do takich absurdów, że mimo katastrofalnego braku drewna nieopłacalne jest oszczędne gospodarowanie nim lub używanie materiałów zastępczych. Z tego powodu jakakolwiek próba rachunku, zwanego u nas „ekonomicznym”, ze względu na absurdalność założeń polityki cen prowadzi do spotęgowania rabunkowej gospodarki w naszych lasach. Wydaje się, że w tych przypadkach, gdy kierownictwo gospodarcze z jakichś względów ma tym odcinku zawodzi, jedynym drogowskazem dla każdego fachowca, który czuje się współodpowiedzialny za nasze wspólne dobro, może być tylko zdrowy rozsądek i znajomość tych metod wykonawstwa, które stosuje się we wszystkich innych krajach. Ten zdrowy rozsądek i ta znajomość innych metod wskazują na jedno: deskowania drewniane trzeba zastąpić przez prefabrykaty betonowe lub żelbetowe.

Dla nas, hydrotechników, sprawa niszczenia drzewostanu jest szczególnie bolesna i po leśnikach my pierwsi powinniśmy podnieść głos przeciwko karygodnej bezmyślności naszej polityki gospodarczej na tym odcinku. Hydrotechnik zainteresowany jest w zachowaniu lasu — regulatora odpływu i zdaje sobie sprawę, że każde wycięte drzewo oznacza, że gdzieś i kiedyś będzie trzeba za nie zapłacić zwiększonym procentem nakładów na budownictwo wodne. W tej sytuacji na paradoks zakrawa fakt, że wykonując budowlę wodną, która powstaje między innymi i dlatego, że lasów mamy za mało, niszczymy przy jej budowie masę drewna i powodujemy dalsze zmniejszenie drzewostanu. Można by złośliwie powiedzieć, że w ten sposób zapewniamy na długie lata pracę dla hydrotechników.

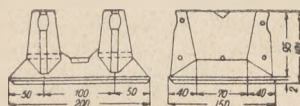
Biorąc powyższe pod uwagę i mając na względzie długowieczność budowli hydrotechnicznych oraz szczególnie katastrofalną sytuację drzewostanu, powinniśmy w jak najkrótszym czasie przejść na wykonywanie budowli w szalowaniach powłokowych. Rodzaje tego typu szalowań, stosowane w budownictwie innych krajów, można podzielić na dwa zasadnicze typy, mianowicie:

- płyty a właściwie bloki prefabrykowane, niezbrojone, używane przy budowie zapor: we Francji, Tunisie, Marokku,
- żelbetowe prefabrykowane płyty ochronne, używane na budowach Związku Radzieckiego.

Przejdźmy do opisu poszczególnych rodzajów szalowań powłokowych. Przy budowie betonowej zapory łukowej w Bort — les Orgues na rzece Dordogne, wysokości 120 m, ukończonej w 1952 r. stosowano zamiast deskowania, okładzinowe prefabrykowane bloki betonowe. Przyjęto, że bloki te stanowią zewnętrzną powierzchnię ochronną (skład betonu: piasek 0,4 — 2,0 mm — 525 kg/m³; żwir 4 — 15 mm — 1375 kg/m³; w : c = 0,42), dzięki czemu dotacja cementu wewnątrz masywu betonowego wynosiła 175 — 272 kg/m³. Ogółem ustawiono 19 000 sztuk takich bloków, licząc 70 000 m² powierzchni. Ilość betonu w blokach wyniosła 3,6% całej ilości betonu ułożonego w zaporze i siłowni (3,6% od 170 000 m³). Płaszczyzna licowa bloków miała wymiary 2,15 × 1,50 m; objętość bloku 1,3 m³ (rys. 1). Powierzchnia licowa była gładka, natomiast tylna posiadała wnęki głębokości 0,10 m dla lepszego związania z betonem zapory oraz dwa występy stożkowe, tworzące przeciwwagę w okresie ustawiania i betonowania [5]. Przeciwwaga umożliwiała ustawienie dwu warstw bloków, co pozwalało na betonowanie 3-metrowymi warstwami. Prefabrykaty wykonywano na



Rys. 1.

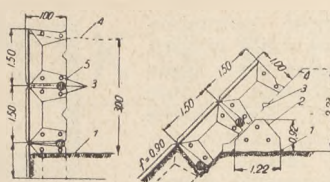


Rys. 2.

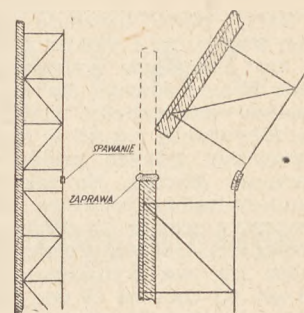
placach budowy, przy użyciu form metalowych i stołów wibracyjnych. Bloki były oddawane do użytku w przeciągu 24 godzin po ich wykonaniu i ustawiane na miejscu przeznaczenia tymi samymi dźwigami, którymi wykonywano wszystkie prace na zaporze. Dzięki odpowiedniej dotacji cementu, małemu stosunkowi wodno-cementowemu, metalowym formom i wibrowaniu, bloki te mają dużą szczelność i wytrzymałość oraz gładką powierzchnię czołową i w ten sposób spełniają wymagania stawiane betonowi w strefie zewnętrznej. Jako wadę zaobserwowaną należy wymienić obniżoną przyczepność pod występami stożkowymi na skutek skurczu betonu. Brak niestety wiadomości, w jaki sposób wykonywano szwy między blokami, co zawsze jest słabym punktem płyt okładzinowych.

Przy budowie zapory Meszra — Omadi w Marokku oraz Ben Metir w Tunisie stosowano również wibrowane bloki okładzinowe zastępujące szalowanie, nieco różniące się w konstrukcji od używanych w Bort (rys. 2). [3] [6]. Zamiast dwóch stożkowych występów, płyty posiadały dla lepszego połączenia z betonem zapory oraz dla zapewnienia stateczności bloków na czas betonowania, dwa podłużne żebra wystające na 0,95 m. Bloki te prefabrykowano na placu budowy w pobliżu fabryki betonu, skąd po 72 godzinach były dostarczane samochodami do kolejki linowej, która ustawiała je na miejscu. W Ben Metir proces dojrzewania prefabrykatów był przyspieszony dzięki zastosowaniu komory naparzań. Wymiary bloków: szerokość 2 m, wysokość 1,5 m, objętość 1,5 m³. Celem ułatwienia prawidłowego ustawiania bloków w żebrach wykonano półkoliste wycięcia, umożliwiające rozklinowywanie prefabrykatów, które dodatkowo wiązano ze sobą drutem przepuszczanym przez pozostawione w żebrach otwory. Wysokość warstw betonowych (między szwami roboczymi) po stronie odwodnej wynosiła 3,0 m, po stronie odpowietrznej 2,23 m z tym, że ze względu na pochYLENIE prefabrykatów stosowano specjalne trójkątne podpory betonowe (rys. 2a). Dotacja cementu w betonie korpusu zapory Omadi wynosiła 180 kg/m³, w prefabrykatkach 280 kg/m³. Objętość zapory wynosiła 180 000 m³, a objętość bloków prefabrykowanych 6 000 m³, tj. 3,3% całości.

Innego rodzaju, niemniej ciekawe było zastosowanie prefabrykowanych płytek betonowych na budowie zbiornika i siłowni wodnej w Rosshaupten na rzece Lech w 1952 r., a ściślej mówiąc przy wykonywaniu sztolni o średnicy 8,25 m i długości 380 m dla tej belki budowli. Niekorzystne warunki geologiczne zmuszały do silnego zbrojenia obudowy sztolni lub, jak zdecydowano, do zastosowania betonu wstępnie przedprężonego [7]. W tym celu, po wykonaniu pierwszego (bezpośrednio przylegającego do gruntu) pierścienia betonowego ułożono na nim, na zaprawie, prefabrykowane elementy, o wymiarach 60 × 25 cm, grubości 5 cm z wystającymi na 3 cm „kolcami betonowymi”, opierającymi się na już wykonanym pierścieniu. Przestrzeń między prefabrykowanymi płytkami a przesuwym wewnętrznym szalowaniem zabetonowano, przy użyciu normalnie stosowanego pneumatycznego podawania betonu, pozostawiając nie wypełnioną przestrzeń między płytkami a pierścieniem zewnętrznym. Następnie przez specjalnie



Rys. 2a. 1 — powierzchnia świeżo ułożonego betonu, 2 — trójkątne bloki betonowe umożliwiające podparcie pochylonych prefabrykatów, 3 — otwory umożliwiające łączenie prefabrykatów, 4 — granica układania betonu, 5 — rozklinowanie bloków



Rys. 3.

pozostawione przewody wstrzyknięto do przestrzeni między zewnętrznym pierścieniem betonowym a płytkami prefabrykowanymi zaprawę cementową pod ciśnieniem, wywołując ściśnięcie wstępnego sprężenia na całym obwodzie pierścienia wewnętrznego poprzednio zabetonowanego. W ten sposób całą obudowę prostych odcinków sztolni wykonano bez użycia stali zbrojeniowej, zapewniając szczelność i wytrzymałość pierścienia betonowego.

Jeśli chodzi o żelbetowe płyty okładzinowe to szalowania tego rodzaju były opisywane już w „Gospodarce Wodnej” [1], [2].

Zalety tych szalowań powłokowych są następujące:

- zwiększenie długowieczności budowli,
- uprzemysłowienie budowy — najtrudniejsze normalnie do zmechanizowania roboty, jak szalowanie i zbrojenie, zostają zmechanizowane,
- oszczędność materiału deficytowego, jakim jest drewno,
- przerwanie przelotowości szwów roboczych,
- stworzenie korzystniejszych warunków wilgotnościowych i ciepłotowych dla masywu betonowego,
- korzystne efekty architektoniczne,
- skrócenie czasu trwania budowy.

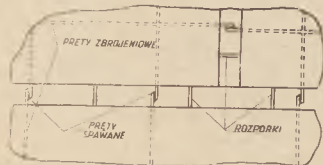
Słabe strony płyt ochronnych przedstawiają się następująco:

- najsłabszym miejscem w budowlach wykonanych w płytach okładzinowych jest styk. Styki płyt wykonane niedostatecznie starannie niszczą się szybko (można to zauważyć na śluzie stopnia Rybińsk na Woldze, gdzie po ok. 15 — 20 latach od czasu wykonania wszystkie płyty zabrudzone są wyciekami ze styków). Należy dążyć do zapełnienia szwów możliwie suchą zaprawą lub zaprawą na cemencie ekspansyjnym (rozszerzającym się). Możliwość zastąpienia tego cementu ograniczona jest jednak jego wrażliwością na działanie mrozu,
- częste styki ze względu na dotychczas stosowane wielkości płyt uniemożliwiają wykorzystanie zbrojenia prefabrykatów jako zbrojenia masywu budowli, co w rezultacie prowadzi do zwiększenia zużycia stali,
- kontrola betonu wewnątrz bloku jest utrudniona,
- płyty przy transporcie łatwo pękają, ze względu na swą małą sztywność (grubość 10 cm). W początkach stosowania prefabrykatów na Woldze było 10 — 20% płyt popękanych, ze szczelinami 0,1 — 1 mm. Na kanale Wołga-Don, dzięki lepszemu opanowaniu procesu technologicznego i organizacji robót, procent ten gwałtownie spadł.

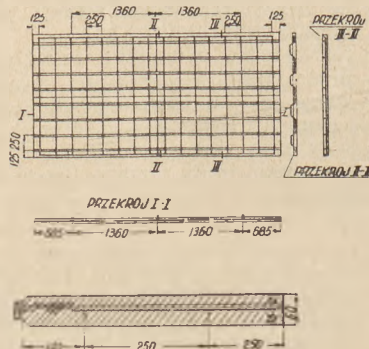
Jak widzimy, wady te są niewielkie w porównaniu z korzyściami, wynikającymi ze stosowania prefabrykowanych szalowań powłokowych. Należy się spodziewać, że przy obecnym postępie techniki ujemne strony płyt zostaną wyeliminowane i wydaje się, że powinniśmy uczestniczyć w ogólnym dążeniu do wypracowania odpowiednich metod wykonawstwa budowli wodnych w szalowaniach powłokowych.

Z opracowań WNIIG (Ogólnozwiązkowy Naukowo-Badawczy Instytut Hydrotechniki w Leningradzie) wynika, że w Związku Radzieckim czynione są badania i próby w kierunku zwalczania wad płyt prefabrykowanych i zwiększenia ich procentowego udziału w budownictwie wodnym. Ponieważ najsłabszym miejscem szalowań powłokowych są styki płyt, badania idą w kierunku zwiększenia jednostki montażowej. Rozpatruje się możliwość zastosowania elementów o wymiarach (3 — 5) × (7 — 10) m i grubości 10 — 15 cm, z wystającą z tyłu kratą nośną, której pas tylny mógłby być spawany (rys. 3). Dzięki zastosowaniu

tylnej krawędzi płyta uzyskuje dużą sztywność, potrzebną w czasie transportu i montażu. Natomiast spawanie tylnych pasów krat umożliwia wykorzystanie zbrojenia płyty, jako zbrojenia obliczeniowego dla masywu betonowego, co daje niewątpliwie oszczędności stali zbrojeniowej. Zapełnianie styków odbywałoby się też w sposób ulepszony, mianowicie, po zesparaniu tylnych prętów całą płytę można odgiąć przy pomocy dźwigu. Na tak odsłoniętą krawędź dolnej płyty należy nałożyć zaprawę. Po zwolnieniu odgięcia nadmiar zaprawy zostaje wyciśnięty, a pozostała reszta wiąże pod ciśnieniem. Dokładne badania styków wykazały, że szczelność ich jest wynikiem: a) skurczu zaprawy wynoszącym ok. 0,1 mm na 10 cm, b) niewielkich rakowin spowodowanych niedostatecznym związaniem starego betonu ze świeżą zaprawą, c) ucieczki wody ze świeżo układanej zaprawy do betonu. Ta analiza szczelności styków spowodowała wysunięcie propozycji wykonywania styków przedprężonych. Pomysł polega na wysunięciu z prefabrykowanych płyt zbrojenia, przy jednoczesnym wstawieniu między prefabrykaty rozpór, umożliwiających wzajemne zbliżenie się płyt. Wystające zbrojenie spawają się. Po ochłodzeniu, na skutek skurczu występują siły termiczne w spojonych prętach, dążące do zbliżenia płyt między sobą (rys. 4). Po zapełnieniu przestrzeni między prefabrykatami zaprawą i usunięciu rozpór, otrzymamy ściśnięcie styku, co pozwoli na wyeliminowanie skutków skurczu i niedostatecznego związania świeżej zaprawy z betonem prefabrykatów. Z już zastosowanych w praktyce ulepszeń styków należy wymienić stosowanie zaprawy z dodatkami wywaru siarczowego z ługów posulfityowanych, jako plastyfikatora i powlekanie zaprawy styków szkłem wodnym, uniemożliwiając straty wody przez parowanie.



Rys. 4.



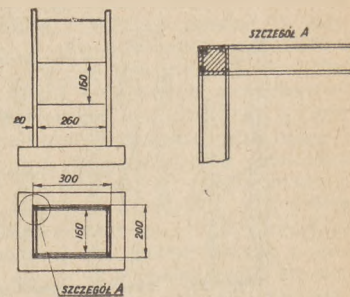
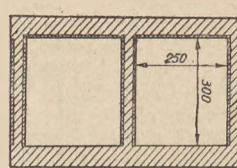
Rys. 5.

Szukając sposobów zwiększenia sztywności płyt i takiej ich konstrukcji, która wyeliminowałaby uszkodzenia przy przewozie i montażu, opracowano projekt płyt przedprężonych, o wymiarach $4,0 \times 2,0$ m i grubości 6 cm, zbrojonych kablami z 5 strun o średnicy 0,5 mm ze stali o wytrzymałości $10\,000 \text{ kG/cm}^2$ (rys. 5). Kable te rozmieszczone są w kierunku dłuższego wymiaru przy zachowaniu zbrojenia poprzecznego z normalnej stali [8]. Jak wykazały obliczenia, płyty takie są o 20% tańsze od normalnych płyt żelbetowych.

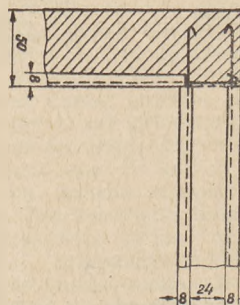
Opisane wstępnie sprężone prefabrykaty są całkowicie odporne na pęknięcia w czasie transportu. Dzięki przedprężeniu wszystkie szczeliny, które powstają przy działaniu przypadkowych sił w czasie przewozu lub montażu, zamkną się po zdjęciu obciążenia.

Interesujące propozycje, mające na celu wykorzystanie płyt ochronnych jako konstrukcji nośnych, wysunął I. M. Goldstein. Według jego propozycji wykonano tunel i opory prowadnic śluzowych. Oba urządzenia eksploatowane są już dostatecznie długo i sposób ten można uważać za godny zalecenia, z tym jednak, że daje się stosować tylko dla niewielkich budowli. Pomysł polega na wypuszczeniu z płyt prefabrykowanych prętów zbrojeniowych, które w narożnikach są zabetonowywane, umożliwiając w ten sposób przejęcie momentów zginających przez zbrojenie prefabrykatów (rys. 6 i 6a).

*



Rys. 6a. Obudowa podpory przewodnicy



Rys. 6. Obudowa tunelu

Po omówieniu stosowanych szalowań powłokowych w budownictwie wodnym innych krajów, nasuwają się następujące wnioski:

1. Na całym świecie zaczynają używać się prefabrykatów (szalowania powłokowe) zamiast deskowań. Prefabrykaty te spełniają jednocześnie zadanie pancerza chroniącego masyw betonu przed niszczącym działaniem środowiska zewnętrznego.
2. Początkowo nieśmiałe próby stosowania szalowań powłokowych zyskują coraz więcej zwolenników. W krajach, gdzie obserwuje się ogromny rozwój budownictwa wodnego szalowania te zaczynają dominować na nowych, wielkich budowach.
3. Dla dużych zapór wykonywanych z betonu bez zbrojenia najstuszniejsze wydaje się zastosowanie także niezbrojonych elementów, zastępujących szalowania i stwarzających strefę ochronną masywu betonowego.
4. Żelbetowe płyty ochronne w zastosowaniu do konstrukcji z betonu dobrojonego eliminują drewno z budowy, umożliwiają wykonanie robót w sposób przemysłowy i stanowią wystarczającą warstwę ochronną na powierzchni masywu. Słabą ich stroną są styki.
5. Zapóźnienie rozwoju naszego budownictwa wodnego w stosunku do całego świata oznacza z natury rzeczy i techniczne zacowanie projektowania i wykonawstwa. Rozwój budownictwa wodnego u nas warunkować będzie, rzecz jasna, wprowadzenie nowych elementów na nasze budowy, na pierwszy plan powinny tu wystąpić właśnie szalowania powłokowe.

LITERATURA

1. Zbikowski A., Stalkowski Z., Gorzkowski H. — Żelbetowe łupiny ochronne. „Gospodarka Wodna” nr 12/52 i 7/53.
2. Jasiewicz R. — Ochrona betonu hydrotechnicznego przed korozją. „Gospodarka Wodna” nr 9/54.
3. Czasopismo „Travaux”, 1954, str. 537.
4. Kreisberg J. — Drewno jest za tanie. „Życie Gospodarcze”, nr 10/56.
5. Bort numéro hors série de la Houille Blanche, 1953.
6. Eristow W. S. — Primenienie sbornogo żelazobietona pri gidrotechničeskom stroitelstwie wo Francji i Marokko. „Gidrotechničeskoje Stroitelstwo”, nr 8/55.
7. Talsperre Rosshaupten. „Hochtief Nachrichten”, nr 3—4/54.
8. Baerulis A. S. — Płyty obołoczki iz predwaritelno napriazonnogo żelazobietona. „Gidrotechničeskoje Stroitelstwo”, nr 2/55.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

MGR FRANCISZEK GRONOWSKI

Politechnika Szczecińska

Warunki prawidłowego działania rozrachunku gospodarczego w żegludze śródlądowej

(Artykuł dyskusyjny)

Artykuł omawia warunki prawidłowego działania rozrachunku gospodarczego w żegludze śródlądowej w oparciu o eksperymenty własne i doświadczenie z zewnątrz.

W nawiązaniu do rozwijającej się coraz bardziej w kraju inicjatywy załóg w zakresie zwiększenia rentowności własnych zakładów — m. in. przez ich usamodzielnienie — artykuł ten może być wstępem do dyskusji, jaka powinna mieć miejsce, dla wyszukania właściwych form organizacyjnych przedsiębiorstw na tym odcinku.

Redakcja

W okresie ostatnich kilku lat w różnych dziedzinach gospodarki narodowej podejmowane były próby zorganizowania działalności gospodarczej przedsiębiorstw na zasadach rachunku ekonomicznego, określanego mianem tzw. rozrachunku gospodarczego. Przy ówczesnym, wysoce scentralizowanym systemie zarządzania, próby te w nielicznych tylko przypadkach przyniosły widoczne korzyści. Następujący obecnie proces decentralizacji gospodarczej stwarza realne warunki do oparcia działalności przedsiębiorstw o zasady rozrachunku, którego formy i treść muszą być dostosowane do charakteru i warunków pracy konkretnego przedsiębiorstwa.

Analiza wysiłków podjętych przez żeglugę śródlądową w latach 1953 — 1955 dla zorganizowania rozrachunku potwierdza konieczność rozpatrzenia szeregu momentów, które w dotychczasowych próbach albo nie były brane pod uwagę, lub też ujmowano je niewłaściwie. Przy dalszych pracach nad rozrachunkiem zagadnienia te wystąpią i będą musiały znaleźć właściwe rozwiązanie. Pragnę więc wskazać na kilka problemów, które moim zdaniem odgrywają decydującą rolę w rozrachunku, a które dotychczas nie znalazły pełnego omówienia w ekonomicznej literaturze żeglugowej.

Uwagi poniższe koncentrują się szczególnie wokół rozrachunku jednostek pływających w żegludze śródlądowej, które realizują zasadniczy proces produkcyjny (przewożowy) w transporcie rzeczonym i produkcyjnie stanowią najbardziej wyraźną, zamkniętą całość. Szczegółowy sposób rozwiązywania tych problemów oraz nadanie im odpowiedniej formy organizacyjnej pozostawia się praktyce; tu pragnę jedynie uzasadnić konieczność uwzględnienia ich w rozrachunku gospodarczym.

Czy każda jednostka pływająca może być na rozrachunku gospodarczym? Wydaje się, że przynajmniej w pierwszym okresie wprowadzania rozrachunku gospodarczego na obiekty pływające, na jego zasadach mogą pracować tylko statki z własnym napędem (statki pasażersko-towarowe, holowniki, barki motorowe). Statki te posiadają z samej swej istoty znacznie większą samodzielność eksploatacyjną niż barki bez napędu, toteż łatwiej jest ustalić dla nich realne zadania eksploatacyjno-kosztowe. W tym kierunku też zmierzały ostatnie posunięcia w naszej żegludze śródlądowej. Potwierdza to również praktyka stosowania rozrachunku gospodarczego statku na drogach wodnych ZSRR. Jednostki te — zwłaszcza holowniki — pociągają o wiele większe nakłady eksploatacyjno-remontowe niż barki bez napędu. Poza tym, co jest szczególnie ważne przy rozrachunku gospodarczym, występuje u nich więcej czynników, na które załogi mają bezpośredni wpływ, co potencjalnie zwiększa drogi oszczędności i obniża koszty własnych, co z kolei uzasadnia celowość wprowadzenia rozrachunku.

Problemy, których rozwiązanie jest konieczne w rozrachunku gospodarczym statku z własnym napędem.

a) Ustalenie realnych zadań planowych. Zadania planowe muszą być tak ustalone, by plan przewożowy był mobilizujący. Prawidłowe rozwiązanie tego problemu nie jest

łatwe, jest ono jednakże konieczne, gdyż bez realnego planu nie może być wewnątrzzakładowego rozrachunku gospodarczego. Trudności opracowania realnych planów w żegludze śródlądowej są jednak znacznie większe niż w innych rodzajach transportu. Przedsiębiorstwa żeglugowe obok tego, że w pracy swej są w dużym stopniu uzależnione od nadawców masy ładunkowej, to jednakże jeszcze w większym stopniu uzależnione są od „losowości” dróg wodnych. Ta zależność wyników pracy od warunków hydrologicznych w naszych warunkach — ze względu na słabe zagospodarowanie dróg wodnych, jest jaskrawa. Sytuacja pogłębia się jeszcze często niekorzystnym stosunkiem taboru holowniczego do barkowego. Występują bowiem okresowe braki siły holowniczej — co zmusza do przerzucania holowników na różne trasy o różnych warunkach, przekreślając tym samym możliwość opracowania realnego planu eksploatacyjnego. Nie bez znaczenia jest również (zwłaszcza na Wiśle) stary wiek taboru, który na skutek technicznego wyeksploatowania wypada często niespodziewanie z pracy, utrudniając wykonanie planu. Wyraźny wpływ na pracę taboru wywierają także porty śródlądowe, które na naszych drogach wodnych są bardzo niejednolite pod względem wyposażenia i zdolności przepustowej. Opracowanie realnych zadań planowych dla potrzeb rozrachunku gospodarczego powinno opierać się na planowaniu operatywnym. Plany roczne nie są bowiem oparte na realnych zgłoszeniach masy towarowej do przewozu; przewidywany w nich stan taboru do eksploatacji z reguły wykazuje poważne odchylenia na skutek wyżej wspomnianych już przyczyn oraz z powodu chronicznego niedotrzymywania terminów remontów przez stocznie. Również planowanie na dłuższy okres czasu (np. sezon nawigacyjny) warunków atmosferycznych i hydrologicznych, które w chwili obecnej u nas w decydujący sposób wpływają na stopień przydatności dróg wodnych do przewozów, jest również bardzo mało realne. Dlatego też sądzę, że tylko operatywny plan miesięczny w ramach planu kwartalnego powinien stać się podstawą pracy statku na rozrachunku gospodarczym. Wskaźniki techniczno-eksploatacyjne będą wówczas o wiele realniejsze. W opracowaniu zadań planowych powinny uczestniczyć również załogi pływające, tak by zadania te były znane i rozumiane przez każdego jej członka.

b) Plan kosztów własnych statku. Tak jak doprowadzenie zadań planowych do obiektu pływającego nie jest jeszcze rozrachunkiem wewnątrzzakładowym, lecz koniecznym jego warunkiem, tak z kolei nie można mówić o rozwiniętym wewnątrzzakładowym rozrachunku gospodarczym bez opracowania planu kosztów własnych. Nie oznacza to jednak, by wprowadzenie rozrachunku uzależniać od zastosowania rozwiniętego (produkcyjno-kosztowego) planowania wewnątrzzakładowego. Przy najprostszych formach rozrachunku wystarczy bowiem istnienie prawidłowo opracowanych norm zużycia surowców i materiałów oraz norm pracy. Znормowanie procesu pracy i zużycia materiałowego stanowi więc elementarną potrzebę przy rozrachunku. W oparciu bowiem o dobre normy można łatwo ustalić mobilizujące zadania oszczęd-

nościowe i kontrolować przebieg ich realizacji. Przy wyborze prostszych czy pełniejszych form rozrachunku należy mieć na względzie, by nie przekroczyć granicy, przy której planowanie, ewidencja i sprawozdawczość nadmiernie się rozrastają, powodując podwyższenie kosztów, zamiast ich obniżki.

W planie kosztów statku powinny znaleźć się przede wszystkim te koszty, na których wysokość załogi mają decydujący wpływ, czyli tzw. koszty zależne od załogi. Głównie bowiem na te koszty można prowadzić politykę oszczędnościową.

W instrukcji o rozrachunku gospodarczym statku, opracowanej przez Ministerstwo Floty Rzecznej ZSRR wyłączone są wskaźniki kosztów tzw. „niezależnych” od załogi. Faktycznie więc rozrachunek gospodarczy statku w żegludze śródlądowej radzieckiej obejmuje tylko problematykę obniżki kosztów bezpośrednio zależnych od pracy załogi. Takie podejście wydaje się być najbardziej słuszne, gdyż wciąga to coraz szersze rzesze pracowników w problematykę „ekonomicznego gospodarowania” na swoim odcinku. Coraz większy kolektyw ludzi czuje się odpowiedzialny za losy przedsiębiorstwa, co pokrywa się z celem rozrachunku gospodarczego.

c) System wskaźników i sprawozdawczość z rozrachunku gospodarczego.

Do rozrachunku gospodarczego statku należy również dostosować system wskaźników eksploatacyjno-kosztowych, które by pozwalały oceniać nie tylko pracę danego konkretnego statku, ale również pracę obiektów pływających między sobą, co mogłoby stworzyć realne warunki do współzawodnictwa między statkami o miano „najekonomiczniejszego statku”. Stosowane obecnie wskaźniki tylko w części mogą służyć temu celowi, należałoby opracować kilka wskaźników umownych (skorygowanych), dostosowanych do form rozrachunku gospodarczego. Jest to już jednak odrębne zagadnienie, wymagające osobnego opracowania. Należy tylko zauważyć, że wskaźniki te powinny ujmować wykonanie zadań eksploatacyjnych, kosztowych — głównie koszty zależne od załogi — pozostawiając na uboczu wskaźniki dochodowe pracy statku (realizację), na której wielkość załogi nie mają bezpośredniego wpływu.

Do systemu wskaźników musi być dostosowana prosta w formie, ale pełna w treści sprawozdawczość. Sprawozdawczość musi być tak opracowana, by była dostępna dla załóg, tzn. by załogi same mogły kontrolować jak przebiega ich walka o wykonanie planu, by na tej podstawie mogły przedsiębiorca odpowiednio środki celem nie tylko jego wykonania ale i przekroczenia. Samokontrola wykonywania planu przez załogi — to w poważnym stopniu wyeliminowanie przypadkowości wyników pracy. Przyzwyczajanie załóg do pracowania z ołówkiem w ręku wpływa na wzrost uświadczenia, na ich rozwój. Załogi wyraźnie widzą i zdają sobie sprawę z udziału w kosztach przedsiębiorstwa w zależności od pracy ich obiektu. Wyniki ich pracy giną w masie innych obiektów, stąd zwiększa się wola przodownictwa, poczucie odpowiedzialności i stworzone są zdrowe podstawy do realnego współzawodnictwa pracy między poszczególnymi obiektami.

d) Właściwe ułożenie stosunków między komórkami przedsiębiorstwa a statkiem na rozrachunku gospodarczym. Chodzi o to, by stosunki te oparte były nie tylko na odpowiedzialności administracyjnej, ale również na materialnej. Wyniki pracy statku zależą bowiem w dużym stopniu od pracy służby dyspozycyjnej, od terminowości obsługi w portach, od jakości wykonanych remontów na stocznich czy bazach remontowych itd. Tak więc, o ile rozrachunek gospodarczy ma się stać rzeczywistością bodźcem do coraz ekonomiczniejszego gospodarowania, musi przewidywać sankcje materialne dla tych, co nie przestrzegają jego zasad. Zasada ta powinna być wprowadzona obok normalnego systemu rozliczeń między komórkami przedsiębiorstwa a statkiem za świadczoną pracę.

e) Bodźce materialne i tryb premiowania. Wewnątrzzakładowy rozrachunek gospodarczy nie może skutecznie działać, o ile nie opiera się na bodźcach materialnego zainteresowania. Przekonał się już o tym sami w żegludze śródlądowej. Rozrachunek gospodarczy, działaniem swym wymagając od pracowników dodatkowego wysiłku, musi stwarzać możliwości zwiększenia zarobków, gdyż

w przeciwnym razie — jest prawie że pewne — iż przekształci się w bezduszną, papierkową pisaninę. Mobilizacja załóg pływających do pracy wg jego zasad nie może się opierać jedynie — jak to było stawiane dotychczas — na czynniku „uświadczenia społecznego”. Nie negując roli tego czynnika, należy jednak wyraźnie stwierdzić że jest on niewystarczający i wymaga uzupełnienia czynnikiem materialnym. W żegludze śródlądowej — zgodnie z wysuniętymi sugestiami wskaźników — powinno się tworzyć tzw. fundusz kapitański. Na fundusz ten powinno odnosić się pewien ustalony procent od bezwzględnej sumy osiągniętej obniżki kosztów przez załogi, przy uwzględnieniu stopnia realizacji planu przewozowego. O podziale funduszu kapitańskiego decydowałby cały kolektyw, z tym, że część powinna być przeznaczona na wspólne potrzeby załogi (kulturalne, oświatowe, socjalne), większość jednakże do podziału indywidualnego między załogę. Potrącenia na fundusz kapitana powinno dokonywać się co kwartał (3 operatywne plany miesięczne), z tym, że jego podział powinien być przeprowadzony raz na rok, po zakończeniu sezonu nawigacyjnego. Termin ten mobilizowałby dobrze gospodarujące załogi do dalszych wysiłków i pracy w tym samym składzie, co poważnie zmniejszyłoby płynność załóg pływających.

W żegludze radzieckiej na fundusz kapitana odlicza się 30% od wygoszczanej sumy oszczędności, z tym, że obliczona w ten sposób kwota nie może przekraczać 5% rocznego funduszu płac załogi statku z przeliczeniem na faktyczny rozmiar wykonanych przewozów. Sposób ten wywołał jednak szereg zastrzeżeń, gdyż przy limitowaniu funduszu kapitana od rocznego funduszu płac załóg pływających często zdarzało się, że statki oszczędzające mniej (np. motorowce) otrzymywały na ten fundusz więcej od statków, które miały wyższe oszczędności (np. parowce), ze względu na różnice w ich rocznym funduszu płac.

*

Te krótkie refleksje — rzecz jasna — nie wyczerpują całości zagadnienia. Pragnęłam w nich zwrócić jedynie uwagę na te metody, które moim zdaniem są najbardziej istotne i rozwiązanie których uważam za sprawę najpilniejszą i najistotniejszą przy rozrachunku gospodarczym statku. Samą zaś celowość kontynuowania prac nad rozrachunkiem w żegludze śródlądowej uważam za bezsporną. Brak jednak dotychczas rozwiązania w naszej praktyce żegludowej szeregu podstawowych warunków nakreślonych powyżej wysuwa konieczność stopniowego jego wprowadzania, przechodząc początkowo od prostych do coraz pełniejszych form. Należy bardzo dokładnie przemyśleć i opracować najlepsze jego formy i wciągnąć do jego opracowania i realizacji najszerszy krąg przodującego kolektywu pracowniczego.

Analizując pracę przedsiębiorstw żeglugi śródlądowej w Polsce w powojennym 10-leciu, widzimy, że obok niewątpliwych osiągnięć istnieją jeszcze duże, nie wykorzystane rezerwy materiałowe i czasowe, uruchomienie których przyniosłoby gospodarce narodowej wielostronne korzyści. Wykrycie i uruchomienie tych rezerw powinno stać się jednym z podstawowych zadań obecnej 5-latk, m. in. przez prawidłowe wprowadzenie rozrachunku gospodarczego do żeglugi śródlądowej.

LITERATURA

1. Praca zbiorowa — Ekonomia Polityczna. Książka i Wiedza, Warszawa 1955.
2. Nigof W. A. — Choziajstwiennyj rasczot riecznogo sudna. „Reczizdat”, Moskwa 1952.
3. Praca zbiorowa — Kratkaja spravocznaja kniga po riecznomu transportu. „Reczizdat”, Moskwa 1953.
4. Szczutkowski F. — Rozrachunek gospodarczy statku. Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa 1953.
5. Kronrod J. — Podstawy rozrachunku gospodarczego. Polgos, Warszawa 1954.
6. Tatur S. K. — Rozrachunek gospodarczy i rentowność. Polgos, Warszawa 1953.
7. Zeller G. — Zagadnienie wewnątrzzakładowego rozrachunku gospodarczego. Polgos, Warszawa 1951.
8. Gliński B. — O rozrachunku gospodarczym w socjalistycznym przedsiębiorstwie przemysłowym. Nowe Drogi nr 8/55.
9. Orzechowski J. — Rozrachunek gospodarczy statku morskiego, prace MIT-u, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa nr 3/54.
10. Lewiant J. — Nużna jedynaja instrukcija po chozraszczotu. Wodnyj Transport nr 54 z dnia 6.V.54 r.
11. Sinjajin O. — O sudowom chozraszczetie. Riecznoj Transport nr 3/51.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

Prof. dr Emil Mosonyi. **WASSERKRAFTWERKE**, t. I. (siłownie wodne) str. 872, nakład 1400 egz. Wydawnictwo Węgierskiej Akademii Nauk, Budapeszt 1956 r. (w języku niemieckim).

Dzieło to jest nowym, rozszerzonym opracowaniem książki wydanej przez prof. dr E. Mosonyiego w języku węgierskim w roku 1952—1953 (Vizerőhasznosítás t. I str. 356 wyd. W.A.N.). Pierwsze wydanie tej książki było przeznaczone dla studentów uczelni technicznych, studiujących działy budownictwa wodnego oraz dla projektantów siłowni wodnych. Podręcznik węgierski został bardzo przychylnie przyjęty i oceniony przez fachowe czasopisma. Np. „Water Power” pisze: „... wydaje się, że dzieło to sięga tak głęboko w zagadnienia, jak żadne ze znanych dzieł fachowych w Europie i Ameryce.” „... książka posiada bardzo dużo doskonałych wykresów, zdjęć i tabel”. „Schweizerische Bauzeitung” pisze: „Praca ta jest nie tylko przewodnikiem z tego działu, lecz także podręcznikiem dla konstruktorów i ekspertów.”

Bardzo dobra opinia, zapotrzebowanie rynku światowego na takie książki, trudny i mało znany język węgierski spowodowały, że w krótkim okresie czasu, bo zaledwie po upływie 3 lat ukazały się nowe wydania w języku niemieckim i angielskim. W nowym wydaniu Autor uzupełnił działy najnowszymi osiągnięciami literatury technicznej oraz wiadomościami publikowanymi w czasopiśmie, własnymi materiałami zebranymi w czasie podróży zagranicznych i kongresów naukowych.

Wydanie w języku niemieckim dzieli się na dwa tomy; tom pierwszy zawiera:

- wykorzystanie mechanicznej energii wody,
- siłownie wodne niskiego spadku,
- tom drugi (ukazuje się w najbliższych miesiącach):
- siłownie wodne o wysokim spadzie,
- małe siłownie wodne,
- siłownie pompowo-szczytowe,
- gospodarcze znaczenie wykorzystania sił wodnych.

Omówiony zostanie obecnie tom pierwszy. Jak wymieniono, dzieli się on na dwa zasadnicze działy, z których pierwszy jest poświęcony ogólnemu wprowadzeniu w energię wodną. Autor podaje metody obliczania energii wodnej cieku (sporządzania katastrof sił wodnych) oraz sposoby uzyskiwania spienienia — spadów wody. W tej części zostaje omówiona też energia wodna przepływu i odpływu morza, sposoby jej wykorzystania i gospodarka zbiornikowa. Po przedstawieniu metod obliczeń energetycznych, zostają podane ogólnie, teoretycznie możliwe do wykorzystania i wykorzystane zasoby wodne świata oraz historyczny przegląd rozwoju wykorzystania sił wodnych, z omówieniem jednocześnie rozwoju i zmian wyposażenia mechanicznego siłowni wodnych.

Na zakończenie części pierwszej Autor przeprowadza podział siłowni wodnych według następujących kryteriów:

- technicznych,
- topograficznych,
- gospodarki energetycznej,
- gospodarki wodnej.

Rozszerzając zasadniczą myśl podziału siłowni wodnych, dział pierwszy zostaje zakończony tabelą, dająca wytyczne do rozwiązań technicznych i gospodarczych siłowni wodnych: spadu niskiego (do 15 m), średniego (15—50 m) i wysokiego (powyżej 50 m). Oprócz tabeli zostają podane ogólne punkty i etapy pracy, na które należy zwrócić uwagę przy wykonywaniu projektu przez ich dokładne opracowanie.

Dział drugi — siłownie wodne niskiego spadu — stanowi 85% całego tomu pierwszego. Podzielony jest on na rozdziały.

Pierwszy rozdział jest poświęcony omówieniu gospodarki wodnej siłowni przepływowej sposobem doboru mocy i przepływu turbin, przeliczaniem mocy w poszczególnych porach roku. Szczególnie ciekawym ujęciem charakteryzuje się podana metoda rozważań gospodarki wodnej si-

lowni zaprojektowanej na kanale bocznym wzdłuż rzeki. Autor przeprowadza rozważania nad trzema przypadkami usytuowania siłowni, podając każdorazowo zasadniczy schemat krzywych sum czasów trwania stanów wody górnej i dolnej, przeprowadzając jednocześnie analizę zalet i wad tych rozwiązań. W podobny sposób przeprowadzona jest analiza ekonomiczna gospodarki wodą w przypadku kilku użytkowników.

W rozdziale drugim prowadzone są rozważania ekonomicznego rozwiązania węzłów wodnych.

Rozdział trzeci zawiera początek opisu konstrukcji węzła siłowni — budowle prowadzące wodę. Rozpoczyna się on opisem rozwiązań ujęć wody, ich najlepszym rozwiązaniem ze względów hydraulicznych, aby straty spadu były minimalne i aby rumowisko nie było dopuszczane do kanału (problem bardzo ważny przy projektowaniu ujęcia wody). Dalej omawiane są straty spadu na kratkach wlotowych, profile kanału prowadzącego wodę, falowanie wody w kanale, tworzenie się lodu, straty wody z kanału przez filtrację, ubezpieczenie skarp.

Rozdział czwarty jest poświęcony ogólnym zasadom projektowania siłowni wodnych przy budowlach piętrzącej, w przypadkach gdy budynek siłowni spełnia rolę części przegrody. Autor omawia tu sposoby najlepszego ukształtowania brzegów, dające dobre wprowadzenie wody na siłownię. Załączony szereg zdjęć z badań laboratoryjnych, prowadzonych przez II Katedrę Budownictwa Wodnego Uniwersytetu Budowlanego w Budapeszcie, pokazuje jak ważne jest ukształtowanie brzegów i filarów działowego siłowni na linii prądów wody. Rozwiązanie usytuowania powinno być tak dokonane, aby woda wpływała na siłownię bez żadnych zaburzeń i wirów. Jednocześnie w rozdziale tym są omówione nowe rozwiązania siłowni wodnych, jak siłownie filarowe, wysepkowe, siłownie w zaporach bez spiral wlotowych, siłownie umieszczone pod przelewami.

Rozdział piąty — największy, bo obejmujący połowę całej książki, jest opisem budynku siłowni. Najpierw przedstawione są siłownie z turbinami o osi poziomej, dalej o osi pionowej. Wszystkie są ilustrowane rysunkami szeregu już wykonanych budynków siłowni. Autor przechodzi też w tym rozdziale do przedstawienia metod wymiarowania poszczególnych elementów bloku siłowni, zamknięć i krat, omawiając każdą część konstrukcji i podając szereg wzorów do obliczeń. Należy podkreślić, że omówienia są ujęte w punktach, sposób omówień bardzo przejrzysty, jasny, są one ilustrowane zdjęciami i rysunkami omawianych elementów. Części mechaniczno-elektrycznej siłowni Autor poświęca bardzo dużą uwagę, podając zasady konstruowania turbin i metody obliczeń. Na zakończenie części poświęconej turbinom podane są najnowsze konstrukcje turbin o osi pionowej lub skośnej bez spirali (turbiny rurowe), z biegunami generatora umocowanymi do wirnika turbiny lub generatorem osobnym. Momentem charakteryzującym jak szczegółowo jest opracowana książka jest np. omówienie transportu elementów turbiny, co jest szczególnie ważne przy transporcie dużych jednostek. Szczegół ten jednak jest w innych podręcznikach traktowany jako zagadnienie uboczne lub nawet całkowicie pomijany. Generatory turbin wodnych i wyposażenie elektryczne siłowni są potraktowane jako zupełnie osobny dział. Autor oprócz ogólnych zasad pracy i wymiarowania generatora podaje szereg zdjęć z poszczególnych faz montażu generatora. Na zakończenie tej części są omówione schematy elektryczne siłowni wodnej, nastawnie i rozdzielnie. W dalszej części przedyskutowana jest architektura części naziemnej siłowni wodnej i jazu, sposoby rozwiązań konstrukcyjnych hali, budynki służbowe i mieszkalne dla personelu siłowni. Ostatnią część książki Autor poświęca obliczeniom statycznym bloku siłowni i wykonawstwu. Oprócz podanych opisów, wzorów, tabel i wykresów, w podręczniku rozwiązane jest 35 zadań — przykładów liczbowych, ilustrujących sposoby zastosowania podanych wzorów. Przykłady te znacznie ułatwiają opracowywanie poszczególnych części projektu.

Ilość tytułów podanych w spisie literatury wynosi 240. Podział procentowy materiałów źródłowych przedstawia się następująco:

literatury francuskiej i belgijskiej	9%
„ niemieckiej i austriackiej	37%
„ szwajcarskiej	9%
„ węgierskiej	21%
„ ZSRR	8%
„ Stanów Zjednocz. A. Płn.	15%
inne	1%
przeciętny „wiek” literatury — po 1950 roku.	

Jeśli przeprowadzimy porównanie książki prof. dr E. Mosonyi'ego z innymi książkami z tej dziedziny, to musimy stwierdzić, że jest ona znacznie obszerniejsza, obejmuje dużo szerzej i głębiej zagadnienie, posiada bardzo przejrzysty układ. Poszczególne części siłowni opisywane są idąc od górnej wody, tak jak przebiega proces pracy siłowni. Książka jest bardzo bogato ilustrowana zdjęciami, tabelami i wykresami. Podane są w niej najnowsze osiągnięcia techniczne z budowy siłowni wodnych. Ustawienie tematu jest wyraźnie od strony konstrukcyjnej. Elementy konstrukcyjne są szczegółowo opisane, w przeciwieństwie do książek innych, omawiających szerzej gospodarkę wodną, zaś zagadnienia konstrukcyjne fragmentarycznie. Czytając książkę prof. dr E. Mosonyi'ego należy żałować, że podręcznik tak wysokiej klasy nie ukazał się w języku polskim. Niestety, dotychczas nie mamy żadnego podręcznika w języku polskim, którym można byłoby posługiwać się przy projektowaniu siłowni wodnych. Proponuję, aby nasze wydawnictwa umieściły w swoich planach wydawniczych na rok 1957 tłumaczenie prof. dr E. Mosonyi'ego. Nowe wydanie tej książki przez długie lata będzie podręcznikiem, którym posługiwać się będą projektanci siłowni wodnych.

Pragnę tutaj nadmienić, że z działu budownictwa wodnego wydawnictwa nasze tłumaczą bardzo mało książek w przeciwieństwie do wydawnictw węgierskich lub czechosłowackich. Np. wydawnictwa węgierskie przetłumaczyły podręczniki: Agroskin — „Gidrawlika” II wydanie, Kostiakow — „Osnowy melioracji” i inne, natychmiast po ich ukazaniu się wydawnictwa czechosłowackie: Zolotawier — „Gidroenergetika”, Morozow — „Ispolzowanie wodnoy energii”, Argoskin — „Gidrawlika” i inne. Ta ilość tłumaczeń nie świadczy, że Węgrzy i Czechosłowacy nie piszą własnych książek, mają oni także własne wydania, ale to nie wstrzymuje ich od tłumaczeń z innych języków, umożliwiając swoim pracownikom technicznym lepsze zapoznanie się z rozwojem nauki w innych krajach.

Omawiany podręcznik „Wasserkraftwerke”, który ukazał się w tłumaczeniu na dwa języki (niemiecki i angielski), może być także przetłumaczony i na język polski, jeśli nie całkowicie, to przynajmniej niektóre jego działy. Im szybciej ukaże się tłumaczenie, tym lepsze będą nasze projekty siłowni wodnych wykonane w biurach projektów. Nie należy obawiać się, że energetyka wodna ulegnie — wskutek budowy siłowni o napędzie atomowym — likwidacji i książka przed ukazaniem się tłumaczenia stanie się nieaktualna. Przeciwnie, energia uzyskana z siłowni wodnych i siłowni atomowych nie konkuruje ze sobą, lecz wzajemnie się uzupełniają.

Inż. Konstanty Fanti

„HIDROTECHNICA” 1953 — 1954

Przed kilkoma laty nasi Koledzy rumuńscy rozpoczęli wydawanie własnego miesięcznika „Hidrotehnica”, jako organu stowarzyszenia Naukowych Inżynierów i Techników Rumuńskiej Republiki Ludowej, Dyrekcji Generalnej Budowy Kanału Dunaj — Morze Czarne, oraz Ministerstwa Energii Elektrycznej i Przemysłu Elektrotechnicznego. Czasopismo ma charakter zbliżony do radzieckiego miesięcznika „Gidrotechnicheskoye Stroitel'stvo”, poświęcając znaczną część łamów zagadnieniom hydroenergetycznym. Dla informacji podajemy, iż gospodarka wodna w Rumunii podlega resortowi energetyki.

Pokrótkę postaramy się omówić dostępne nam roczniki miesięcznika z lat 1953 i 1954.

Na każdy numer składają się artykuły oryginalne, a ponadto osobny dział „Z doświadczeń ZSRR” oraz recenzje książek i czasopism. Wiele miejsca poświęca pismo badaniom laboratoryjnym. Artykuły posiadają krótkie streszczenia w języku rosyjskim. W nr 1 znajdujemy ciekawy artykuł G. Badescu „Znaczenie lasów w naszych dorzeczach posiadających znaczenie hydroenergetyczne”, gdzie autor

przytaczając szereg przykładów radzieckich wskazuje na groźne skutki niewłaściwej gospodarki leśnej w dorzeczu, powodującej pogorszenie się możliwości energetycznego wykorzystania rzek. W tymże numerze C. Poclitaru rozpatruje problemy laboratoriów hydromechanicznych, co jest szczególnie ważne ze względu na rozpowszechniający się rozwój hydromechanizacji robót inżynierskich.

Obszerny artykuł poświęcają w nr 2 E. Botea i G. Nadolu praktycznym metodom wykonywania skarp, a E. Cuculescu ekonomicznym problemom w związku z projektowaniem siłowni wodnych. Ciekawą kwestią specjalnych turbin dla siłowni wodnych z zatopionym wylotem porusza w nr 3 D. Pavel. W nr 4 znajdujemy znów wartościową pracę H. Lehra o problemach geotechnicznych występujących przy budownictwie wodnym.

A. Melzer zajmuje się w nr 5 projektowaniem sieci kanalizacyjnych. We wstępie do nr 6 znajdujemy ciekawy artykuł teoretyczny o oporności elektrycznej gleb, w zależności od ich wilgotności i granulacji, a także krótki artykuł G. Scodihora o obliczaniu średniej prędkości w korytach rzek.

W nr 7 spotykamy kilka dość ciekawych artykułów a w szczególności: D. Pavel — „Określenie typów turbin dla siłowni wodnych”, oraz R. J. Bally — „Drenowanie elektryczne gruntów w celach budowlanych”. Nr 8 podaje sprawozdanie z Konferencji Stowarzyszenia Naukowego Inżynierów i Techników poświęconej betonowi dla budowli hydrotechnicznych. W tym numerze R. J. Bally pisze o elektrochemicznym zeskalanii gruntów, zaś B. Brodfeld o zagadnieniach eksploatacyjnych urządzeń hydromechanicznych w ziemie.

Nr 9 przynosi 5 referatów wygłoszonych na wspomnianej poprzednio Konferencji na temat betonu do budowli wodnych. Referaty dotyczą zarówno zagadnień technologii betonów hydrotechnicznych, jak i praktyki inżynierskiej w tym zakresie. II. Lehr pisze w nr 10 o projektowaniu i konstrukcji ścianek szczelnych, zaś M. Pavel o technice bezpieczeństwa i higienicznych normach pracy w kesonach. Czołowy artykuł nr 11 dotyczy płynących stacji pomp dla potrzeb nawadniających tereny naddunajskie (D. Joneescu — Sisesti, M. Pavel i A. Blidaru). Pewnym uzupełnieniem jest następny artykuł P. Septimiu — „Budowe płynące z żelbetu”. W zakończeniu zeszytu znajdujemy zestawienie nomenklatury geotechnicznej w językach: rosyjskim i rumuńskim. W nr 12 na uwagę zasługuje artykuł C. Burhele i J. Savu o lokalizacji portów na Dunaju.

Nr 1/1954 rozpoczyna artykuł D. Pavela o możliwości zwiększenia działania syfonów automatycznych, D. Balcu pisze o organizacji prac hydrotechnicznych, zaś B. Brodfeld o przemysłowych metodach wykonywania budowli wodnych-betonowych. W zakończeniu zeszytu podano orientacyjny plan tematyczny czasopisma na 1954 r. Tematykę podzielono na następujące działy: I. Dyscypliny teoretyczne (hydraulika, hydrografia-hydrologia, energetyka wodna, teoria konstrukcji hydrotechnicznych, geologia inżynierska i mechanika gruntów, materiały). II. Problematyka laboratoryjna (hydrotechniczna, geotechniczna, betony). III. Problemy projektowania. IV. Wykonywanie budowli hydrotechnicznych. V. Eksploatacja budowli wodnych. VI. Problemy ogólne.

Wstęp do nr 2 stanowi artykuł omawiający problem obniżki kosztów własnych budownictwa wodnego (D. Pavel i D. Balcu). Problem ten postawiła Redakcja do dyskusji na łamach czasopisma. Z kolei M. Constantinescu i M. Goldstein podają duży artykuł „Ruch rumowiska w rzekach”. Artykuł omawia dotychczasowy stan zagadnienia w zakresie badań teoretycznych, laboratoryjnych i studiów terenowych oraz daje próbę oceny ruchu rumowiska w rzekach rumuńskich. Wreszcie J. Cosmin rozpatruje dane i kryteria dla wyboru systemu zaopatrzenia w wodę przemysłu metalurgicznego. Podobne zagadnienie dotyczące wykorzystania rurociągów żelbetonowych dla zaopatrzenia w wodę przemysłu i osiedli porusza w nr 3 A. Meltzer. Znajdujemy także w tym numerze sprawozdanie z Kongresu Hydrologicznego w Budapeszcie, w listopadzie 1952 r.

Z numerem 4/1954 pismo „Hidrotehnica” zostało połączone z wychodzącym jednocześnie czasopismem „Energetica” w jeden wspólny organ „Energetica si Hidrotehnica” („Energetyka i Hydrotechnika”), a wydawanie pisma (od nr 1/54)

przyjęło wydawnictwo resortu energetyki (Editura Energetica de Stat). Jak się dowiadujemy, doszło ostatnio znów do rozbięcia obu czasopism i obecnie miesięcznik „Hydrotechnica” wychodzi ponownie samodzielnie.

Omówienie następnych roczników odkładamy do czasu ich otrzymania.

Inż. Zdzisław Mikulski

ROZPRASZANIE ENERGII PRZY POMOCY PRĄDU WSTECZNEGO

Energia potoku przelewającego się przez 1 mb. korony jazu może być określona przy pomocy wzoru:

$$E = 13,3 \cdot q \cdot \left(H - \frac{v_o^2}{2g} \right)$$

gdzie: E — energia w KM,

q — przepływ jednostkowy (na 1 mb. szerokości przelewu) w m³/sek/mb.,

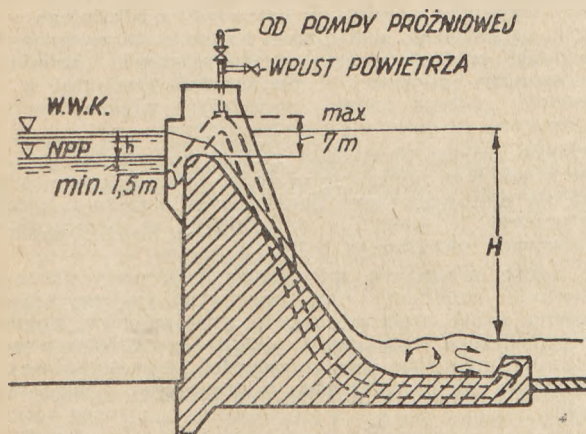
H — różnica poziomów zwierciadła wody górnego i dolnego stanowiska,

v_o — prędkość przepływu wody na dolnym stanowisku jazu.

Nawet przy stosunkowo niewielkich przepływach jednostkowych (1 — 4 m³/sek/mb. przez wysokie jazy, wyzwalamąca się energia potoku na dolnym stanowisku jazu osiągać może znaczne rozmiary. Część tej energii rozprasza się w wirach wewnętrznych potoku, pozostała jednak część powoduje niszczenia umocnionego podłoża i rozmywanie koryta poniżej przelewu. Dlatego też sprawa stosowania różnych urządzeń na dolnym stanowisku jazu, mających na celu rozpraszanie możliwie w jak największym stopniu nadmiaru energii potoku, jest sprawą stałą i aktualną.

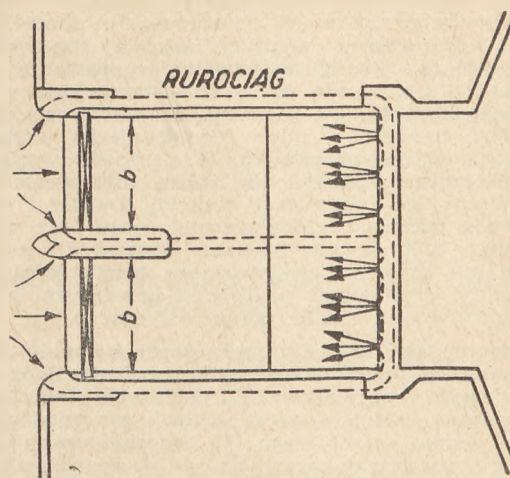
Najczęściej stosowane w tym celu urządzenia jak: niecka wypadowa, progi ciągle względnie zęby na końcu wypadu lub wreszcie różne „szykany” rozmieszczone na umocnionym podłożu są urządzeniami kosztownymi i nie zawsze dają pożądany efekt. Powstała więc myśl — aby, przez stworzenie specjalnych warunków przepływu, całkowity zrzut wody podzielony został na kilka poszczególnych strumieni, które spotykając się na dolnym stanowisku jazu, powodowałyby gaszenie nadmiaru energii. Oczywiście, efekt gaszenia energii będzie wtedy największy, gdy część przepływu zostanie skierowana w kierunku przeciwnym do kierunku potoku zasadniczego. Przy spotkaniu strumieni następuje zderzenie, które wywołuje złożone ruchy lokalne zmieniające warunki przepływu, co jak wykazały doświadczenia może spowodować powstanie odskoku bezpośredniego na wypadzie budowli.

Urządzeniem działającym na zasadzie opisanej wyżej może być przelew o konstrukcji takiej, że zrzut wody przeprowadza się częściowo przez koronę (potok zasadniczy), a częściowo, i to jednocześnie, przez lewary — wyloty, które skierowują wypływające z nich strumienie w kierunku przeciwnym potokowi zasadniczemu (rys. 1 i 2). Rzędna korony przelewu w lewarze jest nieco wyższa od rzędnej normal-



Rys. 1

nego piętrzenia, lecz niższa od poziomu katastrofalnego. Otwory wlotowe lewarów umieszcza się poniżej poziomu minimalnego wody w zbiorniku o 1,5 m. Do uruchomienia lewaru używa się pompy próżniowej lub eżektora. Wyłącze-



Rys. 2

nie syfonu z pracy przeprowadza się przy pomocy rurki powietrznej.

Dla przybliżonej oceny efektu rozpraszania energii można korzystać z następującego wzoru przybliżonego [1]:

$$\xi = \frac{N' - N''}{N'} = 1 - \frac{1 + \eta_q^2 \eta \varphi^2 - 2\eta_q \cdot \eta \varphi}{(1 + \eta_q)(1 + \eta_q + \eta \varphi^2)}$$

gdzie: ξ — współczynnik samoczynnego rozpraszania energii,

N' — całkowita energia potoku,

N'' — rozproszona część energii potoku

$$\eta_q = \frac{Q_1}{Q_2}$$

$$\eta \varphi = \frac{\varphi_1}{\varphi_2}$$

Q_1 — przepływ przez przelew,

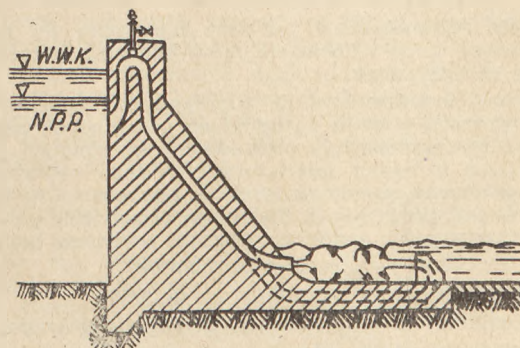
Q_2 — przepływ przez lewar,

$\varphi_1 \varphi_2$ — współczynniki prędkości.

Jak wykazują obliczenia, nawet przy $\eta = \frac{Q_1}{Q_2} = 2$,

i $\varphi = 1,5$ otrzymać można $\xi \approx 0,75$.

Przeprowadzając zrzut wody całkowicie przez lewary (rys. 3), baterie których rozmieszczone są tak, że rurociągi ich są ułożone na przemian: raz z wpływem wody w kierunku potoku zasadniczego, raz w kierunku wstecznym, możemy zapewnić prawie całkowite samoczynne rozpraszanie



Rys. 3

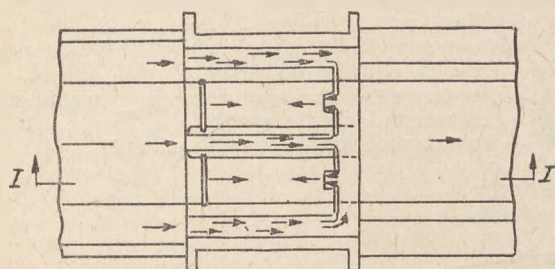
nie energii potoku. Pozwala to na znaczne zmniejszenie rozmiarów zwykle stosowanych urządzeń do rozpraszania nadmiaru energii, a nawet do całkowitego zaniechania ich.

Urządzenia tego typu mają jednak i szereg wad. Budowa lewarów w korpusie zapory budzi pewne zastrzeżenia, gdyż powoduje poważne komplikacje w wykonawstwie, przy czym korona jazu i płyta wypadowa w miejscach umieszczenia rurociągów — rozmiary których muszą być znaczne — będą osłabione. Przy eksploatacji lewarów niezbędny jest stały nadzór, niezbędne są również wydatki dodatkowe na zainstalowanie pompy próżniowej oraz koszt jej eksploatacji. Kosztowne jest również założenie systemu rurociągów z kształtkami.

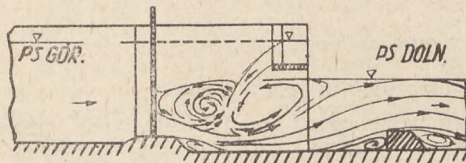
W przypadku przeniknięcia do rurociągów powietrza nieuniknione będą przerwy w pracy lewarów. Prąd wsteczny wówczas nie powstanie, oczekiwane rozpraszanie energii nie nastąpi i umocnienia w dolnym stanowisku, a nawet sama budowla mogą być narażone na zniszczenie. Aby ją zabezpieczyć należałoby mieć jednak niekłą wypadową, obliczoną na zatopienie uskoku. W przypadku wyłączenia prądu wstecznego budowla nie będzie więc wcale tańsza. Prąd wsteczny nie zabezpieczy budowli również i od uderzenia prądu bocznego, który powstać może przy wyłączeniu jednego tylko lewaru bocznego. Ponieważ rozwiązanie lewarowe nie zapewnia dostatecznego bezpieczeństwa budowli, należy więc szukać prostszej i pewniejszej w pracy konstrukcji dla otrzymania prądu wstecznego.

Konstrukcję taką uzyskamy, gdy poprzez kanały otwarte, wybudowane na przyczółkach i filarach jazu, doprowadzimy wodę czystą (bez osadów) do zbiorczego żłobu kierującego, z którego następuje zrzut wody z góry pod pewnym kątem do potoku zasadniczego [2]. Schemat prądu wstecznego typu otwartego pokazano na rys. 4. Zasadniczą zaletą tego systemu, w porównaniu z konstrukcją lewarów, jest jego prostota i większa pewność niezawodnego działania. Żłoby zrzucające prąd wsteczny mogą być tak wyliczone,

PLAN



PRZĘKROJ I-I



Rys. 4

aby mogły automatycznie pobierać niezbędną do rozpraszania energii wodę i kierować ją w kierunku przeciwnym potokowi zasadniczemu.

Prace nad urządzeniami do rozpraszania energii zbliżonymi w pewnym stopniu do urządzeń pracujących przy pomocy prądów wstecznych prowadzone są również u nas. Sprawozdania z badań laboratoryjnych tego rodzaju konstrukcji ogłoszone zostały w tomie I, zeszyt 1 „Archiwum Hydrotechniki” przez inż. J. Sielskiego w artykule pt. „Nowy sposób rozpraszania nadmiaru energii wody na podjeziu”.

1) Anufriew W.E. — „Gasitiel-protiwotok”

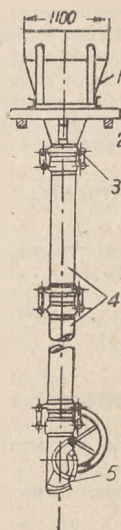
Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo nr 1/54

2) Ignatienko S. I. — „O rabotie gasitiela-protiwotoka” —
Gidrotechnicheskoe Stroitelstva nr 1/55.

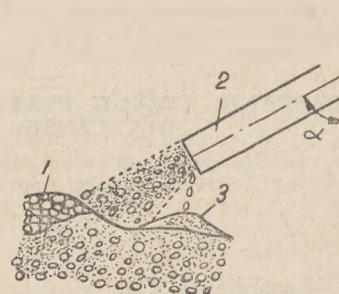
Inż. Z. Zapalski

DOŚWIADCZENIA PRZY ZASTOSOWANIU LEJÓW WIBRACYJNYCH

Przy układaniu mieszaniny betonowej z dużej wysokości szerokie zastosowanie na budowach radzieckich mają obecnie leje wibracyjne S-267 b. prostej konstrukcji (rys. 1). Składają się one z: a) zasobnika o pojemności 1 m³ o wymiarach 1100 mm średnicy w górze i 250 mm — w dole; b) rury spustowej o Ø 250 mm, złożonej z kilku poszczególnych członów o długościach 1,00, 1,25 i 1,50 m i grubości ścianek 5 mm; c) zamknięcia, umieszczonego na końcu rury, mającego na celu regulację wypływu mieszaniny betonowej



Rys. 1. Widok ogólny leja wibracyjnego: 1 — zasobnik, 2 — konstrukcja utrzymująca lej, 3 — wibrator, 4 — człony rury, 5 — zamknięcie



Rys. 2. Schemat rozwarstwiania się mieszaniny betonowej przy wypływie z leja wibracyjnego: 1 — kamienie, 2 — ostatni człon rury, 3 — rozwór

z leja wibracyjnego. Zamykanie i otwieranie zamknięcia dokonuje się przy pomocy koła sterowego.

Po ustawieniu lub zawieszeniu zasobnika i umocowaniu go na estakadzie lub jakiej bądź innej konstrukcji, przeprowadza się składanie rury spustowej z poszczególnych jej członów. Do opuszczania i podnoszenia członów służy ustawiona na zasobniku dźwigarka ręczna. Człony rury łączone są przegubowo. Normalna długość rury wynosi 15 m, a waga łączna z zasobnikiem — 1160 kg. Złożoną rurę można ustawiać również przy pomocy dźwigu. Celem zmniejszenia oporów ruchu mieszaniny betonowej w rurze, na zasobniku i niektórych członach (co drugi lub co trzeci) przymocowuje się wibratory, potrząsające całą rurą. Zimą rury mogą być okracane wołokiem.

Leje wibracyjne umożliwiają dostarczenie mieszaniny betonowej na głębokość 16—17 m, a po dodatkowym wydłużeniu do 25—30 m. Wobec możliwości odciągania rury, wskutek jej elastyczności, od pionu i zastosowaniu rynien rozprowadzających, promień zasięgu lejów wibracyjnych zwiększa się do 20 m. Należy jednak brać pod uwagę, że przy znacznym odchyleniu rury w stykach między członami tworzą się szczeliny, przez które przecieka mieszanina betonowa.

Na budowach, jak daje się to zauważyć, istnieje tendencja do nieużywania zasuw, jednakże jest to niedopuszczalne. Jak wykazała bowiem obserwacja [2], przy braku zasuw następuje rozwarstwienie mieszaniny betonowej. W wyniku:

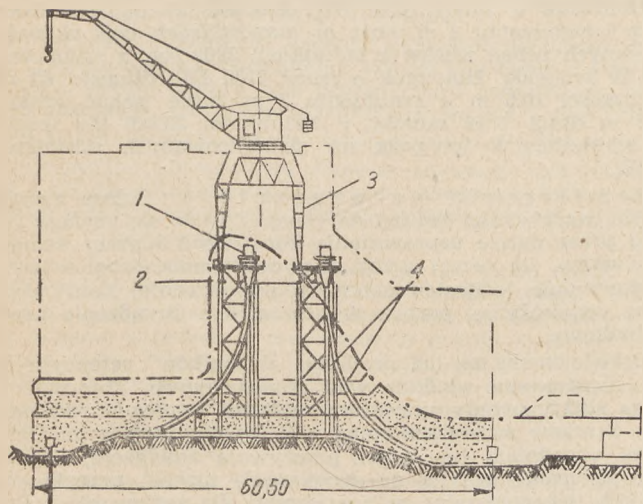
- mieszanina betonowa, przesuwając się w rurze nie za—pełnia całkowicie jej przekroju, w wyniku czego grubsze cząstki mieszaniny spadają szybciej od cząstek mniejszych;
- przy wypływie mieszaniny betonowej z ostatniego człon rury, ustawionego pod dużym kątem α do pionu (rys. 2), zachodzi nierównomierne rozmieszczenie składników mieszaniny betonowej w płaszczyźnie poziomej, a mianowicie: grubsze cząstki, posiadające większą szybkość, wyrzucane są dalej niż cząstki drobne;
- grubsze cząstki przenikają głębiej niż cząstki drobniejsze w warstwę uprzednio ułożoną, wskutek czego wytwarza się nierównomierne rozmieszczenie ziarn mieszaniny betonowej w kierunku pionowym w poszczególnych warstwach układanego betonu;
- w czasie przepływu mieszaniny betonowej przez nie—szczelnie zapełnioną rurę, obserwuje się wsysanie powietrza przez nie szczelne połączenia członów. Powietrze to przenikając częściowo do układanego betonu, powoduje zmniejszenie się jego szczelności, w następstwie czego zmniejsza się również jego wytrzymałość i wodoszczelność.

Zasadniczą przyczyną tworzenia się korków w lejach wibracyjnych są przede wszystkim większe kamienie lub bryły stwardniałego betonu, przedostające się do rur wibracyjnych. Najczęściej jednak zdarza się to przy przepuszczaniu przez rury zbyt gęstej mieszaniny betonowej, odpowiadającej opadowi stożka 2—3 cm, wskutek wytwarzania się gniazd złożonych z samego tylko kruszywa.

Wnioski

1. Ażeby zapewnić przepuszczanie mieszaniny betonowej przez lej wibracyjny pełnym przekrojem, należy wprowadzać mieszaninę do zasobnika przy zapelnionej rurze. Ilość wypuszczanej z rury mieszaniny musi być równa pojemności zasobnika. Taka zasada zabezpieczy mieszaninę betonową od rozwarstwiania się, usunie możliwość wysysania powietrza, i — w wielu przypadkach — tworzenia się korków.
2. Zasobnik powinien mieć pojemność nie mniejszą od pojemności środka transportowego dowożącego mieszaninę do leja wibracyjnego. Połączenie zasobnika z przewodem powinno być wykonane jako łagodne opływowo przejście.
3. Przy pracy z zamkniętą zasuwą może być stosowana mieszanina betonowa o konsystencji odpowiadającej opadowi stożka równemu 3 cm. Lepsze jednak rezultaty otrzymuje się przy stosowaniu mieszaniny z opadem 7–8 cm.

O praktyczności lejów wibracyjnych najlepiej świadczy zakres stosowania ich przy budowie stopnia cymlańskiego [1]. Pierwotny projekt organizacji robót na tej budowie przewidywał podawanie betonu do bloków z estakady głównie przy pomocy 4, a później 8 dźwigów portalowych (rys. 3) o nośności 10 t każdy i wysięgnikach 30 m. Leje wibracyjne natomiast miały być użyte jako urządzenia pomocnicze. Praktyka jednak wykazała, że opuszczanie masy betonowej przy pomocy dźwigów w kublach o $\varnothing$ 1,8 m jest b. utrudnione, wobec zbyt silnego ruchu wahadłowego kublów opuszczanych na długich linach z wysokości 50–60 m w przedziale między kraty sztywnego zbrojenia, rozstawione co 2,0–2,4 m. Uznano więc, że praktyczniej będzie zastosować w tym wypadku leje wibracyjne. Podwyższona jed-



Rys. 3. Schemat dostarczania betonu do bloków przy pomocy lejów wibracyjnych: 1 — pociąg motorowy, 2 — estakada, 3 — dźwig portalowy, 4 — leje wibracyjne

nak musiała być plastyczność mieszaniny betonowej z 4–5 cm na 6–8 cm opadu stożka. Dalsze zwiększanie plastyczności było niepożądane, gdyż następowałoby już rozwarstwienie betonu. W tych warunkach leje wibracyjne z urządzeniami pomocniczymi przekształciły się w urządzenia zasadnicze. Przy dużym odciągnięciu końca rury od pionu użycie zasuwy stawało się zbyt trudne, przy czym średnica rury mogła być zwiększona do 300 mm.

W wyniku, z ogólnej objętości 630 tys. m³ betonu, który należało dostarczyć do bloków z estakady, przy pomocy lejów wibracyjnych dostarczono 424,6 tys. m³, tj. 67,5%. Zwykle do jednego bloku o powierzchni w planie 400–480 m² i objętości 900–1200 m³ używano 4–10 szt. lejów wibracyjnych. Pojedynczy lej wibracyjny obsługiwał część bloku o powierzchni 60–80 m². Na estakadzie beton był dostarczany pociągami motorowymi, składającymi się z wozu motorowego i jednej czteroosiowej platformy z ustawionymi na niej 3 kubłami o pojemności 3,0 m³ każdy. Na budowie hydrowężła pracowało 182 szt. lejów wibracyjnych, z czego

100 szt. zużyto i oddano na złom, resztę zużyto w 40%. Na jeden zużyty komplet przypadło 3220 m³ ułożonego betonu.

1. Bardyszew A. A. — „Podacza betonu w bloki wibroczobotami na Címlanskom gidrouzle” — Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 1/54.
2. Wasiljew W. M. — „Opýt primienienja wibroczobotow „C-267” — Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo nr 1/54.

Inż. Z. Zapalski

ŻEGLUGA NA DROGACH WODNYCH W DORZECZU RZeki OHIO (USA)

Rzeka Ohio. Wybór typu taboru żeglugowego i sposob prowadzenia żeglugi są uzależnione przede wszystkim od podstawowych danych charakterystycznych rzeki, na której odbywa się nawigacja oraz od istniejących na niej warunków eksploatacji.

Rzeka Ohio bierze początek u zbiegu rzek Allegheny i Monogabela w Pensylwanii i płynie w kierunku południowo-zachodnim. Długość rzeki wynosi 1570 km. Rzeka Ohio uchodzi do rzeki Missisipi w odległości 1396 km od Nowego Orleanu. Spad od źródeł do ujścia wynosi 143 m. Dzięki systemowi 46 jazów utrzymuje się na całej długości rzeki głębokość tranzytowa minimalna 2,70 m (nawet w czasie niżowych okresów letnich). Jeden z tych jazów (m. Dashiels) jest typu stałego i przejazd statków przez jaz byłby możliwy wyłącznie przy bardzo wysokich stanach wody, jeśliby prześwit pod pomostami był dostateczny. Trzy jazy ruchome zasurowe w czasie bardzo wysokich stanów, kiedy służy komorowe są zalane, uniemożliwiają żeglugę. Pozostałe jazy ruchome mogą być składane na dnie rzeki w czasie wielkiej wody i pozwalają statkom na przejazd przez jaz bez potrzeby służowania, powodując jedynie pewne zwężenie przekroju rzeki.

Na każdym stopniu znajduje się śluza, a rzeka jest żeglowna przez cały rok, z wyjątkiem krótkich okresów spływu lodów oraz wyjątkowo silnych powodzi. Żegluga swobodna, gdy jazy są otwarte a śluzy nieczynne, jest możliwa w czasie okresów dość rozmaitych, w zależności od odcinka rzeki i wielkości opadów. Przeciętnie okres żeglugi przez otwarte jazy wynosi między Montgomery i Gallipolis około 20%, między Gallipolis a Louisville około 40%, a poniżej Louisville około 60% okresu nawigacji. Przy otwartych jazach w czasie przepływów średnich i niskich przeciętna szybkość wody wynosi około 4,8 km/godz. tj. 1,33 m/s. Na odcinkach zwężonych, a także bezpośrednio poniżej jazów szybkości w nurcie są większe, jednak rzadko przekraczają 8 km/godz. Szybkość zwierciadła w rzece, przy jazach spiętrzonych i przy żegludze przez śluzy, wynosi od 200 m w rejonie Pittsburga (Pensylwania) do 1800 m w odległości 40 km od ujścia. Minimalna szerokość szlaku nawigacyjnego przy jazach ruchomych wynosi od 182 m powyżej Louisville do 243 m poniżej tej miejscowości.

Przy stanach normalnych szlak nawigacyjny utrzymywany jest przy pomocy bagrowań, niezbędnych dla szerokości co najmniej 91,20 m. Na łukach o dużej krzywiznie szerokość ta wzrasta do 152 m, aby umożliwić swobodne mijanie pociągów holowniczych.

Typowe śluzy rzeki Ohio mają następujące wymiary: szerokość 33,40 m, długość 182,40 m. Poza śluzami głównymi na szeregu stopni są też mniejsze śluzy dodatkowe. Długość stanowisk na stopniach między Pittsburgiem a jazem w Gallipolis (448 km) wynosi 9,60 do 77 km. Średnio 20,9 km; między Gallipolis i Louisville (525 km) wynosi średnio 36,9 km, a w dole rzeki średnio 53 km.

Ważniejsze dopływy. Z punktu widzenia nawigacji najważniejsze dopływy rzeki Ohio stanowią rzeki: Allegheny, Monogabela, Knawha, Cumberland i Tennessee. Te dopływy zostały dostosowane dla żeglugi przez zastopniowanie ich jazami i wybudowanie śluz komorowych, zabezpieczających głębokość tranzytową minimum 2,70 m. Śluzy są mniejsze niż na Ohio — szerokość ich waha się od 15,40 m do 18,2 m, a długość wynosi od 85 m do 109 m. Dopływy te przedstawiają na ogół drogę wodną bardzo krętą, o wielkich wahanach poziomów wody na stanowiskach stosunkowo krótkich. Jedynie rzeka Tennessee stanowi wyjątek — stanowiska na stopniach są tu długie, a poziom wody prawie stały, jednak wiatry są częste, co powoduje silne falowanie.

Największe przewozy mają miejsce na rzece Monogabela, która przepływa przez przemysłowe okręgi Stanów Zjednoczonych. Przez cztery pierwsze śluzy tej rzeki powyżej

Pittsburga przewozi się rocznie przeszło 20 milionów ton masy towarowej.

Metody holowania. Przyjęty sposób holowania jest elementem zasadniczym dla koncepcji stosowanych holowników. Na rzece Ohio stosuje się wyłącznie pchanie barek, umocowanych jedne do drugich w ten sposób, że stanowią zestaw sztywny. Holownik stosuje się śrubowy, umocowany sztywno na tyle zestawu. Ten sposób holowania stosuje się najczęściej na większości dróg wodnych śródlądowych Stanów Zjednoczonych. Zastosowanie do holowania pchania datuje się na rzece Ohio od 1840 r. Otrzymywane dobre wyniki przy tym sposobie holowania są spowodowane szeregiem faktów.

Przed wszystkim pchanie umożliwia transport wielkich ładunków w małych jednostkach, odpowiednio mało kosztownych, przy czym opory ruchu nie są większe od oporów jednego dużego statku, gdyż podział na małe jednostki umożliwia odpowiedni stosunek ich długości do szerokości i zanurzenia do głębokości wody. Zmniejszenie oporów ruchu w porównaniu do oporów barek ciągnionych wynosi: dla jednostek pchanych o kształtach zwykłych 60%, a dla jednostek specjalnej konstrukcji do 75%. Poza tym pchanie zwiększa praktyczną moc holownika na skutek zwiększenia sprawności działania śruby. Pchanie umożliwia holunek w czasie złych warunków pogody i wiatrów, oraz na szlakach wodnych wąskich i o małych głębokościach, nawet w takich warunkach, gdzie zwykłe holowanie barek przez ciągnięcie nie byłoby możliwe. Pozwala również na stosowanie dla dużych zestawów szybkości holowania znacznie większych niż każdy inny sposób holunku. Wyjątek stanowią tu barki z własnym napędem, co jednak kosztuje znacznie drożej.

Z uwagi na to, że z holownika pchającego członkowie załogi mogą łatwo wejść na którąkolwiek z jednostek pchanych, nie potrzeba trzymać na tych pchanych zestawach załóg marynarzy, co daje oszczędności na sile roboczej i zwiększenie warunków bezpieczeństwa pracy. Jednostki pchane, o odpowiedniej konstrukcji, mają kształt bardziej prosty i kosztują taniej niż jednostki przeznaczone do ciągnięcia, a użytkowanie ich oddzielne, jeśli to okaże się potrzebne na skutek małych głębokości, nie powoduje istotnych trudności.

Pchanie ma też swoje wady, są one jednak stosunkowo nieznaczne w porównaniu do korzyści. Zasadniczą niewygodę powoduje niemożność zastosowania na wodach zanieczyszczonych smarami i ropą. Pchanie nie wymaga całkowitej sztywności zestawu, ale fale wysokości 1,20 — 1,50 m porozrywałyby jednostki zestawu i porozrywałyby wiązania zestawu. Na niektórych odcinkach Ohio oraz na szerokich przestrzeniach Tennessee zdarza się, że zaoliwienie wody powoduje wstrzymanie pchania względnie zmniejszenie szybkości.

Niekorzystnym momentem jest także większy koszt holownika do pchania niż zwykłego holownika ciągnącego. Zwiększenie kosztów holownika jest spowodowane zastosowaniem droższej części rufowej, mocniejszej części dziobowej, silniejszych i kosztowniejszych części sterowniczych. Jednak zwiększenie kosztów nakładowych holownika oraz nieznaczne dodatkowe koszty eksploatacyjne są właściwie bez znaczenia wobec korzyści wynikających z usprawnienia warunków holowania.

Proste przejście — od holowania ciągnącego do pchania — nie wystarcza jeszcze do osiągnięcia wysokich korzyści. Trzeba, aby holowniki i jednostki holowane były odpowiednio do pchania dostosowane. Niebezpieczne jest stosowanie pchania za pomocą zwykłego holownika z jedną śrubą, a to wskutek trudności manewrowania i sterowania przy ruchu do tyłu.

Nowoczesne holowniki (pchające). Jednolitego typu holowniki na Ohio nie ma. Używane są z reguły holowniki dwuśrubowe, z silnikami Diesla. Podwójne śruby mają na celu uzyskanie możliwie dużej siły uciągowej, przy odpowiednio niedużych średnicach propelera, oraz dla zabezpieczenia jak najlepszej sprawności manewrowania. Szczególną zaletą podwójnego propelera jest to, że cały skład pchany może być łatwo podstawiony do nabrzeża oraz, że holunek może się odbywać normalnie, gdy jeden z silników ulegnie awarii. Holowniki te mają zapas paliwa na 300 godzin pracy silników pod pełnym obciążeniem. Zapas wody do picia wystarcza na 30 dni dla całej załogi. Od 1945 r. zarzucono stosowanie silników wolnoobrotowych. Obecnie stosuje się silniki o 600 — 1500 obrotach na mi-

nutę. Współdziałanie dwóch propellerów i dwóch systemów sterowania umożliwia niezwykłą wprost zdolność manewrowania, co uzyskuje się tym łatwiej, że kierowanie całego obiektu łącznie z siłownią ma miejsce z pokładu kapitana. Zdolność manewrowania ma tu duże znaczenie. Umżliwia ona prowadzenie dużego składu barek trasami bardzo krętymi i czasem wąskimi, poprzez porty zastawione statkami i pod mostami o stosunkowo bardzo małym świetle — wszystko to podczas wiatru i przy dużych szybkościach wody oraz przy słabej widoczności. Uciąg do tyłu wynosi ok. 75% uciagu w przód. Ma to wielkie znaczenie. Holownik pchający zestaw barek z szybkością np. 11 km/godz. musi posiadać zdolności zatrzymania całego składu w odległości nie większej niż 1—2 długości zestawu. Holownik musi poruszać się do tyłu z szybkością nie mniejszą od szybkości wody. Niektóre zakola mają promienie łuków nie większe od 2 długości całego składu pchanego. Wskutek dużej zwrotności i dużej siły uciągowej w tył, wypadki najechania na pływacznie nie mają na ogół przykrych konsekwencji. W razie odierwania się którejs z pchanych jednostek daje się łatwo uchwycić ją z powrotem.

Wobec tego, że długość zestawu wynosi często do 300 m, kapitan holownika musi posiadać łączność telefoniczną z załogą na przedzie zestawu. Holownik posiada łączność radiową z innymi statkami oraz ze służbami na trasie. Prawie wszystkie holowniki na Ohio stosują już radar, zarówno dla żeglugi dziennej, jak i nocnej.

Holowniki pracują bez przerwy dzień i noc, z wyjątkiem jedynie okresów remontów. Zaopatrzenie odbywa się w czasie postoju w portach, to samo dotyczy przeglądu generalnego. W ten sposób holownik może pracować od 8000 do 8500 godzin rocznie.

Załoga 3-zmianowa wynosi ogółem 18 ludzi. Spośród trzech zmian tylko dwie są stałe na statku. Każda zmiana pracuje po 20 dni w miesiącu.

Holownik o mocy 1000 HP, długości 37 m, szerokości 8 m i zanurzeniu 2 m może na stanowiskach rzek skanalizowanych pchać zestaw z ładunkiem 9000 ton, z szybkością do 10 km/godz. Holownik o mocy 2100 HP, długości 42 m, szerokości 10,5 m i zanurzeniu 2 m może pchać zestaw 466 m długi i 59 szeroki, z ładunkiem 22 000 ton węgla, z szybkością 8 km/godz. na skanalizowanych odcinkach rzeki.

Zamierzenia na przyszłość. Dalsze zwiększenie rentowności żeglugi na rzece Ohio da się uzyskać nie tyle przez dalsze usprawnianie konstrukcji i pracy samego holownika, ile raczej przez unowocześnienie drogi wodnej, zastosowanie jednostek pchanych odpowiedniej konstrukcji oraz wyposażenie portów w nowoczesne urządzenia przeładunkowe.

Przygotowane są już projekty zbiorników retencyjnych dla regulowania wielkich wód powodziowych. Zbiorniki te mają służyć przede wszystkim żegludze, ponieważ redukują one znacznie najwyższe stany wód występujących na Ohio, które utrudniają lub wręcz przerywają nawigację, a poza tym zbiorniki wpłyną na zwiększenie niskich przepływów letnich, zabezpieczając w tym okresie dla żeglowania i słuzowania dostateczne ilości wody.

Obecnie już realizuje się kasowanie niskich stopni piętrzących i przebudowę ich na stopnie wysokie. Zamiast jazów nr 7, 8 i 9 buduje się jeden wysoki stopień, o stanowisku długim 40 km. Zamiast jazów nr 27, 28, 29 i 30 buduje się obecnie jeden jaz dający spiętrzone stanowisko długości 91,5 km. Projektuje się zmianę jazów nr 35, 36, 37, 38 i 39 przez jeden stopień o długości stanowiska wynoszącej 155,7 km. W przyszłości jest zamierzona dalsza przebudowa. Dąży się do zastąpienia 41 dotychczas istniejących stopni przez 16 nowych budowli. Na każdym nowym stopniu będzie śluza podwójna, z której każda będzie miała szerokość 33,40 m (jak obecnie). Długość śluzy głównej będzie 364,5 m, a śluzy pomocniczej 182 m.

W ten sposób skróci się czas przejazdu z Pittsburga do Louisville co najmniej o 15 godzin. Jest to ważne z uwagi na to, że już obecnie większość zestawów wymaga podwójnego słuzowania, a ilość długich składów stale wzrasta. Dalsze zmniejszenie czasu przejazdu osiągnie się przez zwiększenie minimalnej głębokości, zwiększenie szerokości szlaku nawigacyjnego oraz zmniejszenie szybkości wody przez wysokie stopnie. Głębokość na rzece Ohio z 2,70 m zwiększy się do 3,65 m. W przewidywaniu takich zmian, już obecnie progi śluz są założone na głębokości 4,65 m pod zwierciadłem wody normalnej.

Stosowany obecnie typ członów pchanych jest bezwzględnie właściwy; wykazały to nie tylko wieloletnie badania laboratoryjne, ale przede wszystkim praktyka. Natomiast wydaje się, że dalszym krokiem naprzód będzie dalsza standaryzacja produkcji członów pchanych, przynajmniej w kierunku kilku rozmiarów zasadniczych. W wyniku standaryzacji należy spodziewać się również zmniejszenia oporów ruchu, a to wskutek bardziej prawidłowego i bardziej ścisłego zestawienia składów pchanych. O ile w zakresie baz remontowych cała droga wodna rzeki Ohio

jest dobrze wyposażona, o tyle wyposażenie portów w urządzenia przeładunkowe jest obecnie już niedostateczne i wymaga w najbliższej przyszłości dużych inwestycji w tym zakresie.

Opracowano na podstawie:

Person J. L. i Mytinger R. E. (z korpusu inżynierskiego armii Stanów Zjednoczonych, Cincinnati, Ohio) — Hołowniki rzeki Ohio. Biuletyn Międzynarodowego Stowarzyszenia Stałych Kongresów Żeglugi nr 42.

Inż. A. Arkuszewski

LISTY DO REDAKCJI

Do Redakcji „Gospodarki Wodnej”

O ile z ogólnymi tezami docenta Skibniewskiego¹⁾ każdy hydrotechnik chętnie się zgodzi, bo są one dalszym rozwinięciem zasad przyjętych w regulacjach rzek i stosowanych od zarania tych robót, o tyle jest i będzie dla niego niezrozumiałe odkrycie, dlaczego dopiero teraz owa biologiczna obudowa nabiera specjalnego znaczenia.

Przecież roboty regulacyjne są u nas wykonywane od przeszło pół wieku, a materiałem używanym były przeważnie faszyny, a więc materiał roślinny, który w warstwach nadwodnych rósł. Był to warunek tak rygorystyczny, że gdy tylko w jakichś partiach budowle wyschły, nadbudowywano część zamartłą świeżą wikliną, pobudzając ją do życia. To samo dotyczyło uzyskanych odsypisk, które obsadzano starannie roślinnością w 2 okresach, późną jesienią i wczesną wiosną. I tak czyni się to dotąd.

Nic przeto dziwnego, że wzdłuż rzek kierownictwa budów posiadały bogate łęgi, które dostarczały materiały do budowli wodnych nie tylko dla celów lokalnych, ale i na eksport w okolice takie, które dopiero zaczynały roboty wodne. Łęgi powyższe były otoczone troskliwą opieką, zinwentaryzowane i miały swój plan eksploatacyjny, z unormowanymi wycinkami.

Do budowli faszynowych używano częstokroć oskałowań, lecz nie czyniono tego z lekkomyślności, czy dla powiększenia kosztów budowy, ale dla ochrony tych budowli przed uszkodzeniem przy pochodzie lodów. Okazało się to zarówno celowe jak i praktyczne.

Skąd więc opozycja przeciw dotychczasowym typom?

Argumentem jest wg autora zarówno sztywność tych budowli jak i ich drożyzna, bowiem biologiczna zabudowa o lekkim typie zastąpić zupełnie dostatecznie drogie, sztywne budowle, a upowszechni i pomnoży ilość robót.

Trudno jest konkretnie dyskutować na ten temat, dopóki nie będzie podany szczegółowy plan tej zabudowy. Z artykułu, a zwłaszcza z rysunku wynikałoby, że autor zaleca kępiaste zadrzewienia brzegów wklesłych, z zastosowaniem pewnej załesionej szerokości cieków. Nie podaje jednak wcale sposobu umocowania brzegów. A przecież należało bliżej określić ów nowy system, porównać go ze starzymi typami, używanymi dotąd i wykazać wyższość nowych. Jeśli tego nie uczyniono obracamy się ciągle w sferze hipotez i domysłów.

Powolywanie się na udane doświadczenia na Menie ma względna wartość, wobec nieznajomości stosunków hydrologicznych obiektu.

Mimo tego jednak uważam, że dla celów eksperymentalnych należałoby przystąpić do takiej obudowy biologicznej, po wybraniu odpowiedniego obiektu i zaprojektowaniu jakości umocnień.

Odnosnie obudowy rzek skanalizowanych czy ubezpieczeń zbiorników można się zgodzić z wywodami autora. Natomiast dużo zastrzeżeń budzą końcowe jego uwagi, gdyż oparte są na fałszywych przesłankach, a co gorsze, krzywdę czynią dotychczasowej kulturze polskiej.

Powołując się na świadectwo Ringa, wg którego regulacja rzek karpaccich pochłonęła miliardy, a nie dała właściwych rezultatów tylko przez używanie niewłaściwych, sztywnych typów, wykażał autor brak krytycyzmu.

Gdyby wydatki dotychczasowe na regulację nawet nie przyniosły spodziewanych korzyści, to na to złożyło się wiele przyczyn natury politycznej, społecznej i finansowej. Z tych przyczyn najważniejsza była ta, że po energicznym początku regulacji przed I wojną światową nastąpiła długa przerwa międzywojenna, połączona z późniejszą organizacją własnej państwowości, podczas której wszelkie prace regulacyjne ustały, a to co z trudem było poprzednio wykonane, niszczył zab czasu, bez możliwości konser-

wacji. Gdyśmy zaś stanęli pewnie o własnych siłach, nigdy nie mieliśmy dostatecznej ilości środków finansowych, by szkody powstałe w międzyczasie naprawić i sprostać potrzebom. Stan ten niestety zdaje się przechodzić w stan chroniczny.

To samo dotyczy i zabudowy górskich dopływów, dotowanych skąpo, chaotycznie i nieregularnie.

Uważam również za dość niezręczne i nie licujące z postępek nauki nazwanie dotychczasowej sztuki regulacji rzek: „bezpłodna walka“ przy równoczesnej obietnicy rewelacyjnej zmiany, po zastosowaniu biologicznej ochrony brzegu przez rośliny.

Autor zapominał, że każda budowa regulacyjna była wykonana prawie zawsze dla celów brzemiennej w skutki, a nieraz dla ratowania katastrofalnych sytuacji. A więc nie można jej w żadnym wypadku nazywać bezpłodną. Ocena tej budowli dziś, gdy brak przemocą motywów do jej wykonania, zwłaszcza, gdy budowała, spełniwszy swe zadanie, uległa zniszczeniu, może być interpretowana zależnie od okoliczności i potrzeby.

Inż. Wł. Pietruszewski

Do Redakcji „Gospodarki Wodnej”

W związku z uwagami inż. Władysława Pietruszewskiego w sprawie artykułu pt. „Znaczenie normalnych zarośli brzegowych w zagospodarowaniu rzek”²⁾, w którym Autor kwestionuje kilka moich wypowiedzi, dotyczących biologicznej zabudowy cieków w związku z regulacją rzek i potoków górskich, jak również wysuwa zarzuty natury osobistej, bo za takie muszę uznać, że „czynię krzywdę dotychczasowej kulturze polskiej i wykazuję „brak krytycyzmu“, niech mi będzie wolno udzielić na ten temat kilku wyjaśnień.

Przystępując do meritum sprawy, dla uniknięcia wszelkich nieporozumień muszę przede wszystkim wyjaśnić, co rozumiem pod terminem „zabudowa biologiczna“. Otóż zabudową lub też obudową biologiczną nazywam naturalny lub też planowo kultywowany w zlewni, dolinie lub na brzegu rzeki zespół normalnie rozwijających się roślin, względnie lekkie budowle wodne wykonane z tychże roślin, za pomocą których osiągamy z góry przewidziane cele hydrotechniczne.

Nie jest to jasne dla wszystkich hydrotechników, gdyż inż. Pietruszewski mówiąc o zabudowie biologicznej wskazuje na tamy faszynowe, które są pobudzane do życia świeżo rosnącą wikliną, nadbudowaną w zamartłą część budowli. Niestety, nie mamy jeszcze żadnego sposobu, aby ożywić rzecz martwą i dlatego ciężka budowa faszynowa stanowi martwy obiekt, a żywa „koronka“ może ją tylko w pewnej mierze wzmocnić a nie ożywić.

Wydaje się, że zasadnicza różnica zdań między mną i inż. Pietruszewskim polega właśnie na odmiennej definicji pojęcia „zabudowa biologiczna“, do której w żadnym wypadku nie można zaliczać ciężkich budowli faszynowych. Natomiast w dalszym ciągu swego listu Autor zupełnie słusznie zalicza do obudowy biologicznej „planowo-eksploatowane i właściwie kultywowane łęgi“. Nie wyczerpuje to jednak całości zagadnienia, gdyż biologiczna zabudowa poza umocnieniem brzegów może spełniać dość różnorodne zadania, jak zwiększanie retencji powierzchniowej w dorzeczu, sterowanie falą powodziową, ochronę nasypów drogowych czy też przyczółków mostowych, przyspieszanie załadunku starorzeczy, regulowanie bilansu wodnego zbiorników i ochronę ich od zamulania oraz zwiększa korzyści gospodarcze, jak również turystyczno-krajobrazowe, a zatem zależnie od przewidzianego celu powinna być odmiennie zaprojektowana i rozwiązywana z uwzględnieniem warunków lokalnych.

¹⁾ Doc. inż. L. Skibniewski — Znaczenie normalnych zarośli brzegowych w zagospodarowaniu rzek i zbiorników. „Gospodarka Wodna” nr 5/56.

²⁾ „Gospodarka Wodna” nr 5/56

Zabudowa biologiczna jest znana w Europie od 100 lat. W Rosji już w 1846 r. zastosowano drzewostany w celu właściwego ukształtowania koryta rzeki Ingulec. Podobne drzewostany istnieją na Dunaju i na innych większych rzekach Europy, jak również potokach górskich. Zadrzewienia i lekkie żywe buławy, chociaż spełniły dość dużą rolę w ochronie brzegów i kształtowaniu koryt rzecznych, jednakże w stosunku do ciężkich budowli regulacyjnych przez klasyczną naukę regulacji nie były właściwie uwzględniane i propagowane. Wymienione poglądy co do celowości biologicznej zabudowy z czasem się zmieniły, w jednych krajach wcześniej, w innych w okresie późniejszym. W Polsce, poza wspomnianymi już przez inż. Pietruszewskiego lasami łęgowymi na rzekach górskich, przed wojną były wykonywane ciekawe studia i doświadczenia na rzekach nizinnych (W. Kollis — Kolmatacja przy pomocy roślin wodnych dla celów regulacji. G.W. Nr 5/37). Po wojnie najwybitniejsi profesorowie hydrotechniki, jak Dębski, Lambor i Zakaszewski propagują biologiczną zabudowę rzek a stopniowo metoda ta uzyskuje prawo obywatelstwa na równi z klasyczną metodą ciężkich budowli regulacyjnych, co uwydatniło się w tezach uchwalonych przez konferencję w sprawie zabudowy potoków górskich odbytą w Krakowie dn. 25.VI.55 r. (G.W. Nr 2/56). Na tym właśnie polegało to rzekomo niezrozumiałe dla inż. Pietruszewskiego „odkrycie dlaczego dopiero teraz owa biologiczna obudowa nabiera specjalnego znaczenia”.

Następnie w liście inż. Pietruszewskiego czytamy: „skąd więc opozycja przeciw dotychczasowym typom”. W tym artykule nie wypowiedziałem zdania, że ciężkie budowle regulacyjne należy w całości wyeliminować, jeśli jednak Autor mógł to wywnioskować z artykułu, to obecnie wyjaśniam, że moim zdaniem ciężkie budowle regulacyjne i biologiczna zabudowa powinny być traktowane zasadniczo równolegle z przewagą tej lub innej metody w zależności od warunków lokalnych. Jeśli tezy tej nie uwydatniłem należyście w artykule, to przeoczenie prostuję i czytelników przepraszam. Projekt regulacyjny powinien ujmować kompleksowo całokształt zabudowy cieku i na odcinkach, gdzie zabudowa biologiczna będzie wystarczająca, ciężkie budowle należy eliminować.

Już zupełnie mija się z celem powiedzenie inż. Pietruszewskiego: „trudno dyskutować na ten temat, dopóki nie będzie podany szczegółowy plan tej zabudowy. Jeśli tego nie uczyniono, obracamy się ciągle w sferze hipotez i domysłów”. Uważam, że celem artykułów w czasopiśmie naukowo-technicznych jest w pierwszej linii zwrócenie uwagi na nowe postępy wiedzy czy też wykonawstwa technicznego i ogólnie podsumować osiągnięcia w tej dziedzinie wyniki, aby zainteresowani mogli nabyte tym sposobem wiadomości odpowiednio wykorzystywać w swej działalności. Natomiast nie jest zadaniem autorów artykułów podawanie gotowych instrukcji czy też planów, co należy do kompetencji biur projektowych, które dysponując wystarczającym zespołem specjalistów mogą każde konkretne zagadnienie, dotycząc danego cieku, szczegółowo opracować, a w przypadku regulacji podać również dokumentację techniczną biologicznej zabudowy. Czy jest słuszna wypowiedź inż. Pietruszewskiego, że w zagadnieniach obudowy biologicznej „obracamy się ciągle w sferze hipotez i domysłów”, to przeczą temu osiągnięcia praktyczne przytoczone nie tylko przeze mnie, lecz i przez innych autorów, których częściowy tylko wykaz podałem w końcu swego artykułu.

Przechodzę teraz do omówienia uwag inż. Pietruszewskiego dotyczących mej skromnej osoby. Mianowicie powołanie się

na inż. Ringa, że „regulacja rzek karpaccich kosztowała miliardy, a nie dała właściwych rezultatów”. Autor uważa za „brak krytycyzmu, oparcie się na fałszywych przesłankach i krzywdę dotychczasowej kulturze polskiej”. Przede wszystkim nie widzę tu braku krytycyzmu, gdyż inż. Pietruszewski, mówiąc o chronicznym stanie dewastacji wymienionych robót regulacyjnych, również podaje w wątpliwość ich wyniki; chodzi tylko o „fałszywe przesłanki”, za które są uważane względy techniczne, natomiast Autor przytacza „przyczyny natury politycznej, społecznej i finansowej”. Nie ulega wątpliwości, że w tym bogatym w wydarzenia dziejowe okresie, warunki finansowe i polityczne odgrywały nie małą rolę i zaprzeczanie, że przyczyniły się one w znacznym stopniu do dewastacji robót regulacyjnych byłoby dużym błędem, takim samym jak pomijanie w tej sprawie przyczyn technicznych, a mianowicie nie przemyślanych projektów lub też nieumiejętnego ich wykonania. Tego rodzaju przypadki nie były odosobnione, o czym świadczą wnioski nasuwające się po przeczytaniu artykułu inż. Bittnera pt. „Historia zabudowy potoków górskich” (G.W. Nr 2/56). Przytaczam kilka wyjątków z tego artykułu: „Regulację potoku Bystrego pod Zakopanem zaprzepaściło m. in. niesystematyczne prowadzenie budów, nieodpowiednie materiały do budowy, nieodpowiednie wymiary progów. Na potokach Muszynka i Łopuszna okazało się, że stosowanie typów opasek z kamienia łamanego bez podmurowania jest trudne do utrzymania; również 30 cm progi okazały się niewłaściwe do stosowania”.

„Zabudowania potoków Muszynka i Kamienica Nowojowska nie utrzymały się z powodu braku zabudowania górnej partii”. Równocześnie inż. Bittner przytacza przykłady, gdy należycie wykonane umocnienia utrzymują się w dobrym stanie od 50 lat (potok Kocierz). Dobre wyniki dało również zespolenie biologicznej obudowy z ciężkimi tamami (Koszarawa). Zatem były przypadki, że zastosowanie niewłaściwych metod technicznych spowodowało „bezpłodną walkę” z żywiołem wodnym i przyczyniło się do zniszczenia wykonanych budowli.

Przytaczając cytate z pracy inż. Ringa, nie było moim zamiarem czynić zarzutów naszym hydrotechnikom, których techniczne wiadomości, dobra wola i chęć uzyskania jak najlepszych wyników w swej pracy nie podlegają najmniejszej wątpliwości. Natomiast chciałem zwrócić uwagę teraźniejszych projektantów i wykonawców robót na nowe, dotąd niedostatecznie uwzględniane możliwości wyzyskania sił i zasobów przyrody w zabudowie potoków górskich i rzek nizinnych, co w stosunku do dawnych ściśle technicznych metod w wielu przypadkach dało bardzo dobre wyniki, tym cenniejsze, że osiągnięte raczej niewielkim nakładem pracy.

Kończąc zastanowię się jeszcze, w jakim stopniu mogłem uczynić krzywdę dotychczasowej kulturze polskiej, co mi zarzuca inż. Pietruszewski. Otóż kulturą nazywamy zespół zbiorowych wytworów ludzkich, właściwych pewnej grupie społecznej w zakresie dóbr materialnych i duchowych. Nie przyczyniłem się do zniszczenia niczego materialnego; wprost przeciwnie starałem się podać wskazówki, aby wykonywane przez hydrotechników dobra materialne były jak najbardziej trwałe, celowe i tanie. Tym bardziej nie zniszczyłem nic z dóbr duchowych, które jak mówi poeta: „są trwalsze od spiżu”. Uważam, że rzeczowa twórcza krytyka nie szkodzi, ani kulturze ani ustrojowi.

Doc. inż. Leonard Skibniewski

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czetwertyński, prof. Józef Gołąb, inż. Stefan Ihnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwieć, prof. Julian Lambor, dr Józef Matusiewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁÓW I: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. STANISŁAW HERFURT

inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — dr JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

WSKAZÓWKI DLA AUTORÓW

dotyczące opracowania i przygotowania do druku artykułów nadsyłanych do wydawnictwa „Gospodarka Wodna”.

W celu ułatwienia i przyspieszenia prac redakcyjnych związanych z przygotowaniem materiału do druku oraz drukowaniem poszczególnych zeszytów, redakcja czasopisma „Gospodarka Wodna” prosi Autorów o przestrzeganie podanych niżej wytycznych przy opracowywaniu artykułów:

1. Poszczególne artykuły powinny omawiać możliwie wąskie tematy; zagadnienia obszerniejsze należy dzielić na kilka artykułów pod różnymi tytułami albo na części i rozdziały, tak aby można je drukować w oddzielnych zeszytach.
2. Układ treści artykułów powinien być przejrzysty, zwarty i podzielony logicznie na ustępy, przy czym nie należy nadużywać tzw. akapitów, tj. ustępów zaczynających się od nowego (wciętego) wiersza.
3. Styl artykułów powinien być jasny i zwięzły, pisownia zaś i interpunkcja zgodna z zasadami Polskiej Akademii Umiejętności z 1936 r.
4. Objętość artykułów głównych nie powinna w zasadzie przekraczać 15 stron maszynopisu, artykułów sprawozdawczych — 10 str., notatek i wzmianek — 3 str.
5. Słownictwo techniczne, jednostki miar, skróty najważniejszych oznaczeń, wielkości we wzorach, znaki matematyczne itp. powinny być zgodne z terminologią przyjętą przez Polskie Normy oraz z innymi obowiązującymi przepisami.
6. Artykuły powinny być napisane pismem maszynowym na pojedynczych arkuszach formatu A4, jednostronnie, z interlinią (co drugi wiersz), tzn. 30 wierszy na stronie, z marginesem 5 cm z lewej strony oraz z marginesem 1 cm z prawej strony. Wszystkie strony maszynopisu powinny być numerowane u góry, pośrodku strony, np. — 2 —, — 3 —, itd.
7. Na marginesie tekstu należy zaznaczyć miejsca, w których powinny być umieszczone rysunki i tablice.
8. Wszystkie tablice i zestawienia (unikać zbyt dużych i zbyt dużej ilości) należy wykonywać dodatkowo (oprócz maszynopisu całego artykułu) w 2 egzemplarzach na oddzielnych arkuszach i numerować kolejno liczbami rzymskimi. U góry każdej tablicy podać tytuł (napis) objaśniający. Wszelkie zestawienia należy nazywać tablicami, a nie tabelami.
9. Wzory i oznaczenia należy wpisywać ręcznie, czytelnie, używając jedynie liter łacińskich i greckich. Szczególnie dokładnie i wyraźnie należy pisać wskaźniki niżej liter i wykładniki potęg (np. H_k , P_b , A^3 , N^2-n).
10. Odnosińki (odsyłacze) należy numerować bieżąco 1), 2), 3) itd.
11. Po zakończeniu artykułu należy podać wykaz literatury, wymieniając w następującej kolejności: nazwisko autora i pierwsze litery imion, pełny tytuł dzieła lub artykułu, tytuł czasopisma, tom, numer zeszytu, rok i miejsce wydania oraz ewent. numer strony. Pozycje wykazu literatury powinny być ponumerowane w kolejności alfabetycznej autorów, w tekście — powołania na numer pozycji w nawiasie kwadratowym, np. [5].
12. Artykuły należy nadsyłać w 3 egzemplarzach, z czego 2 na papierze maszynowym i 1 ewent. na papierze przebitkowym.
13. Maszynopis powinien być bezwarunkowo przejrzany i czytelnie poprawiony przez Autora.
14. Rysunki i wykresy należy wykonywać zgodnie z Polskimi Normami, czarnym tuszem na białym, gładkim papierze rysunkowym lub na przezroczystej kalce kreślarskiej. Wszelkie napisy na rysunkach powinny być wykonane czytelnie miękkim ołówkiem do wyciągnięcia tuszem przez rysownika redakcji. Wielkość rysunków i wykresów, grubość i gęstość poszczególnych linii oraz gęstość i wielkość napisów powinny uwzględniać zmniejszenie, przy wykonywaniu klisz kreskowych do szerokości 1 szpalty (9 cm) lub kolumny (18 cm).
15. Fotografie przeznaczone do wykonania klisz siatkowych powinny być ostre i wykonane na białym, gładkim i błyszczącym papierze fotograficznym.
16. Wszelkie rysunki, wykresy i fotografie należy nazywać rysunkami (skrót rys.) i nie używać określeń takich jak: figura, szkic, fotografia, rycina itp. Numerować należy bieżąco, liczbami arabskimi.
17. U samego dołu rysunków (a przy fotografiach na odwrocie) należy wpisywać czytelnie atramentem: numer rysunku, napis pod rysunkiem, tytuł artykułu (może być skrócony) i nazwisko Autora.
18. Spisy rysunków, zawierające napisy pod nimi, należy sporządzać niezależnie od tekstu artykułu w 2 egzemplarzach.
19. Wszelkie rysunki powinny być nadsyłane w jednym egzemplarzu, nie wklejone do tekstu, lecz załączone oddzielnie w usztywnionej kopercie.
20. Nadesłanych artykułów redakcja nie zwraca.
21. Do każdego głównego artykułu należy dodać w 2 egz. krótkie streszczenie pracy, zawierające zasadnicze tezy, wyjaśnienie istoty ewent. nowego podejścia do tematu itp. Streszczenie nie powinno zasadniczo przekraczać 15 wierszy maszynopisu.
22. Redakcji przysługuje prawo przeprowadzenia drobnych zmian redakcyjnych, nie naruszających jednak zasadniczych myśli artykułu, niezbędnych skrótów, korekty stylistycznej oraz dostosowania oznaczeń i układu artykułów do norm przyjętych w „Gospodarce Wodnej”.
23. W celu szybkiego przekazywania honorariów autorskich, redakcja prosi Autorów o podawanie imienia i nazwiska w pełnym brzmieniu, dokładnego adresu pocztowego oraz ewent. numeru i tytułu konta bankowego.

**Redakcja Czasopisma
„Gospodarka Wodna”**

ERRATA

do artykułu inż. Franciszka Stryjewskiego pt. „O potrzebie nowej instrukcji drenarskiej” w nr 10/56

Strona	Szpalta	Wiersz	Jest	Powinno być
426	I	30	$L = 2 (H - S) \frac{K}{P} m$	$L = 2 (H - S) \sqrt{\frac{k}{p}} m$
426	I	33	$h = H - S - \frac{P}{2k} \cdot L \left(\frac{L}{d} \right) m$	$h = H - S = \frac{P}{2\pi K} \cdot L \cdot \ln \left(\frac{L}{d} \right) m$
426	I	50	o masę higroskopowości	na maksymalnej higroskopowości
426	II	1	$L = 30 - 18,2 W_h$	$L = 30 - 18,2 \lg W_h$
426	II	2	$L = 30 - 8,7 W_h$	$L = 30 - 8,7^3 W_h$
427	I	5	$E_n = \frac{600}{N}$	$E_n = E \sqrt{\frac{600}{N}}$
427	I	14	różnoziarniste	równozziarniste
430	II	1	$L = \frac{L_1 h_1 \div \dots \div L_d h_d}{t - 2 h}$	$L = \frac{L_1 h_1 \div \dots \div 3 L_d h_d}{t \div 2 h_d}$
430	II	22	tablica II	tablica XI
430	II	36	powyżej 100 mm	powyżej 600 mm
430	II	39	$L_o = L \frac{600}{0}$	$L_o = L \sqrt{\frac{600}{0}}$
430	II	51	$L_t = L \frac{t}{7,5}$	$L_t = L \sqrt{\frac{t}{7,5}}$
431	I	14	$L = \frac{0,3 \cdot 15,6 \div 0,2 \cdot 14,8 \div 0,4}{0,9 \div 2 \cdot 0,4}$	$L = \frac{0,3 \cdot 15,6 \div 0,2 \cdot 14,8 \div 3 \cdot 0,4 \cdot 11,4}{0,9 \div 2 \cdot 0,4}$
431	I	2 od dołu	$L_o = 11,25 \frac{600}{500}$	$L_o = 11,25 \sqrt{\frac{600}{500}}$
431	I	1 od dołu	$L_t = 12,3 \frac{8,3}{7,5}$	$L_t = 12,3 \sqrt{\frac{8,3}{7,5}}$
431	II	5 od dołu	6,0	0,6

481

Inż. Franciszek Stryjewski

„Uwaga, Czytelnicy, posiadający krewnych lub znajomych za granicą.

Wobec licznych zapytań informujemy osoby zainteresowane, że prenumeratę naszego pisma ze zleceniem wysyłki za granicę przyjmuje Przedsiębiorstwo Kolportażu Wydawnictw Zagranicznych „Ruch” Warszawa ul. Wilcza 46, telefon 86481 wew. 69. Nr konta PKO. 1-6-100024 W-wa. Cena prenumeraty: kwartalna zł. 31.20, półroczna zł. 62,40, roczna zł. 124.80.

Prenumeratę zgłoszoną do dnia 10 danego miesiąca „Ruch” rozpoczyna realizować z dniem 1 następnego miesiąca, przy czym prenumeratę można zamawiać na okres kwartalny, półroczny lub roczny.

Na analogicznych zasadach PKWZ „Ruch” przyjmuje prenumeratę ze zleceniem wysyłki za granicę wszystkich gazet i czasopism ukazujących się w Polsce, przy czym do krajowej ceny prenumeraty dolicza się 30% o. —