

BIBLIOTEKA
W Wyższej Szkole Pedagogicznej
w Gdańsku
Geogr.

GOSPO DARKA WODNA



Nr 10
1954

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Krajowa Wystawa Wynalazczości i Postępu Technicznego a budownictwo wodne	Str. 381
Inż. Zygmunt Tyszka — Współpraca ze Związkiem Radzieckim na polu dróg wodnych w okresie dziesięciolecia (1944 — 1954)	382
DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA	
Inż. Witold Rawski — Założenia ekonomiczne w planowaniu obudowy potoków górskich dorzecza Wisły	383
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Prof. dr inż. Jerzy Ostromecki — Obliczanie zapotrzebowania wody dla łąk zmeliorowanych	386
Prof. dr inż. Kazimierz Dębski — Zagadnienie bezpieczeństwa m. Gdańska i delty Wisły	391
DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE	
Inż. Józef Waksman — W sprawie projektu instrukcji branżowej o zasadach sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla budowy stopni wodnych	395
Inż. Kazimierz Majewski — Projektowanie i wykonawstwo studzien wierconych	396
Bronisław Nietyksza — W sprawie kontroli jakości dokumentacji projektowo-kosztorysowej	402
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Prof. dr Stanisław Sakowicz — Przedstawianie się ryb przez turbiny	405
Mgr Franciszek Gronowski — Trzy lata doświadczeń w pracy żeglugi radzieckiej	408
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	409
KRONIKA	412

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

— Отечественная выставка изобретательности и технического прогресса в соотношении к гидротехническому строительству,	Exposition nationale d'invention et du progrès technique en rapport à l'aménagement hydraulique	National Exhibition of invention and technical progress and water management
— Сотрудничество с СССР в строительстве и эксплуатации водных путей в периоде десятилетия (1944 — 1954)	Collaboration avec l'URSS dans le domaine des voies navigables dans la période de 10 ans (1944 — 1954)	Collaboration with USSR in the sphere of inland water-ways during last ten years (1944 — 1954)
— Экономические принципы планирования креплений горных потоков в бассейне реки Вислы,	Principes économiques dans la planition des constructions fortifiées des torrents de montagnes, affluents de la Vistule	Economical principles in the planning of fortification of mountain torrents in the basin of Vistula
— Расчет водопотребления для лугов с проведенной мелиорацией,	Calcul des besoins en eaux des prairies irrigués	Calculation of water requirements for ameriorated meadows.
— Проблема безопасности города Гданьска и устья реки Вислы,	Problème de securité de la ville de Gdańsk et du delta de la Vistule	Problem of security of the town Gdańsk and of Vistula estuary
— К вопросу инструкции относительно основ составления проектно-сметных документов для строительства напорных сооружений	Projet de l'instruction concernant les principes d'elaboration de la documentation technique et de devis pour la construction des barrages	Design of the instruction concerning the principles of elaboration of design and estimate documentations for the construction of dams
— Проектирование и постройка буровых колодцев	Projetation et execution des puits forés	Design and execution of boring wells
— О контроле качества проектно-сметных документов	Au sujet du contrôle de la qualité des documentations techniques et de devis	In the matter of the quality control of technical and estimate documentation
— Прохождение рыб через турбины,	Pénétration des poissons par les turbines	Passage of fish through water turbines
— Три года опыта советского судоходства,	Trois années d'experience de la navigation soviétique	Three years of experience of Soviet navigation
— Обзор технической печати,	Revue des publications techniques	Review of technical publications
— Хроника.	Chronique	Chronicle

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIV

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1954 R.

Nr 10 (93)

Krajowa Wystawa Wynalazczości i Postępu Technicznego a budownictwo wodne

O tym, że bez postępu technicznego, bez wprowadzenia w życie nowej techniki nie byłibyśmy świadkami olbrzymiego rozwoju gospodarczego Związku Radzieckiego, nie moglibyśmy rozwiązać sami wielu trudnych problemów techniczno-gospodarczych, nie potrafilibyśmy wydzwignąć naszego kraju na piąte miejsce w Europie pod względem produkcji przemysłowej — nie potrzebujemy już dzisiaj nikogo przekonywać. W ciągu dziesięciu lat istnienia Polski Ludowej zdołaliśmy załżeć ślady okropnych zniszczeń wojennych, rozpoczęliśmy realizację wielkich zamierzeń w zakresie przebudowy państwa rolniczego w państwie przemysłowe, budujemy w Polsce socjalizm. Nasze dotychczasowe osiągnięcia nie byłyby zrealizowane w takim zakresie jaki dziś obserwujemy, gdybyśmy nie wprowadzali do życia nowej techniki, nowych wynalazków, udoskonaleń czy też usprawnień technicznych.

W gospodarce wodnej, obejmującej bardzo różnorodne rodzaje robót, począwszy od wielkiego budownictwa wodnego (zbiorniki, siłownie, kanalizacja rzek, kanały itd.), poprzez roboty wodne dla przemysłu, rolnictwa, gospodarki komunalnej, skończywszy wreszcie na mniejszych robotach, lecz o dużym rozrzucie terenowym — zagadnienie postępu technicznego, wynalazczości jest wyjątkowo ważne. Niestety jednak, budownictwo wodne nie dotrzymuje dotychczas kroku tym galeziom gospodarki narodowej, które potrafiły w ciągu minionego dziesięciolecia doprowadzić do 210 000 wniosków racjonalizatorskich. W liczbie tej giną po prostu nieliczne w okresie 1944 — 1954 zgłoszone wynalazki i usprawnienia w budownictwie wodnym. Rzecz oczywista, że budownictwo wodne, jako związane z budownictwem przemysłowym i ogólnym, korzysta również z licznych osiągnięć ruchu racjonalizatorskiego w budownictwie. Jednak typowo wodne wykonawstwo niewiele może zanotować zgłoszonych i zrealizowanych pomysłów.

Jednym z głównych powodów tego stanu rzeczy jest brak wytycznych, brak ustalonych planów tematyki ruchu racjonalizatorskiego, słabe rozpowszechnianie i wymiana dotychczasowych osiągnięć. Mamy co prawda do zanotowania na łamach naszego czasopisma ukazanie się kilku artykułów propagujących ruch wynalazczości pracowniczej, jak również kilka artykułów omawiających niektóre z ważniejszych opracowań racjonalizatorskich. Jest to jednak stanowczo za mało. Na łamach jednego czasopisma poświęconego gospodarce wodnej i budownictwu wodnemu powinny być stale i bez przerw publikowane wszystkie zgłaszane pomysły racjonalizatorskie, z omówieniem konstrukcji, warunków i wyników stosowania ważniejszych pomysłów, bowiem tylko szeroka, publiczna wymiana zdobywanych doświadczeń wynalazczych zrewolucjonizuje nasze wykonawstwo wodne, prowadzi do niego prawdziwy postęp techniczny, przygotowuje nas do czekających budownictwo wodne w najbliższych latach wielkich zadań.

Zorganizowana Krajowa Wystawa Wynalazczości i Postępu Technicznego we Wrocławiu spełniła rolę wielkiego propagatora ruchu racjonalizatorskiego. Znajdujące się na Wystawie 5000 eksponatów, obrazujących ważniejsze wynalazki i usprawnienia z okresu minionego dziesięciolecia, oglądane były i badane z wielką ciekawością przez tłumy zwiedzających. Specjaliści jednego dziedzina techniki mogli zapoznać się z osiągnięciami innych gałęzi techniki. Taka szeroka wymiana obserwacji przez zwiedzających wpłynęła na dalsze umasowienie ruchu wynalazczości. Każdy zwiedzający Wystawę wyciągnie z niej wielkie korzyści nie tylko dla siebie, ale i dla swoich zakładów pracy, dla współtowarzyszy pracy. Po powrocie z Wystawy weźmie udział w zebraniach sprawozdawczych, w dyskusji nad aktualnymi tematami racjonalizacji, będzie współtwórcą planów tematycznych ruchu wynalazczości w macierzystym zakładzie pracy. Każdy ze zwiedzających Wystawę będzie się bił i pociągnie do walki innych o wzmocnienie ruchu racjonalizatorskiego, o uaktywnienie komórki wynalazczości, bo ta walka jest równoznaczna z walką o obniżenie kosztów własnych wykonawstwa wodnego, o wzrost wydajności pracy, zmniejszenie wysiłku fizycznego robotnika. Walka ta wreszcie daje również dodatkowe źródło zarobku oraz drogę do awansu zawodowego i społecznego.

Eksponaty najbardziej interesujące Czytelników naszego czasopisma rozrzucone były w kilku punktach Wystawy. Maszyny budowlane umieszczono w pawilonie Min. Przemysłu Maszynowego, maszyny do robót melioracyjnych — w pawilonie Min. Rolnictwa. Min. Żegluga wśród swoich eksponatów zamieściło maszyny i urządzenia do robót regulacji rzek, Min. Gospodarki Komunalnej — usprawnienia prac montażowych w wodociągach i kanalizacjach, nowe materiały uszczelniające złącza kielichowe rurociągów żelaznych. Rozrzucone eksponatów dotyczących budownictwa wodnego odpowiadało przynależności organizacyjnej poszczególnych gałęzi gospodarki wodnej do odpowiednich komórek resortowych.

Maszyn i urządzeń budowlanych, a stosowanych również w budownictwie wodnym (koparki, żurawie, dźwigi, przenośniki, środki transportowe), nie wymieniamy tutaj, odsyłając Czytelników do wyczerpującego artykułu w „Przeglądzie Budowlanym” (nr 10/54). Z maszyn i urządzeń stosowanych w robotach regulacyjnych i melioracyjnych widzieliśmy na Wystawie:

- kombajn „Boland” do mechanicznego wyrobu i zatapiania materacy faszynowych ciągłych, używanych do regulacji rzek;
- warsztat do mechanicznego wyrobu i zatapiania walców faszynowych ciągłych, używanych przy regulacji górnej Wisły;
- 2 maszyny do mechanicznego ciągnięcia wikliny, używanej do regulacji rzek;
- pogłębiarkę ssąco-fłoczącą, przebudowaną z przesylacza istniejącej pogłębiarki ssąco-rejulerowej;
- urządzenie do kruszenia skał podwodnych w nurcie rzeki;
- plug do drenowania kreciego;
- plug do wykopywania rowów melioracyjnych;
- kosiarkę pływającą do konserwacji rowów i kanałów melioracyjnych.

Kończąc tych kilka uwag na temat znaczenia ruchu racjonalizatorskiego, a w szczególności Wystawy Wrocławskiej w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym, pragniemy wyrazić przekonanie, że komórki wynalazczości w poszczególnych centralnych zarządkach lub w jednostkach im podległych przystąpią do systematycznego publikowania na łamach naszego czasopisma wszelkich problemów związanych z zagadnieniem wynalazczości, powodując tym samym dalsze artykuły z terenu budów i robót, co w konsekwencji przyczyni się do bardziej planowego niż dotychczas rozwoju wynalazczości i wzmocnienia postępu technicznego w budownictwie wodnym.

INŻ. ZYGMUNT TYSZKA

Współpraca ze Związkiem Radzieckim na polu dróg wodnych w okresie dziesięciolecia (1944–1954)

Bezpośrednio po przejściu frontu przez Polskę w latach 1944–1945 można było stwierdzić wyraźną współpracę komórek wojsk radzieckich z administracją dróg wodnych. Wszystkie stocznie śródlądowe, wszystkie porty rzeczne zostały z miejsca obsadzone przez wojska radzieckie, a dobytek zabezpieczany i przekazywany administracji dróg wodnych w miarę konstituowania się.

Dzięki szybkiemu przesunięciu się frontu w rejonie zbiornika Rożnów, tej największej naszej budowli wodnej, uniknięto wysadzenia podminowanej zapory.

Na zniszczonej skanalizowanej Odrze władze radzieckie zabezpieczyły i spiętrzyły prowizorycznie wodę na trzech najbardziej uszkodzonych jazach w Bartoszewicach, Ratowicach i Kępnie. Całość skanalizowanej Odry została przekazana administracji dróg wodnych w sierpniu 1946 r.

Pierwsze zabezpieczenia przed falą powodziową, przy ruszaniu lodów w 1945 r., były dokonywane przy ścisłej współpracy komórek wojskowych Związku Radzieckiego, przy czym w dużej mierze korzystano wówczas z łączności telefonicznej wojskowej, gdyż cywilna była jeszcze bardzo niedoskonała.

W pierwszych latach odbudowy dróg wodnych w Polsce Związek Radziecki przyszedł nam z wydatną pomocą zaopatrując nas w bogatą literaturę techniczną. Książki radzieckie w dziedzinie budownictwa wodnego i dróg wodnych były wykorzystywane z dużym pożytkiem dla rozwoju naszej hydrotechniki, w szeregu jej działów: budowlę wodnych, taboru pływającego i jego typizacji, klasyfikacji dróg wodnych, jak i w wielu działach pokrewnych. W radzieckiej literaturze technicznej znaleźliśmy dużo wzorów, których ani nie mieliśmy u siebie ani też nie było ich w dotychczas nam dostępnej literaturze obcej.

W czerwcu 1951 r. przybyli do Polski czterej delegaci radzieccy z wiceministrem Żeglugi inż. Zoninem i inż. Bałaninem na czele. Przebywali w Polsce ponad 6 tygodni, przy czym obejchali statkiem całą Wisłę i Odrę, zwiedzili rejon Bugu, wszystkie większe zbiorniki wodne oraz nasze porty morskie. W czasie pobytu ich trwały bez przerwy narady nad żywymi sprawami naszych dróg wodnych i żeglugi. Pozytywne rezultaty tych narad są niewątpliwe. I tak w czasie ich bytności został opracowany wniosek o stworzenie Centralnego Biura Projektowego „Hydroprojekt”. Biuro to powstało niezwłocznie po ich wyjeździe, a dzisiaj można śmiało powiedzieć, że ma już poważny dorobek.

Dyskutowano bardzo obszernie organizację służby administracji dróg wodnych w Polsce, przy czym delegaci radzieccy zwracali uwagę na konieczność większej aktywizacji służby liniowej na drogach wodnych, na bardziej wnikliwe oznakowanie dróg wodnych, dotyczące żeglugi, tak dziennej jak i nocnej.

Za ich poradą wprowadzono na drogach wodnych na wszystkich ważniejszych szlakach wodnych: na Odrze, Kanale Gliwickim, na Wiśle poniżej Warszawy, na drodze wodnej Wisła-Odra, na Nogacie i na Warcie gwarantowane głębokości nawigacyjne, które dają możliwość żegludze planowania swych przewozów na bardziej realnych podstawach niż to miało miejsce dotychczas. Sprawa gwarantowanych głębokości wprowadziła aktywność dwustronną: z jednej strony dla żeglugi, z drugiej strony dla administracji dróg wodnych, wiążąc te odrębne organizacyjne komórki między sobą dość ściśle we wzajemnej współpracy, co dotychczas trudno było uzyskać.

Wachlarz gwarantowanych głębokości na drogach wodnych rozszerzamy stopniowo w miarę krzepnięcia naszych kadr na drogach wodnych i w miarę wprowadzania w życie nowych inwestycji wodnych. I tak w roku bieżącym dokonano próby wprowadzenia gwarantowanych głębokości na górnej Wiśle i na Przemszy, a w najbliższym czasie zakres ich projektowany jest na całą żeglowną Wisłę od Przemszy aż do ujścia.

Po naradach z delegatami radzieckimi postanowiono zmienić sposób utrzymywania najdogodniejszych głębokości nawigacyjnych na Odrze skanalizowanej a przede wszystkim na Od-

rze wolnoplynącej, przy czym zaniechano stosowania zasilania rzeki przy pomocy fal okresowych wypuszczanych ze zbiorników retencyjnych, a zdecydowano zasilanie stałe w dawkowaniu stopniowym uzależnionym od stanu rezerw wodnych w zbiornikach. Miało to na celu wykorzystanie zbiorników przez dłuższy okres oraz stwarzało znacznie dogodniejsze warunki utrwalania się głębokości nawigacyjnych. Ta nowość na naszym terenie tak słabo zaznajomionym ze współpracą zbiorników retencyjnych i rzeką dała dobre rezultaty gospodarcze. Dzisiaj już próbujemy planować wykorzystanie retencyjnych zbiorników odrzańskich na kwartał naprzód.

Dalszą niewątpliwą zasługą porad delegatów radzieckich jest opracowanie śmiałego planu rozbudowy dróg wodnych na okres najbliższych lat 10. Do najważniejszych pozycji tego planu należała kanalizacja Bugu pomyślana jako połączenie dróg wodnych radzieckich z drogami wodnymi polskimi i poprzez drogę wodną Wisła — Odra z drogami wodnymi NRD. Do planu dziesięcioletniego rozwoju dróg wodnych weszła wówczas po raz pierwszy budowa połączenia wodnego Odra — Wisła przez teren Śląska.

Dyskutowana była także potrzeba możliwie dużego zbiornika retencyjnego dla Wisły, który by oprócz wyrównania przepływu, dał możliwie duże wykorzystanie energii elektrycznej. Delegaci radzieccy, podchodząc bardzo śmiało do rozwiązań technicznych, wskazywali jednocześnie na konieczność rozwiązań kompleksowych, na ujęcie wszechstronne i najbardziej uzasadnione pod względem ekonomicznym. Jeszcze bardziej na sprawę kompleksowego rozwiązywania zagadnień dużych budowli wodnych zwracał uwagę przybyły do Polski w 1952 r. konsultant radziecki prof. Szarow. I dlatego też Centralne Biuro Projektów Budownictwa Wodnego „Hydroprojekt”, opracowując zagadnienie kaskady dla Bugu, miało pracownie obejmujące szeroki wachlarz zagadnień związanych z budową stopni kanalizacyjnych na Bugu.

W ostatnich latach, według wzorów radzieckich, polscy technicy opracowali normy i stawki jednostkowe dla całego szeregu prac technicznych. Do tego czasu operaliśmy się bowiem na przestarzałych katalogach norm opracowanych przez jeszcze prywatnych przedsiębiorców i zupełnie nieodpowiednich do zmienionych obecnie stosunków.

Brak katalogów dawał możliwości dużych niedociągnięć w pracy terenowych komórek wykonawczych, a kontrola robót była znacznie trudniejsza i często nawet niemożliwa, gdyż pracownik terenowy miał wolną rękę w ustalaniu stawek jednostkowych. Dziś mamy opracowane nowe normy i stawki jednostkowe dla wszystkich niemal prac hydrotechnicznych, przy czym wachlarz ujętych w nowych katalogach robót jest znacznie bogatszy od tej ilości robót wodnych, które ujmowały dawne nieaktualne już katalogi. Obecnie tak projektowanie, wykonanie, jak również planowanie i sprawdzanie wykonania założonych planów odbywa się na bazie jednolitych norm i stawek jednostkowych. Ten nowy system pracy dał kolosalne uproszczenie, a także duże możliwości oszczędnościowe.

Ostatnim zagadnieniem, które należy tu poruszyć, jest trudne do rozwiązania zagadnienie ujścia Wisły i bezpieczeństwa przeciwpowodziowego Żulaw. W najbliższym czasie spodziewamy się przyjazdu delegatów radzieckich, którzy zabiorą głos w tej tak dla nas trudnej i kłopotliwej sprawie i pomogą rozwiązać to zagadnienie. W tej sprawie już się wypowiedzieli wybitni specjaliści polscy. Naradzenie się z rzeczoznawcami radzieckimi da ostateczną odpowiedź na pytanie, co należy czynić, aby uniknąć niebezpieczeństwa dla kilkudziesięciu tysięcy hektarów bogatych Żulaw.

W ramach współpracy ze Związkiem Radzieckim miały miejsce wyjazdy naszych specjalistów na teren Związku Radzieckiego dla pogłębienia wiadomości technicznych i organizacyjnych poprzez zapoznanie się z dużymi budowlami wodnymi wykonanymi w ostatnich latach w ZSRR. Nasz uczeń i technicy

naocznie przekonali się o rozmachu organizacyjnym, o zastosowaniu nowoczesnych, dużych, nie spotykanych u nas maszyn do robót ziemnych, tak przy wykonywaniu tych robót na lądzie, jak i na wodzie. Przekonali się o szerokim stosowaniu w Związku Radzieckim materiałów zastępczych na wielkich budowlach wodnych; pozwoli to nam przyspieszyć i potanić prace na projektowanych w najbliższym czasie u nas dużych budowlach hydrotechnicznych.

Kontakt i współpraca techniczna ze Związkiem Radzieckim powinny być bardziej zacieśnione, co pozwoli naszym specjalistom, tak w dziale projektowania, jak również i w dziale wykonawstwa na bliższe zapoznanie się z nowoczesnymi metodami organizacji pracy i organizacji projektowania, a specjalnie projektowania kompleksowego, które na naszym terenie jest jeszcze niezupełnie opanowane. Wydaje się, że w związku z tym popelniamy szereg błędów, których należałoby uniknąć, co w naszym kraju, przeprowadzającym konsekwentnie rozбудowę ekonomiczną, jest sprawą ogromnej wagi.

Przejęcie metod zagospodarowania rzek, jakie stosowane są w Związku Radzieckim i adoptowanie tych metod dla naszych

rzek, w związku z ich odmiennym charakterem — oto jedno z ważniejszych zagadnień, które przez współpracę ze Związkiem Radzieckim na polu budownictwa wodnego należałoby rozstrzygnąć w najkrótszym czasie. Zagadnienie to jest o tyle pilne i poważne, iż szereg naszych rzek żeglownych wymaga szybkiego uporządkowania z różnych względów: energetycznych, rolniczo-powodziowych, żeglugowych i innych. Dlatego też opracowanie wytycznych dotyczących generalnego uporządkowania wszystkich naszych większych rzek jest sprawą palącą. Doświadczenia w tym względzie naszego sąsiada, który z takim rozmachem przeprowadza budowy wielkich obiektów wodnych oraz prowadzi żeglugę na szerokiej skali, powinny być przez nas wykorzystane wszechstronnie.

Kontakty naszych specjalistów, tak ze Związkiem Radzieckim, jak również z innymi krajami demokracji ludowej przynoszą nam realne korzyści i dlatego dziś, kiedy znajdujemy się w trakcie opracowywania planu perspektywnego dla rozwoju dróg wodnych, współpraca ta jest ze wszelkich miar konieczna i niewątpliwie przyniesie dalsze korzyści naszej gospodarce narodowej na polu dróg wodnych.

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. WITOLD RAWSKI

Założenia ekonomiczne w planowaniu obudowy potoków górskich dorzecza Wisły

W planowaniu robót wodnych studia ekonomiczne odgrywają ogromną rolę. Stanowią one pozycję wyjściową do całego projektowania. To ważne stanowisko analizy ekonomicznej wywodzi się m. in. z tego, że budowle wodne należą do najkosztowniejszych inwestycji, przy tym mają one tę właściwość, że postawione zadania można rozwiązać w najrozsądniejszy sposób, a koszty robót mogą bardzo różnić się między sobą.

Zadaniem analizy ekonomicznej jest zatem znalezienie optymalnego sposobu rozwiązania zagadnienia, tzn. znalezienie takiego rozwiązania, które daje przy minimum nakładów stosunkowo jak najwięcej korzyści.

Dział robót wodnych, ujęty pod nazwą zabudowy potoków górskich dotąd z tej strony nie został jeszcze opracowany. Roboty prowadzone są dorywczo, bez oparcia o jakiś plan, który nadawałby im kierunek. Brak takiego planu powoduje, że ocena rentowności nakładów i w ogóle celowości robót jest bardzo utrudniona, a często nawet wprost niemożliwa. Koszty robót są często tak wysokie, że zachodzi obawa, czy roboty te w ogóle opłacają się.

Uchwały II Zjazdu PZPR nakładają obowiązek zwrócenia uwagi na obniżenie kosztów własnych. Stają zatem przed nami bardzo odpowiedzialne zadania, sporządzenia w najkrótszym czasie planu zabudowy potoków górskich, który przy jak najniższych kosztach dałby możliwie szybko jak najlepsze efekty.

Staje się to konieczne jeszcze z tych względów, że rozwój rolnictwa wysuwa się dziś na pierwszy plan, a jednym z głównych zadań obudowy potoków górskich jest ochrona przed powodzią gospodarki rolnej.

Artykuł ten jest próbą stworzenia metody, która umożliwiłaby opracowanie w krótkim czasie kompleksowego planu obudowy potoków. Zanim przejdziemy do rozpatrzenia metody opracowania takiego planu, musimy wprawdzie jasno uzmysłowić sobie, jakie zadania ma do spełnienia obudowa potoków górskich.

Celem obudowy potoków górskich jest — jak wiadomo — ochrona przed powodzią. Obudowa potoków nie spełnia jednak tego zadania samoistnie, lecz stanowi część grupy robót, której zadaniem jest pełna ochrona przed powodzią.

Grupa ta składa się z następujących głównych działań:

- budowa wałów ochronnych,
- budowa zbiorników retencyjnych,
- obudowa potoków górskich,
- zalesienie stoków górskich.

Każdy z tych działów ma swoje specjalne zadania do spełnienia.

Zadaniem obudowy potoków górskich jest ochrona przed powodzią miejscowości i terenów przez które potok przepływa oraz ograniczenie do minimum niesionego rumowiska, które zasypuje zbiorniki retencyjne i koryta rzek.

Na ograniczenie przepływu wielkiej wody w dolnych brzegach rzek obudowa potoków górskich nie wpływa. Te zadania spełniają zbiorniki retencyjne i lasy.

Zadanie ograniczenia niesionego rumowiska spełnia obudowa potoków górskich wspólnie z zalesieniem stoków górskich. Zalesienie stoków odgrywa tu nawet dominującą rolę. Należy więc z góry zaznaczyć, że nie może być mowy o racjonalnej obudowie potoków górskich bez równoczesnego zalesienia stoków usuwistych. Te dwa działy muszą zatem być wspólnie opracowane, a realizacja obudowy zsynchronizowana z zalesieniem. W przeciwnym wypadku obudowa potoków nie da wymaganych rezultatów, a wyłożone koszty zostaną stracone.

Dla przeprowadzenia analizy ekonomicznej konieczna jest znajomość wartości zagrożeń powodziowych. Bez niej nie będzie można przeprowadzić kalkulacji rentowności nakładów. Powinniśmy przede wszystkim ustalić wartość zagrożeń poszczególnych obiektów, znajdujących się na terenach zalewanych. Wartości te należy zsumować i porównać z kosztami robót ochronnych. Ponieważ roboty takie w przyszłości będą potrzebowały pewnej konserwacji, powinniśmy dodać do kosztów robót ochronnych również i koszty tej konserwacji.

Roboty ochronne będą opłacały się tylko wtedy, gdy koszt ich będzie niższy od wartości zagrożeń. W przeciwnym wypadku nie opłacają się. Jest to podstawowe ekonomiczne założenie celowości robót.

Ustalenie wartości zagrożeń metodą powyżej podaną byłoby bardzo żmudne, a równocześnie trudne do wykonania. W obliczeniach byłoby zbyt wiele niewiadomych. Trudno jest np. naprzód określić wartość zagrożenia jakiegoś mostu czy zakładu przemysłowego. Posługujemy się więc metodą prostszą. Porównujemy koszty robót ochronnych z wartością szkód powodziowych, ustalonych statystycznie. Jednak i statystyka nie daje pełnej wartości zagrożeń, gdyż tereny zagrożone zabudowują się, użyteczność ich narasta, narasta więc też i wartość zagrożeń.

Ustalając wartość zagrożeń powodziowych na podstawie statystyki dotychczasowych szkód, musimy, od razu poprawić ją, mnożąc przez współczynnik przyrostu wartości obiektów zagrożonych. Ustalona w ten sposób wartość da nam wystarczającą podstawę do przeprowadzenia analizy.

Przjrzyjmy się więc historii powodzi na Wiśle.

Powódź w roku 1884 wyrządziła szkody wartości 13 770 795 złr. (teren b. Galicji), co w walucie przedwojennej równało się 49 500 000 zł. Ogólna suma szkód powodziowych, zarejestrowana od 1884 do 1913 r. wynosiła 1 451 000 000 zł, przeciętnie zatem rocznie 47 000 000 zł. W roku 1925 wylew wyrządził szkody na kwotę 48 000 000 zł, zaś w roku 1934 na kwotę 75 000 000 zł. Ogółem od 1813 do 1936 r. zanotowano szkód na kwotę 2 800 000 000 zł, wynosiło to średnio po 22 miln. zł. rocznie).

Każda większa powódź wywoływała reakcję w postaci opracowywania planów zapobieżenia szkodom powodziowym. Tak więc po powodzi w 1884 r. inż. Moraczewski opracował generalny projekt obudowy potoków na terenie Galicji (bez zaleśnienia), kosztem 16 853 000 złr. (aust.).

Po powodzi w 1903 r. wydano w 1907 r. ustawę o zabudowie potoków górskich na terenie Galicji i opracowano projekty na kwotę 142 miln. koron.

Po powodzi w 1934 r. powrócono znowu do planowania robót zabezpieczających przed powodzią i wtedy oceniono koszt zabezpieczeń na kwotę 455 miln. zł, w czym obudowę potoków górskich oceniono na 245 miln. zł, zalesienia na 60 miln. zł, zbiorniki retencyjne na 20 miln. zł, i budowę wałów ochronnych na 120 miln. zł.

Jak widzimy, projektowane koszty zabezpieczeń przeciwpowodziowych stale narastały. Działo się to na skutek narastających wymogów, ale też i na skutek zagęszczania się użytkowania na terenach zalewowych, np. powódź w 1934 r. po przerwaniu wałów na dolnym Dunaju i środkowej Wiśle zalała 1000 km² b. żyznych pól uprawnych w okresie żniwnym.

Tych parę szczegółów daje obraz ogromu szkód, jakie wyrządzają powodzie.

Wartość zagrożeń w miarę rozbudowy kraju i realizacji wielkich robót na Wiśle będzie wzrastać. Dla naszych celów więc będziemy musieli, jak już zaznaczyliśmy, wartość tę odpowiednio skorygować.

Do robót chroniących przed powodzią zaliczamy — jak podano wyżej — w pierwszym rzędzie zbiorniki retencyjne i budowę wałów. Poza tym przy mniejszych powodziach duży wpływ na retencję mają również lasy, natomiast co do wielkich powodzi, zdania co do wpływu lasów są podzielone. Ponieważ jednak lasy bezspornie wpływają na zmniejszenie niesionego rumowiska, a to jest bardzo ważne ze względu na zamulanie zbiorników, musimy lasy postawić w jednym rzędzie ze zbiornikami. Zbiorniki przed zamulaniem chroni jednak i obudowa potoków górskich, która równocześnie też chroni przed powodzią tereny, przez które potok przepływa.

Obudowa potoków musi więc znaleźć się w planie na tym samym miejscu co zbiorniki i lasy. Współzależność tych trzech rodzajów robót najlepiej charakteryzuje nam historia pojawienia się obudowy potoków na widowni robót wodnych.

Wielkie powodzie w latach 1846 i 1856 wyrządziły we Francji ogromne szkody w prowadzonych na większą skalę robotach regulacyjnych, zasypując rumowiskiem uregulowane odcinki rzek. To spowodowało, że w 1860 r. wydano ustawę o zalesieniu, w 1864 r. o zadarnieniu gruntów górskich, a 1882 r. o obudowaniu potoków górskich. Celowe musiały być te ustawy, skoro akcja obudowy potoków górskich zaczęła szybko rozszerzać się na całą Europę. Coraz to nowe państwa wydawały ustawy o obudowie potoków górskich.

Regulacja rzek na terenie ówczesnej Galicji została objęta ustawą z dn. 18 września 1901 r. o regulacji rzek. Ustawa ta, wbrew opinii społecznej, pomijała obudowę górnych biegów potoków. Przystąpiono do robót regulacyjnych, zaraz jednak na wstępie — w czasie powodzi w 1903 r. — niezabudowane potoki górskie zasypały żwirem uregulowany już dziesięciokilometrowy odcinek Soły w powiecie żywieckim. To spowodowało, że 9 maja 1907 r. wydano wreszcie ustawę „o regulacji górnych biegów rzek karpaccich“.

W latach, w których pojawiła się na widowni zabudowa potoków górskich, nie było jeszcze rozwinięte budownictwo zbiorników wodnych.

Powstanie tego działu robót tym bardziej podniosło znaczenie zabudowy potoków górskich.

Z nagromadzonych tu uwag narzuca się wniosek, że nie będzie można bez większego ryzyka przystąpić do robót wodnych na środkowej i dolnej Wiśle przed uporządkowaniem stosunków wodnych na górskich dopływach Wisły. Ten wniosek tym mocniej uzasadnia potrzebę jak najszybszego przygotowania planu i przystąpienia do robót, zabezpieczających przed powodzią.

W planie robót ochronnych na pierwszym miejscu muszą się znaleźć te roboty, które mają największy wpływ na zmniejszenie ujemnych skutków powodzi. Takimi obiektami są zbiorniki.

Wstępny plan rozmieszczenia zbiorników wodnych powinien być opracowany metodą jak najprostszą, umożliwiającą jak najszybsze ustalenie miejsc budowy zbiorników. Metoda ta powinna być prosta z tych względów, że wstępny plan nie jest jeszcze planem obowiązującym do realizacji. Dostarcza on tylko materiału do dyskusji.

Ażeby więc można było przystąpić do dyskusji, musimy mieć ten wstępny materiał. Jest to dyalektyczne podejście do planowania. Taką prostą i jasną metodę wstępnego rozmieszczenia zbiorników wodnych i sposób obliczenia kosztów ich budowy podał prof. Balcerski w artykule o zagadnieniach powodziowych (Gosp. Wodna nr 10 i 11/51).

Tą metodą będzie można opracować wstępne rozmieszczenie i koszty budowy zbiorników.

Tematem naszych rozważań będzie znalezienie prostej i łatwej w stosowaniu metody obliczenia kosztów obudowy potoków górskich. Najprostsze w tym wypadku będzie zastosowanie liczenia cenami wskaźnikowymi. Należy więc podzielić potoki na kilka grup o podobnym charakterze i ustalić dla tych grup koszt zabudowy 1 km potoku albo znacznie prościej — koszt zabudowy 1 km² zlewni. Koszt powinno by się wyprowadzić na podstawie kalkulacji kosztów dotychczas wykonanych robót. Byłoby to najdokładniejsze obliczenie.

Stosowane obecnie metody są jednak niestety za kosztowne. Gdybyśmy chcieli tą metodą obudować wszystkie potoki, koszt tylko samej obudowy potoków — bez budowy zbiorników i zalesienia — przekroczyłby wielokrotnie wartość szkód, wyrządzanych przez powodzie. Dla usprawiedliwienia stosowanych obecnie metod obudowy potoków należy wyjaśnić, że w obecnej chwili wykonuje się tylko lokalne zabezpieczenia, a w tych wypadkach muszą być stosowane wyjątkowo silne typy, a tym samym też bardzo kosztowne.

Dla planowanej obudowy potoków muszą być opracowane metody racjonalniejsze.

Koszty wskaźnikowe obudowy potoków muszą być skalkulowane w oparciu o te nowe metody zabudowy.

Spośród wielu możliwości potaniania kosztów obudowy potoków, podajemy tu parę uwag na ten temat:

1) Przy projektowaniu obudowy projektant powinien dobrze zaznajomić się z warunkami na potoku i w projekcie uwzględnić przede wszystkim zastosowanie materiałów miejscowych. Transporty na bezdrożach potoków górskich są szalenie kosztowne, stosowanie więc materiałów dowożonych ogromnie podnosi koszty budowy.

2) Należy projektować obudowę w ten sposób, ażeby część pracy wykonał sam potok. Roboty ziemne na potokach są bardzo żmudne i kosztowne, często pochłaniają blisko połowę kosztów. Przy zastosowaniu pewnych lekkich budowli z materiałów miejscowych, można spowodować przemyślenie koryta po trasie regulacyjnej przez sam potok. Zmniejszy to późniejsze roboty ziemne, ale równocześnie też zostaną namulone pobrzużne sztolowiska. Umożliwi to przyszyłą vegetację na zabezpieczonych brzegach. Mamy dziś wiele żłobów, nad którymi w kilkanaście lat po zabudowie nic nie rośnie, na skutek jałowego gruntu. Bardzo pożądane byłoby zastosowanie do robót ziemnych na potokach wysokogórskich świderów pneumatycznych do rozluźnienia rumowisk, a na potokach podgórskich — bagrów łyżkowych do wykonywania przekopów.

3) Zapory szturowe są przesadnie ostrożnie liczone, a projektowane za późnie i fundowane za głęboko. Powinny one być projektowane do budowy etapami w miarę zamulania się zbiorników. Przy tej metodzie z jednej strony odsunemy część wydatków na termin późniejszy, poza tym jednak, co ważniejsze, uzyskujemy ogromne oszczędności na kubaturze. Koszt budowy przy tym systemie obniżyć się może nawet do 20% kosztów obecnych.

1) Porównaj art.: Mamak W. i Tyszką Z. — Statystyka szkód powodziowych w Polsce ze szczególnym uwzględnieniem lat ostatnich. Gosp. Wodna nr 4/54 (przyp. red.).

Dla przykładu podajemy znaną zaporę w Pontalto w dorzeczu Adygi w Tyrolu, wysokości 42 m, której grubość u spodu wynosi tylko 3,98 m, a u góry 4,42 m. Uzyskała ona tę wysokość na skutek stałej nadbudowy w miarę zamulania się. Zapora stanowi właściwie tylko okładzinę dla cementowanego zamuliska.

4) Wreszcie należy poruszyć sprawę biologicznej obudowy. Jest to najtańszy system obudowy, tak w samym wykonaniu, jak i w późniejszym utrzymaniu. W pewnych warunkach może nawet przynosić dochody w postaci przyrostu masy drzewnej. Obudowę biologiczną można i powinno stosować się wtedy, gdy siła statyczna korzeni jest większa od siły kinetycznej wody. Tak więc zadrzewieniem nie ochronimy przed powodzią np. brzegów Dunajca, a nawet zbyt ostrych zakolów Łososiny czy Kamienicy, nadaje się ona jednak do stosowania na innych mniejszych ciekach.

Przy obudowie biologicznej musimy przestrzegać, ażeby nie zmniejszyć przekroju przepływu wielkiej wody. Jest to słaba strona biologicznej obudowy. Przecoczenie tego zagadnienia może być przyczyną zniszczenia całej regulacji. Takich wypadków mieliśmy b. wiele w czasie powodzi w 1934 r.

Potok, przeznaczony do biologicznej obudowy, powinien być uregulowany przed obsadzeniem. Powinien otrzymać odpowiedni przekrój, a łuki powinny odpowiadać dokładnie naturze potoku.

Sprawa osi regulacyjnej na potokach górskich jest niedoceniana, a często nawet zupełnie lekceważona. Często trasuje się żłoby czy korekcie progowe w długich liniach prostych, łączonych ostrymi, krótkimi łukami. Jeśli prowadzi się regulację w łukach, stosuje się promienie za małe w myśl nieumotywowanej teoretycznej zasady, że im mniejszy jest potok, tym mniejszy ma być promień łuków. To niewłaściwe podejście było przyczyną zniszczenia wielu korekcyj progowych, a nawet żłobów. Spowodowało to, że lepsze typy budowlane, a między nimi korekcia progowa, wyszły z użycia.

Projektując obudowę potoku, należy brać pod uwagę siłę kinetyczną wody. Siła ta, z uwagi na duże spadki, jest ogromna, a kierunek jej jak wiadomo jest prostoliniowy. Jeśli potok nie płynie po linii prostej, a zmienia kierunki, to dzieje się to na skutek działania drugiej siły, jaką jest reakcja dna i inne dodatkowe czynniki. W czasie powodzi przewaga siły kinetycznej wody nad reakcją dna wzrasta, kierunek ruchu wody prostuje się. Stosunek siły kinetycznej wody do reakcji dna wzrasta również w miarę wzrastania spadku zwierciadła wody.

Powinniśmy zatem, projektując oś regulacyjną potoku, brać pod uwagę wodę katastrofalną i spadek zwierciadła wody. Należy stosować łuki tym łagodniejsze, im większa jest woda katastrofalna i większy spadek zwierciadła wody.

Na temat usprawnienia metod obudowy potoków górskich i obniżenia kosztów można by wiele pisać — szczerze ramy artykułu nie pozwalają jednak na to. Poruszyliśmy to zagadnienie jedynie przykładowo dla wskazania ile jest możliwości obniżenia kosztów zabudowy.

Powróćmy jednak do właściwego tematu.

Po ustaleniu cen wskaźnikowych na jednostkę obliczeniową (km potoku albo km² zlewni) dla poszczególnych, o jednakowym charakterze grup potoków, możemy przejść do przemnożenia całego badanego dorzecza przez wskaźniki. Wartość, jaką z tego otrzymamy będzie to pełny koszt zabudowy potoków górskich, który łącznie z kosztem budowy zbiorników oraz kosztem zalesienia daje nam pełny koszt robót ochronnych przed powodzią (z wyjątkiem wałów, którymi w naszych rozważaniach nie zajmujemy się).

Jest to jednak kosztorys surowy. Musi on być dobrze przeanalizowany i szczegółowo sprawdzony, czy odpowiada warunkom rzeczywistym i dopiero wtedy wypłynie z niego właściwy plan kompleksowy.

Zaletą podanej metody polega na tym, że stwarza ona w sposób stosunkowo prosty i łatwy surowy materiał do krytyki. Skoro więc będziemy mieli surowy materiał, łatwo z niego wypracujemy właściwy realny plan kompleksowy.

Rozważmy, jakie zadania będzie miała do spełnienia krytyka. W pierwszym rzędzie do zadań krytyki będzie należało sprawdzenie, czy ustalone pojemności zbiorników odpowiadają rzeczywistym potrzebom, ustalenie, gdzie będzie można zastosować zbiorniki energetyczne, ustalenie kolejności, w jakiej zbiorniki powinny być budowane.

Odnosnie obudowy potoków, krytyka powinna sprawdzić, czy ustalone koszty obudowy nie odbiegają zbyt daleko od realnych, sprawdzić, jakie korzyści da nam zabudowa poszczególnych zlewni, tak co do zabezpieczenia przed szkodami terenów,

przez które potok przepływa, jak i co do ilości niesionego rumowiska. Tu krytyka powinna ujawnić, czy koszty obudowy potoku nie przekraczają wartości korzyści, jakie zabudowa potoków przyniesie. Może okazać się, że dany potok wyrządza stosunkowo niewiele szkód, a koszty jego obudowy będą dość wysokie. Taki potok będzie można usunąć z planu.

Po przeanalizowaniu otrzymamy plan, obejmujący pełny zakres robót. Możemy go nazwać planem kompleksowym. Ażeby taki plan posiadał wartość, musi podawać porządek przyszłej realizacji. Rozważmy to na przykładzie. Mamy dwa punkty na Wiśle o wyższym nasileniu zagrożeń powodziowych, np. ujście Dunajca i ujście Sanu. Na Dunajcu mamy już zbiornik wodny w Rożnowie, projektujemy więc najbliższy zbiornik do budowy na Sanie. W wypadku jakiegś większego powodzi, np. wody 100-letniej, dodatni wpływ zbiornika rożnowskiego nie da się odczuć na dolnym Dunajcu. Prawdopodobnie też i na Sanie wpływ jednego zbiornika wodnego będzie minimalny. Dla zabezpieczenia obu zbiorników przed przedwczesnym zażwirowaniem potrzeba zabudować potoki i zalesić stoki górskie w obu zlewniach.

Rozważmy teraz, jak będzie przedstawiać się strona ekonomiczna w przypadku budowy drugiego zbiornika na Dunajcu powyżej Rożnowa. Wtedy oba zbiorniki będą już w stanie ścigać szczyt fali powodziowej. Poza tym zabudowa potoków dla ochrony zbiornika w Rożnowie będzie chronić przed zamulaniem równocześnie też i drugi zbiornik. Produkcja prądu w silowni rożnowskiej wzrośnie bez dodatkowych nakładów. Bezwzględnie zatem kalkuluje się do budowy drugi zbiornik na Dunajcu.

Weźmy inne przykłady. Budujemy zbiornik wodny, a zabudowę potoków i zalesienie odkładamy do wykonania na dalsze lata. Zanim przystąpimy do tych robót, zbiornik zamuli się w przeważającej części i rentowność poczynionych nakładów znacznie zmaleje.

Zabudujemy potoki zaporami szutrowymi, a nie zabezpieczymy zlewni powyżej przez zalesienie i ochronę brzegów. Zapory po kilku latach zażwirują się. Taki stan właśnie istnieje obecnie. Żywotność zapór szutrowych jest szalenie krótka.

Jak widzimy więc, dokładne przestudiowanie i właściwe ułożenie porządku robót ma ogromny wpływ na rentowność nakładów. Plan kompleksowy z błędnym uporządkowaniem robót może spowodować ogromne straty.

Z całości poruszonych tu zagadnień nasuwają się dwa wnioski. Jeden — to istnienie ścisłej zależności pomiędzy poszczególnymi grupami robót wodnych. Drugi to konieczność zmiany stosowanych dotąd metod zabudowy potoków.

Jeśli chodzi o pierwszy wniosek, należy stwierdzić, że nie będzie łatwą sprawą zharmonizowanie robót przy obecnym podziale resortowym. Realizacja zadań, które były przedmiotem naszych rozważań, należy do kilku ministerstw: zbiornikami zajmują się: Min. Energetyki, Min. Żeglugi i Min. Gosp. Komunalnej, zabudowę potoków górskich zajmuje się Min. Żeglugi, Min. Rolnictwa, a od roku również Min. Leśnictwa, zalesieniem zajmuje się Min. Leśnictwa, a ostatnio zaczyna się interesować nim Min. Żeglugi.

Każde z tych ministerstw ma swoje główne cele, przy których zagadnienia wodne schodzą na drugi plan. Gospodarka wodna zasadniczo nie ma opiekuna. W historii mamy aż nazbyt wiele przykładów na to, jak warunki wodne decydowały o bogactwie narodów, ich kulturze, a nawet o ich istnieniu.

Sprawa stosowanych dotąd metod zabudowy potoków również nie będzie łatwa do rozwiązania. Stosowana obecnie — żłób kamienny i zapora szutrowa — to typy statyczne, łatwe do projektowania na odległość przez biura projektów i pewne w swej trwałości. Proponowane nowe metody — to ruchoma warka z żywiołem.

Sporządzenie takiego projektu na odległość przez biuro projektów będzie bardzo trudne. W trakcie realizacji musi istnieć możliwość łatwego wprowadzania zmian w projekcie, w miarę zmieniania się warunków w terenie, oraz możliwość zmiany porządku robót w miarę układania się warunków na potoku. Muszą być kredyty na prowadzenie studiów i wykonywanie budowli doświadczalnych. Dla budowli doświadczalnych nie zawsze będzie można wykonać od razu szczegółowy projekt. Praktyka będzie niejednokrotnie domagała się natychmiastowych radykalnych zmian w czasie budowy.

W pracy powinni brać udział inżynierowie z terenu, jak i naukowcy. Współpraca powinna być zharmonizowana. Połączenie wiedzy doświadczalnej z szerokim horyzontem naukowym będzie mogło pchnąć wiedzę hydrotechniczną do wielkiego skoku naprzód.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI

Obliczanie zapotrzebowania wody dla łąk zmeliorowanych*)

ROZDZIAŁ I. UWAGI OGÓLNE

§ 1. Zużycie wody na parowanie terenowe

Tereny uprawne rozchodują znaczne ilości wody na parowanie, które składa się z transpiracji roślin, parowania gleby i parowania części opadów bezpośrednio z powierzchni roślin. Powyższą sumę rozchodów nazywamy parowaniem terenowym.

O ile parowanie terenowe jest większe od opadów, to w obszarach nie mających dopływu wód powierzchniowych lub gruntowych następuje w glebie wyczerpywanie zasobów wilgoci, co może ujemnie odbijać się na plonowaniu. Stąd w każdym projekcie melioracyjnym, szczególnie na użytkach zielonych, należy ważną sprawą jest obliczenie ilości zużywanej wody na wzmożone parowanie terenowe, jakie przewidujemy po melioracji i zagospodarowaniu.

Z doświadczeń, które były opublikowane (wg spisu literatury), wynika, że parowanie terenowe zależy od stanu wilgotności gleby, stanu wilgotności powietrza i wysokości plonów. W pracy niniejszej, pomijając rozważania teoretyczne i materiał dowodowy, zebrano tylko ostateczne wyniki, sprowadzone do formy normatywnej, łatwej w zastosowaniu praktycznym dla oceny potrzeb wodnych.

§ 2. Potrzeby wodne netto

Różnice między przewidywanym parowaniem terenowym a opadem użytecznym, tj. takim który zdoła magazynować się w dostępnej dla roślin warstwie gleby, z uwzględnieniem możliwych do wykorzystania rezerw wilgoci gruntowej, nazywamy zapotrzebowaniem wodnym.

Określenie to jest równoznaczne z używanym w technice nawodnień pojęciem pełnej dawki okresowej netto.

Dla łąk podstawową jednostką okresu jest okres jednego pokosu od ruszenia traw do zbioru. Do tego więc okresu odnosimy zapotrzebowania wodne, a następnie w miarę konieczności obliczamy zapotrzebowanie sumaryczne za cały okres wegetacji (dwa lub więcej pokosów) lub rozbijamy na zapotrzebowanie cząstkowe (np. miesięczne lub dekadowe) w obrębie okresu podstawowego.

Oznaczając w okresie jednego pokosu:

T — czas w dobach od ruszenia traw do zbioru,

P — parowanie terenowe,

O — opad,

ΔR — możliwe do wykorzystania rezerwy wilgoci gruntowej, oraz przyjmując, że w terenach zmeliorowanych odpływ zmniejszamy do minimum przez wczesne przymknięcie zastawek piętrzących, możemy na podstawie ogólnego równania bilansowego ustawić wzór na zapotrzebowanie wody netto (Z) w okresie T :

$$Z = P - O - \Delta R \quad [1]$$

Wszystkie wartości wyrażamy w mm słupa wody, pamiętając, iż 1 mm odpowiada 10 m³/ha.

Powyższy wzór na zapotrzebowanie wody ważny jest dla warunków, w których cały opad wegetacyjny można zatrzymać w gruncie. Warunki te na ogół istnieją w łąkach nizinnych, zaopatrzonych w urządzenia piętrzące, natomiast dla łąk podgórskich i w ogóle tam, gdzie część opadu odpływa bądź powierzchniowo, bądź też drogą głębiną należałoby w równaniu zapo-

trzebowania uwzględniać tylko część opadu — u.o. Współczynnik zmniejszający μ wynosi

$$\mu = 1 - \varphi$$

gdzie φ jest współczynnikiem odpływu właściwym dla danego terenu i okresu.

W braku bezpośrednich danych można przyjmować następujące orientacyjne wartości μ :

Łąki nizinne o spadku $< 10\%$ $\mu = 1$

Łąki w terenach falistych o spadku $10 - 100\%$ $\mu = 0,9$

Łąki w terenach pagórkowatych o spadku $> 100\%$ $\mu = 0,8$.

Celem przejścia na średni dopływ sekundowy netto, niezbędny w ciągu danego okresu T , stosujemy wzór:

$$q = 0,116 \frac{Z}{T} \text{ l/sek/ha} \quad [2]$$

We wzorze tym Z wyrażone jest w mm, a T w dobach. Podkreślamy raz jeszcze, że wzory [1] i [2] dają nam wartości netto, które zależnie od długości doprowadzalników systemu nawodnienia, ilości dawek polewowych i prowadzenia nawodnień, ulegną w każdym konkretnym obiekcie zwiększeniu. Po ustaleniu potrzeb netto należy więc zanalizować sposób ich pokrycia, uwzględniając dopływy powierzchniowe lub gruntowe i projektowany system nawodnień. Sprawy te, dotyczące techniki projektowania, wykraczają poza ramy niniejszej pracy.

Jako zasadę ogólną możemy przyjąć, iż potrzeby brutto tym bardziej będą zbliżać się do potrzeb netto, im większy obszar rozpatrujemy. W tym bowiem przypadku znajdą lepsze możliwości zmniejszenia strat i wykorzystania zrzutów związanych z techniką nawodnień.

§ 3. Określenie wysokości rezerw wilgoci gruntowej

Dane niezbędne do wzoru [1], a więc opady, znajdujemy w publikacjach lub materiałach PIHM, parowanie terenowe obliczymy wg metod podanych niżej w rozdziale II.

Co do wysokości rezerw wilgoci gruntowej ΔR , które mogą być bez szkody rozchodowane na parowanie, to w razie braku bezpośrednich danych proponujemy oceniać je wg tab. 1.

Wartości ΔR podane w tab. 1 mają charakter orientacyjny i szacowane są raczej dość nisko, a to ze względu na większą pewność zabezpieczenia potrzeb wodnych.

Ścisłe oznaczenie ΔR dla pokosu I może być dokonane tylko na drodze doświadczalnej, jako różnica między zapasem wody w gruncie znajdującym się przy nasyceniu wiosennym i zapasem znajdującym się przy średnim poziomie wody gruntowej odpowiednim dla łąk na danej glebie.

Dla pokosów dalszych należy ΔR przyjmować zawsze jako równe zero, z uwagi na obserwowany u nas przebieg uwilgotnienia okresu letniego.

ROZDZIAŁ II. METODY OBLICZENIA PAROWANIA TERENOWEGO ZA OKRES JEDNEGO POKOSU

§ 1. Metoda tzw. „optymalnych opadów”

Wg tej metody całkowite zużycie wody przez roślinność przedstawione być może w postaci wysokości warstwy opadu zapewniającego dobre plonowanie. Normy opadów optymalnych

*) Opracowano w Instytucie Melioracji i Użytków Zielonych.

TABLICA I. Wysokości zapasów wilgoci gruntowej (ΔR w mm), które mogą być zużyte na parowanie.

Gleby	Pokosy	Pokos w I latach normalnych pod względem wiosennego uwilgotnienia gleby	Wszystkie dalsze pokosy oraz pokos I w latach suchych pod względem wiosennego uwilgotnienia gleby
	1	2	3
Piaszczyste o małej pojemności wodnej, wymagające utrzymania wysokiego poziomu wody gruntowej		0	0
Mady o dużej pojemności wodnej nie wymagające utrzymywania wysokiego poziomu wody gruntowej		20—30	0
Torfy niskie o bardzo dużej pojemności wodnej, wymagające utrzymania wysokiego poziomu wody gruntowej		30—40	0

Uwagi: Podane wartości ΔR odnoszą się do łąk nie posiadających wiosennego nawodnienia zalewowego.

Jeśli projektujemy zalew wiosenny, to zarówno w latach suchych jak i normalnych, można dla I pokosu przyjąć wartości ΔR wg kolumny 2, zwiększone o 25%.

dla łąk w naszych przeciętnych warunkach, opracowane przez dr Hohendorfa, podaje tab. II.

TABLICA II. Opady optymalne dla użytków zielonych.

Miesiące	X—III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	Okres wegetacji IV—IX	Rok
Gleby									
Ciężkie	170	55	100	100	85	70	60	470	640
Średnie	200	65	120	115	100	80	70	550	750
Lekkie	250	80	150	145	125	100	90	690	940

Uwagi: Normy grupy 1 stosujemy w warunkach spodziewanego małego parowania, w glebach zwiezłych lecz strukturalnych (np. mady), posiadających dużą zdolność magazynowania wody i spore zasoby wody dostępnej dla roślin oraz nie wymagających utrzymania wysokich poziomów wody gruntowej.

Normy grupy 3 stosujemy w glebach przepuszczalnych, gdzie zdolności magazynowania wody są małe lub też w glebach wymagających utrzymania wysokiego poziomu wody gruntowej (torfy i gleby błotne) i mających z tego powodu większe rozchody na parowanie.

Podkreślamy, że normy tab. II traktować należy tylko jako orientacyjne, ponieważ nie są one zróżnicowane w zależności od wilgotności gleby, wilgotności powietrza i wysokości plonu. Ponadto normy te nie uwzględniają warunków odpływu i przesłaniania, na które może rozchodzić się pewna część opadu.

§ 2. Metoda termicznego współczynnika parowania

Wg Szarowa parowanie terenowe da się wyrazić wzorem:

$$P = A \Sigma t \quad [3]$$

gdzie: Σt — suma średnich dobowych temperatur powietrza ($^{\circ}\text{C}$) za rozpatrywany okres,

A — współczynnik zależny od stanu powierzchni parującej i wahający się wg Szarowa od 0,14 do 0,30 mm/dobę i 10° temperatury,

P — parowanie w mm.

Na podstawie naszych doświadczeń lysymetrycznych opracowano termiczne współczynniki parowania, różnicując je zależnie od rodzaju gleby, wilgotności gleby (poziom wody gruntowej) i wysokości plonu. Współczynniki te dla dwóch charakterystycznych gleb łąkowych podano w tab. III oraz na rys. 1 i 2.

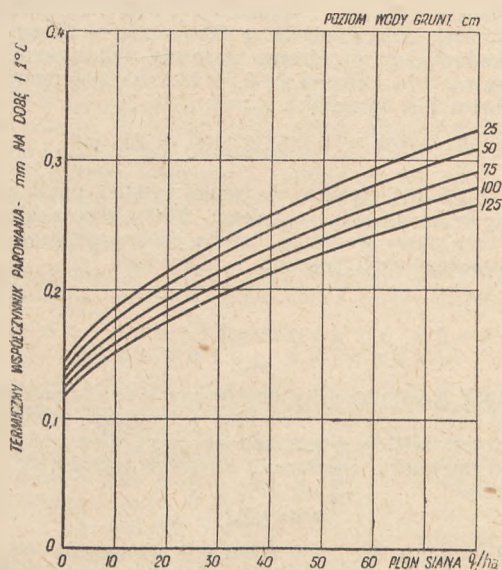
Posługiwanie się tablicami lub wykresami nie wymaga specjalnych objaśnień, zaznaczamy tylko, że wartości pośrednie można interpolować liniowo.

Jeśli, jak to często zdarza się w dolinach, glebę stanowi płytka warstwa mady podścielona piaskiem, to współczynnik A , znaleziony z tab. 3 lub wykresu 1 należy po-

TABLICA III. Termiczne współczynniki parowania w mm na dobę i na 10°C .

Gleba	Plon siana q/ha	Poziom wody gruntowej w cm				
		25	50	75	100	125
Mada ciężka, głęboka (60% części spławialnych)	Dar-nina					
	5	0,142	0,135	0,128	0,122	0,116
	10	0,171	0,162	0,154	0,147	0,140
	20	0,188	0,179	0,170	0,162	0,154
	30	0,215	0,205	0,194	0,185	0,176
	40	0,238	0,226	0,214	0,204	0,194
	50	0,258	0,245	0,233	0,222	0,211
	60	0,277	0,263	0,249	0,238	0,226
	70	0,294	0,280	0,265	0,252	0,240
	80	0,311	0,295	0,280	0,267	0,254
Torf niski, średnio rozłożony	Dar-nina					
	5	0,238	0,195	0,161	0,133	
	10	0,287	0,235	0,194	0,160	
	20	0,307	0,252	0,208	0,172	
	30	0,336	0,275	0,227	0,188	
	40	0,357	0,293	0,242	0,200	
	50	0,376	0,308	0,254	0,210	
	60	0,392	0,321	0,265	0,219	
	70	0,407	0,333	0,275	0,227	
	80	0,420	0,344	0,284	0,235	

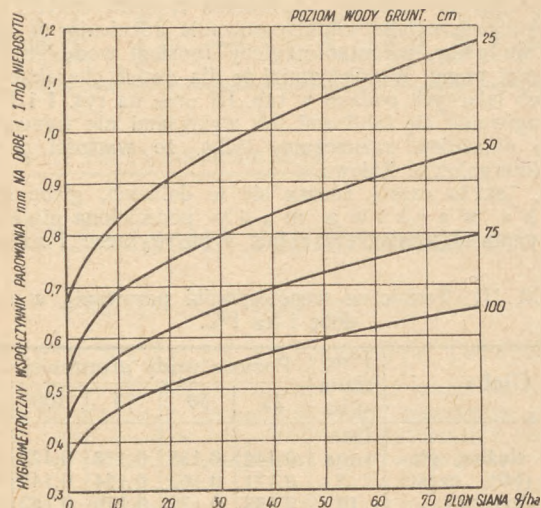
mnożyć przez dodatkowy współczynnik redukcyjny, który podany jest w tab. IV. Wprowadzenie współczynnika redukcyjnego uzasadnione jest tu mniejszym podsiąkaniem niż w mady całkowitej.



Rys. 1. Termiczny współczynnik parowania dla łąk na madach ciężkich, głębokich

W przypadku torfowisk płytkich współczynnika redukcyjnego nie stosujemy, gdyż w glebach tych nie powinno dopuszczać się do przesuszenia.

Przykład: Określić parowanie łąki o wydajności 40 q/ha siana w jednym pokosie, jeżeli glebę stanowi mada płytka (25



Rys. 2. Termiczny współczynnik parowania dla łąk na torfach niskich średnio rozłożonych

TABLICA IV. Współczynnik redukcyjny dla mąd płytkich.

Odległość między spodem warstwy madowej, a zwierciadłem wody gruntowej znajdujące się w piasku (w cm)	Współczynnik redukcyjny
0	1,00
25	0,94
50	0,88
75	0,82
100	0,76

cm) podścielona piaskiem, poziom wody gruntowej leży średnio na 50 cm pod powierzchnią terenu, a suma średnich dobowych temperatur powietrza równa jest 1100.

R o z w i ą z a n i e: W tab. 3 wyszukujemy współczynnik A dla zadanych warunków. Wynosi on 0,245. Ponieważ poziom wody gruntowej leży w piasku o 50 — 25 = 25 cm poniżej warstwy madowej, wprowadzamy stosowny współczynnik redukcyjny, który wg tab. 4 równa się 0,94. Parowanie terenowe zgodnie ze wzorem [3] wyniesie:

$$P = 0,94 \times 0,245 \times 1100 = 253 \text{ mm.}$$

Należy mieć na uwadze, że współczynniki parowania (A) odnoszą się tylko do jednego pokosu. Ażeby więc znaleźć parowanie za cały okres wegetacji, trzeba osobno obliczać parowanie dla poszczególnych pokosów i zsumować.

§ 3. Metoda hygrometrycznego współczynnika parowania

Z licznych doświadczeń lysimetrycznych znaleziono zależność parowania terenowego od niedosytu wilgotności powietrza. Zależność ta jest ściślejsza niż podane poprzednio związki parowania z temperaturą. Parowanie terenowe wyraża się tu wzorem:

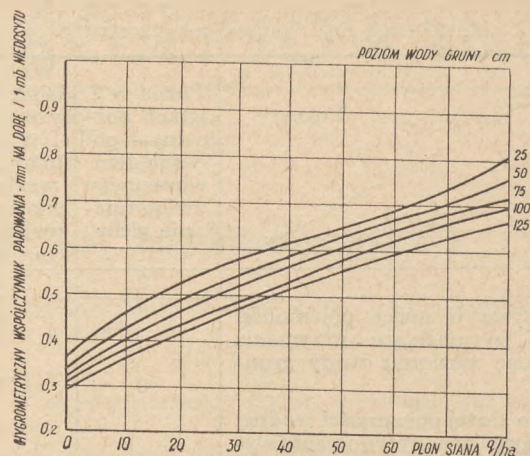
$$P = B \Sigma d \quad [4]$$

gdzie: Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza (w milibarach) za rozpatrywany okres,
 B — współczynnik zależny od stanu powierzchni parującej,

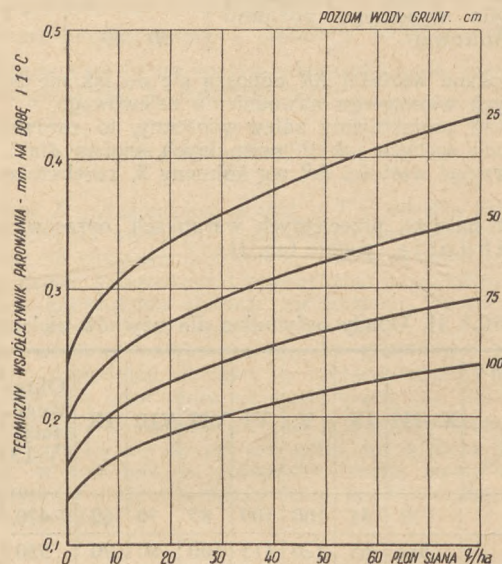
P — parowanie w mm.

Współczynnik parowania (B) dla dwóch gleb łąkowych podano w tab. V i na rys. 3 i 4.

Odnosnie mąd płytkich ma tu również zastosowanie uwaga z § 2. Wartości niedosytów wilgotności powietrza są dostępne



Rys. 3. Hygrometryczny współczynnik parowania dla łąk na mądach ciężkich głębokich



Rys. 4. Hygrometryczny współczynnik parowania dla łąk na torfach niskich średnio rozłożonych

TABLICA V. Hygrometryczne współczynniki parowania w mm na dobę i na 1 mb niedosytu

Gleba	Plon siana q/ha	Poziom wody gruntowej w cm				
		25	50	75	100	125
Mada ciężka, głęboka (60% części splawialnych)	Dar-nina	0,352	0,335	0,318	0,303	0,288
	5	0,424	0,404	0,383	0,365	0,347
	10	0,466	0,444	0,421	0,401	0,382
	20	0,534	0,509	0,482	0,459	0,437
	30	0,590	0,561	0,533	0,508	0,482
	40	0,640	0,609	0,578	0,551	0,524
	50	0,686	0,653	0,619	0,590	0,561
	60	0,729	0,694	0,659	0,628	0,596
	70	0,770	0,733	0,696	0,663	0,630
	80	0,809	0,770	0,731	0,697	0,662
Torf niski, średnio rozłożony	Dar-nina	0,645	0,530	0,438	0,360	
	5	0,777	0,638	0,527	0,434	
	10	0,832	0,684	0,565	0,464	
	20	0,909	0,747	0,618	0,508	
	30	0,969	0,796	0,658	0,541	
	40	1,019	0,837	0,692	0,569	
	50	1,062	0,873	0,721	0,593	
	60	1,103	0,906	0,749	0,616	
	70	1,139	0,936	0,774	0,636	
	80	1,174	0,965	0,797	0,655	

w materiałach PIHM., a dane wieloletnie będą wkrótce opublikowane w opracowaniu IMUZ. Nadmienić należy, że niedosyty bywają niekiedy wyrażane w mm (słupa rłęci); aby przejść na milibary trzeba pomnożyć je przez 1,33.

ROZDZIAŁ III. METODA OBLICZENIA PAROWANIA TERENOWEGO W POSZCZEGÓLNYCH CZĘŚCIACH OKRESU PODSTAWOWEGO

Oprócz znajomości sumy parowania za okres podstawowy, tj. jednego pokosu, zachodzi konieczność obliczenia parowania w poszczególnych przedziałach czasu, np. w miesiącach.

Dane orientacyjne możemy uzyskać wprost z metody optymalnych opadów, w której mamy (w tab. 2) opady optymalne miesięczne.

Obliczenia ściślejsze muszą uwzględniać zmienną (przrastającą) masę roślinną i rozkład czynników warunkujących parowanie (niedosyty lub temperatury). Posługiwać się tu będziemy wzorem [3] lub [4], pamiętając, że wzory te dają nam sumę parowania liczoną zawsze od początku ruszenia traw dożądanego momentu. Stosowne sumy niedosytów lub temperatur nie nastroczają trudności w obliczeniach, natomiast dobór współczynników (*A* lub *B*) trzeba uzależnić od rozkładu przyrostu masy roślinnej.

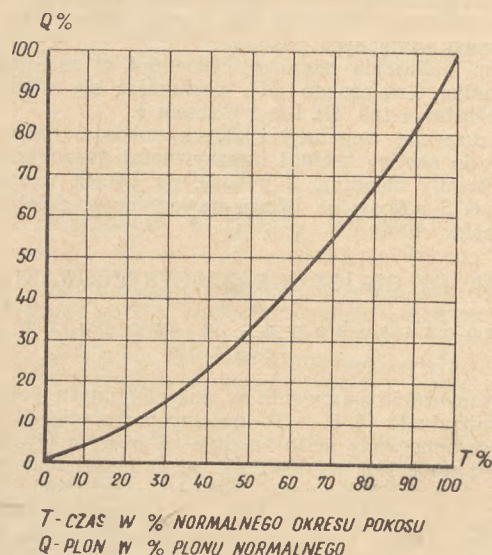
Jeżeli długość okresu od ruszenia traw do normalnego terminu zbioru oznaczmy przez 100, oraz przyjmijmy normalną wysokość plonu siana za 100, to plony siana osiągnięte w poszczególnych momentach czasu wyrażą się liczbami podanymi w tab. VI zobrazowanymi też na rys. 5.

TABLICA VI. Zależność wysokości plonu od czasu

Czas liczony w % okresu od ruszenia wegetacji do zbioru normalnego pokosu, czyli w % okresu podstawowego	Plon wyrażony w % plonu zbieranego przy normalnym terminie pokosu czyli w % plonu ostatecznego
0	0
10	4
20	9
30	16
40	24
50	33
60	43
70	54
80	67
90	82
100	100

Posługiwanie się tab. 6 wyjaśnimy na przykładzie. Dane są: Termin ruszenia wegetacji — 1 kwietnia. Termin zbioru normalnego pokosu — 15 czerwca. Plon siana przewidujemy 50 q/ha. Ocenic plony siana na dzień 1 maja i 1 czerwca. Okres pokosu (podstawowy) trwający od 1.IV. do 15.VI. czyli 76 dni przy-

jmujemy za 100%. Okres od 1.IV. do 30.IV. ma 30 dni, co stanowi 39,5% okresu podstawowego. Okres od 1.IV. do 31.V. ma 61 dni czyli 80,2% okresu podstawowego. Z tab. VI lub rys. 5 odczytujemy wysokość plonu (w % plonu ostatecznego), odpowiadającą danym długościom okresów. Będą to wskaźniki 24%



Rys. 5. Związek między wysokością plonu siana i czasem

i 67%. W przeliczeniu i zaokrąglając wyniki, otrzymamy przypuszczalny plon na dzień 1.V. jako 12 q/ha i na dzień 1.VI. jako 33 q/ha.

Całkowity tok obliczeń parowania cząstkowego podaje poniższy przykład:

D a n e: Okres pokosu (podstawowy) trwa od 1.IV. do 30.VI. czyli 91 dni. Łąka o wydajności 50 q/ha znajduje się na glebie madowej, poziom wody gruntowej wynosi średnio 50 cm od powierzchni terenu. Sumy niedosytów wilgotności powietrza są: w kwietniu 105 mb, w maju 184 mb i w czerwcu 213 mb. Szukamy parowania w poszczególnych miesiącach.

R o z w i ą z a n i e: Obliczenia prowadzimy sposobem tabelarycznym (tab. VII). W kolumnie 1 umieszczamy liczbę porządkową okresu, w kolumnie 2 — daty okresów, dla których chcemy obliczyć parowanie, licząc je zawsze od ruszenia traw, tj. w naszym przypadku od 1.IV. W kolumnie 3 wpisujemy długości okresów w dniach, w kolumnie 4 długość okresów w % okresu podstawowego. W kolumnie 5 mamy plon siana wyrażony w % plonu całkowitego, odczytany z tab. 6 lub rys. 5. W kolumnie 6 wpisujemy plon siana przeliczony na q/ha. Kolumna 7 zawiera kolejne sumy niedosytów wilgotności za rozpatrywane okresy, liczone od 1.IV., wreszcie w kolumnie 8 umieszczamy poziom wody gruntowej.

Teraz z tab. V lub wykresu 3 wyszukujemy współczynniki parowania (*B*) odpowiadające danej glebie, wysokościom plo-

TABLICA VII. Przykład obliczenia rozkładu parowania w poszczególnych miesiącach dla łąki na madowach.

L. p.	Okres obliczeniowy	Długość okresu obliczeniowego		Plon siana za okres obliczeniowy		Suma niedosytów za okres w milibarach Σd	Średni stan wody gruntowej w cm	Okresowe współczynniki parowania <i>B</i> wg tab. 3	Parowanie okresowe $P = B \cdot \Sigma d$ w mm	Parowanie obliczone w poszczególnych miesiącach	
		w dniach	w %	w %	w q/ha					miesiąc	mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.IV — 30.IV	30	33	18,4	9,2	105	50	0,435	46	1.IV — 30.IV	46
2	1.IV — 31.V	61	67	50,7	25,3	289	50	0,537	155	1.V — 31.V	109
3	1.IV — 30.VI	91	100	100,0	50,0	502	50	0,653	328	1.VI — 30.VI	173
										suma za pokos	328

nów i poziomom wody gruntowej. Współczynniki te umieszczamy w kolumnie 9. Mnożąc znalezione współczynniki parowania (B) przez odpowiednie sumy niedosytów (Σd z kol. 7), otrzymujemy w kolumnie 10 parowanie terenowe w poszczególnych okresach (liczonych od początku wegetacji). Aby znaleźć parowanie cząstkowe, w poszczególnych miesiącach (kolumna 11), odejmujemy od siebie kolejno parowania okresowe i wynik zestawiamy w kolumnie 12. W ten sam sposób obliczamy parowania w miesiącach następnych pokosów.

Podobne obliczenia możemy wykonać i w zastosowaniu do współczynnika termicznego (A), posługując się wtedy danymi sum temperatur z tab. III lub wykresem I.

Daty ruszenia, wegetacji i zbioru pokosów należy ustalać stosownie do okolicy kraju i intensywności gospodarstwa łąkowego. Z reguły bierzemy 2 pokosy, na łąkach wysokoprodukcyjnych zaś 3 pokosy, na łąkach nawodnianych ściekami nawet do 5 pokosów.

ROZDZIAŁ IV. OBLICZANIE ZAPOTRZEBOWANIA WODY

§ 1. Zapotrzebowanie wody za jeden pokos

Po wyznaczeniu parowania w poszczególnych pokosach wg metod rozdziału II (§ 1 — 3) możemy przystąpić do obliczenia zapotrzebowania wody netto zgodnie ze wzorem [1]. Zaznaczamy, że pożądane jest wyznaczenie parowania trzema podanymi metodami i wypośrodkowanie wartości przeciętnej.

Parowanie obliczamy w oparciu o średnie wieloletnie czynniki klimatu (sumy niedosytów i temperatur), czyli znajdujemy parowanie terenowe normalne. Poprawniejsze metodycznie byłoby obliczanie parowania i zapotrzebowania wody w każdym konkretnym roku, a następnie utworzenie średniego wieloletniego zapotrzebowania (normalnego) i średnio wysokiego zapotrzebowania (jako średniej z zapotrzebowań wyższych od normalnego).

Licząc się jednak z tym, że nie zawsze będziemy mieli do dyspozycji niedosyty i temperatury z poszczególnych lat oraz aby nie utrudnić rachunków, będziemy, jak wspomniano, zadowalać się tylko parowaniem normalnym.

Natomiast zapotrzebowanie wody netto obliczamy zawsze dla dwóch przypadków, mianowicie: dla roku normalnego, biorąc w równanie [1] opad (O) — jako opad średni za pokos z wielu lat, oraz dla roku średnio suchego. Jako opad w roku średnio suchym przyjmujemy wartość opadu w pokosie średnią z lat o opadach mniejszych od opadów normalnych. Przykład obliczania opadów podano w tab. VIII.

TABLICA IX. Obliczenie zapotrzebowania wody w miesiącach (wg danych tab. VII i VIII)

Lp.	Okres	Ilość dni	Opad — O w mm		Zapas wilgoci gruntowej ΔR mm		Parowanie terenowe normalne P mm	Zapotrzebowanie wody Z mm		Niezbędny dopływ sekundowy netto q l/sek/ha	
			lata normalne	lata średnio suche	lata normalne	lata średnio suche		lata normalne	lata średnio suche	lata normalne	lata średnio suche
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.IV — 30.IV	30	36	28	20	0	46	— 10	18	— 0,04	0,07
2	1.V — 31.V	31	50	33	0	0	109	59 (49)	76	0,22 (0,18)	0,28
3	1.VI — 30.VI	30	63	61	0	0	173	110	112	0,43	0,43
	suma za pokos	91	149	122	20	0	328	159	206	—	—
	średnia za pokos	—	—	—	—	—	—	—	—	0,20	0,26

U w a g a: Znak minus w kolumnie zapotrzebowania (kol. 9) oznacza nadmiar przychodu nad parowaniem, nadmiary te mogą istnieć w pierwszym miesiącu, wliczamy je do bilansu miesiąca następnego, zmniejszając odpowiednio zapotrzebowanie (liczby w nawiasach).

§ 2. Zapotrzebowanie wody miesięczne w obrębie jednego pokosu.

Dla obliczenia normalnego parowania miesięcznego stosujemy metody podane w rozdziale III, przyjmując średnie wartości miesięczne czynników klimatycznych (sumy niedosytów i temperatur), po czym określamy poszczególne miesięczne zapotrzebowania wody, korzystając również ze wzoru [1].

TABLICA VIII. Obliczenie opadów dla okresu normalnego i średnio suchego

Pokoś i miesiąc Rok	Pokoś I				Pokoś II			
	IV	V	VI	Suma za pokos	VII	VIII	IX	Suma za pokos
1928	39	87	42	168	22	37	40	99
1929	30	51	91	172	71	68	32	171
1930	22	49	34	105	128	160	48	336
1931	43	27	57	127	81	164	113	358
1932	18	74	60	152	56	46	29	131
1933	21	67	55	143	97	106	43	246
1934	63	57	49	169	132	132	27	291
1935	69	62	84	215	105	75	63	243
1936	42	18	71	131	65	69	42	176
1937	14	4	86	104	53	75	23	151
średnie normalne	36	50	63	149	81	93	46	220
średnie z okresów suchych	28	33	61	122	53	59	33	145

U w a g a: Okresy suchsze od normalnych podkreślono.

Opady bierzemy z przygotowanej tablicy (wg tab. VIII), a zapasy wilgoci gruntowej zgodnie z tab. I, tj. w pierwszym miesiącu wiosennym w lata normalne ΔR ma określoną wartość, a w miesiącach dalszych i w lata średnio suche $\Delta R = 0$.

Obliczenia zestawiamy w tablicę (przykład tab. IX).

ROZDZIAŁ V. UWAGI KOŃCOWE

Przedstawione powyżej metody, obliczeń i wskaźniki noszą charakter normatywny, pamiętać jednak musimy, że zjawiska parowania odbywają się w przyrodzie żywej i wobec tego normy te nie mogą być traktowane identycznie jak normatywy jakiegos procesu technologicznego, odbywającego się w ustalonych warunkach produkcji. Dlatego też, aby celowo korzystać z niniejszej pracy, projektant melioracyjny nie może zaniechać studiowania literatury specjalnej, której częściowy spis załączamy.

LITERATURA

1. Szarow: Eksploatacja melioracyjnych systemów.
2. P. I. H. M.: Materiały do bilansu wodnego Polski. Opady zmierzone w dorzeczu Wisły w latach 1920—1939. Prace PIHM zeszyt 9. 1951.
3. Hohendorf E.: Niedobory i nadmiary opadów w Polsce. Gospodarka Wodna 1948.
4. Hohendorf E.: Niedosyty wilgotności powietrza w Polsce (złożone do druku PIHM).
5. Bartnicki L. i Wiszniewski W.: Przyczynki do klimatologii Polski. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom I, zeszyt 1. PIHM 1947.

6. Bartnicki L., Gumiński R. i Wiszniewski W.: Przyczynki do klimatologii Polski cz. II Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom I, zeszyt 5, PIHM.
7. Gumiński R.: Ważniejsze elementy klimatu rolniczego Polski południowo-wschodniej. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom III, zeszyt 1, PIHM 1950.
8. Molga M.: Próba ustalenia czasu trwania wegetacji w województwie warszawskim na podstawie obserwacji fitofenologicznych z okresu 1948—1950. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom III, zeszyt 2, PIHM.
9. Ostromecki J.: Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych cz. I. Prace doświadczalne. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom I, zeszyt 1, PIHM 1947.
10. Ostromecki J.: Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych. Cz. II. Mapa potrzeb wodnych. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom I, zeszyt 2, PIHM 1947.
11. Ostromecki J.: Potrzeby wodne i parowanie łąk na madach głębokich. Gospodarka Wodna 1951.
12. Ostromecki J.: O zastosowaniu mapy potrzeb wodnych do projektowania nawodnień podsiąkowych. Gospodarka Wodna 1952.
13. Ostromecki J.: Parowanie i gospodarka wodna łąk na madach płytkich. Gospodarka Wodna 1953.
14. Ostromecki J.: Parowanie terenowe pszenicy na madach. Gospodarka Wodna 1953.

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Zagadnienie bezpieczeństwa m. Gdańska i delty Wisły

Wymagany stopień bezpieczeństwa

Kwietniowy zeszyt „Gospodarki Wodnej” z roku bieżącego zawiera szereg artykułów poświęconych zagadnieniom wezbrań i walki z powodzią, wśród nich artykuł mgr inż. Antoniego Kowalczyka pt. „Zagadnienie ujścia Wisły w świetle bezpieczeństwa doliny.” W artykule tym uderza nas zdanie następujące: „W razie utworzenia się zatorów, a zwłaszcza zatoru w ujściu Wisły możliwe są poważne uszkodzenia wałów, a nawet przerwanie ich.” Autor zwraca uwagę na niebezpieczeństwo powodzi, grożące dolinie Wisły w przypadku zatorów powstających na ujściowym odcinku rzeki. W związku z tym uznaje za wskazane:

- a) do czasu uregulowania ujścia Wisły za pomocą budowy prowadzić systematyczne roboty pogłębiarskie w przedpolu ujścia Wisły,
- b) zwiększyć liczebność łodołamaczy,
- c) zapewnić współpracę wojska w zwalczaniu zatorów,
- d) prowadzić badanie ujścia Wisły i zjawisk lodowych na Wiśle,
- e) systematycznie kontrolować profile przecieków pod wałami.

Podzielamy pogląd Autora na temat powagi zagadnienia. Środki zaradcze, które radzi stosować, uważamy za celowe, jednakże są to środki połowiczne o niewielkim efekcie praktycznym.

Do gruntownej poprawy stosunków bezpieczeństwa delty wiślanej potrzebne są duże roboty regulacyjne na Wiśle, nie tylko w ujściu rzeki, ale w całym jej biegu środkowym i dolnym. Ażeby to udowodnić zajmujemy się określeniem stopnia zabezpieczenia przed powodzią, wymaganego dla obszaru delty, a następnie porównamy wymagany stopień zabezpieczenia z rzeczywistym bezpieczeństwem przeciwpowodziowym delty.

Nie posiadamy jeszcze przepisów, które by sprawę statystycznego procentu zabezpieczenia, w zastosowaniu do poszczególnych konkretnych przypadków autorytatywnie normowały. W związku Radzieckim czynią to wszechzwiązkowe normy GOST 3315—46. Procent wymaganego zabezpieczenia uzależniają one od jakości urządzeń, które podzielone są na 5 klas wg ważności i na 5 rzędów wg rodzaju i przeznaczenia. Poniżej podajemy wyciąg z norm GOST odnoszący się do urządzeń ochrony od powodzi (tabl. I i II).

TABLICA I. Podział na klasy

Lp.	Klasa ważności urządzeń	Wymagane bezpieczeństwo %	
		*)	**)
1	bardzo ważne	99,5	99,999
2	ważne	99,0	99,9
3	zwyczajne	98,0—99,0	99,5
4	pro wizoryczne	90—98	97—99
5	tymczasowe (krótkotrwałe)	80—90	90—97

*) w warunkach normalnej eksploatacji urządzeń

**) w warunkach przeciążenia urządzeń

Trójkąt Mątański Narożnik — Gdańsk — Elbląg ograniczony rzekami Wisłą, Nogatem i Motławą liczy ok. 1300 km² po-

wierzchni, z której ok. 300 km² leży po lewej, reszta po prawej stronie głównego koryta Wisły. Na obszarze tym mieści się kilka miast, wiele wsi i mniejszych osiedli ludzkich, liczne drogi komunikacyjne oraz wiele urządzeń wodno-melioracyjnych. Wszystkie te osiedla i obiekty wymagają wysokiej gwarancji bezpieczeństwa.

W strefie zagrożonej leży przede wszystkim miasto Gdańsk, przedstawiające dla nas ogromną wartość materialną i społeczną, ponadto historyczną, kulturalną i polityczną. W myśli propozycji B o l d a k o w a obwałowanie dużych miast powinno zapewniać 100% bezpieczeństwa, zaś obwałowanie miast średniej wielkości 99,99% bezpieczeństwa. Podzielając opinię B o l d a k o w a chcielibyśmy Gdańskowi zapewnić 100% bezpieczeństwa od powodzi. Ponieważ jest to praktycznie prawie nieosiągalne, poprzestać musimy na nieco niższej normie wymaganego bezpieczeństwa, a mianowicie 99,99%. Ten sam procent zabezpieczenia uznać trzeba za niezbędny dla całego obszaru położonego po lewej stronie Wisły.

TABLICA II. Podział na rzędy (w zakresie nas interesującym)

Rząd	Rodzaj urządzeń
1	Urządzenia obsługujące nawodnienia lub odwodnienia gruntów na powierzchni ponad 2500 km ²
2	Urządzenia obsługujące nawodnienia lub odwodnienia gruntów o powierzchni 500 do 2500 km ² Obwałowanie gruntów o powierzchni ponad 2500 km ²
3	Urządzenia obsługujące nawodnienia lub osuszenia gruntów o powierzchni 200 do 500 km ² Obwałowanie gruntów o powierzchni 500 do 2500 km ²
4	Urządzenia obsługujące osuszenie i nawodnienie gruntów o powierzchni 50 do 200 km ² Obwałowanie gruntów o powierzchni 50 do 500 km ²
5	Urządzenia obsługujące osuszenie lub nawodnianie gruntów na powierzchni mniejszej od 50 km ² Obwałowanie gruntów na powierzchni mniejszej od 50 km ²

Obszar położony po prawej stronie, w widłach Wisły i Nogatu, obejmuje powierzchnię rzędu 1000 km². Należy wymagać, aby bezpieczeństwo tego obszaru zbliżało się ku górnej granicy bezpieczeństwa wymaganego dla urządzeń ważnych (99,9%), a nie było mniejsze od dolnej granicy wymaganej dla urządzeń bardzo ważnych (99,5%). W związku z tym wymagany procent zabezpieczenia przed powodzią wypośredkować należy na 99,7%.

Obecne bezpieczeństwo teoretyczne

Rozważmy teraz, jak się przedstawiają obecne warunki bezpieczeństwa w świetle wymaganego procentu bezpieczeństwa przed powodzią.

Za pomocą szczegółowego badania statystycznego obliczono przepływy prawdopodobne w Tczewie (tabl. III). W strefie małych częstotliwości leży wysokie wezbranie wiosenne z roku 1924. W roku tym pomiarami bezpośrednimi, wykonanymi w Palczewie,

TABLICA III. Przepływy prawdopodobne w terenie (wg inż. J. Skibińskiego i J. Wokroja)

Częstotliwość	Przepływ w m ³ /sek	Stan wody*) w Tczewie
0,01	13 500	1 310
0,1	11 200	1 220
0,2	10 450	1 185
0,5	9 520	1 145
1,0	8 800	1 105

*) w warunkach normalnej eksploatacji urządzeń

określono przepływ ok. 9300 m³/sek. Przepływ tego samego rzędu zdarzył się w roku 1871. W roku tym podczas kulminacji objętość wody przepływającej przez Toruń wynosiła 9250 m³/sek. Tego samego rzędu objętości przepływu przechodziły Wisłą dolną w latach 1888 i 1889.

Wały Wisły wzniesione są na całej jej długości od Tczewa do ujścia 3 do 4 metry nad poziomem zwierciadła wody wiosennej z roku 1924. Krótki odcinek wału lewego od Łożyska do Rożankowa wzniesiony jest znacznie wyżej. Z tego powodu przepływy nawet tej miary, jakie zdarzyły się w roku 1871 i 1924 nie są szczególnie groźne, jeżeli spływ lodów odbywa się spokojnie i bez przeszkód. Korona wałów wznosi się dostatecznie wysoko, tak że niebezpieczeństwo przelania wody przez koronę praktycznie nie istnieje. Czas trwania wysokiej fali jest stosunkowo krótki, dlatego też ewentualne przesiąki wody w niektórych miejscach wałów nie są groźne, gdyż mogą być przy zwiększonej czujności zauważone i zlikwidowane środkami doraźnymi.

Wielka woda o częstotliwości 0,01% płynęłaby przy poziomie zwierciadła ok. 2,34 m wyższym od poziomu zwierciadła wody z roku 1924, a zatem jeszcze dostatecznie nisko w stosunku do korony wałów powodziowych.

Teoretyczne bezpieczeństwo rzędu 99,99% byłoby i w tym przypadku zachowane, oczywiście pod warunkiem utrzymywania wałów w dobrym stanie i pod wystarczająco czujną obserwacją. Sytuacja może się stać niebezpieczna dopiero wtedy, kiedy spływ lodu z jakiegokolwiek powodu zostanie utrudniony. Wszelkie utrudnienia spływu lodu mogą spowodować powstawanie groźnych zatorów, częstych na dolnej Wiśle.

Dwie są główne przyczyny zatorów na Wiśle dolnej:

- 1) Płytkość morza przy ujściu i zatrzymywanie się kry wypływającej z rzeki na mierzei, leżącej naprzeciw ujścia,
- 2) Zatrzymywanie kry lodowej płynącej z góry na pokrywie lodowej utrzymującej się na ujściowym odcinku rzeki i nie usuwanej na czas przez lodolamacze.

W dalszym ciągu rozpatrzmy charakter tych zjawisk.

Zatory w ujściu Wisły

Inż. Kowalczyk w artykule swoim opisuje, że w zimie 1951/52 wytworzyła się w ujściu Wisły sytuacja zatorowa bardzo symptomatyczna. Spływ kry i sryżu do Zatoki Gdańskiej był utrudniony z powodu spłycaenia morza przy ujściu. Z tego powodu koryto rzeki zostało zamknięte przez masę lodową. Spowodowało to spiętrzenie wody dające w Tczewie cołkę 1 m wysoko. Według tych szczupłych wskázówek możemy ocenić wysokość zatoru.

Początek zatoru leżał o 21 km od Tczewa. Spadek przeciętny zwierciadła wody Wisły na odcinku Tczew-ujście wynosi 0,11 do 0,18‰, w strefie między wodą średnią i brzegową. Stąd spadek na długości 21 km zamyka się w granicach od 2,3 do 3,4 m. Dodając do tego 1 m piętrzenia w Tczewie otrzymujemy wysokość piętrzenia zatorowego w przybliżeniu 3,3 — 4,4 m na początku zatoru.

Zima w 1951/52 r. była wyjątkowo łagodna. Grubość lodu wynosiła tylko 25 cm. Zator byłby daleko groźniejszy, a skutki jego o wiele niebezpieczniejsze, gdyby zdarzył się w 1947 r., w którym grubość płynącej kry dochodziła do 1 m.

Jak już wyżej wspomniano, zatarowanie koryta Wisły przy ujściu zdarzyć się może wtedy, kiedy swobodny odpływ kry lodowej na morze będzie utrudniony. Niestety, ujście Wisły w obecnym stanie nie jest zdolne zapewnić swobodnego odpływu wody i lodu na otwarte morze. Wg zdjęcia sytuacyjnego z 1953 r. wyłoniła się tuż przed ujściem, w odległości ok. 700 m. mierzeja o szerokości ok. 600 m. Od ujścia odchodzą na lewo i prawo dwie rynny, z których zachodnia ma głębokość 2 m a szerokość 200 m, wschodnia -- szerokość 400 m.

W 1929 r. sytuacja ujścia była lepsza. Mierzeja nie była tak wysoka jak obecnie. Rynna zachodnia była prawie tak samo szeroka i głęboka jak dzisiaj, natomiast rynna wschodnia była 520 m szeroka a na 340 m była więcej niż 3 m głęboka, a więc znacznie szersza i głębsza niż dzisiaj. Pomimo to już wtedy uważano, że sytuacja na ujściu nie jest bezpieczna. Inż. R o z a n k o w s k i w swoim sprawozdaniu z 1929 r. tak o tym pisze:

„Stosunki odpływu dzisiaj (1929 r.) przedstawiają się szczególnie niekorzystnie, albowiem jedyna rynna odpływowa, przechodząca przez mierzeję, ma prawie wschodni kierunek. Na wiosnę, kiedy zwykle wieje wiatr od wschodu, odpływ lodu może być przez to bardzo utrudniony. Z tego powodu powstawać mogą łatwo niebezpieczne skupienia lodu w tej wąskiej rynnie.

Szczególnie w zimie 1928/29 okazało się, że obecny stan ujścia w przypadku szczególnego układu stosunków lodowych, może budzić poważną troskę i obawę. Kra lodowa pędzona wiatrem od morza nagromadziła się wtedy w wielkiej ilości w przejściu między odsypiskiem środkowym a wybrzeżem po wschodniej stronie ujścia, w warstwie ponad 3 m grubej. Zwały lodu tworzyły przez pewien czas nieprzebytą przeszkodę dla lodolamaczy. W niektórych miejscach warstwa lodu dochodziła aż do dna.

Prof. Bertram w swoim memoriale na temat zagrożenia powodzią Żuław Gdańskich i miasta Gdańska tak charakteryzuje ówczesną sytuację na przedpolu Wisły. Przez zatarasowanie ujścia przez lód mogą powstawać spiętrzenia powodujące przerwanie wałów wiślanych, czego dowodzą katastrofy z lat 1883 i 1886. W tych latach ujście Wisły pod Nowym Portem zostało zupełnie zatarasowane przez lód, pomimo że było uregulowane i ujęte w dwustronne moła. Mogło się to stać z powodu niekorzystnych stosunków lodowych i kierunków wiatru. W 1928 r. tylko ślepy traf sprawił, że ujście pod Swibnem, blokowane przez kilka tygodni przez rozległe pole lodowe, w ciągu kilku dni uwolnione zostało od lodu przez wiatr wiejący od ładu, w tym właśnie czasie, kiedy na Wiśle zaczął się pochód lodu.

Od 1929 r. do chwili obecnej sytuacja w ujściu Wisły znacznie się pogorszyła.

Jeżeli w 1929 r. rynna głębokości 3 m i szerokości 520 m mogła być zablokowana przez lód, obecnie tj. w 1954 r. rynna o głębokości tylko 2 m i szerokości tylko 400 m tym łatwiej może być zamknięta. Lodolamacze nie przejdą przez nią z powodu obecności lodu albo z powodu niewystarczającej głębokości. Lodolamacze powinny jednak mieć możliwość kursowania na przedpolu ujścia Wisły i na Wiśle dolnej w takiej ilości i tak często, ile potrzeba, aby nie dopuścić do utworzenia trwałej pokrywy lodowej i umożliwić swobodny spływ kry lodowej z rzeki na pełne morze. Do tego potrzebne są dla nich odpowiednie głębokości.

Stosunki lodowe w zatoce gdańskiej

Obok płytkości morza drugim czynnikiem decydującym o stopniu zagrożenia ujścia Wisły są zjawiska lodowe, a w szczególności ich częstotliwość i nasilenie.

Morze na przedpolu ujścia nierzadko bywa zamrożone. Wzmianki na temat zjawisk lodowych na południowym wybrzeżu Bałtyku znaleźć można u różnych autorów.

C z e k a ŋ s k a podaje następujące dane charakterystyczne dla zjawisk lodowych w zatoce Gdańskiej:

Długość okresu zjawisk lodowych wynosi tu w jednym sezonie 135 dni najwyżej, 58 dni średnio, 7 dni najmniej. Ilość dni z pokrywą lodową wynosi 130 dni najwyżej, 32 średnio i 0 dni najmniej.

Lód znika najpóźniej 2.IV, średnio 25.II, najwcześniej 17.I.

Lód może występować w następujących postaciach:

- uformowany bezpośrednio; a) jako lód stały (pokrywa), b) jako lód płynący (lód denny, sryż);
- uformowany wtórnie: a) luźny (kra zwykła, kra dryfująca, tłok lodowy, braja lodowa), b) pokrywa lodowa z luźnych brył lodu.

Dominującym jest lód płynący.

Na temat grubości lodu spotykamy niewiele wiadomości. Czekalska pisze, że grubość lodu wynosi „nierzadko” w Kąteku 10 cm, w Małym Balcie 20 cm, w Zatoce Kłog 50 cm.

S m o l i ŋ s k i podaje, że w zimie 1921/22 na wybrzeżu półwyspu Helskiego w kierunku Pucka od Rewy i Jastarni aż do Wielkiej Wsi leżała pokrywa lodowa o grubości 10 cm.

W wydawnictwie „Annalen der Hydrographie und Maritimen Meteorologie (Hamburg 1942)“ znajduje się artykuł Prüfera, opisujący stosunki lodowe na południowym wybrzeżu Morza Północnego i Bałtyckiego, wraz z mapami pokryw lodowej. Z map tych można odczytać, jaka była szerokość zamrożonego przybrzeżnego pasa wody w Zatoce Gdańskiej w kolejnych terminach dekadowych (tabl. IV). Średnia ilość dni z lodem wynosi u wybrzeża w bardzo surowych zimach 50 do 60 dni, w surowych zimach 30 do 40 dni, w umiarkowanych zimach 20 dni, w łagodnych zimach 10 dni. Surowe zimy w ciągu ostatnich 50 lat były w latach: 1908/9, 1916/17, 1921/22, 1923/24, 1928/29, 1939/40 i 1940/41. Wynika stąd, że przeciętnie co 5 lat zdarza się surowa zima, w ciągu której woda zamraża na wybrzeżu na przeciąg 30 do 60 dni.

W tym czasie, kiedy powinna się zacząć akcja lodołomania, przybrzeżny pas Bałtyku często jeszcze bywa pokryty lodem. Lodołomanie musi być ukończony przed nadejściem fali roztopowej Wisły.

TABLICA IV. Szerokość przybrzeżnego pasa pokryw lodowej w km

Termin	W czasie b. surowej zimy	W czasie surowej zimy	W czasie umiarkowanej zimy
1.I	7	—	—
21.I	7	5	1,5
1.II	18	—	1,5
11.II	46	10,5	1,7
21.II	22	3	—
4.III	20	2	—
11.III	20	—	—
21.III	18	—	—
1.IV	0	0	0

Na Wiśle pod Warszawą w ciągu 58 lat od 1878/79 do 1935/36 ostatnia kra spływała z reguły w ciągu marca a tylko 5 razy w kwietniu, najpóźniej 5 kwietnia.

W Tczewie kulminacja wezbrania wiosennego Wisły przechodzi zwykle w trzeciej dekadzie marca albo w pierwszej dekadzie kwietnia. Stan wody w morzu jest wtedy zwykle niski, albowiem w tym czasie wieją przeważnie wiatry odlądowe.

Z powyższego przeglądu zjawisk lodowych wypływa wniosek, że wtedy, kiedy zaczyna się pochód lodu na Wisłę, na morzu, na przedpolu ujścia Wisły, leży często lód tworzący zwartą pokrywę albo lód pływający.

Jeżeli morze jest głębokie, lód ten nie utrudnia wypływu kory z Wisły, albowiem ustępuje pod jej naporem i oddala się od ujścia. Inaczej jest, gdy przed ujściem znajduje się mierzeja i kiedy morze jest płytkie. Wtedy zwały lodowe, gromadzące się w ujściu, wypełniają z łatwością całą przestrzeń wodną, osiadają na dnie i pod wpływem swego ciężaru silnie przyswierają do dna. Nie ustępują pod naporem kory z Wisły, ale spiętrzają się coraz wyżej. W tych warunkach może się zdarzyć, że kra w korycie Wisły także się zatrzyma i spiętrzy, dając początek zatorowi, którego wymiary zależeć będą jedynie od okoliczności, a te mogą być sprzyjające lub niesprzyjające i odpowiednio do tego zator może się zlikwidować bez uczynienia jakiegokolwiek szkody, jak to było w 1952 r. albo przeciwnie może się okazać tak duży i groźny jak w 1937 r., kiedy długość zatoru wynosiła 24 km, a wysokość spiętrzenia zatorowego okazała się większa od 4 m.

Zatory w korycie rzeki

Jak już wyżej powiedziano, wzniesienie wałów nad wodą z 1924 r. wynosi przeważnie tylko 3 do 4 m. Zatory o wysokości 3 m stwarzają groźbę zniszczenia wałów w licznych miejscach przez zatopienie korony wałów i nieuniknione w tym przypadku przerwanie.

Powstawanie zatorów o tej wysokości nie jest na dolnej Wiśle rzadkością. Przyczyna leży w tym, że kiedy spływają lody z górnej zlewni, dolny bieg rzeki znajduje się jeszcze pod wpływem niskich temperatur i rzeka a także morze na przedpolu ujścia pokryte są lodem. Niebezpieczeństwo zatorów może być zmniejszone w pewnym stopniu przez akcję lodołomania. W ten sposób można zmniejszyć częstotliwość pojawiania się zatorów, a także zmniejszyć ich wysokość. Nie można jednak zapewnić bezpieczeństwa całkowitego. Zdarzyć się bowiem może, że lo-

dołamacze zadania swego nie będą mogły wykonać z powodu niewystarczającej głębokości dla jazdy, z powodu bardzo dużej grubości lodu, albo wreszcie z powodu niewystarczającej ilości i siły maszyn. Dlatego to, pomimo stosowania środków zapobiegawczych, którym jest łamanie lodu, liczyć się trzeba z tym, że w pewnych niesprzyjających warunkach powstawać mogą duże i groźne zatory.

Pouczający jest przebieg zejścia lodów na Wiśle w 1937 r. opisany przez inż. W o k r o j a. W dniu 1 marca 1937 r. utworzył się zator powyżej Chełmna. W ciągu następnego dnia powiększył się on jeszcze o 6 km, piętrząc krę na wysokość 4 m. W dniu 4 marca zator przeniósł się w górę. W dniu 5 marca zator ciągnął się od Bieńkówek do Fordonu. Spiętrzone wody zatoru wzniosły się ponad najwyższy znany dotąd poziom wody wielkiej, która zdarzyła się w 1924 r.

Lodołomacze przez cały czas nie brały udziału w zwalczaniu zatoru, albowiem zaraz na początku akcji, w dniu 28 lutego, podczas rozbijania zatoru pod Chełmnem 4 lodołomacze uwięzione zostały przez lody, a piąty został uszkodzony. Z tego powodu dalszą akcję pozostałych lodołomaczy musiano wstrzymać z obawy awarii.

Akcja lodołomaczy wznowiona być mogła dopiero po siedmiu dniach, tj. dnia 7 marca. W tym dniu lód mógł być usunięty z czoła zatoru na długości zaledwie 1300 m. Dnia 10 marca podczas kulminacji wezbrania spłynęła część kry zgromadzonej w środkowej części zatoru na odcinku o długości 10 km. Dopiero 14 marca ruszyły pozostałe lody zatorowe dzięki oczyszczeniu nurtu rzeki przez lodołomacze. Długość zatoru umieszczonego pod Fordonem w dniu 5.III. wynosiła 24 km. Spadek rzeki wynosi w tym miejscu 18 cm/km. Zatem wysokość piętrzenia zatorowego wynosiła wówczas nie mniej 4,3 m.

Zator o wysokości 4,3 m może się nałożyć na każdą falę wezbraniową, zatem także na falę z 1924 r., najwyższą znaną na dolnej Wiśle, w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat.

Opisany przez inż. Wokroja przebieg akcji przeciwwzatorowej poucza, że zwalczanie zatoru, gdy się już utworzy, jest bardzo trudne i że wtedy użycie lodołomaczy może być uniemożliwione.

Przebieg kulminacyjny w 1937 r. wynosił w Toruniu 3550 m³/sek, a w Tczewie z powodu znacznego spłaszczenia fali zaledwie 2950 m³/sek.

Z dokładnego badania statystycznego wynika, że częstotliwość wezbrania z 1937 r. jest rzędu 64% (w Toruniu) do 88% (w Tczewie). Jest to zatem częstotliwość b. znaczna. Gdyby zator z 1937 r. o wysokości 4,3 m nałożył się na falę o częstotliwości i wysokości fali z 1924 r., woda musiałaby przełać się przez korony obydwa wałów w różnych miejscach. Katastrofa byłaby wtedy nieunikniona. Także ilość lodu w 1937 r. nie była bardzo duża. Pod tym względem charakterystyczny był rok 1947.

W 1947 r. pochód lodu był tak silny, że spowodował runięcie mostów na dolnej Wiśle w Toruniu i w Tczewie. Według obliczeń wykonanych przez inż. Iwanowskiego ilość lodu, która spłynęła wtedy z odcinka Wisły dolnej, od Włocławka do Świbna, wynosiła 47 milionów m³, biorąc pod uwagę samą tylko krę twardą, a nie uwzględniając lodu prądowego, który płynął w postaci lodowej papki, w ilości wynoszącej także kilkadziesiąt milionów m³. Nie uwzględniono w tym lodu z górnej i środkowej Wisły, którego ilość mogła wynosić nie mniej 100 milionów m³. Lód ten mógł się po drodze stopić i przyjąć, że do ujścia dotarł już w postaci płynnej.

Koryto Wisły w Świbnie przy zwykłym stanie wody liczy ok. 2000 m² powierzchni przekroju poprzecznego. Do wypełnienia tego przekroju na długości 1 km wystarcza ilość lodu 2 miliony m³. Zatem ilość lodu, która spłynęła Wisłą w 1947 r. wystarczyłaby na zatarasowanie koryta na długości 25 km.

Katastrofalne skutki zatorów lodowych

Zatory zagrażają bezpieczeństwu wałów nie tylko przez to, że mogą powodować podniesienie zwierciadła wody w rzece na wysokość korony wałów. Poważne niebezpieczeństwo zatorów polega na tym, że powodują one przedłużenie czasu trwania stanów wysokich i co za tym idzie czasu przesiąkania wody przez wały i pod wałami. Z tego powodu zatory mogą się stać przyczyną przerwania wałów w inny sposób, a mianowicie wskutek:

- uszkodzenia względnie ścięcia skarpy wału przez krę lodową przesuwającą się po skarpię,
- rozmoknięciu wału, który był sypany z miejscowego, często całkiem nie stosownego materiału,

— przesiąków wody pod wałem przez nieuszczelnione, przepuszczalne podłoże,
— obecności nor zwierzęcych, rowów strzeleckich z czasu wojny, sabotaży itp.

Pod tym względem istniejące wały Wisły dolnej nie są doskonałe. Obszernie uzasadnia to prof. B e r t r a m.

Wały bieżą w wielu miejscach po terenie, przepuszczalnym, materiał użyty na budowę wałów nie zawsze jest odpowiedni, brakuje uszczelnienia zarówno podłoża jak i korpusu wałów, szerokość wałów jest niewystarczająca do utrzymania krzywej depresji wewnątrz korpusu wałów, w niektórych miejscach trasa wałów zbliża się niebezpiecznie do rzeki. Te przyczyny mogą spowodować przerwanie wałów podczas stanów zatorowych i niezatorowych, w różnych miejscach. Zagrożenie jest tym większe, im dłużej trwa stan wysoki i im jest wyższy, najbardziej niebezpieczne są stany zatorowe.

Niebezpieczeństwo przerwania wałów Wisły dolnej jest całkiem realne. Wały bywały przerwane w przeszłości wiele razy.

TABLICA V

Wiek	Ilość katastrof	Ilość lat przypadających na jedną katastrofę
14	3	33
15	8	12
16	9	11
17	2	50
18	2	50
19	5	20
Razem i średnio	29	21

Prof. Bertram wylicza lata, w których zdarzyły się katastrofy przerwania wałów Wisły dolnej (tabl. V).

Lata, w których pochód lodów był szczególnie groźny, były, w XIX w. następujące lata: 1829, 1854, 1886, 1888, 1889.

Środki zaradcze

Groźne pochody lodów zdarzają się na Wiśle przeważnie wtedy, kiedy zima trwa długo, a odwilż wiosenna przychodzi z opóźnieniem. Ocieplenie następuje wtedy szybko, spływ wody roztopowej przebiega intensywnie. Zaczyna się gwałtowny napływ wody do rzek, pokrywa lodową pęką, ulega skruszeniu i połamaniu. Uruchomione w ten sposób, w krótkim czasie, ogromne masy kry lodowej płyną rzekami, a natrafiając na przeszkody, zatrzymują się, nawarstwiają jedne na drugich i formują zatory, zagrażające powodzią.

Prawdopodobieństwo spóźnionego, a zatem niebezpiecznego pochodu lodów na wiosnę określić można na podstawie zestawienia dat ruszenia lodu na Wiśle w Warszawie, sporządzonego przez P a c z o s k a, odnoszącego się do okresu 118 lat od 1819 r. do 1936 r.

Ilość zdarzeń ruszenia lodów przypadająca na poszczególne dekady i miesiące zestawiona jest w tabl. VI.

Z tablicy VI wynika, że największą częstotliwość zdarzeń ruszenia lodów przypada na marzec, z nieznaczną przewagą pierwszej połowy tego miesiąca.

Korzystając z tej wskazówki, wszystkie zdarzenia ruszenia lodów, poczynając od drugiej dekady marca, uznać trzeba za opóźnione. Ilość ich wyniosła 33 zdarzenia w ciągu 118 lat obserwacji. Zatem prawdopodobieństwo zdarzeń tego rodzaju (zatorowych) oceniamy na 33:118 tj. 1:3'6.

Prawdopodobieństwo wezbrań takiego rzędu, jak wezbranie z 1924 r. wynika z faktu, że w latach 1871 — 1954 naliczono 4 takie wezbrania, a zatem ich statystyczną częstotliwość obliczyć można z wzoru $p = \frac{2m-1}{2n}$; w którym n oznacza ilość lat (84)', m — ilość wezbrań rozpatrywanych (4).

$$p = \frac{7}{168} \cong \frac{1}{24}$$

Wynika stąd, że prawdopodobieństwo nałożenia się groźnego zatoru na falę rzędu fali z 1924 r. jest równe

$$p = \frac{1}{3,6} \cdot \frac{1}{24} = \frac{1}{86,4} = 1,16\%$$

Stwierdzamy, że realny procent zabezpieczenia delty Wisły od powodzi nie wynosi 99,99%, jak jest wymagane, ale zaledwie 98,84%, co nie jest zabezpieczeniem wystarczającym.

TABLICA VI

Miesiąc	Dekada	Ilość zdarzeń
—	Wisła nie zamarzła	18
grudzień	1—10	1
	11—20	2
	21—31	1
styczeń	1—10	3
	11—20	1
	21—31	5
luty	1—10	9
	11—20	10
	21—29	14
marzec	1—10	20
	11—20	11
	21—31	16
kwiecień	1—10	5
	11—20	1
	21—30	0
Razem 118		

Powstaje pytanie, w jakim kierunku pójść muszą środki zaradcze.

Winny być zastosowane zarówno środki obrony biernej jak i środków czynnej walki z powodziami.

Różnica między pierwszymi i drugimi polega na tym, że pierwsze nie zapobiegają powstawaniu groźnych wezbrań, lecz tylko chronią przed ich bezpośrednimi skutkami, natomiast środki drugiego rodzaju zapobiegają powstawaniu wielkich wezbrań, ograniczają wysokość ich i zmniejszają objętość kulminacyjną i całkowitą. Środki te zmniejszają zarazem częstotliwość wezbrań szkodliwych. Czynieć to mogą:

a) przez zmniejszenie teoretycznej częstotliwości szkodliwych przepływów,

b) przez zmniejszenie częstotliwości groźnych pochodów lodu.

Ze względu na same tylko przepływy bezpieczeństwo wałów jest obecnie dostatecznie wysokie. Częstotliwość wezbrań niezatorowych, które by mogły zagrozić wałom, jest o tyle niska, że wątpliwe jest, czy można ją jeszcze więcej ograniczyć. Znacznie łatwiejsze i prędzej prowadzące do celu może być ograniczenie częstotliwości wezbrań zatorowych. W tym celu należy dążyć do zmniejszenia ilości kry biorącej udział w wiosennym pochodzie lodów. Lodu może być w rzece tym więcej, im jest szersza, ma mniejsze głębokości i prędkości wody.

Otóż Wisła w całym swoim biegu od ujścia Dunajca aż do Siłna jest ciągle jeszcze nadmiernie szeroka. Dlatego ilości lodu, który wytwarza się w nim w zdliczonym korycie, głównie poza pasem nurtu rzecznoego na zalewach rzecznych jest niepomierne duża. Grubość lodu narastającego na pływach jest znacznie większa, aniżeli grubość lodu pokrywającego właściwy nurt rzeczny.

Przez uregulowanie rzeki można uzyskać zmniejszenie ilości kry biorącej udział w wiosennym pochodzie lodów przynajmniej w takim samym stosunku, w jakim zmniejszy się powierzchnia zwierciadła wody w trasie rzeki. Jeżeli szerokość rzeki nieuregulowanej jest rzędu 600 do 1200 m, a po regulacji zmniejszy się do 200 m w okolicy ujścia Sanu, a 400 m w okolicy Siłna, powierzchnia wodna zredukowana zostanie do połowy albo do trzeciej części wielkości obecnej. Ilość kry lodowej spływającej na wiosnę zmniejszy się przynajmniej trzykrotnie. Niebezpieczeństwo zatorów zmniejszy się w tym samym stosunku.

Jeżeli dzisiaj prawdopodobieństwo powstawania zatorów jest rzędu

$$p = \frac{1}{3,6},$$

po uregulowaniu Wisły zmniejszy się przynajmniej do rzędu

$$p = \frac{1}{3 \cdot 3,6} = \frac{1}{10,8}$$

Prawdopodobieństwo nałożenia się groźnego zatoru na falę z roku 1924 zmaleje do wielkości

$$p = \frac{1}{10,8} \cdot \frac{1}{24} = \frac{1}{259} \cong 0,4\%$$

Stopień bezpieczeństwa delty wiślanej podniesie się do 99,6%. Dalsze zwiększenie bezpieczeństwa uzyskać można przez przebudowę systemu wałów wiślanych. W tym celu należałoby przeznaczyć pewne obszary położone w dolinie Wisły na zbiorniki inundacyjne, a poszczególne ramiona delty Wiślanej przebudować na kanały ulgi.

Zagadnieniu temu zamierzamy poświęcić następny artykuł.

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

INŻ. JÓZEF WAKSMAN

W sprawie projektu instrukcji branżowej o zasadach sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla budowy stopni wodnych

(artykuł dyskusyjny)

Dokumentacja techniczna jest obecnie jednym z najważniejszych narzędzi budownictwa wodnego w Polsce. Jednym z najważniejszych sposobów przyspieszenia opracowania dokumentacji, podniesienia jej jakości i zmniejszenia jej kosztów jest jak najściślej ustalenie zakresu prac badawczych i projektowych w oparciu o instrukcję PKPG nr 98. Ustalenie jednolitej instrukcji branżowej o zasadach sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla budowy stopni wodnych jest również jednym z najpilniejszych zadań. Nawiązując do artykułu inż. Mianowskiego¹⁾, podkreślającego że wyżej wymieniona instrukcja powinna być międzyresortowa ze względu na kompleksowość inwestycji, Warszawskie Biuro Projektów Siłowni Wodnych opracowało i przedłożyło do zatwierdzenia projekt takiej instrukcji. Główne jej zasady są następujące:

Założenia generalne powinny dać rozwiązanie wykorzystania zasobów wodnych danej rzeki lub jej odcinka w oparciu o perspektywiczny plan całej gospodarki wodnej w Polsce. Na podstawie tych założeń składających się z części ogólnej, topograficznej, geologicznej, hydrologicznej oraz technicznej w ujęciu kompleksowo-przestrzennym, tzn. uwzględniającym energię, żeglugę, rolnictwo, zaopatrzenie w wodę itp. i wreszcie z części ekonomicznej, podejmuje się decyzję lokalizacji i kolejności budowy poszczególnych stopni wodnych danej kaskady.

Założenia projektowe stopnia dają podstawę do decyzji o lokalizacji ogólnej podstawowych budowli danego stopnia (zapora, elektrownia, śluza itp.) i do wyboru jego zasadniczych koncepcji, ich rozwiązania technicznego oraz uzasadnienia ich ekonomiczności.

Część topograficzna założeń powinna zawierać m. in. mapę terenu całej inwestycji w skali 1:25 000, a część geologiczna — rozpoznanie geologiczne i hydrogeologiczne. Część hydrologiczna zawiera hydrologiczny opis dorzecza, średnia stany i przepływy charakterystyczne, krzywe konsumpcyjne i sam czasokres trwania średnich rocznych przepływów, bilans surowy, przebieg fal powodziowych z określeniem retencji i sygnalizacji oraz zjawiska zimowe danej rzeki.

Każda z tych części podaje zakres i harmonogram dalszych badań niezbędnych do całkowitego wyjaśnienia warunków topograficznych, geologicznych i hydrologicznych, stanowiących zasadnicze podstawy projektu stopnia wodnego.

Część kompleksowa zawiera: kwintesencję stanu istniejącego i zamierzeń wynikających z potrzeb każdego resortu, koncepcję kompleksowego rozwiązania, tj. bilansu planowanego, oraz koncepcję zagospodarowania przestrzennego terenu inwestycji z uwzględnieniem zalewu osiedli, sieci komunikacyjnej, terenów rolnych, leśnych, przemysłowych itp.

Część inżynierijno-budowlana ma za zadanie na podstawie szkiców przekrojów oraz orientacyjnych przedmiarów umożliwić oszacowanie nakładów inwestycyjnych i określić warianty oraz zakres badań do projektu wstępnego.

Część organizacji budowy ustala zasadnicze metody wykonawstwa, orientacyjne zestawienia robót, materiałów i sprzętu budowlanego, kadry oraz harmonogramy.

Część mechaniczna określa wstępnie ilość, typy i charakterystyki ważniejszych urządzeń i formuluje odnośne zapytania ofertowe.

Część elektroenergetyczna określa wstępnie główny układ połączeń, współpracę z systemem energetycznym, stopień automatyzacji, zestawienie ważniejszych urządzeń oraz formuluje zapytania ofertowe na generatory i zabezpieczenia.

Wreszcie w części ekonomicznej na podstawie wskaźnikowych zestawień kosztorysowych i obliczeń ekonomicznych oraz porównania wyników stąd wskaźników techniczno-ekonomicznych znajdują się wnioski końcowe o ekonomiczności danej inwestycji i o ewentualnym wyborze wariantu.

Skład projektu wstępnego jest analogiczny do założeń projektowych z tym, że dochodzi część architektoniczna. Część topograficzna zawiera mapy 1:5 000 terenu objętego inwestycją i 1:500 terenów pod budowlę. Część geologiczna daje ostateczne orzeczenie geo- i hydrogeologiczne oraz wszelkie dane geotechniczne. Część hydrologiczna daje ostateczne dane o przepływach, charakterystykę rumowiska i skład chemiczny wody. Część inżynierijno-budowlana składa się z opisów poszczególnych budowli ostatecznych obliczeń hydraulicznych i wstępnych statycznych oraz hydrogeologicznych.

Część organizacji budowy daje plan generalny i projekty wstępne poszczególnych placów budowy wraz z harmonogramami poszczególnych budowli, zbiorczy harmonogram budowy uzgodniony z generalnym inwestorem, dostawcą i wykonawcą. Jest to ostatnie stadium opracowania organizacji budowy przez biuro projektowe.

Następne stadium robocze projektuje wykonawca we własnym zakresie.

Część mechaniczna polega na analizie otrzymanych ofert, wstępnych projektach wszystkich urządzeń i opracowaniu technicznych podkładów do ich zamówienia.

Część elektryczna zawiera analogiczne elementy z tym, że daje ostateczny układ połączeń oraz obliczenia wstępne mocy zwarcia prądu stałego itd.

Część architektoniczna zawiera plany sytuacyjne 1:500, elewacje i przekroje 1:200, obliczenia kubatur oraz program i projekt wstępny osiedla.

Część kompleksowa posiada ostateczne uzgodnienia resortowe, wstępną instrukcję eksploatacyjną gospodarki wodnej i plan zagospodarowania przestrzennego.

¹⁾ A. Mianowski — „Dokumentacja kompleksowych inwestycji wodnych” Gospodarka Wodna nr 12/53.

Projekt techniczny nie jest opracowywany w całości, lecz dla każdej budowl lub węzła oddzielnie, ze względu na rozmiar prac projektowych i w celu umożliwienia jak najszybszego rozpoczęcia budowy. Jest to możliwe, ponieważ w myśl instrukcji PKPG nr 98 wszystkie zasadnicze problemy, jak szczegółowa lokalizacja i typy budowli oraz urządzeń i wiążące wskaźniki techniczno-ekonomiczne, a zwłaszcza koszt inwestycji powinny być ustalone w projekcie wstępnym. W projektach technicznych poszczególnych budowli, jak np. zapory kanału, elektrowni, śluży, drogi, osiedla itp. następuje już tylko sprecyzowanie obliczeń i wymiarów bez większych zmian.

Skład projektów technicznych i rysunków roboczych raczej nie podlega zasadniczej dyskusji i wobec tego w niniejszym artykule nie jest omówiony.

Co do uwag inż. Mianowskiego i inż. Kruszewskiego w wyżej wymienionym zeszycie „Gospodarki Wodnej”²⁾ na temat wariantów należy podkreślić, że powinny one być rozważone dla koncepcji na szczeblu założeń, dla typów budowli lub urządzeń w stadium projektu wstępnego i szczegółów w projektach technicznych. Trzeba jednak ograniczyć do minimum ich pracochłonność za pomocą jak najszybszej eliminacji, co jest przeważnie możliwe, a tylko w bardzo skomplikowanych wypadkach warianty będą musiały być doprowadzone równolegle do końca danego stadium.

Niesłuszny wydaje się wniosek inż. Kruszewskiego, aby projekt nie był zatwierdzony przez inwestora. Wielkość nakładów na inwestycje wodne wymaga jak najostrożniejszej i obiektywnej kontroli, która zmusza jednocześnie inwestora do bliż-

szego poznania projektu i zwiększa jego poczucie odpowiedzialności.

Następny wniosek inż. Kruszewskiego, dotyczący połączenia stadium projektu technicznego z rysunkami roboczymi, wydaje się słuszny, ale tylko w stosunku do wszelkich budowli ziemnych no i oczywiście do projektów bardzo prostych lub w znacznej części adoptowanych z typowych, lub uprzednio wykonanych na i oczywiście do projektów bardzo prostych lub w znacz-

nr 98. Budowle betonowe i urządzenia elektromechaniczne niekatalogowe wymagają ukończenia całości obliczeń statycznych przed rozrysowaniem szczegółów konstrukcyjnych i budowlanych.

Dalszy wniosek o projektowaniu w jednym tylko stadium jest słuszny i przewidziany instrukcją nr 98 dla niewielkich i bardzo prostych obiektów, ale niewłaściwy moim zdaniem dla większych inwestycji nawet przy idealnie opracowanych założeniach. Wiadomo bowiem, że założenia nie dają nawet wstępnych rozwiązań technicznych, a bezpośrednie przejście do ostatecznego rozwiązania spowoduje powiększenie pracochłonności projektu lub jego faktyczne opracowanie w 2 stadiach, wstępnym i technicznym. Jeśli idzie o uniknięcie zatwierdzania kolejnych stadiów projektu przez inwestora, to nie można zgodzić się z tym, że względów wyluszczonej już powyżej. Natomiast wydaje się, że należy bezwzględnie zaostriżyć dyscyplinę terminowości zatwierdzania, przewidzianej instrukcją nr 98, co bardzo skróci cykl projektowania.

Byłoby wskazane, aby na temat omówionego pokrótce projektu instrukcji branżowej o zasadach sporządzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej dla budowy stopni wodnych, znalazły się na łamach czasopisma dalsze wypowiedzi. Wyniki takiej dyskusji przyczynią się niewątpliwie do przyspieszenia, potanienia i polepszenia dokumentacji, a zatem do postępu gospodarki wodnej w Polsce.

²⁾ Inż. Mianowski — „Dokumentacja kompleksowych inwestycji wodnych” Gospodarka Wodna nr 12/53.

Inż. Kruszewski — „W sprawie dokumentacji technicznej dla budownictwa wodnego” Gospodarka Wodna nr 12/53.

INŻ. KAZIMIERZ MAJEWSKI

Projektowanie i wykonawstwo studzien wierconych

(artykuł dyskusyjny)

Poniższy artykuł jest jednym z serii kilku prac, które ostatnio ukazały się na łamach naszego czasopisma. Spowodowane one zostały potrzebą zaznajomienia służby wodno-melioracyjnej, mającej w zakresie swoich prac również i zaopatrzenie osiedli wiejskich w wodę, z wymaganiami stawianymi projektantowi i wykonawcy, a jednocześnie artykuły te mają służyć pomocą w wykonywaniu tych zadań.

Artykuł Redakcja traktuje jako dyskusyjny, w szczególności co do części omawiającej skład dokumentacji projektowo-kosztorysowej. Ciekawe byłyby wypowiedzi innych specjalistów odnośnie możliwości ustalenia w etapie projektowania orientacyjnego przekroju geologicznego studni, względnie zaprojektowanie rodzaju filtru, które, jak wynika z artykułu, może być oparte tylko o wyniki analizy granulometrycznej.

Zadania postawione przed służbą wodno-melioracyjną przez II Zjazd PZPR są ogromne i wiążą się nie tylko z wykonaniem planów produkcyjnych w zakresie samych robót wodno-melioracyjnych, ale i z zagadnieniem zaopatrzenia wsi w dobrą wodę, a szczególnie dostarczenia jej dla coraz to liczniej rozwijających się spółdzielni produkcyjnych. Obecnie kiedy w ciągu dwóch najbliższych lat, rozwój rolnictwa przybiera rozmiary dotychczas nie spotykane, musimy wyłożyć wszystkie siły przy realizacji postawionych przed nami zadań.

Wykonanie tych zadań wymagać będzie, oprócz właściwej organizacji robót, rozstawienia sił i środków, również sprężystego i szybkiego działania służby wodno-melioracyjnej w terenie.

Jednym z warunków szybkiego i dokładnego działania w pracy terenowej, na odcinku zaopatrzenia wsi w dobrą wodę i to w potrzebnej ilości, tak dla celów pitnych, jak i hodowlanych, jest przygotowanie odpowiedniej dokumentacji technicznej i organizacji robót.

Zagadnienie to dotychczas nie jest postawione na właściwym poziomie. Brak dokładnych wytycznych dla opracowania projektów studzien, a przede wszystkim wierconych, wielokrotnie hamuje postęp tych prac oraz ich organizację. Powstające na tym odcinku trudności nie mogą być w terenie szybko usuwane, powodując brak potrzebnych materiałów, a co najważniejsze ograniczają i tak nieznaczne możliwości produkcyjne służby wodno-melioracyjnej na tym odcinku.

Spróbujmy więc ustalić sposób sporządzania dokumentacji technicznej dla studzien wierconych.

Projekt techniczny powinien składać się z pięciu następujących części:

Część I — dane hydrogeologiczne dotyczące zagadnień wykorzystania wód głębinnych przy pomocy studni wierconej.

Część II — objaśnienie techniczne, które powinno zawierać następujące dane:

1. część ogólna,
2. obliczenia filtru,
3. obudowę studni i sposób poboru wody.
4. krótkie dane dotyczące wykonawstwa robót.

Część III — rysunki techniczne studni, tj. profil geognostyczny i schemat rurowania.

Część IV — ogólny kosztorys oraz koszty: budowy studni, urządzeń pompowych i ewentualnie automatycznych.

Część V — wykaz materiałów potrzebnych do budowy.

Rozpatrzmy teraz oddzielnie każdą z wyżej podanych części.

Część I. Dane hydrogeologiczne są punktem wyjściowym do dalszego opracowania projektu technicznego. W tym celu należy uzyskać orzeczenie geologiczne dla miejsca przyszłego odwiertu, które pozwoli na określenie założeń projektowych dotyczących głębokości zarurowania, średnicy wyjściowej oraz średnicy i długości filtru, dla uzyskania określonej ilości wody ustalonej w zależności od norm zużycia przypadających na jednego mieszkańca i jednej sztuki inwentarza (konie, krowy,

trzość chlewna itp.). Orzeczenie hydrogeologiczne uzyskać należy za pośrednictwem Instytutu Geologicznego podległego Centralnemu Urzędowi Geologii. Instytut ten posiada w terenie pięć stacji geologicznych, siedziby których znajdują się w Krakowie z zasięgiem na całe Podkarpacie, we Wrocławiu z zasięgiem na Dolny Śląsk, w Czeladzi koło Stalinostrudu, w Warszawie oraz na rejon świętokrzyski w Kielcach.

Opinia hydrogeologiczna albo zawiera dane szczegółowe, dotyczące poszczególnych warstw geologicznych i wodonośnych, albo dane ogólne co do możliwości napotkania warstw wodonośnych z określeniem ich głębokości, miąższości i wydajności. Oprócz tego dane te powinny być uzupełnione informacjami zebranymi w terenie w oparciu o studnie położone w najbliższym sąsiedztwie rozpatrywanego obiektu.

Na mapie w skali 1:100 000, stanowiącej załącznik do opracowywanego projektu, należy nanieść miejsce budowanej studni wraz z uwidocznieniem poziomów warstw wodonośnych na podstawie obserwacji zebranych dla znajdujących się w pobliżu studzien eksploatowanych. Niezależnie od tego, należy ustalić rzędną ujścia otworu projektowanego i nanieść go również na mapę.

W szczególnie trudnych przypadkach, uniemożliwiających ustalenie głębokości zalegania warstw wodonośnych dla studni projektowanej, należy przeprowadzić badania hydrogeologiczne. Korzystać tutaj można z usług Zarządu Geologicznego Zjednoczenia Robót Wiertniczych i Fundamentowych, posiadającego pięć komórek terenowych, a mianowicie: w Warszawie, Krakowie, Łodzi, Wrocławiu i Gdyni. Odcinek geotechniczny w Warszawie działa na terenie województw: warszawskiego, białostockiego i części kieleckiego. Odcinek geotechniczny w Łodzi działa na terenie województw: łódzkiego i poznańskiego. Odcinek geotechniczny we Wrocławiu — wrocławskie, opolskie, zielonogórskie. Odcinek geotechniczny w Gdyni — gdańskie, koszalińskie, szczecińskie, olsztyńskie i bydgoskie. Odcinek geotechniczny w Krakowie — krakowskie, rzeszowskie, stalino-grodzkie i części kieleckiego.

Część II. 1. Część ogólna powinna zawierać dane dotyczące gospodarstwa, dla którego budowana będzie studnia, jego usytuowanie w stosunku do istniejących cieków oraz przeznaczenie studni i określenie ilości potrzebnej wody, dla ustalenia minimalnej wydajności studni. Zagadnienie to jest bardzo ważne i dlatego powinno być ono wszechstronnie przeanalizowane z zainteresowanymi, w świetle perspektywnego rozwoju gospodarstwa.

Przy ustaleniu wydajności studni należy opierać się na następujących normach zużycia:

1 mieszkaniec	— 50 l/dobę
1 krowa	— 50 l/dobę
1 koń	— 50 l/dobę
1 świnia	— 15 l/dobę
1 owca	— 10 l/dobę
1 cielę	— 10 l/dobę

Dla przykładu ustalmy wydajność studni, z której korzystać będzie 60 mieszkańców, 30 krów, 5 koni, 25 świń, 20 owiec i 10 cieląt. Potrzebna ilość wody wyniesie:

$1,5/60 \cdot 50 + 30 \cdot 50 + 5 \cdot 50 + 25 \cdot 15 + 20 \cdot 10 + 10 \cdot 10 =$
około 8140 l/dobę = ok. 5,6 l/min, gdzie 1,5 jest to współczynnik uwzględniający nierównomierność poboru wody w ciągu doby.

Jakkolwiek ilości potrzebnej wody w litrach na minutę są stosunkowo niewielkie, tym niemniej należy je zawsze sprawdzić aby upewnić się, jakie będą możliwości przyszłego obciążenia studni, w czasie jej eksploatacji i określić współczynnik jej użyteczności.

2. Obliczenia filtru podane są w artykule autora „Rola i budowa filtrów studziennych⁽¹⁾”, jednak dobór odpowiedniego numeru siatki filtracyjnej do owinięcia filtru wykonawca powinien oprzeć na wynikach przeprowadzonej przez niego analizy granulometrycznej próbek pokładu warstwy wodonośnej. Próbkę badaną powinny być dobrze wysuszone.

Dobór odpowiedniego filtru ma nie tylko decydujący wpływ na jakość studni, długotrwałość urządzeń pompowych, ale również i na wydajność studni. Dlatego też mówiąc o obliczeniu filtru, jako najistotniejszej części studni, należy zatrzymać się nad tym zagadnieniem.

Był czas kiedy perforowaną rurę filtru okrywano gęstą tkaniną, chroniącą od przenikania drobnych ziarn piasku do studni. Wydajność takich studni była jednak nieznaczna. Powstało zagadnienie powiększenia otworów wejściowych, dla zwiększenia dopływu wody, co ostatecznie znalazło swój wyraz w bardzo rozpowszechnionych filtrach siatkowych.

Ogólna powierzchnia otworów wejściowych tego filtru jest jednak mimo wszystko niewielka, ponieważ w rzeczywistości dociskające do siatki ziarna warstwy wodonośnej zmniejszają otwory w siatce filtru. W konsekwencji, przy przejściu wody z warstwy wodonośnej przez siatkę filtru następuje szybkie naruszenie ruchu wody, wskutek czego powstają dodatkowe opory wejściowe, dochodzące do 96%, a nawet i więcej na każdy metr obniżenia wody przy pompowaniu. Obserwuje się to nie tylko w początkach okresu eksploatacji, ale i w całym okresie użytkowania z tym, że opory te z biegiem czasu rosną, powodując zmniejszenie się wydajności studni.

Tym też należy tłumaczyć małą wydajność studzien wierconych z filtrami siatkowymi.

Należy jednak zaznaczyć, że jakkolwiek w wielu przypadkach inne konstrukcje filtrów dają znacznie lepsze rezultaty, aniżeli filtry siatkowe, to tym niemniej wszystkie one nie zabezpieczają możliwości pełnego wykorzystania zasobów wodnych warstwy wodonośnej, chociaż konstrukcja ich jest nieraz bardzo skomplikowana. Powodem tego zjawiska jest kryterium wyjściowe przy obliczaniu filtrów siatkowych, polegające na maksymalnej, dopuszczalnej prędkości filtracji wody w warstwie wodonośnej, a nie powierzchnia robocza otworów, na granicy zetknięcia się zewnętrznej powierzchni filtrów siatkowych z powierzchnią warstwy wodonośnej.

Ponieważ w rzeczywistości wielkość maksymalnej szybkości filtracji całkowicie zależy od rzeczywistej powierzchni otworów wejściowych filtru, tj. najmniejszej powierzchni otworów, przez które woda przepływa, należy numery siatki filtracyjnej dawać nieco większe, aniżeli to wypada z analizy granulometrycznej. Zwykle siatki filtracyjne dajemy o dwa numery większe, w ten sposób po początkowym zamuleniu filtru (w okresie próbnego pompowania) i po samoczynnym wytworzeniu się filtru żwirowego dookoła filtru siatkowego, ruch cząstek piasku bardzo maleje, a wydajność studni jest większa. Odwrotnie, znaczne zwiększanie wymiarów siatki, albo dobranie jej na niedokładnej analizie granulometrycznej może nie tylko doprowadzić do zamulenia studni, niszczenia urządzeń pompowych, ale i do szybkiego wyjałowienia warstwy wodonośnej, a w konsekwencji do szybkiego unieruchomienia studni. Z tych względów sprawa doboru filtru jest zagadnieniem zasadniczym.

W tej części opisu technicznego, niezależnie od określenia długości i średnicy filtru, należy wskazać na konieczność ustalenia przez wykonawcę maksymalnego obniżenia wody w czasie pompowania oraz rzeczywistą wydajność studni.

3. Obudowa studni i sposób poboru wody. Należy wskazać tu, czy ujście otworu wiertniczego będzie wyprowadzone na powierzchnię ziemi i dopiero tam ma być zainstalowana pompa, czy też znajdować się ono będzie w specjalnej komorze pod ziemią, w której będzie zainstalowany hydrofor, dla samoczynnego pompowania i rozprowadzania wody do budynków mieszkalnych i gospodarczych. W każdym przypadku należy podać, jaki będzie zastosowany rodzaj podnoszenia wody — ręczny czy mechaniczny oraz rodzaj pompy.

- Przy zamawianiu pomp potrzebne są następujące dane:
- wydajność pompy w l/godz.,
 - źródło poboru wody (studnia kopana czy wiercona),
 - średnica otworu studni mierzona w poziomie zwierciadła wody,
 - całkowita głębokość studni,
 - poziom wody w studni, licząc od jej ujścia,
 - depresja wody przy pompowaniu,
 - wysokość tłoczenia ponad ujście studni,
 - długość tłoczenia (pozioma i pionowa) oraz średnica przewodów,
 - rodzaj prądu elektrycznego (stały, zmienny oraz napięcie robocze),
 - czy przewidziane jest urządzenie automatyczne (hydrofor).

W związku z tym, ta część opisu technicznego powinna być wyczerpująco opracowana, aby mogła dać potrzebne elementy dla zainstalowania najwłaściwszej pompy czy urządzenia automatycznego.

¹⁾ Gospodarka Wodna nr 6/53.

O ile pompa będzie uruchamiana przy pomocy silnika spalinowego lub elektrycznego, należy również obliczyć jego moc ze wzoru:

$$N = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 75}$$

gdzie: Q — objętość wody w m^3 na sek.,

γ — ciężar właściwy wody w kg/m^3 ,

H_m — wysokość manometryczna podnoszenia w $m = H_s + H_t + H_o$ (H_s — wysokość ssania, tj. wysokość geometryczna w pionie od najniższego lustra wody w studni do poziomu wentyli tłocznych lub osi pompy odśrodkowej, praktycznie wynosi 5 — 7 m w zależności od typu pompy); H_t — wysokość tłoczenia, tj. wysokość geometryczna w pionie, licząc od poziomu wentyli tłocznych lub osi pompy odśrodkowej do najwyższego lustra wody; H_o — wysokość strat;

η_1 — współczynnik sprawności pompy, który zwykle dla pomp tłokowych wynosi 0,8 do 0,95, a dla odśrodkowych 0,4 do 0,75;

η_2 — współczynnik sprawności dla silnika.

Ponieważ wybór i typ pompy zależy od warunków miejscowych, tj. od głębokości zwierciadła wody w studni, ilości podnoszonej wody i rodzaju napędu, należy przed ustaleniem w projekcie typu i rodzaju rozpatrzyć szczegółowo katalogi produkowanych pomp.

O ile projekt studni wierconej przewidywać będzie automatyczne ujęcie wody przy pomocy hydroforu, podać należy jego obliczenia, które zazwyczaj sprowadza się do ustalenia:

- całkowitej i użytkowej objętości zbiornika (V i V_u),
- wydajności pompy i mocy silnika (Q i M) z tym, że wydajność pompy liczy się na największe godzinowe zużycie,
- maksymalnego i minimalnego ciśnienia, przy którym następuje włączenie lub wyłączenie pompy (P_{max} i P_{min}),
- liczby n /cykliów (włączeń silnika) w ciągu godziny, która praktycznie wynosi 4 — 10 oraz czasu trwania cyklu (t).

Podstawowa wielkość f , od której zależą inne wielkości charakteryzujące hydrofor, wynika ze stosunku absolutnych ciśnień (P_{min} i P_{max}) i wynosi ona:

$$f = \frac{P_{min} + 10}{P_{max} + 10}$$

Przy projektowaniu stosunek absolutnych ciśnień zakłada się z góry, posługując się dla ułatwienia tablicą I, opracowaną przez prof. Z. Rudolfa.

TABLICA I.

f	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$1/f$	∞	10,0	5,0	3,35	2,5	2,0	1,67	1,43	1,25	1,11	1,0
$\frac{1}{1-f}$	1,0	1,11	1,25	1,43	1,67	2,0	2,5	3,33	5,0	10,0	∞
$\frac{V_p}{V_u}$	0	0,11	0,25	0,43	0,67	1,0	1,5	2,33	4,0	9,0	∞
$\frac{V_u}{V_p}$	∞	9,0	4,0	2,33	1,5	1,0	0,67	0,43	0,25	0,11	0

Podajemy przykład obliczenia hydroforu, przy następujących założeniach: średnie zużycie wody wynosi 0,8 l/sek, woda będzie doprowadzana do parterowego budynku gospodarczego (obory) ujęcie wody ze studni, minimalne ciśnienie $P_{min} = 10$ m, wysokość ssania $H_s = 5$ m, $f = 0,6$, ilość cykli $n = 6$ /godz, a czas ich trwania $t = 3\ 600/6 = 600$ sek. i maksymalna wydajność pompy = 1,5 l/sek.

Dla tych założeń, użytkowa pojemność zbiornika wynosić będzie $V_u = \frac{t \cdot Q}{4} = \frac{600 \cdot 1,5}{4} = 225$ litrów. Z powyższej

tablicy dla $f = 0,6$ otrzymujemy, stosunek $\frac{V_u}{V_p} = 0,67$, skąd objętość powietrza w hydroforze, przy maksymalnym msprężeniu $V_p = \frac{V_u}{0,67} = \frac{225}{0,67} = 336$ litrów. Dodając na martwą prze-

strzeń 10%, całkowita pojemność w hydroforze wyniesie: $V = (V_u + V_p) \cdot 1,1 = (225 + 336) \cdot 1,1 = 617$ litrów. Dla ustalenia ciśnienia maksymalnego, przy którym następuje wyłączenie pompy stosujemy wzór:

$$P_{max} = \frac{1}{f} P_{min} + 10 \left(\frac{1}{f} - 1 \right)$$

i znów posługując się wyżej podaną tablicą otrzymamy:

$$P_{max} = 1,67 \cdot 10 + 10 \cdot (1,67 - 1) = 23,4 \text{ m.}$$

Uwzględniając wysokość ssania 5 m, otrzymamy ogólną wysokość podnoszenia $H_m = 23,4 + 5 = 28,4$, skąd moc silnika

$$N = \frac{1,5 \cdot 28,4}{73 \cdot 0,4} = \text{ok. } 1,5 \text{ KM}$$

4. Krótkie dane dotyczące wykonawstwa robót są podstawowym elementem przyszłej realizacji projektu, wpływającym na organizację robót w terenie i dlatego powinny one zawierać ściśle wytyczne dla wykonawcy. Najważniejszymi z nich są:

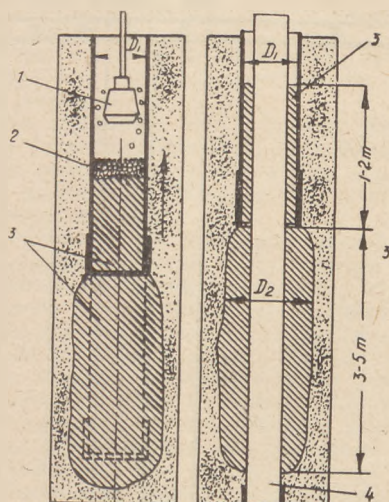
- sposób wiercenia w zależności od typu agregatu (ręczny, mechaniczny); dane te pozwalają na właściwą organizację robót, opracowanie harmonogramu prac oraz na przeszkolenie brygady roboczej w zakresie bezpieczeństwa i ochrony pracy;
- wytyczne przy wierceniach w różnych gruntach, a szczególnie w piaskach i kurzuwach.

Przypomnieć należy, że do wierceń w piaskach stosuje się świder łyżkowy albo łyżki z zaworem. Warstwy wodonośne i czyste, suche piaski przechodzi się przy pomocy łyżki (szlamówki). O ile piasek ubija się i nie wchodzi do łyżki należy używać dłuta. Wiercenie w piaskach od początku do końca prowadzone jest przy jednoczesnym opuszczeniu rur płaszczowych. Pamiętać jednak należy, że w piaskach nie należy dopuszczać wchodzenia narzędzia wiertniczego w grunt poniżej buta rury nie więcej niż na połowę długości narzędzia, w przeciwnym przypadku może nastąpić oberwanie się piasku i zakleszczenie narzędzia, które spowoduje awarię.

Kurzakwi przechodzi się łyżką z jednoczesnym obsadzeniem rur. Rury płaszczowe w większości przypadków opuszczają się początkowo łatwo, prawie przy każdym uderzeniu łyżki, ale w miarę wypełniania się ich piaskiem, opuszczanie jest coraz powolniejsze tak, że czasem zachodzi konieczność posadowienia rur pod ciśnieniem zewnętrznym. Dla niedoświadczonych wiertaczy, wiercenie w kurzakwach powoduje wiele trudności. Dlatego pamiętać należy, że wiercenie w tych przypadkach należy prowadzić przy pomocy łyżki o długości 3 m, posiadającej bardzo szczelnie przylegający zawór. W czasie wiercenia, łyżki nie można opuszczać poniżej buta rury płaszczowej, aby nie spowodować przechwycenia narzędzi, a tym samym i awarii. Przy wierceniu kurzaków postęp robót zależy od szybkości wykonywania wszystkich czynności związanych z opuszczeniem i wyciąganiem łyżki oraz z opuszczaniem rur. Konieczne jest zatem posiadanie wysokiego masztu, aby można było jednocześnie rozkręcać kilka (nie mniej trzech) żerdzi. Dla przyspieszenia opuszczania rur, jednocześnie z obrotem stosuje się ich wciskanie lub zabijanie. W przypadku silnego napływania kurzaków do rur, wskazane jest wlewianie do otworu roztworu gliny lub nawet czystej wody. Prace wiertnicze w kurzakach należy prowadzić nieprzerwanie w dzień i w nocy. Wiercenie prowadzi się dwiema łyżkami z tym, że jedną oczyszcza się, drugą opuszcza do otworu.

Zwrócić należy uwagę, że przy wierceniu spotyka się często kilka warstw wodonośnych, zanim dowiercimy się warstwy eksploatacyjnej. O ile w czasie wykonywania robót zostanie stwierdzone, że izolacja tych warstw przy pomocy rur płaszczowych nie jest dostateczna, a woda nieodpowiednia (zanieczyszczona), względnie o ile przejście z jednej kolumny rur do drugiej nie jest możliwe do wykonania w glinach, ze względu na nieodpowiednie warunki geologiczne, należy wykonać korek z gliny. W tym celu do otworu wiertniczego wrzuca się kawałki dobrze wyrobionej, tłustej gliny i ubija się ją aż do utworzenia warstwy grubości co najmniej 5 — 6 m, przy jednoczesnym podciąganiu rur. W glinę wciska się uprzednio podciągnięte rury płaszczowe tak, aby weszły one na głębokość ok. 2 m i dalej prowadzi się wiercenie mniejszymi średnicami rur. Sposób ten pokazany jest na rys. 1. Ważne jest również zwrócenie uwa-

gi wykonawcy na obowiązek sprawdzania wszystkich napotykan-nych w czasie wiercenia warstw wodonośnych, drogą próbnych pompowań. Dalsze wiercenie może być kontynuowane jedynie w tym przypadku, gdy próba da wynik negatywny tak pod względem ilościowym, jak i jakościowym, tj. gdy woda danej warstwy nie odpowiada wymaganiom chemicznym i bakteriologicznym.



Rys. 1. Sposób zakładania korka z gliny: 1 — ubijak, 2 — korki z tłustej, miękkiej gliny, 3 — glina ubita, 4 — druga kolumna rur.

Należy zwrócić jeszcze uwagę, że próbne pompowanie ma również na celu:

- odpiaszczenie studni, tj. wciągnięcie przez filtr do studni i wyniesienie z wodą na zewnątrz, przy pomocy urządzeń pompowych, drobnych ziarn warstwy wodonośnej i wytworzenie wokół filtru siatkowego — filtru naturalnego²⁾;
- ustalenie wydajności odpiaszczonej studni w zależności od obniżenia zwierciadła wody, tj. od wywołanej depresji w drodze pompowania. Pamiętać jednak należy, że próbne pompowanie rozpoczyna się z niewielką wydajnością, wynoszącą ok. 1 l/sek. W miarę postępu pompowania, w ciągu 4 — 6 godzin, wydajność należy zwiększyć aż do 1,5-krotnej, w stosunku do tej, na którą studnia będzie normalnie pracować. Po tym okresie daje się przerwy w pompowaniu trwające od kilkunastu minut (początkowo) do 2 — 3 godzin. Jeżeli po przerwach zacnie z otworu wypływać zupełnie czysta woda bez żadnych zanieczyszczeń mechanicznych, można uważać, że odpiaszczenie studni jest zakończone. Po odpiaszczeniu należy ustalić wydajność studni, tj. po 6 godzinach pompowania, przy 3 — 4 określonych z góry depresjach, ustalać się w drodze odpowiednich pomiarów ilości wypływającej wody lub odwrotnie dla 3 — 4 różnych wydajności w 1/sek. dokładnie mierzy się wielkość depresji zwierciadła wody w studni.

C z ę ś ć III. W oparciu o orzeczenie hydrogeologiczne wykreśla się profil geognostyczny dla miejsca przyszłego odwiertu wraz z projektem zarurowania otworu. Rozpatrmy to na przykładzie w oparciu o teoretyczne dane geologiczne dla miejsca odwiertu, które są podane w tabelicy II.

W miejscach niskich można się liczyć z ewentualnym wpływem wody. Orientacyjna analiza wody w warstwie wodonośnej na głębokości poniżej 35 m przedstawia się następująco: twardość — 90, chlor — 3,5 mg w litrze, NH_3 — ilości niewielkie, Fe — ślady, woda mętniejsza na powietrzu.

Na podstawie powyższych danych profil i schemat rurowania otworu wiertniczego, pokazany jest na rys. 2, z którego widać że profil geognostyczny i schemat zarurowania należy wykonywać z dwóch części. Lewa część, licząc od osi otworu, zawierająca rubryki od 1 do 9, przedstawia profil przewidywany, wykreślony na podstawie opinii hydrogeologicznej. Wg przyjętych kategorii pokładów i sposobu wiercenia opracowuje się kosztorys dla robót wiertniczych. Dla określenia kategorii przypom-

TABLICA II. Orientacyjny przekrój geologiczny studni

Lp.	Głębokość zalegania pokładu	Mięszość pokładu	Opis pokładu
1	0,00 — 0,90	0,90	gleba
2	0,90 — 2,00	1,10	piasek szarozółty
3	2,00 — 5,00	3,00	głina ciemnożółta
4	5,00 — 14,00	9,00	piasek żółty drobnoziarnisty, w dolnej części żwir
5	14,00 — 17,00	3,00	głina
6	17,00 — 19,00	2,00	ił siwożółty
7	19,00 — 24,00	5,00	piasek drobnoziarnisty z domieszką gliny
8	24,00 — 30,00	6,00	głina
9	30,00 — 35,00	3,00	piasek z pyłem węgla brunatnego
10	35,00 — 41,00	6,00	piasek gruboziarnisty z kamieniami
11	41,00 — 48,00	7,00	piasek drobnoziarnisty
12	48,00 — 50,00	2,00	piasek gruboziarnisty
13	50,00 — 53,00	3,00	piasek drobnoziarnisty

nieć należy, że pokłady, w których prowadzi się wiercenia, dzielą się na sześć następujących kategorii³⁾:

- torf, warstwa roślinna bez korzeni, luźne piaski, muły, grunty błotniste, luźne wilgotne piaszczysto-gliniaste grunty bez żwiru i kamieni, lekkie gliny, suchy less;
- torf i warstwy roślinne z korzeniami lub niewielką domieszką drobnego żwiru i tłuczni, luźne piaski i piaszczysto-gliniaste grunty z domieszką do 10% drobnego żwiru; rodzaje piasków nie ujęte w kategorii I i II, gliny i iły plastyczne z przerostami piasków, wilgotna miękka kreda, kurzawki, węgiel brunatny miękki;
- grunty piaszczysto-gliniaste z domieszką do 20% żwiru i drobnych kamieni, miękkie i luźne margle, zwięzłe gliny i iły, zleżały less, kreda, suche piaski, czysty łód, węgiel brunatny;
- grunty piaszczysto-gliniaste z domieszką powyżej 20% żwiru i kamieni, twarde zwięzłe gliny i iły, kaolin, zwietrzałe skały, porowaty wapień muszlowy, twarda kreda, gips, bauxyty, hydryty, fosforyty;
- drobny żwir, zwarte margle, piaszczyste, ilaste i inne miękkie łupki; słabo spojone piaskowce i wapień, węgiel kamienny, konglomeraty skał osadowych z lepiszczem wapiennym;
- otłoczaki, odłamki skał, żwir gruby jako warstwa, twarde łupki, piaskowce wapienne, marmury, dołomity, słabo zwietrzałe skały, konglomeraty z lepiszczem krzemistym.

Według projektu opartego na powyższym przykładzie widać, że odwiert należy rozpoczynać rurami o średnicy 14". Pierwsza kolumna przetnie warstwę gliny i piasku i sięgnie do warstwy gliny na głębokości od 14 do 17 m. Druga kolumna rur o średnicy 12" przetnie warstwę iłu i piasku, a swym spodem osiągnie warstwę gliny, położoną na głębokości 24 do 30 m. Wreszcie trzecia kolumna rur o średnicy 10" przetnie warstwę piasku z pyłem węgla brunatnego, piasku gruboziarnistego z kamieniami i oprze się butem w pokładzie piasku drobnoziarnistego na głębokości 53 m.

Prawa część rysunku, tj. rubryki 10 do 17, przeznaczone są do wypełnienia przez wykonawcę, na podstawie danych rzeczywistych, uzyskanych w czasie wiercen. Wypełnianie tych rubryk w czasie postępu robót jest niezmiernie ważne, bo tylko na tej podstawie można akceptować wszystkie zmiany konstrukcyjne w budowanej studni.

Wykonawca powinien więc prowadzić dziennik odwiertu, na podstawie którego będzie można ustalić:

- głębokość, na której znajduje się dno odwiertu,
- głębokość, na której znajduje się but każdej kolumny rur płaszczowych,
- długość w metrach każdej kolumny rur, licząc od powierzchni ziemi (od końca górnej rury), a także ilość rur w każdej kolumnie oraz długość i średnicę poszczególnych rur,

²⁾ Patrz artykuł „O sposobach zakładania i oczyszczania filtrów studzien wiertniczych” — Gospodarka Wodna nr 1/54.

³⁾ Wg Cennika Robót Budowlanych i Instalacyjnych. Cz. II § 2. — Roboty wiertnicze. Warunki techniczne wykonania robót.

PROFIL PRZEWIDYWANY								PROFIL RZECZYWISTY																			
Średnia pokładu	Poziom słupkowy wody	Kategoria pokładu	Głębokość zalegania pokładu	Międzyściż pokładu	Numer porządkowy pokładu	Opis pokładu	Długość i wymiar rur	Zarurpowanie otworu Przewidywane Wykonane	Długość i wymiar rur	Opis pokładu	Numer kolej-ny pobranej próbki	Głębokość zalegania pokładu	Międzyściż pokładu	Kategoria pokładu	Poziom słupkowy wody												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17											
100.90	Pierwszy poziom wody	I	0.90	0.90	1	głeba	φ 14 "																				
102.00			2.00	1.10	2	piasek szaro-żółty																					
105.00		II	5.00	3.00	3	głina ciemno-żółta																					
		I		9.00	4	piasek żółty, drobnopziarnisty - w dolnej części - żwir																					
114.00				14.00																							
117.00		II	17.00	3.00	5	głina											15.00										
119.00				19.00	2.00	6											il siwo - żółty										
		II		5.00	7	piasek drobnopziarnisty z domieszką gliny																					
124.00				24.00																							
130.00		II		6.00	8	głina											φ 12 "										
				30.00														28.00									
135.00	Drugi poziom wody	II		5.00	9	piasek z pyłem węgla brunatnego																					
				35.00																							
141.00		III		6.00	10	piasek grubopziarnisty z ka-mieniami																					
				41.00																							
148.00				48.00	7.00	11	piasek drobnopziarnisty	φ 10 "																			
150.00	I		50.00	2.00	12	piasek grubopziarnisty	45.00																				
153.00				53.00	3.00	13	piasek drobnopziarnisty	φ 8 "																			

Rys. 2. Profil geognostyczny i schemat rurowania.

- wymiary (długość i średnica) narzędzia, znajdującego się w otworze,
 - głębokość położenia poziomu wody w otworze, licząc od powierzchni ziemi.
- Zapisy w dzienniku oraz próbki pozwalają na:
- opracowanie prawej części profilu geognostycznego wraz z rzeczywistym zarurkowaniem,
 - lepszą orientację przy likwidacji ewentualnej awarii,
 - orientacyjne określenie (drogą porównania) głębokości zalegania warstw wodonośnych w innych miejscach.

Dziennik odwiertu może być opracowany w tej czy innej formie, ale w każdym razie powinien zawierać następujące dane:

- miejsce położenia studni,
- początek i zakończenie wiercenia,
- sposób wiercenia (udarowy, obrotowy),
- dzień i miesiąc zapisu,
- zmiana brygady roboczej,
- ilość robotników w zmianie łącznie z majstrem,
- opis robót, nazwę i średnicę używanego narzędzia wierniczego,
- zużycie czasu na wiercenie oraz na inne prace i przestoje,
- rozmiar wykonanych robót z określeniem początku i końca prac w ciągu każdej zmiany oraz od początku wiercenia,
- ilość i średnicę opuszczonych rur płaszczowych,
- numer pokładu,
- numer próbki,
- głębokość z jakiej pobrano próbkę,
- opis przechodzonego pokładu,
- grubość zalegania pokładu, tj. jego miąższość z określeniem początkowej i końcowej głębokości,
- poziom wody na początku i końcu każdej zmiany,
- podpis prowadzącego dziennik.

C z § 5 c IV. Ogólny kosztorys oraz koszty budowy studni, urządzeń pompowych i ewentualnie automatycznych należy opracować na podstawie Cennika Robót Budowlanych i Instalacyjnych na 1950; Cz. II oraz ewentualnie w oparciu o Katalog Norm i Stawek Jednostkowych na roboty budowlano-montażowe Dział 20 — Roboty wiernicze — Min. Bud. Przemysłowego na 1953 r.

Kosztorys na budowę studni powinien obejmować koszt robót wierniczych jak: wiercenie otworu, zapuszczanie i wyciąganie kolumny rur wierniczych, ilowanie otworu wierniczego, wykonanie filtru, podciąganie rur płaszczowych, montaż i demontaż pompy do próbnego pompowania, próbne pompowanie, pobieranie próbek wody do analizy chemicznej i bakteriologicznej, wyciąganie rur wierconych itp.; koszt robót innych, jak przygotowanie materiałów, sprzętu i urządzenia placu budowy, ustawienie zabudowań wierniczych (wieża, kuźnia), montaż i demontaż maszyn i urządzeń wierniczych, skrzynki drewniane na próbki gruntu oraz przewozy sprzętu i materiałów itp. Oddzielnie należy opracować koszt związany z instalacją pompy i urządzenia automatycznego, w zależności od warunków miejscowych, z uwzględnieniem ewentualnie doprowadzenia siły i światła. Ten dział kosztorysu należy opracowywać na podstawie C.R.B.I.Cz. II i V.

C z § 5 c V. Przy obliczaniu ilości potrzebnych materiałów do budowy studni, należy pominąć rury wiernicze, które zostaną wyciągnięte po zakończeniu robót. Rury te stanowią część agregatu wierniczego i jako takie powinny być włączone do sprzętu.

W powyższym przykładzie jako materiał należy traktować jedynie rury średnicy 10" i rury 8" na filtr. Przy ustalaniu długości rur należy dodawać 1% na połączenia.

Zwykle przy studniach z filtrem siatkowym, do zasadniczych materiałów, które powinny znaleźć swój wyraz w zapotrzebowaniu, zalicza się:

- rury wiernicze pozostające w zarurkowanym otworze wierniczym,
- rury nad-, pod- i filtrowe,
- siatkę miedzianą,
- drut miedziany grubości 2 mm na pokład pod siatkę,
- cynę 40 lub 50%,
- płaskowniki na kołnierze uszczelki

Niezależnie od wyżej podanych wyjaśnień, wykonawca powinien dokładnie zapoznać się z warunkami technicznymi budowy studni wierconych, które podane są w Cz. II Cennika Robót Budowlanych i Instalacyjnych na 1950 r. oraz z warunkami bezpieczeństwa i ochrony pracy. Te ostatnie powinny być poda-

ne do wiadomości zespołu wiertniczego i wywieszzone na widocznym miejscu na placu budowy.

Ogólne warunki bezpieczeństwa i ochrony pracy można ująć w następujące punkty:

1. Niedopuszczalne jest prowadzenie robót przy budowie i remoncie zewnętrznych części trójnogu, jak i jego rozbieranie w czasie silnego wiatru (powyżej 50), ulewy, gołodzi i nocą.
2. Niedopuszczalna jest budowa trójnogu z drzewa starego i o złej jakości.
3. Słupy drewniane trójnoga należy łączyć u góry za pomocą specjalnego stalowego sworznia dla umieszczenia na nim krążka linowego.
4. Na środkowym słupie trójnoga powinny być wykonane szczeble drewniane o przekroju 40 × 80 mm i długości 770 mm. Szczeble powinny być wcięte w słup i przybite nie mniej niż dwoma gwoździami. Odległość między stopniami nie powinna przewyższać 400 mm.
5. Wzbronione jest przybijanie szczebli drabiny na ustawionym i przygotowanym do pracy trójnogu.
6. Ustawienie trójnogu o wysokości do 8 m należy prowadzić ręcznie przy pomocy grupy robotników składającej się nie mniej niż z 4 osób. Przed podniesieniem powinny być wykopane dwa dołki dla słupów trójnoga dla zabezpieczenia ich od przesunięcia w czasie podnoszenia. Dołki powinny mieć głębokość nie mniejszą niż 0,4 m ze skarpą w kierunku podnoszenia.
7. Przy podnoszeniu i składaniu trójnoga niedopuszczalna jest obecność robotników pod trójnogiem.
8. Wzbronione jest rzucanie trójnoga na ziemię w czasie jego składania, tj. rozbiórka dopuszczalna jest tylko po opuszczeniu na ziemię.
9. Niedopuszczalne jest umocowywanie gwoździami górnego wahacza do słupów trójnoga.
10. Oś wahacza powinna być zabezpieczona zatyczkami przed wysunięciem.
11. Ujście otworu wiertniczego powinno być szczelnie zakryte ruchomą zasuwą znajdującą się w poziomie podłogi nad wykopanym przy ujęciu szybem.
12. Przy wierceniu bez trójnoga wyjmowane żerdzie z otworu wiertniczego powinny być rozkręcone na świecy długości nie większej niż 4 m.
13. W czasie pobierania próbek gruntu wzbronione jest przesuwanie lub zdejmowanie zaciskowych kluczy z narzędzia wiertniczego.
14. Windy i kołowroty powinny być zaopatrzone w urządzenia nie pozwalające na samoczynne opuszczanie ciężaru uwieszonego na linie. Winda powinna być zaopatrzona:
 - w zębate urządzenia do podwieszenia na jakiejkolwiek wysokości ciężaru umocowanego na linie,
 - w urządzenia hamulcowe pozwalające na regulację podwieszenia i szybkości ruchu ciężaru,
 - w swobodnie obracające się rury znajdujące się na korbach windy.
15. Niedopuszczalne jest hamowanie windy, przez wkładanie i dociskanie jakichkolwiek przedmiotów.
16. Podnoszenie i opuszczanie trójnoga o wysokości większej niż 8 m należy prowadzić przy pomocy wyciągu składającego się z liny i windy.
17. Kierownik grupy wiertniczej obowiązany jest codziennie sprawdzać stan kół zębatach i hamulce windy. Kola zębate i wszystkie obracające się części windy powinny być zakryte ochraniaczami.
18. Linka stalowa przerzucona przez krążek nie powinna podlegać tarcia o jego boki w czasie pracy. O ile jedna ze ścianek

krążka starła się, a starcie to wynosi czwartą część grubości, krążek należy zastąpić nowym.

19. Przy nawijaniu liny na bęben niedopuszczalne jest jej kierowanie bezpośrednio gołymi rękami.

20. Wiertacze przy pracy z liną stalową obowiązani są pracować w rękawicach. Niedopuszczalne jest trzymanie rękami liny w czasie podnoszenia i opuszczania windą narzędzi wiertniczych. Przy opuszczaniu na hamulcu rączki windy powinny być zdjęte.

21. Rozwinięcie narzędzia wiertniczego w przypadku jego silnego przychwycenia powinno być prowadzone z zachowaniem następujących zasad:

- całe narzędzie robocze, przeznaczone dla danych robót, powinno być dokładnie zbadane i obejrzane, klucze utrzymujące powinny posiadać właściwe nacięcia i dokładnie przylegać do żerdzi wiertniczej,
- rączki kluczy powinny być kute z jednego kawałka żelaza, nie posiadać pęknięć i wygięć, średnica rączki nie może być mniejsza od 25 mm,
- wydłużenie rączek powinno być przeprowadzone drogą dokładnego nasadzenia na nie kawałków stalowych rur cylindrycznych, o grubości ścianek nie mniejszej niż 5 mm bez jakichkolwiek uszkodzeń, połączenie rączki z rurą powinno posiadać długość co najmniej 400 mm przy ogólnej długości rączki z rurą nie większej niż 1 m.

22. Elewator do żerdzi wiertniczych lub hak wyciągowy tzw. „cap” powinien posiadać zabezpieczenie przed możliwością zeskokowania podnoszonego przedmiotu lub żerdzi.

23. Wzbronione jest zatrzymywanie, łapanie lub dokręcanie kleszczami (kluczami) żerdzi wiertniczych przy ich opuszczaniu i podnoszeniu.

24. Niedopuszczalne jest dopuszczanie i podnoszenie narzędzi do otworu wiertniczego na linie stalowej posiadającej porwane i wystające końce drutów; wystające końce porwanych drutów powinny być odcięte i zabezpieczone.

Maksymalna ilość porwanych drutów nie powinna przekraczać 10% ogólnej ich ilości w linie na długości zwoju.

25. Niedopuszczalne jest naciąganie narzędzia liną w czasie podnoszenia lewara.

26. Przy pracy lewarem należy obserwować jego położenie i nie dopuszczać do jakichkolwiek podkładek między główką lewara a umocowaniem (na żerdziach lub rurach).

27. Przy naciąganiu lewarem wiertacze powinni znajdować się od niego w odległości nie mniejszej niż 1 m. Wzbronione jest pochylanie się nad lewarem w czasie naciągania narzędzia (rury wiertniczej).

28. Przy obracaniu gwintu lewara należy obserwować jego równomierność podnoszenia lub opuszczania. W przypadku skrzywienia się lewara przy podciąganiu narzędzia ten ostatni powinien być zwolniony, a lewar ponownie właściwie ustawiony.

29. Przy zabijaniu rur płaszczowych zabronione jest prowadzenie jakichkolwiek prac pod podciągniętą, a nie umocowaną „babą”.

30. Zabronione jest podtrzymywanie rękami żerdzi udarowej w czasie prowadzenia udarów.

31. W czasie opuszczania kolumny rur płaszczowych powinien być obecny kierownik grupy wiertniczej i mieć bezpośredni dostęp do hamulca windy.

Podając te ramowe wytyczne dla projektowania i wykonawstwa studzien wierconych, można wyrazić nadzieję, że szerokie rzesze służby wodno-melioracyjnej wniosą cały szereg uzupełnień, które pozwolą na całkowite wyczerpanie tego zagadnienia, a tym samym przyczynią się do ułatwienia pracy w terenie.

Korzystaj z książki i prasy radzieckiej

— nieodzownej pomocy w pracy, nauce i technice.

BRONISŁAW NIETYKSZA

W sprawie kontroli jakości dokumentacji projektowo-kosztorysowej

(artykuł dyskusyjny)

1. Uwagi ogólne

W artykule niniejszym zajmiemy się omówieniem zagadnień związanych z kontrolą jakości dokumentacji projektowo-kosztorysowej, z pominięciem sposobu jej opracowania i warunków techniczno-ekonomicznych, jakim prawidłowo opracowana dokumentacja powinna odpowiadać. Sprawy te poruszymy tylko o tyle, o ile będą one potrzebne do wyjaśnienia niektórych zjawisk związanych z przebiegiem kontroli technicznej, odsyłając czytelnika interesującego się szczegółami do odpowiednich źródeł, gdzie będzie mógł zapoznać się z nimi szczegółowo.

Każda inwestycja planowana do realizacji, niezależnie od dokumentacji projektowo-kosztorysowej, może posiadać jeszcze dokumentację prawną, której nie będziemy omawiać w niniejszym artykule, gdyż nie jest ona w zasadzie przedmiotem kontroli organów weryfikacyjnych biura projektowego.

Strukturę organizacyjną, zakres działania oraz metody pracy organów kontroli technicznej regulują następujące przepisy:

1) Zarządzenie Przewodniczącego PKPG z dnia 18 września 1950 r. w sprawie kontroli prac w biurach projektowych.

2) Uchwała Prezydium Rządu Nr 471/52 z dnia 4 czerwca 1952 r. załącznik Nr I o strukturze organizacyjnej i zakresie działalności biur projektowych.

3) Instrukcja PKPG 98 z 1953 roku.

4) Zarządzenie Przewodniczącego PKPG Nr 113 z dn 31 maja 1954 r. w sprawie trybu i zaostrożenia kontroli jakości opracowania dokumentacji kosztorysowej oraz o sankcjach za niedotrzymanie terminu i niewłaściwą jakość jej opracowania.

5) Zarządzenie Przewodniczącego PKPG Nr 133 z dnia 14 czerwca 1954 r. w sprawie trybu i zakresu prac związanych z ustalaniem danych wyjściowych dla dokumentacji kosztorysowej.

Wymienione w p. 1, 2, 3, przepisy posłużyły za podstawę poszczególnym resortom i centralom biur projektowych do opracowania instrukcji branżowych, regulujących strukturę organizacyjną, zakres działania i metody pracy organów kontroli technicznej podległych sobie biur projektowych, uwzględniające charakter i specyfikę tych biur. Przepisy te omawiają bardzo ogólnie strukturę organizacyjną i zakres działania organów kontroli technicznej, nie wnikając w metody ich pracy.

Instrukcje branżowe regulują to zagadnienie bardzo różnolicie, neglując częstokroć podstawowe zasady wszelkiej kontroli, a więc i technicznej. Toteż nie będziemy omawiać ustawienia i funkcjonowania organów kontroli technicznej w branżowych biurach projektowych, a zajmiemy się jedynie sformułowaniem podstawowych zasad, które powinny być przestrzegane w czasie kontroli jakości oraz form organizacyjnych i metod pracy prawidłowo zorganizowanej kontroli technicznej.

2. Czynniki wpływające na wysoką jakość dokumentacji

Nim przejdziemy do omówienia struktury organizacyjnej i metod pracy organów kontroli technicznej, spróbujmy odpowiedzieć na pytanie: jakie czynniki wpływają na wysoką jakość dokumentacji projektowo-kosztorysowej i jaki wpływ na tę jakość ma brak któregośkolwiek z tych czynników? Czynniki te są następujące:

- wysokokwalifikowany projektant,
- naczelny (główny) specjalista,
- główny projektant,
- generalny projektant,
- biblioteka techniczna,
- gabinet projektów,
- kontrola techniczna.

Prawidłowo zorganizowane biuro projektowe I i II kategorii, a szczególnie biuro wielobranżowe o jednobranżowych pracownikach, powinno posiadać wszystkie te czynniki, gdyż brak które-

gokolwiek z nich utrudnia prace projektowe, a co za tym idzie utrudnia osiągnięcie wysokiej jakości swojej produkcji. Tylko biura wykonujące dokumentację dla drobnych inwestycji czy kapitalnych remontów, jak np. niektóre wojewódzkie biura projektowe, nie potrzebują generalnych projektantów czy też gabinetu projektów typowych i wzorcowych.

Podstawowym czynnikiem wpływającym na jakość dokumentacji jest projektant. Wysokokwalifikowany projektant, śledzący najnowsze zdobycze wiedzy w interesującej go dziedzinie, świadomy odpowiedzialności za skutki złej jakości swojej pracy, daje największe gwarancje wysokiej jakości wykonanych przez siebie prac projektowo-kosztorysowych. Trudności napotymane przez biura projektowe w skompletowaniu zespołów projektanckich na odpowiednim poziomie są częstokroć nie do pokonania, z powodu braku dostatecznej ilości i jakości pracowników technicznych, szczególnie w niektórych specjalnościach jak: technika sanitarna, tereny zielone i inne. Poważna liczba młodzieży technicznej, kierowanej do biur projektowych prosto z uczelni, bez żadnego stażu w wykonawstwie, stanowi w większości materiał surowy, wymagający troskliwej opieki fachowej i dłuższego szkolenia zawodowego. Młodzież ta z natury rzeczy nie może dać jeszcze najwyższej jakości swojej pracy.

Trudności te mogą być przezwyciężone przez zaangażowanie stałych naczelników czy głównych specjalistów dla wszystkich branż występujących w biurze oraz przez angażowanie konsultantów do bardziej skomplikowanych, a szczególnie nowatorskich prac projektowych, w wykonaniu których zespoły projektanckie nie mają odpowiedniego doświadczenia. Konsultanci mogą być angażowani do konkretnych prac na ściśle określonej ilości godzin i płatni z funduszu bezosobowego.

Jakiegokolwiek wydatki ponoszone na podniesienie jakości dokumentacji sowie się opłacać, gdyż warunkiem niskich kosztów inwestycji i eksploatacji jest wysoka jakość dokumentacji projektowo-kosztorysowej.

Biura projektowe, znajdujące się w miastach posiadających wyższe uczelnie techniczne, powinny w jak najszerszym zakresie współpracować z wykładowcami tych uczelni we wszystkich przypadkach, w których zespół biura napotyka trudności w wykonaniu powierzzonego sobie zadania.

Ogromne znaczenie dla podniesienia jakości dokumentacji ma koordynacja prac projektowo-kosztorysowych składających się na jedną inwestycję, a wykonywanych przez kilka pracowników jedno-branżowych w tym samym biurze lub przez kilka biur projektowych. W każdym takim przypadku powinien być ustanowiony główny projektant, a dla inwestycji bardziej złożonych, dla których dokumentację wykonuje szereg biur projektowych — generalny projektant. Np. na dokumentację dla budowy zbiornika wodnego w Goczałkowicach składa się szereg specjalności, jak budownictwo wodne, lądowe, urządzenia energetyczne, technika sanitarna, architektura itd. Budowa Centralnego Parku Kultury wymaga dokumentacji składającej się również z szeregu specjalności jak: tereny zielone, roboty inżynierskie, elektryczne, sanitarne, architektoniczne, drogowe itd.

W obydwóch przypadkach powinni być ustanowieni generalni projektanci dla koordynowania całości prac nad dokumentacją techniczną, a dla niektórych części, jak np. dla części architektonicznych — główni projektanci, koordynujący prace nad dokumentacją projektowo-kosztorysową dla obiektów architektonicznych.

Prawidłowa i wnikliwa koordynacja zapobiega wszelkim zakłóceniom w harmonijnym przebiegu prac nad wykonaniem dokumentacji technicznej, ogranicza do minimum niebezpieczeństwo popełnienia błędów w koncepcjach i rozwiązaniach technicznych poszczególnych części dokumentacji.

Niestety nie wszystkie jeszcze biura projektowe doceniają wagę takiego właśnie ustawiania prac dla wykonania dokumentacji technicznej. Wiele biur ciągle jeszcze stoi na stanowisku, że czynności te mogą i powinni wykonywać kierownicy pracowni

lub kierownicy działów branżowych, wykonujących podstawową część dokumentacji (dział, pracownia kierująca).

Poważny wpływ na podniesienie poziomu dokumentacji ma biblioteka techniczna. Biblioteka taka, wyposażona i stale zasilana w najnowsze wydawnictwo periodyczne i książkowe, zarówno w języku polskim, jak i językach obcych, stanowi poważną pomoc w pracy projektantów. Wątpliwości natury technicznej, nasuwające się projektantom w toku prac projektowych, mogą być nieraz usuwane przy pomocy wydawnictw udostępnionych w każdej chwili projektantowi. Tam bowiem może znaleźć wskazówkę i odpowiedź na trapiące go wątpliwości.

Wspomnieć jeszcze wypada o gabinetach projektów typowych i wzorcowych i o jego znaczeniu dla prawidłowego przebiegu prac projektowych.

Projektant, przystępując do wykonania powierzonej mu pracy projektowej, wiele czasu musi zużyć, szczególnie przy opracowaniu projektu wstępnego, na zaprojektowanie koncepcji technicznej. Rodzi się szereg pomysłów, rzuca je szkicowo na papier i często nie wie, który z nich jest lepszy. Jeśli już taką koncepcję ma, szuka dla niej najlepszych rozwiązań technicznych, znowu tracąc wiele cennego czasu na sam proces myślowy. Jeśli w biurze projektowym jest dobrze wyposażony gabinet projektów, projektant, przystępując do pracy, może znaleźć w nim projekt sporządzony dla analogicznej inwestycji i wykorzystać go dla wykonania swego zadania. Fakt ten może wydatnie przyspieszyć prace projektanta i obniżyć koszty projektu. Gabinet projektów stanowi jednocześnie poważną pomoc w pracach kontroli technicznej, która może posilkować się pracami typowymi lub wzorcowymi przy ocenie jakości dokumentacji i wpływać w ten sposób na podniesienie tej jakości.

Wygranie bitwy o jakość, bez wprzęgnięcia do prac nad wykonaniem dokumentacji wszystkich czynników wymienionych wyżej, jest niemożliwe i wydaje nam się, że wszędzie tam, gdzie nie jest to jeszcze dostatecznie doceniane, uchwała II Zjazdu PZPR o konieczności podniesienia jakości nie znajdzie odpowiednich warunków do jej realizacji.

3. Struktura organizacyjna i metody pracy organów kontroli technicznej

Wszystkie czynniki, które omówiliśmy wyżej mają wpływ na jakość dokumentacji technicznej w toku jej sporządzania. Ostatni czynnik — kontrola techniczna — posiada najbardziej wszechstronny charakter w kształtowaniu jakości dokumentacji. Prawidłowo zorganizowana, wnikliwa i wszechstronna kontrola techniczna łączy się do prac projektowych już w momencie rodzenia się koncepcji technicznych u projektanta, kontroluje przebieg procesów intelektualnych, stara się wykryć błędy w rozumowaniu projektanta i zwrócić na nie jego uwagę, przegląda i sprawdza pierwsze już szkice, zwraca uwagę co należy poprawić, nie wdrażając się w doradztwo, jak to należy zrobić.

Zasada — „organa kontroli technicznej nie projektują, a jedynie sprawdzają, czy praca wykonana została zgodnie z zasadami nauki technicznej i obowiązującymi przepisami” — powinna przyswajać wszystkim pracownikom kontroli technicznej. Przestrzeganie tej zasady pozwoli na uniknięcie kolizji z obowiązkami kontrolera, jako bezstronnego czynnika powołanego do wykrywania błędów w wykonanej przez projektanta pracy.

Kontroler, który wykrywa błędy w toku pracy nad dokumentacją i wskazuje nietylko co, ale jak należy zrobić, aby te błędy usunąć, staje się współprojektantem kontrolowanej pracy, a co za tym idzie — czynnikiem zainteresowanym w obronie swego wkładu przy kontroli ostatecznej, zakończonej pracy, choćby ten wkład nie był najlepszy. Kontroler taki (weryfikator) jest zaangażowany intelektualnie i uczuciowo w obronę koncepcji i rozwiązań technicznych zastosowanych przy jego współudziale w projekcie i traci charakter organu bezstronnego przy sprawdzaniu dokumentacji. Stan ten pogłębia się i staje się już wręcz zjawiskiem karykaturalnym, jeśli kontroler techniczny znajduje się w gestii kierownika działu produkcyjnego lub, co gorsza, kierownika pracowni, a nie w gestii kierownika komórki kontroli technicznej.

Niestety, są jeszcze biura projektowe, które tak właśnie rozumieją pracę kontroli technicznej, utrzymują ten stan u siebie, co oczywiście musi dawać i dawać fatalne wyniki, jeśli chodzi o jakość dokumentacji sporządzanej przez te biura. Poważna ilość błędów w budowie, wyposażeniu i funkcjonowaniu szeregu obiektów wykonanych na podstawie takich dokumentacji świadczy o wadliwości takiego właśnie ustawienia kontroli technicznej i jej metod pracy.

Takie pojmowanie obowiązków kontroli technicznej posiada jeszcze i drugi aspekt ujemny. Kontroler, doradzając, jak należy poprawić taki czy inny fragment lub szczegół projektu, który uważa za błędnie sporządzony, dubluje obowiązki naczelnego specjalisty, konsultantów, głównego projektanta i kierownika pracowni. Jeśli się zdarzy wypadek, że pomiędzy weryfikatorem a specjalistami nie ma harmonii i wzajemnej współpracy, projektant staje wobec sprzecznych ze sobą rad i zaleceń, co w rezultacie nie ułatwia, a poważnie utrudnia mu pracę.

Tak więc wszyscy kontrolerzy techniczni (weryfikatorzy czy też tak zwani — w niektórych biurach — sprawdzający) powinni być w gestii kierownika kontroli technicznej, wykonywać swoje trudne i odpowiedzialne obowiązki na jego zlecenie i przed nim bezpośrednio odpowiadać za wyniki swojej pracy. Ponadto, kontrolerzy techniczni nie powinni tracić z pola widzenia naczelnego zasady, że oni nie projektują, a kontrolują, wskazując co jest wykonane źle, ale nie wskazując, jak należy przeprojektować błędnie opracowane elementy. Kontrolerzy mogą i powinni wskazać projektantowi, jakie przepisy obowiązują w danej dziedzinie projektowania i gdzie należy ich szukać. Ponadto informują o istnieniu opracowań typowych lub wzorcowych, które należy wziąć pod uwagę przy projektowaniu, jeżeli projektant sam nie wykazał inicjatywy w tym kierunku. Znajomość zasad i przepisów technicznych, jak również przepisów ekonomicznych i prawnych, którym musi odpowiadać dokumentacja projektowo-kosztorysowa, należy do podstawowych obowiązków weryfikatora. Też kontroler techniczny powinien posiadać wysokie kwalifikacje zawodowe i stać na wysokim poziomie etycznie-moralnym. Wtedy dopiero wykonane przez niego obowiązki dadzą właściwy efekt.

Jakże powinna wyglądać struktura organizacyjna organów kontroli technicznej, aby tak pojęte przez nas zadania mogła wykonywać?

Organa kontroli technicznej — to komórka kontroli technicznej (dział czy samodzielna sekcja) ustawiona w pionie technicznym i podległa bezpośrednio naczelnemu inżynierowi oraz rada techniczna — jako organ opiniotwórczy dyrektora biura w przedmiocie jakości produkcji, administrowana przez komórkę kontroli technicznej. Komórka kontroli technicznej, w biurze projektowym zatrudniającym ponad 500 pracowników, może być podzielona na dwie komórki niższego szczebla, a mianowicie: sekretariat rady technicznej i personel pomocniczy wykonujący czynności administracyjno-statystyczne związane z działalnością komórki weryfikacyjnej (prowadzenie rejestru weryfikowanych dokumentacji, zaopatrywanie projektów w klauzule weryfikacyjne, załatwianie wniosków premialnych za jakość, sprawozdawczość, sekretariat rady technicznej). W skład sekcji technicznej wchodzi starsi kontrolerzy i kontrolerzy techniczni, zarówno ci, którzy zajmują stanowiska etatowe w dziale kontroli technicznej, jak i ci, którzy pracują na normach w produkcji.

Rada techniczna jest ciałem kolektywnym, składającym się ze stałych członków wyznaczonych przez dyrektora biura spośród najwyższych kwalifikowanych pracowników, reprezentujących wszystkie specjalności wchodzące w zakres działania biura. Ponadto na posiedzenia rady technicznej powinni być zapraszani rzeczoznawcy spoza biura, a przede wszystkim pracownicy nauki. Skład rady technicznej powinien być każdorazowo ustalany spośród specjalistów właściwych dla specjalności występujących w przedłożonej na radę dokumentacji. Uchwały rady mają charakter opiniotwórczy i wymagają zatwierdzenia dyrektora biura. Uchwały rady nie są wiążące i dyrektor biura może zdecydować inaczej niż brzmie uchwała rady lub może zarządzić powtórne rozpatrzenie pracy przez radę w innym składzie. Opinie rady technicznej są prawomocne tylko wtedy, jeżeli w jej składzie było obecnych przynajmniej trzech członków stałych, w tym specjalista z danej branży. Kierownik pracowni, projektant, koreferent i przedstawiciel inwestora nie są członkami rady i nie mogą brać udziału w głosowaniu. Przewodniczącym rady technicznej jest naczelnny inżynier. Dyrektor biura może wyznaczyć również zastępcę przewodniczącego. Kierownik działu kontroli technicznej wchodzi w skład rady z urzędu jako jej stały członek, nie jest jednak wskazane, aby przewodniczył radzie technicznej. Nie jest również wskazane, aby przewodniczył radzie technicznej kierownik działu branżowego, w którym opracowana została rozpatrywana przez radę dokumentacja, a który również wchodzi w skład rady jako jej stały członek.

Niezależnie od oceny jakości dokumentacji projektowo-kosztorysowej, rada techniczna ma obowiązek opiniować wnioski premialne za jakość.

Przejdźmy z kolei do omówienia przebiegu prac związanych z kontrolą jakości dokumentacji oraz udziału w tej kontroli kontrolerów technicznych. Dla uniknięcia nieporozumień należy stwierdzić że — zdaniem naszym — każdy dokument techniczno-ekonomiczny wykonany w biurze projektowym, niezależnie od jego rozmiarów i znaczenia powinien być przed przekazaniem inwestorowi zweryfikowany. I dlatego trudno się zgodzić ze stanowiskiem niektórych biur projektowych, które dokumentację dla inwestycji o znaczeniu niezasadniczym weryfikują formalnie na odpowiedzialność kierowników działów i pracowni branżowych, bez uprzedniego sprawdzenia pracy przez weryfikatora (kontrolera technicznego). Biura wielobranżowe, o wielu specjalnościach technicznych, dzielą się wprawdzie na działy branżowe, ale branżowość tych działów nie jest zupełnie ścisła i występuje w nich szereg specjalności, z których tylko część odpowiada specjalności kierownika. Na przykład w dziale techniki sanitarnej występują takie specjalności jak: wodociągi, kanalizacje, oczyszczanie wody i ścieków miejskich; wodociągi, kanalizacje i oczyszczanie ścieków przemysłowych; bilanse wodne itd. Jeżeli kierownik działu jest specjalistą w dziedzinie urządzeń sanitarnych miejskich, to posiada już pewne braki w dziedzinie urządzeń sanitarnych przemysłowych oraz gospodarki wodnej. W dziale techniki komunikacyjnej np. grupuje się pracowni budowy dróg i ulic miejskich, budowy mostów i wiaduktów, budowy linii tramwajowych itd. Jeśli kierownik działu jest drogowcem, będzie miał poważne braki w wiadomościach w dziedzinie konstrukcji mostowych czy też w budowie linii tramwajowych. To samo zjawisko występuje i w innych branżach, np. w terenach zielonych występuje też mała architektura i urbanistyka; w technice elektrycznej — energetyka, teletechnika, sieć trakcyjna itd.

Wszystko, co powiedzieliśmy wyżej wskazuje na to, że weryfikowanie nawet drobnych projektów na odpowiedzialność kierowników działów w biurach wielobranżowych jest szkodliwą fikcją. Trzeba zatem tak ustawić kontrolę techniczną, aby każdy projekt był rzeczywiście sprawdzony przez weryfikatora przed zaopatrzeniem go w urzędową pieczęć weryfikacyjną i podpisaniem przez naczelnego inżyniera lub dyrektora i kierownika komórki kontroli technicznej.

Jak i gdzie należy ustawić kontrolerów technicznych, aby tak pojęte zadanie mogło być spełnione?

Jak już powiedzieliśmy wyżej, każda praca powinna być sprawdzona w całości, a więc nie tylko kosztorysy i obliczenia statyczne, ale i obliczenia specjalne oraz rysunki. Sprawdzanie prac projektowo-kosztorysowych powinno się odbywać w toku sporządzania dokumentacji sukcesywnie, tak aby każdy element stanowiący podstawę do dalszego rozpracowania projektu tej samej specjalności lub specjalności towarzyszących był sprawdzony przed przystąpieniem do dalszego opracowania projektu. Jest to ważne szczególnie w tych przypadkach, w których pracowni mają charakter ściśle jednobranżowy, pracują na własnych planach produkcyjnych i — że się tak wyrazimy — „towarzyszą” pracowni podstawowej w wykonaniu części dokumentacji. Jeśli pracownia towarzysząca wykonuje swoją część pracy na podstawie niesprawdzonego elementu podstawowego, to choćby swoją część wykonała prawidłowo, ponosi konsekwencje w razie wykrycia błędów w projekcie podstawowym. Pracownia ta musi bowiem wykonać przeróbki w swojej części, choć przeróbki te nie są przez nią zawinione. Podnosi to oczywiście koszty dokumentacji i opóźnia terminy jej wykonania.

Tak więc dokumentacja projektowo-kosztorysowa, zgłoszona do weryfikacji do działu kontroli technicznej, powinna być uprzednio sprawdzona przez kontrolerów w trybie przytoczonym wyżej.

Ekipa kontrolerów technicznych sprawdzających prace projektowe w toku ich wykonywania powinna pracować na normach, przy czym normy te powinny obciążać nakład czasu ustalony na wykonanie pracy projektowo-kosztorysowej. Ekipa ta, jak już mieliśmy okazję powiedzieć, powinna być w gestii kierownika komórki kontroli technicznej. Przeciętny stosunek liczby kontrolerów do projektantów powinien się kształtować jak 1 do 12. Stosunek ten może się kształtować różnie dla różnych specjalności.

Prace wspomnianej ekipy kontrolerów nazwalibyśmy weryfikacją wstępną, wykonywaną w toku produkcji.

Niezależnie od weryfikacji wstępnej, wykonywanej przez wspomnianą ekipę kontrolerów, może być dokonywana weryfikacja

wstępna przez radę techniczną. Dzieje się to tylko wtedy, kiedy zespół sporządzający projekt wstępny dla jakiejś trudnej i złożonej inwestycji opracował koncepcję techniczną w jednym lub kilku wariantach i chce usłyszeć opinię zespołu specjalistów reprezentowanych w radzie o przyjętej koncepcji i otrzymać zalecenia, który z zaproponowanych wariantów należy przyjąć za podstawę do dalszego rozpracowania projektu.

Kiedy już projekt został ukończony i sprawdzony w trybie przytoczonym wyżej, dział branżowy zgłasza go — za pośrednictwem działu organizacji produkcji — do komórki kontroli technicznej do kontroli następnej. Zgłoszenie powinno iść przez dział organizacji produkcji po to, aby dział ten odnotował na zgłoszeniu termin pracowniany i termin umowny dla inwestora, co jest konieczne do stwierdzenia, czy pracownia dotrzymała terminu przewidzianego harmonogramem, a co za tym idzie, czy posiada uprawnienia do premii na terminowość i jakość oraz orientuje komórkę kontroli, ile ma czasu na dokonanie czynności weryfikacyjnych, aby inwestor mógł otrzymać dokumentację w terminie przewidzianym umową. Dział organizacji produkcji sprawdzi również, czy zgłoszona do kontroli dokumentacja zawiera wszystkie części przewidziane w umowie.

W ten sposób zgłoszona do kontroli dokumentacja jest weryfikowana jednoosobowo przez kontrolera technicznego działu kontroli technicznej lub przez rzeczoznawcę spoza zespołu kontroli technicznej albo przez radę techniczną — zależnie od wagi i rozmiarów dokumentacji technicznej.

W tym miejscu musimy wspomnieć, że niezależnie od ekipy kontrolerów technicznych, sprawdzających dokumentację w toku produkcji, komórka kontroli technicznej posiada własny zespół kontrolerów będących na etatach technicznej usługi tej komórki, w którym to zespole powinny być reprezentowane wszystkie specjalności występujące w produkcji, przy czym zależnie od mocy przerobowej tej specjalności może zajmować tylko część etatu.

Po zbadaniu zgłoszonego do weryfikacji projektu przez weryfikatora lub radę techniczną w przypadku stwierdzenia błędów czy też innych usterek w projekcie komórka kontroli technicznej zwraca projekt działowi branżowemu za pośrednictwem działu organizacji produkcji celem naniesienia zaleconych poprawek. Dokumentację do poprawek kieruje się dlatego za pośrednictwem działu organizacji produkcji, że dział ten musi wyznaczyć pracowni termin na wykonanie poprawek i dopilnować ich wykonania. Po wykonaniu poprawek dział branżowy przekazuje wykonaną dokumentację do komórki kontroli technicznej celem dokonania weryfikacji ostatecznej, to znaczy sprawdzenia, czy wykonane zostały zalecenia oraz dopełnienia formalności weryfikacyjnych (ostemplowanie, opisanie i podpisanie). Kontrola naniesionych poprawek i uzupełnień zaleconych przez radę techniczną lub weryfikatora — przy weryfikacji jednoosobowej — wykonana jest przez kontrolerów komórki kontroli technicznej.

Które z prac zakończonych, zgłoszone do weryfikacji, mają być badane przez radę techniczną, a które przez rzeczoznawców czy kontrolerów w trybie weryfikacji jednoosobowej, decyduje dyrektor biura na wniosek kierownika komórki kontroli technicznej.

Po ostatecznym zweryfikowaniu dokumentacji pracę przekazuje się działowi organizacji produkcji celem doreczenia inwestorowi.

Pozornie rzecz biorąc, można by sądzić, że tak ustawiona kontrola techniczna podroży dokumentację przeciętnie o 5%. W rzeczywistości jest tylko jednak pozorne. Trzeba pamiętać, że włączenie się kontroli technicznej do prac projektowych w toku ich wykonywania przyspieszy wykonanie dokumentacji i podniesie jej jakość. Ponadto wszystkie dokumentacje dla inwestycji o znaczeniu niezasadniczym będą mogły być od razu weryfikowane ostatecznie przez komórkę kontroli technicznej, bez dodatkowej kontroli przez rady techniczne czy też rzeczoznawców.

W tej sytuacji skracamy również czas na czynności weryfikacyjne zakończonych projektów, redukujemy wydatki na koreferentów, rzeczoznawców i wynagradzanie członków rady technicznej. Oszczędności te zrekompensują zwiększone koszty dokumentacji i usprawnia pracę biura. Tak pojęta i stosowana kontrola techniczna pozwoli nadto osiągnąć wysoką jakość dokumentacji projektowo-kosztorysowej, co w rezultacie da olbrzymie oszczędności w kosztach inwestycji i eksploatacji.

Artykuł niniejszy nie wyczerpuje oczywiście tak obszernego zagadnienia, poruszone w nim zostały tylko sprawy najważniejsze, związane z kontrolą jakości dokumentacji.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

PROF. DR STANISŁAW SAKOWICZ

Przedostawianie się ryb przez turbiny

Postępująca zabudowa rzek nie sprzyja utrzymaniu dotychczasowych warunków dla życia ryb. Zabudowa rzek dla wielu gatunków zmienia zasadniczo środowisko wodne. Przegradzanie rzek i powstawanie w ich biegu dużych rozlewisk, podobnych do zbiorników jeziorowych, uniemożliwia rybom odbywanie wędrówek, koniecznych dla nich z wielu względów. Wędrówki te są różnego rodzaju, najważniejsze zaś z nich to wędrówki generatywne, odbywane dla rozrodu. Szczególne znaczenie posiadają one dla biologii gatunków wędrownych.

Gatunkami tymi w naszych wodach są przede wszystkim troć i łosoś, które dla odbycia tarła ciągną w górę rzek. Młodzież tych gatunków, po spędzeniu paru lat w górskich potokach, spływa po osiągnięciu pewnej wielkości¹⁾ w dół rzek i dalej na obfite żerowiska morskie, gdzie szybko rośnie. Odcieście od górnych partii rzeki, w których leżą tarliska tych gatunków, powoduje szybkie ich wymieranie. Świadczą o tym liczne przykłady, znane w praktyce i przytaczane w literaturze fachowej i naukowej.

Dla zabezpieczenia dostawiania się ryb do górnych odcinków rzek buduje się specjalne urządzenia techniczne przy przegradach lub jazach. Jedne z nich umożliwiają rybom swobodne przepływanie poprzez spiętrzenie. Są nimi przepławki. Inne urządzenia, a będą nimi dźwigi i śluzy, przenoszą automatycznie ryby z dolnego do górnego poziomu wody. Liczna literatura opisuje różne systemy i typy tego rodzaju urządzeń²⁾.

W ten sposób technicy wespół z ichtologami rozwiązali w mniej lub bardziej doskonałym stopniu zagadnienie przedostawiania się ryb w górę przegradzonego cieku wodnego. Pozostaje do omówienia, jakimi drogami spływają w dół przegradzonej rzeki ryby dorosłe po odbyciu tarła oraz młode pokolenie. Zagadnienie to jest szczególnie ważne dla gatunków dwuśrodowiskowych, a takimi są troć i łosoś rozmnażające się w rzece, a odrastające w morzu oraz węgorz, który przeciwnie na tarło udaje się do wód Atlantyku, a żeruje w wodach śródlądowych. Nie bez znaczenia jest to także dla prądolubnych ryb rzecznych, odbywających dalekie wędrówki dla celów rozrodczych i żerowiskowych. Zwłaszcza rozległymi są tego rodzaju wędrówki certy, która zapuszcza się w poszukiwaniu pokarmu nawet do przybrzeżnych wód morskich.

Z górnego poziomu rzeki do jej dolnego poziomu poniżej spiętrzenia ryby mogą przedostać się trzema drogami.

Pierwsza z nich prowadzi przez przelewy lub sztolnie przegrady albo jazu, którymi odpływa woda jałowa, czyli jej nadmiar nie wyzyskany przez turbiny siłowni. Woda płynie tu tylko w pewnych porach roku. Przy niskich stanach całą jej ilość wykorzystuje siłownia.

Drugą drogą jest przepławka, którą ryby po znalezieniu wlotu spływają do dolnego poziomu rzeki. Między innymi dla smoltów troci i łososi buduje się nawet specjalne przepławki o wysokich stopniach albo w koronie przegrady czy też jazu wykonuje się wycięcie, przez które młode osobniki porwane przez prąd wody spływają w poduszce wodnej często kilkanaście metrów w dół³⁾.

Niestety pogląd do niedawna uważany za pewnik, że spływające smolty trzymają się górnych warstw wody został ostatnio obalony przez Foerstera. Autor ten na podstawie doświadczeń połowów w rozlewisku utworzonym przez przegradę

stwierdził, że smolty są rozproszone na różnych głębokościach. Tym samym tylko część smoltów i to właśnie ta, która znajduje się przed przegradą w górnych warstwach wody trafia do wlotu przepławki i nią spływa. Pozostała znaczna część zostaje porwana przez mocny, ssący prąd wody i kierowana na turbiny⁴⁾. Jest to więc trzecia droga, którą ryby przechodzą z górnego do dolnego poziomu. Jest ona w dodatku najbardziej uczęszczana przez ryby, ponieważ silny prąd wody, panujący przy wlotach do turbin, nie tylko je wabi, lecz przede wszystkim porywa.

Wobec stwierdzenia, że ryby przedostają się przez turbiny i to w poważnych ilościach, celowe wydaje się przeanalizowanie, jaki wpływ wywierają turbiny na przepływające przez nie ryby. Przystępując do rozpatrzenia zagadnienia, warto w kilku słowach omówić, w jaki sposób odbywa się przejście ryb przez turbiny.

Przedostawianie się ryb z dolnego do górnego poziomu wody przez ssak i komorę turbinową nie jest możliwe. Na przeszkodzie temu staje panująca tu zbyt duża prędkość wody, małe odstępy pomiędzy płaszczyznami wirnika oraz małe otwory w aparacie kierownic. Wyszukane na ten temat przypuszczenia niektórych autorów (Kreitman) pozbawione są słuszności. Do niektórych siłowni woda doprowadzana jest rurociągami. W takich przypadkach ryby mają odciętą drogę przez turbiny.

Przy normalnym zasilaniu turbin wodą ryby muszą przepłynąć przeszkodę, jaką stanowią łopatki wirnika, obracającego się często z dużą szybkością. Zarówno tu, jak i podczas przedostawiania się pomiędzy łopatkami kierownic, na skutek zbyt dużej prędkości wody, ryby tracą możliwość wykonywania ruchów i są biernie niesione przez wodę. Przejście pomiędzy aparatem kierownic a płaszczyznami wirnika jest najniebezpieczniejszym odcinkiem dla ryb. Duże ryby, o ile długość ich ciała przekracza wielkość odstępów pomiędzy łopatkami wirnika a aparatem kierownic, ulegają zmiżdżeniu. Uderzenia łopatek następują w pewnych nieraz regularnych odstępach, wskutek tego na ciele ryb widoczne są zgniecenia większe lub mniejsze, jakby zadane tępym narzędziem. Ryby o ciele długim (np. węgorz) z reguły zostają pocięte na kawałki, szczególnie w turbinach Franciszki starego typu. Nowe typy turbin, np. Lavacka lub Kaplana mają zwiększone odstępy między płaszczyznami wirnika a aparatem kierownic, toteż przepływanie ryb przez nie jest łatwiejsze, aczkolwiek i w takich turbinach zdarza się często kaleczenie i zabijanie ryb. Z komory wirnika ryby trafiają do ssaka, gdzie napotykały nagły spadek ciśnienia.

Skomplikowana i uciążliwa droga, jaką ryby odbywają przez turbiny, jest powodem częstych porażek zewnętrznych i obrażeń wewnętrznych z reguły śmiertelnych dla większych osobników. Nie należy więc się dziwić, że to zagadnienie ważne dla gospodarki rybackiej było i jest nadal przedmiotem rozważań i dociekań wielu badaczy. Dowodzą tego liczne doświadczenia, dokonane w celu zbadania skutków przechodzenia ryb przez turbiny. W doświadczeniach tych wpuszczano ryby do komór turbinowych, doprowadzając je do wlotów, gdzie następnie woda je porywała i przenosiła do wnętrza turbin. Właśnie taki sposób wpuszczania, przy którym ryby biernie trafiają do komory turbin, jest słabą stroną doświadczeń, ponieważ przez to niewątpliwie powiększa się odsetek uszkodzonych ryb. Ryby i ich szczątki odławiane są w dolnym poziomie przy pomocy sieci różnego kształtu — węćczy albo ssaków, rozpiętych na ramach metalowych tuż pod wylotami turbin lub ustawionych w pewnej odległości od nich. Ryby oszołomione przejściem

¹⁾ Młodzież troci wiślanej spływa do morza w wieku przeciętnie 2 lat i po osiągnięciu długości ciała 15–20 cm. Dla takiego młodego osobnika obudzonim instynkcie wędrownym utarła się angielska nazwa „smolt”.

²⁾ Szczegółowy opis przepławek, najbardziej używanych typów, może znaleźć czytelnik w ostatnio wydanej pracy St. Sakowicza i St. Żarnackiego (10) nt.: „Przepławki typu komorowego” (patrz literatura).

³⁾ Aby tego rodzaju urządzeń zamieszczony jest w uprzednio cytowanej pracy.

⁴⁾ Foerster ocenia, że co najmniej 15% zstępujących smoltów dostaje się do turbin zakładu w Bonneville na rzece Columbia (Ameryka Północna), gdzie w dużym stopniu ulegają one ciężkim obrażeniom i giną.

przez turbiny, a trzymające się jeszcze na powierzchni wody, odlawia się także ręcznymi siatkami z łodzi. Badacze radzieccy (Tichij (13), Gołownik (14)) dla łatwiejszego chwytania ryb przymocowywali obustronnie do ich grzbietu dwie płytki z korka lub korek przyczepiali do płetwy grzbietowej, przez co ryby nie mogły zanurzać się.

Każdy z opisanych sposobów ma swe wady. Ryby trafiają do saka w większych ilościach jedynie wówczas, jeśli jest on ustawiony tuż przy samym wylocie turbin. Przy odsunięciu sieci od wylotu, co najczęściej zdarza się wskutek zbyt silnego prądu wody panującego przy nich, jedynie mały odsetek ryb dostaje się do gardła saka, większość przepływa obok sieci. Poza tym nadmierna prędkość wody często niszczy zastawioną sieć, a przede wszystkim ściska ryby w kuli (końcowej części sieci) i przyciska do ściany sieci, przez co je uszkadza. To zaciemnia wynik doświadczeń, zwiększając odsetek zniszczonych ryb przez czynniki wtórne. Odłów z łodzi przy pomocy siatek ręcznych jest najmniej pewny, ponieważ daje tylko mały odsetek ryb schwytyanych. Trzeci sposób, przy którym do ryb umocowane są korki, daje największą ilość złowionych osobników, ale z drugiej strony korki, krępujące ruchy ryb, niezawodnie zwiększają odsetek ryb uszkodzonych przez turbiny⁵⁾.

W wyniku doświadczeń nad przedostawianiem się ryb przez turbiny, przeprowadzonych przed 1930 r. w Szwecji (Alm (1), Swenander (12), w Szwajcarii (Schmasmann (11)), w Niemczech (Lowartz (7), Lunbeck (8), Chiemenz), można wypro-
wadzić pewne wnioski co do mechanicznego niszczenia ryb⁶⁾:

- nowe typy turbin (Lavacka, Kaplana) nie są groźne nawet dla większych ryb; nieraz umożliwiają one przepływanie dużych węgorzy bez uszkodzenia ciała;
- inaczej oddziałują na ryby szybkoobrotowe turbiny starszych typów (Francisa); jakkolwiek zmniejszone ilości płaszczyzn wirnika i większa ich odległość od aparatu kierownic w zmodyfikowanych turbinach tego typu znacznie polepsza warunki przepływu ryb, to jednak szybkość obrotów wirnika powoduje, że turbiny tego typu tną większe ryby, zwłaszcza posiadające długie ciała (węgorz);
- turbiny starszego typu Francisa, ze względu na znaczną ilość płaszczyzn wirnika, dużą szybkość jego obrotów, małą odległość wirnika od aparatu kierownic, wreszcie mały rozmiar samych turbin zdecydowanie niszczy ryby;
- turbiny typu łyżkowego Peltona mogą nie być brane pod uwagę, ich konstrukcja wyklucza przechodzenie ryb.

Późniejsze doświadczenia przeprowadzone w Danii w latach 1930 — 1935 na małych i dużych turbinach dały różny obraz, lecz na ogół potwierdzały wyniki poprzednich badaczy. Pstręgi tęczowe o wielkości 10 — 20 cm przepływały przez niektóre małe turbiny wolnoobrotowe, przy spadku wody 1,5 — 3,0 m, bez żadnych uszkodzeń, w innych znów były kalekowane i zabijane w 50%, a nawet 100%. Również ilość uszkodzonych i zabitych pstrągów przez duże szybkoobrotowe turbiny przy spadku wody 7 — 10 m sięgała nieraz powyżej 50% odłowionych osobników. Tak samo niszczone są w dużych ilościach węgorze, przy tym niebezpieczeństwo turbin wzrasta dla dużych osobników; świadczą o tym dane, uzyskane przy przepuszczaniu węgorzy przez turbiny zakładu w Silkeborg: duże samice schodzące o ciężarze ponad 1,25 kg ulegały zniszczeniu w 100%,
małe samice schodzące o ciężarze do 0,25 kg ulegały zniszczeniu w 46%,
samce schodzące o ciężarze do 0,10 kg ulegały zniszczeniu w 29%.

W 1939 r. ogłosił Tichij (13) wyniki swych doświadczeń, przeprowadzonych w 1937 r. nad przepuszczaniem ryb przez turbiny zakładów energetycznych na rzekach Wolchow i Swir (Rosja Półn.). Przegrody na tych rzekach wytwarzają znaczne spiętrzenie wody (11,5 — 13 m i 10 — 11 m). Wyniki doświadczeń są zbliżone do poprzednich. W streszczeniu podane są niżej:

- w turbinach typu Kaplana ryby mają korzystne warunki przepływu, niezależnie od wielkości turbin i wysokości spadku wody; większość ryb wpuszczonych do turbin przepły-

nęła przez nie bez żadnych uszkodzeń mechanicznych, a także przedostały się przez turbiny dwie kaczki, wprawdzie jedna z nich z urwaną nogą;

- duże wolnoobrotowe turbiny typu Francisa przy niedużej ilości płaszczyzn wirnika również w małym stopniu niszczą ryby;
- przy dużych obrotach wirnika, mniejszych rozmiarach turbin i przy małych odstępach pomiędzy łopatkami wirnika, stają się turbiny typu Francisa niebezpieczne dla ryb, niezależnie od ich rozmiarów;
- zwiększenie wymiarów turbiny osłabia jej niszczące działanie w stosunku do ryb.

Zestawione skrupulatnie przez tegoż autora obserwacje i doświadczenia nad mechanicznym oddziaływaniem turbin (różnych typów, mocy, wysokości spadku wody) na ryby, przeprowadzane w rozmaitych krajach Europy zachodniej i środkowej (Szwecja, Szwajcaria, Szkocja, Irlandia i in.) oraz w Stanach Zjednoczonych Ameryki Półn. na ogół potwierdzają jego wnioski. Z drugiej zaś strony wskazują, że ilość osobników uszkodzonych lub zabijanych przez turbiny w poszczególnych przypadkach bywa nieraz znaczna (do 50% i nawet więcej).

Rewelacyjne wyniki uzyskał Gołownik (4) (1939 r.) w doświadczeniu nad przepuszczaniem dorosłych łososi przez turbiny siłowni na rzece Tułomia, wpadającej do morza Barentsa (ZSRR). Z uwagi na ich charakter zatrzymamy się nad nimi nieco obszerniej.

Przegroda na rzece Tułomia wytwarza znaczne spiętrzenie wody (17 — 19 m). Prędkość przepływu wody przez turbiny typu Kaplana w momencie przeprowadzania doświadczeń wynosiła 8 m/sek. Odstęp pomiędzy płaszczyznami wirnika a aparatem kierownic nie przekraczał 14 cm. Dla łatwiejszego wylapania ryb przywiązywano po obu stronach ich grzbietu płytki korkowe albo doczepiano kawałek korka do płetwy grzbietowej; korek utrzymywał ryby na powierzchni, utrudniając zanurzenie się. Ogółem przeprowadzono trzy próby nad przechodzeniem łososi przez turbiny. Przeciętna długość ciała użytych do doświadczeń ryb wynosiła 57 cm, największy osobnik miał długość 71 cm. Z 47 łososi wpuszczonych do wlotu turbiny odłowiono w dolnym poziomie rzeki 19 nieuszkodzonych i 5 zabitych. Wszystkie zabite sztuki pochodziły z pierwszej próby. Długość ciała zabitych sztuk wynosiła 55,5 — 69 cm. Autor uważa, że zniszczenie ich nastąpiło wskutek wadliwego uwiązania korków. Turbiny podczas doświadczeń pracowały przy obciążeniu mniejszym od normalnego, czyli odległość pomiędzy płaszczyznami wirnika a aparatem kierownic (14 cm) była mniejszą aniżeli przy normalnym obciążeniu (29 cm). Innymi słowy przy normalnym obciążeniu turbin warunki przejścia ryb są znacznie lepsze.

Doświadczenia powyższe wskazują, że skoro przez turbiny mogą przechodzić dorosłe łososi w znacznej części bez uszkodzeń, tym bardziej turbiny nie krępują i nie niszczą spływających smółtów, które posiadają w rzece Tułomia długość ciała 15 — 17 cm.

Doświadczenia Gołownika pokrywają się poniekąd z wcześniejszymi obserwacjami Calderwooda, poczynionymi nad przepływaniem smółtów łososi przez duże szybkoobrotowe turbiny typu Francisa i Kaplana, przy spadach wody ok. 30 m (zakłady w Shannon na rzece Baker — Kanada oraz w Tongland na rzece Dee — Szkocja). Obserwacje te wykazały nieznaczny stopień niszczenia smółtów przez turbiny, w ilościach nie przekraczających 4%.

Wreszcie niemniej interesujące są najnowsze badania polskie. Zostały one przeprowadzone przez Juszczyka w 1948 r. na turbinach siłowni w Rożnowie na Dunajcu. Do doświadczeń użyto blisko 2000 ryb, w tym 1700 sztuk jednorocznego i dwuletniego narybku troci o długości ciała 12,5 — 25,5 cm. Ilość osobników odłowionych poniżej wylotów turbin przy pomocy rozpiętego saka i przy pomocy siatek ręcznych z łodzi nie była duża; wynosiła ona zaledwie 8% ogólnej ilości ryb wpuszczonych. Powyższe obniża miarodajność wyników. Łącznie przeprowadzono cztery doświadczenia. Odsetek uszkodzonych względnie zabitych młodych osobników troci w ogólnej masie odłowionych ryb przed wylotami turbin w dolnym poziomie wyniósł: w I doświadczeniu — 46,2%, w II — 15,7%, w III — 30,0% i w IV — 29,2%. Z tego wynika, że ilość zabitych lub poranionych osobników była zawsze mniejsza od ilości nieuszkodzonych, jakkolwiek nieraz bardzo znaczna (46,2% w I doświadczeniu). Uszkodzenia ryb miały charakter wyraźnie przy-

⁵⁾ Wreszcie Calderwood próbował zamiast ryb użyć do doświadczeń modeli wykonanych z drzewa. Jednak sposób ten nie dał miarodajnych wyników.

⁶⁾ Należy zaznaczyć, że doświadczenia te przeprowadzone były na jaczach wytwarzających stosunkowo nieduże spiętrzenie wody (do 6 m). W jednym tylko doświadczeniu na turbinach przy przegrodzie na rzece Alle w Friedland (Niemcy) różnica pomiędzy poziomem górnym wody i dolnym wynosiła 14 m.

padkowy. Co do węgorza autor zaznacza, że duże osobniki o ciężarze ciała ponad 1 kg są z reguły ciężkie na kawałki przez łopatki turbin.

Jeszcze bardziej pesymistycznie ocenia Chrzan wpływ turbin siłowni w Rożnowie na przepływające przez nie smolty troci. Autor ten w ciągu kilku lat pracy w Rożnowie poczynił szczegółowe i cenne obserwacje nad niszczącym działaniem turbin na smolty troci, spływające z górnych żerowisk, położonych na Dunajcu powyżej Rożnowa. Stwierdza on niewątpliwie niszczenie bardzo poważnych ilości smoltów przez turbiny siłowni. Popiera przy tym swoje stanowisko konkretnymi faktami. Na przykład przy jednej kontroli koryta Dunajca na odcinie Rożnów Tropie naliczył 620 martwych smoltów, leżących na dnie rzeki. Autor zaznacza przy tym, że obliczenia jego były niedokładne i cyfry przytoczone są raczej mniejsze od rzeczywistych. Ilość martwych osobników malała w miarę oddalania się od Rożnowa w dół rzeki. Na polecenie autora przewodnik promu, kursującego na rzece 400 m poniżej Rożnowa, w ciągu jednego dnia zebrał 120 sztuk smoltów martwych lub dogorywających. Spływające osobniki chwycił jedynie w miarę wolnego czasu. Osobiście autor miał możliwość stwierdzić dużą ilość pokaleczonych smoltów, wypływających z wylotów turbin. O ile na początku spływu smoltów w dół rzeki (w okresie przeprowadzania obserwacji była to połowa kwietnia) mógł autor zauważyć w ciągu dnia najwyżej kilkanaście poranionych osobników, to z początkiem maja ilość pokaleczonych młodych ryb w ciągu godziny sięgała już liczby 30. Należy podkreślić, że zabite lub bardzo osłabione osobniki prąd wody unosił do koryta rzeki i dostrzec ich nie było można. Z tego wynika, że ilość uszkodzonych i martwych sztuk była zawsze większa od ilości faktycznie zauważonych. Stanowisko Chrzana o doniosłości niszczącego działania turbin siłowni w Rożnowie całkowicie pokrywa się z opinią miejscowych rybaków, opartą na wieloletnich obserwacjach. To niepomysłne zjawisko przypisuje autor dużym szybkościom obrotów wirnika turbin, oraz bardzo wielkiej prędkości wody przepływającej przez nie. To stwarza, że ryby nie są w stanie do aktywnego przebywania drogi przez turbiny, ponieważ prąd wody przekracza ich siły i rzuca nimi na urządzenia wewnątrz turbin, jak martwymi przedmiotami. Do tego dodać można jeszcze poważny napór wody na skutek dużego spadku.

Jak nadmieniliśmy, ryby przy przedostawaniu się z wirnika turbiny do ssaka napotykają na gwałtowną i nieraz dość znaczną zmianę ciśnienia wody. Doświadczenia różnych badaczy wykazują, że ryby na ogół znoszą bez szkody dla organizmu wzrost ciśnienia, a także jego zmiany. Na przykład Regnard (1891 r.) cytowany za Kulmatyckim (6) podaje, że karp wytrzymuje niewiarygodną wprost zwyżkę ciśnienia do 100 atm. Przy poddaniu ciśnieniu 200 atm karp jeszcze wykazuje oznaki życia, momentalna śmierć następuje dopiero przy ciśnieniu 300 atm.

Natomiast Kreitmanna na podstawie doświadczeń wykonywanych nad pszczykami tęczowymi, płociami, okoniami i linami różnej wielkości i wieku stwierdził, że ryby zupełnie dobrze znoszą gwałtowny wzrost ciśnienia do 20 atm. Znowu badania Alma (1) w specjalnie skonstruowanym aparacie wykazały, że ryby są zupełnie odporne na zmiany ciśnienia w granicach od +1,2 do -0,6 atm. Również obserwacje Calderwooda nad przepływaniem smoltów lososi przez turbiny zakładu w Tongland na rzece Dee (Szkocja) stwierdziły, że nie reagują one wcale na zmianę ciśnienia wody w granicach od +3,0 do -0,6 atm.

Wreszcie obserwacje Juszczyka (5) (1948 r.) nad przechodzeniem ryb przez turbiny siłowni w Rożnowie udowodniły, że ryby karpowate oraz młode trocie znoszą bez szkody dla organizmu zmianę ciśnienia do 2,8 atm. Natomiast ta zmiana ciśnienia działa zabójczo na jazgarza, młodego okonia i narybek sandacza. Wprawdzie spostrzeżenia te dotyczyły pojedynczych osobników. U tych gatunków po wypływie ich z wylotów turbin zauważono charakterystyczny wytrzeszcz oczu, rozdęcie jamy brzusznej, część jelita była nieraz wypchnięta i sterczała z otworu odbytoowego. Ryby nie utrzymywały równowagi, leżały na powierzchni wody na boku, słabo się poruszały i wkrótce ginęły. Między innymi z wyglądu podobne były do ryb morskich wydobytych gwałtownie z głębin. Charakterystyczne jest, że własne gatunki nie znoszące nagłych zmian ciśnienia, jeśli opierały się na obserwacjach Kuszczyla, należą do ryb zamkniętopęcherzowych. Zdaniem autora pozwala to przypuszczać, że pęcherz pławny tych gatunków inaczej reaguje na gwałtowne

zmiany ciśnienia niż pęcherz gatunków otwartopęcherzowych, do których należy np. rodzina karpowatych.

Reasumując wnioski przytoczone za różnymi badaczami na temat przechodzenia ryb przez turbiny, można je uzupełnić pewnymi uwagami ogólnej natury:

- wobec wprowadzenia przez technikę nowych typów turbin, dawne poglądy co do bezwzględnie niszczenia przez nie ryb powinny ulec rewizji;
- im większe są rozmiary turbozespołów, tym mniej one uszkadzają ryby; natomiast szkodliwość ich wzrasta w miarę powiększania się szybkości obrotów wirnika, zatem typ turbin, jej rozmiary, jej szybkoobrotowość są czynnikami decydującymi o stopniu oddziaływania na przepływające ryby;
- stopień szkodliwości każdej turbiny należy rozpatrywać indywidualnie, zależnie od jej właściwości konstrukcyjnych i panujących stosunków wodnych.

W każdym razie przytoczone powyżej fakty, ilustrujące przechodzenie ryb przez turbiny oraz stanowiska zajmowane przez różnych badaczy, zmuszają do odnoszenia się do zagadnienia z większą ostrożnością niż to czynili dotąd niektórzy autorzy.

Powstaje wobec tego pytanie, jakie środki zaradcze należy przedsięwziąć dla uniknięcia niszczącego działania turbin w stosunku do ryb i czy takie środki istnieją. Przede wszystkim są nimi kraty, ustawiane przed wlotami turbin w górnym poziomie. Kraty są od dawna stosowane przy turbinach w celu niedopuszczenia do nich ryb. Ustosunkowanie się do nich obu zainteresowanych stron: hydrotechnicznej i rybackiej jest wręcz odmienne. Rozpatrując kraty pod kątem widzenia interesów rybactwa powinny one być jak najgęstsze, aby nie przepuszczały do turbin nawet małych ryb. Dla celów technicznych pożądane są kraty rzadkie, przy czym odległość między prętami zależy od wielu czynników, jak np. wielkości i ilości przedmiotów niesionych przez wodę, szybkości prądu wody, rozmiarów i typów turbin itd.

Przy dużych turbozespołach kraty mogą być rzadsze, przepuszczające nawet większe przedmioty bez obawy uszkodzenia mechanizmu turbin. Kraty mogą być także rzadsze przy turbinach o małej ilości płaszczyzn wirnika. Przeciwnie gestem kratom protestuje hydrotechnika również z innych powodów. Małe przesłony pomiędzy prętami pociągają za sobą różne przykre następstwa. Wymagają one stałego i pracochłonnego czyszczenia, szczególnie jeśli woda niesie dużo zawieszin w postaci kory, liści oraz innych odpadków drzewnych. Ponadto gęste kraty hamują przepływ wody, przez co powstają straty w wyzyskaniu spadku wody. Te zahamowania powodują nieraz znaczną różnicę poziomów wody przed i za kratą, zwłaszcza jeżeli jest ona niedbale oszyszczona. Wreszcie wymienić należy jeszcze jedno kłopotliwe zjawisko, wywołane kratami. Żelazo, z którego bywa zwykle wykonana krata, jest dobrym przewodnikiem ciepła. Wskutek tego podczas mrozów zachodzą częste przypadki oblodzenia krat, co powoduje znaczne zmniejszenie przestrzeni pomiędzy prętami, a nawet ich całkowite zamykanie. Technika radzi temu za pomocą ogrzewania krat. A to znowu pociąga za sobą stratę energii elektrycznej.

Jak widzimy pomiędzy interesami hydrotechniki a rybactwa zachodzi wyraźna kolizja. Jednak gęste kraty wywołują i dla strony rybactwa niepożądane skutki. Duża prędkość wody, panująca przed wlotami do turbin, a która często przekracza siły nawet dużych ryb, przyciska je z taką mocą do krat, że ryby nie są w stanie oderwać się od nich. Wskutek tego ryby są kaleczone i giną z wyczerpania lub wylawiane są przez osoby niepowołane. Jak dalece silne jest ssące działanie wody przy wlotach na ryby — świadczy o tym obserwacja Alma (1) w siłowni Lilla Edet na rzece Gothaalv. W ciągu 16 dni w lecie 1927 r. podczas czyszczenia krat, o rozstawie prętów 20 mm, zdjęto 553 duże ryby, w tym 137 węgorzy, 63 leszcze, 6 szczupaków, 85 okoni, 58 miętusów, 31 sandaczy, 133 płocie, 7 lososi, 9 siej, 4 jazi. Jak widać z zestawienia, większość ryb należała do cennych gatunków. Ponadto zebrano z krat dużą ilość drobnych ryb. Zaznaczyć należy, że wylawianie ryb przy kratkach odbywało się przygodnie tak, że podane liczby nie charakteryzują stanu faktycznego, który jest wyższy. Ten sam autor podaje, że na rzekach Szwecji zdejmowanie keltów lososi, czyli osobników schodzących po tarle do morza oraz dużych węgorzy jest pospolitym zjawiskiem.

O ile siłownia leży na kanale roboczym można uniknąć ujemnego działania krat przez umieszczenie ich przy jego początku, gdzie ssące działanie wody jest słabsze. Takie ustawie-

nie krat stosowane jest na łososiowatych rzekach w Szkocji, np. przy przegrodzie na rzece Tummel w Dunalastair (Sakowicz i Zarnecki (10)).

Dla zabezpieczenia interesów rybackich przepisy nakładają na siłownie wodne obowiązek zakładania przy wlotach turbin krat o takiej gęstości, aby zatrzymywały one dostęp ryb do turbin. W Szwajcarii stosowane są kraty przy turbinach, o rozstawie prętów 30 mm. Niemieckie i szwedzkie przepisy rybackie przewidują gęstsze kraty (rozstaw prętów 20 mm). Jednak od tych przepisów możliwe są wyjątki i w praktyce są te przepisy na ogół rzadko dotrzymywane.

Ustawa o rybołówstwie z 1932 r., obowiązująca w Polsce, przewiduje, że „władza może nakazać właścicielowi zakładu, użytkującemu siłę wodną, wstawienie i utrzymanie swoim kosztem urządzenia, zapobiegającego przedostawaniu się ryb do narzędzi napędu wodnego” (art. 69). A więc i nasze ustawodawstwo rybackie przez wprowadzenie wyrazu „może” zamiast „musi” traktuje ten przepis dość liberalnie. Postępuje w danym przypadku słusznie, ponieważ względy przytoczone wyżej na temat niedoskonałości działania krat nakazują traktować zagadnienie indywidualnie, w zależności od warunków miejscowych.

Stosunkowo mała przydatność krat dla celów rybackich oraz ich uciążliwość dla hydrotechniki zmusiła do szukania bardziej celowego rozwiązania problemu. Niestety, wysiłki podejmowane w tym kierunku nie dały dotąd pozytywnych wyników. Między innymi, o czym już wspomnieliśmy, próbowano urządzać wyściecia w koronach przegród i jazów przez które ryby mogły przedostawać się w warstwie spływającej wody z górnego do dolnego poziomu rzeki. Tak samo budowano nieraz specjalne przepławki o wysokich stopniach dla smoltów łososi i troci

albo rury i rynny dla schodzących w dół rzeki węgorzy srebrzystych. Jednak wszystkie te konstrukcje nie znalazły szerszego zastosowania.

Wreszcie od dłuższego już czasu liczni konstruktorzy pracują nad zastosowaniem prądu elektrycznego do wytworzenia barażu elektrycznego przed wlotami turbin, który działałby na ryby odstraszająco i odpędzałby je od turbin. Na ten temat istnieje już poważna literatura. Jednak zagadnienie nie jest jeszcze praktycznie rozwiązane i nadal pozostaje w stadium prób i teoretycznych opracowań.

LITERATURA

1. G. Alm — Fisk och turbiner. Svensk Fiskeri-Tidskrift 1927.
2. F. Chrzan — Zagadnienie łososiowe w Polsce M. I. R. 1947 r.
3. R. Foerster — The effect of Power Dams on Pacific Salmon Production. Trans of the Fourth British Columbia Nat. Res. Conf. 1951.
4. G. Gołkows — Opyty propuska siomgi na Tułomskoj gidrostancii. Rybn. Choz. 1940.
5. Wł. Juszczyk — Przepływ ryb przez turbiny zapory Rożnowskiej. Roczniki. Nauk Rolniczych. Tom 57. 1951 r.
6. Wł. Kulmatycki — Ryby i turbiny. Bibl. Pol., Nr 8. 1930.
7. Lowartz — Schutzvorrichtungen für Fische bei Turbinenanlagen. Mitt. d. Fischereiverf. f. d. Prow. Brand. 1927.
8. J. Lunbeck — Untersuchungen über die Beschädigung von Fischen besonders Aalen in den Turbinen des Kraftwerke Friedland. Zeitschrift f. Fisch. 1937.
9. C. Otterstrom — Die Turbinen und die abwärts wandernden jungen Lachse und Forellen. Journ. du Cons. vol. VI, nr 1931, vol. VII, nr 1. 1932, vol. IX, nr 1. 1936.
10. St. Sakowicz i St. Zarnecki — Przepławki komorowe. Roczn. Nauk. Roln. Tom 69 — D 1954.
11. P. Schmassmann — Versuche über die Beschädigungen von Fischen durch Turbinen. Schweiz. Fisch. Zeit. 1928.
12. G. Swenander — Fisk och turbiner. Skrift. utg. av Sodza Sverig. Fiskerif 1930.
13. M. Tichij — Propusk ryb czerez turbiny Wołchowskoj i Swirskoj gidroustanowok. Izw. WNJORCh. Tom XXI. 1939.

MGR FRANCISZEK GRONOWSKI

Trzy lata doświadczeń w pracy żeglugi radzieckiej

Mineły już trzy lata od czasu, kiedy zaczęto przeprowadzać pierwsze doświadczenia z nowym sposobem prowadzenia barek w żegludze śródlądowej Związku Radzieckiego, z tzw. „tółkaniem”, tj. pchaniem barek znajdujących się przed holownikiem, zamiast dotychczasowego systemu holowania barek na linie za rufą holownika¹⁾. Pierwsze próby zastosowania tej metody podjęto w roku 1951, wykonując 48 rejsów doświadczalnych, szczególnie na magistralnych drogach wodnych, jak Wołga, Dniepr i inne. Rok 1952 jest dalszym okresem doświadczeń prowadzonych już na znacznie szerszą skalę, gdyż przeprowadzono w tym czasie 864 rejsy metodą pchania i przewieziono ok. 1% ogólnej masy ładunkowej. Przelomowym okresem w rozpoznaniu tej metody był jednak 1953 r., kiedy to przeprowadzono nią 3723 rejsy, przewożąc ok. 12% całości masy towarowej przewiezionej wszystkimi statkami i barkami łącznie, przekraczając o 57% zadania nakreślone na ten rok. Poszczególne przedsiębiorstwa żeglugowe, jak np. na kanale Moskwa — Wołga przewiozły tą metodą 18,5 — 20% wszystkich ładunków. W okresie tym przystąpiło już do jej stosowania 18 przedsiębiorstw żeglugowych, na 26 istniejących, a pracowało nią około 15% holowników i 17% barek. Obok ilościowego wzrostu przewozów dokonanych tą metodą, jeszcze ważniejsze są osiągnięte wskaźniki jakościowe. I tak, o ile w okresie doświadczalnym prowadzono w zestawie 1 — 2 barki, to już w 1953 r. nowatorzy żeglugi przeszli na pchanie dużych karawan barek, zawierających do 15 obiektów pływających. Prowadzono skutecznie zestawy o długości powyżej 300 m, zawierające do 23 tys. ton ładunku. Plan eksploatacyjny na 1954 r. przewiduje wzrost przewozów towarów metodą pchania na 23% globalnej masy ładunkowej, a dla poszczególnych przedsiębiorstw nawet na 25—30%.

Pomyślne wyniki 3-letnich doświadczeń spowodowały, że pchanie jest obecnie, jak i na najbliższe lata, najważniejszym zagadnieniem radzieckiej praktyki eksploatacyjnej. Zagadnienie to wzbudza wszechstronne zainteresowanie wśród szerokiej rzeszy

eksploatatorów, konstruktorów i instytucji naukowych transportu rzeczno. Dowodem tego jest szereg konferencji, jakie odbyły się w różnych rejonach Związku Radzieckiego, im. in. 3-dniowa konferencja naukowo-techniczna dla omówienia sprawy pchania statków, która odbyła się w dniach 26 i 29 stycznia br. w mieście Gorki. Konferencja zorganizowana została przez Gorkowski Instytut Inżynierów Transportu Wodnego, a brali w niej udział pracownicy naukowcy, przodujący wodniacy, dyspozytorzy, pracownicy Rejestru Rzeczno, Stoczni i wielu innych instytucji współpracujących z transportem rzeczno. Na konferencji stwierdzono, że naukowe opracowanie zasad stosowania tej metody i jej dalszy rozwój oznaczać będzie techniczną rewolucję w pracy eksploatacyjnej floty rzeczno. Konferencja dokonała wszechstronnego omówienia teoretycznego i praktycznego dotychczasowych doświadczeń ze stosowania tej metody, jak również wysunęła pewne postulaty na przyszłość. W Instytucie Gorkowskim przeprowadza się również doświadczenia naukowe w basenie doświadczalnym nad różnymi sposobami formowania zestawów przy pchaniu.

Oto niektóre ciekawsze zagadnienia z dotychczasowej pracy. Przy pchaniu stosuje się dwa zasadnicze sposoby formowania karawany barek — z e s t a w s z t y w n y, gdy barki razem z holownikiem (tółkaczem) tworzą jedną spójną całość i z e s t a w e l a s t y c z n y (przegubowy), gdy barki nie są połączone na sztywno z holownikiem. Naukowo nie opracowano jeszcze dostatecznie zalet i wad obu tych sposobów formowania zestawu barek, tak że sprawa pozostaje nadal otwartą. Zwolennicy pierwszego sposobu, m. in. znany już w Polsce ze swoich prac z dziedziny transportu wodnego A. A. Sojuzow (docent Gorkowskiego Instytutu Inżynierów Transportu Wodnego), uważają ten zestaw za najbardziej odpowiedni, gdyż sposób ten:

1) Ułatwia kierowanie zestawem, który dobrze trzyma się kursu. Całością karawany kieruje się wyłącznie urządzeniami sterowymi holownika, co zapewnia niezawodne kierowanie zestawu, gdyż ześrodkowane ono jest w rękę wykwalifikowanych wodniaków. Kierowanie zestawem przy pomocy urządzeń sterowych holownika może odbywać się również z holowanych

¹⁾ Porównaj artykuł: Magiera W. i Dowgiałło A. „Holowanie, pchanie i napęd własny barek w żegludze śródlądowej”, Gospodarka Wodna nr 11/53 (przyp. Red.).

barek elektrycznie, przez przedłużenie linek sterowych do jednej z barek. Zwalnia to załogi barek od ciężkiego wysiłku fizycznego, jaki ma miejsce przy zestawie elastycznym, gdzie przy zmianie kierunku istnieje konieczność ręcznego sterowania barkami przy pomocy rumpli. W niektórych warunkach eksploatacyjnych, przy tym sztywnym, wrzecionowatym zestawie, istnieje możliwość dokonywania rejsów prawie że zupełnie bez załogi na holowanych barkach. Potwierdziły to doświadczenia z holowania barek do przewozu materiałów budowlanych na przystani Czeperowiec i na rzece Szeksnie. Na 23 barkach — piaskownicach pracowało z powodzeniem 11 ludzi, zamiast 69 normalnego składu. Wzmocnia się tylko załogę holownika o 2 ludzi — pilotów na karawanie. Przynosi to duże oszczędności w wydatkowaniu siły roboczej i zmniejsza fundusz płac załóg pływających nawet do 40%.

2) Umożliwia — jak wykazały doświadczenia — zwiększenie szybkości ruchu w porównaniu ze sposobem przegubowym od 4,8% do 8%.

Przeciwnicy tego sposobu twierdzą, nie bez racji, że przy zestawie sztywnym istnieją trudności przy wykonywaniu ostrych zmian kierunku, trudno jest kierować zestawem przy powolnej jeździe, a zwłaszcza przy biegu wstecznym, co jest wyjątkowo ważne przy ruchu w dół rzeki.

Zasadniczo trudno mówić o jakichkolwiek stałych przepisach na sposób formowania karawany barek przy holowaniu, gdyż zależny on jest od konkretnych warunków danej rzeki. Bywa i tak, że np. jedną barkę holownik pcha, a drugą holuje. Na rzece Obi używa się sposobu dowiązywania do dwóch barek pchanych jeszcze dwóch barek luzno.

Dotychczasowe wyniki wykazały, że przy pchaniu zwiększa się znacznie, bo około 20%, wykorzystanie mocy holownika. Nawet przy większym niż dotychczas obciążeniu na 1 KM, holownik może rozwijać większą szybkość, która na zbiornikach wodnych powiększa się nawet o 30%, gdyż przy tej metodzie zmniejsza się poważnie opór wody, stawiany zestawowi. Zwiększenie szybkości technicznej stanowi bardzo ważny moment dla stosunkowo wolnego transportu wodnego, skraca bowiem czas przejazdu i przyspiesza dostawę ładunków. Na przykład w towarowym przedsiębiorstwie żegludowym na Woldze, na 83 rejsy tą metodą w 1953 r. uzyskano średnio szybkość 179,2 km/dobę, a w poszczególnych typach holowników 200 km/dobę i więcej. Wyższe normy uciążu, przy większych szybkościach jazdy, pozwalają wykonać większą ilość rejsów i znacznie większe przewozy tym samym taborom. Analiza coraz szerszego pchania wykazała, że poważnie wzrasta również wskaźnik uciążu brutto holowników. I tak np. na Woldze wynosił on w 1952 r. 108,8% w porównaniu do 1951 r., a w 1953 r. wzrósł do 128,8%, podnosząc tym samym analogiczny wskaźnik dla całego przedsiębiorstwa o 8,8%. Na kanale Moskwa — Wołga średnie obciążenie na 1 KM w 1953 r. wynosiło 15,6 t, a wydajność na dobę jazdy 2020 t/km, przy szybkości 130 km/dobę. W poszczególnych rejsach obciążenie przewyższało 30 t/KM, z wydajnością 3600 t/km/dobę. Stanowi to wzrost 20 — 30% wyników sprzed holowania. System ten obok większej ekonomiczności pracy stwarza szerokie możliwości w oszczędzaniu paliwa i materiałów. Oszczędności na paliwie dochodzą do 10%, a koszt własny przewozów obniża się od 25 do 30%. W jednym tylko 1953 r. w żegludze radzieckiej zaoszczędzono metodą pchania ok. 8 milionów rubli. Zauważono również, że poważnie zmniejsza się awaryjność przy tym systemie pracy taboru.

Najszerze zastosowanie metoda ta znajduje oczywiście na

dużych arteriach wodnych, jak np. Wołga, gdzie przejmują się pchanie wszystkich typów statków. Załogi niektórych holowników motorowych na Woldze podjęły zobowiązanie przeprowadzenia pchania od 5 — 9 barek po 3000 ton każda w sezonie nawigacyjnym 1954 r. Z powodzeniem również wprowadza się ją i na rzeki mniejsze. Małe szerokości szlaku żeglownego i małe promienie zakrętu nie stanowią przeszkody uniemożliwiającej wprowadzenie pchania. Należy tylko drogą doświadczeń ustalić dopuszczalne wymiary pchanych zestawów. Na drodze wodnej Moskwa — Wołga prowadzono pchanie nawet na wąskich i krętych odcinkach, jak również na odcinkach skanalizowanych o dużej ilości śluz. Pomyślnie wypadły też próby doczepiania i odczepiania barek z zestawu w czasie jazdy bez zatrzymywania się pociągu holowniczego. Jako dalszy przykład może posłużyć rzeka Ural, która ma liczne ostre zakola. Nawet i w tych warunkach wodniacy Uralskiego Przedsiębiorstwa Żegludowego osiągnęli w okresie nawigacyjnym 1953 r. poważne sukcesy w jej zastosoowaniu. Szybkość jazdy zwiększono o 2,1 km/godz. w stosunku do wyników uzyskiwanych przy holowaniu. W rejsie długości 540 km skracano przeciętnie czas jazdy o 37 godz., przy jednocześnie oszczędności 300 kg paliwa. W niektórych przypadkach z powodzeniem stosowano obciążenie 5,41 t/l KM w porównaniu do 2,09 t/l KM przy stałym systemie prowadzenia barek, z równoczesnym zwiększeniem zestawu o 0,6 km/godz. W sezonie nawigacyjnym 1954 r. wodniacy Uralu planują przystosować 40% taboru do pracy tą metodą.

Dotychczas pchanie stosuje się prawie wyłącznie w górę rzeki. Doświadczenia prowadzone na Woldze, Amurze i innych rzekach wykazują jednakże pełną możliwość pchania również w dół rzeki, na co zostanie zwrócona szczególna uwaga w sezonie nawigacyjnym 1954 r.

Zmienione warunki pracy holowników przy tołkaniu wysuwają również postulaty, pod adresem konstruktorów taboru rzeczno-żegludowego. Szuka się nowych dróg najlepszych rozwiązań konstrukcyjnych holowników i barek, dostosowanych wyłącznie do pracy przy pchaniu. Lansowane są np. koncepcje budowy holowników z szeroką, płaską powierzchnią dźbów, ułatwiającą pchanie barek i budowa barek w ogóle bez urządzeń sternicznych i nadbudówek. Szczególnie silną konstrukcję muszą posiadać barki znajdujące się bezpośrednio przed holownikiem, które przyjmują duży nacisk holownika na burty. W realizowanym piątym planie 5-letnim (1951 — 1953) przewiduje się budowę pierwszej serii holowników. Przewidziano również przebudowę niektórych z istniejących holowników w dostosowaniu ich do zmienionych warunków pracy. Zwraca się również uwagę na konieczność silniejszej typizacji taboru holowniczego, zmniejszenia ilości typów do minimum (2 — 3 typy dla całego Związku Radzieckiego).

Metoda ta posiada jeszcze inne bardzo ważne znaczenie narodowo-gospodarcze. Otwiera ona bowiem szerokie pole do nowego olbrzymiego rozwoju współzawodnictwa pracy, racjonalizacji pracy i nowatorstwa. Wskazuje ona, że rozpatrywanie pchania tylko jako odizolowanego zagadnienia eksploatacyjnego jest niesłuszne. Należy je rozpatrywać szeroko, na płaszczyźnie budowy statków, eksploatacji portów i gospodarki drogowej.

Miniony okres 3 lat udowodnił już dostatecznie, że metoda ta stwarza wszelkie warunki, by stać się powszechną w żegludze radzieckiej, a po jej wszechstronnym opracowaniu naukowym w przyszłości z pewnością będzie również wprowadzana na śródlądowe drogi wodne państw demokracji ludowej.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

STAŁOWE PODKLADKI W ZAMIAN KLINGERYTU

W remoncie i eksploatacji statków, zagadnieniem o dużym znaczeniu jest zmniejszenie zużycia deficytowych materiałów uszczelniających, jak klingeryt, paronit, miedź, pod warunkiem jednak zachowania dokładnego uszczelnienia kołnierzy przewodów parowych.

Przy zastosowaniu pary przegrzanej, zwłaszcza o wysokim ciśnieniu, zarówno materiałom uszczelniającym, jak i samym połączeniom kołnierzowym stawiane są specjalnie ostre wymagania techniczne. Jako materiał na uszczelki stosuje się klin-

geryt, paronit, karton azbestowy z siatką miedzianą lub miedzianym szkieletem, ryflowane pierścienie miedziane itp. Są to materiały deficytowe i z tego względu istnieje konieczność znalezienia i wprowadzenia materiałów zastępczych. Jako taki właściwy materiał zastępczy zastosowano na statkach Wołańskiej Towarowo-Pasażerskiej Żeglugi w połączeniach kołnierzowych podgrzewaczy pary żłobkowane pierścienie stalowe (patrz rys. 1).

Żłobkową uszczelkę stalową stanowi pierścień o grubości 1,5—3 mm zależnie od średnicy przewodów. Im większa jest średnica przewodów, tym odpowiednio grubsza uszczelka sta-

W n i o s k i

1) Jaz przelewowy z narzutu kamiennego jest o wiele tańszy od jazu betonowego, tym bardziej gdy zachodzi możliwość wykorzystania do budowy materiałów lokalnych. Jaz ten nadaje się przy tym lepiej dla łożysk o gruntach słabych.

2) Wyniki porównania jazu przelewowego z narzutu kamiennego z jazem betonowym wykazują znaczne zmniejszenie szybkości na odcinku występującej filtracji wody przez narzut kamienny. Prócz tego, szorstkość powierzchni ściany odpływowej jazu zmniejsza szybkość strumienia na krawędzi progu o 32,6%, narzut zaś kamienny daje zmniejszenie o 46,2%, tj. prawie dwukrotne; poza tym rozmieszczenie szybkości na powierzchni odpływu staje się równomierniejsze.

3) Pomimo że, jak wykazują dane obliczeń statystycznych, siły filtracyjne zmniejszają współczynnik stateczności (równowagi trwałej) budowli w warunkach rozpatrywanych o 40% i chociaż wskutek tego przekrój poprzeczny jazu z narzutu kamiennego otrzymujemy nieco więcej rozplaszczony, aniżeli w budowlach betonowych, proponowany typ jazu jest w pełni usprawiedliwiony pod względem ekonomicznym.
(Gidrotechniczeskoe Stroitelstwo Nr 4/53)

Inż. Zenon Zapalski

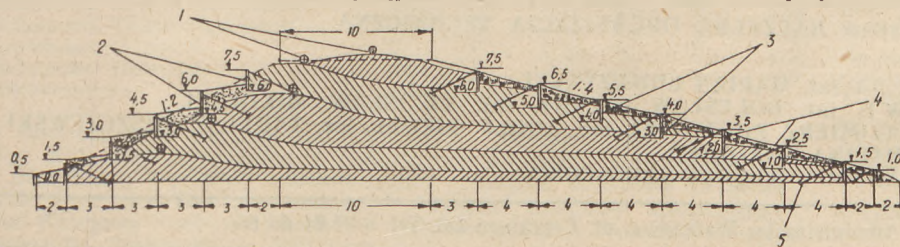
WZNOSZENIE GROBLI ZWIROWO-PIASZCZYSTYCH DROGĄ NAMYWANIA

Większość istniejących i projektowanych zapór oraz grobli ziemnych wznoszonych drogą namywania, tj. metodą hydrauliczną, utworzona jest z materiałów o dużym współczynniku filtracji, wskutek czego przekroje poprzeczne tych budowli są rozplaszczone, o mocno rozszerzonej podstawie, celem wydłużenia drogi filtracji.

Rozpatrując rozmieszczenie materiału w przekroju poprzecznym nasypu wznoszonego drogą namywania jednostronnego, zauważyć możemy, że, gdy od strony skarpy dolnej (odładowej) rozmieszczenie materiału pod względem wielkości frakcji jest racjonalne i odpowiada pryzmie filtru odwróconego, to od strony skarpy górnej (odwodnej) tego nie obserwujemy. Wskutek tego pryzma z materiału grubszego, umieszczona od strony skarpy dolnej prawie nie wpływa na zmniejszenie naporu wody i nie powoduje obniżenia linii depresji w nasypie. Zagadnienie więc obwałowania skarpy górnej (naporowej) w danym przypadku jest zagadnieniem zasadniczym, wymagającym lepszego rozwiązania pod względem rozmieszczenia materiału dla przeciwdziałania filtracji.

Przy jednostronnym namywaniu, od strony skarpy górnej, w przeciwieństwie do skarpy dolnej, odkładane są frakcje najdrobniejsze, ze zmniejszoną szybkością pozbywania się wody, które, nie wytrzymując skupionych obciążeń podczas namywania, wymagają dłuższego osadzenia się. Jak wykazała praktyka, przy namywaniu grobli zwirowo-piaszczystych, stosowanie obwałowania z gruntu, w formie niewielkich wałeczków skarpowych, wyznaczających granice nasypu, okazało się niepraktyczne, ponieważ już po 24 godz. obwałowanie pogrążyło się w namytym gruncie i nie mogło spełnić swego zadania. Zamiast więc obwałowania z gruntu, przeprowadzone zostały próby ustawienia gęstych płotków dwustronnych wzdłuż skarpy przyszłego nasypu.

Uzyskane w tym kierunku w ZSRR doświadczenia podaje nam w artykule dyskusyjnym inż. A. T. Smorkałow. Doświadczenia te przeprowadzone zostały przy wznoszeniu grobli ziemnej 150 m dług., o przekroju poprzecznym mniejszym u podstawy 57,0 m szer., w koronie — 10 m, oraz ze skarpami dolną 1:2 i górną 1:4 (jak na rys.). Przed przystąpieniem do robót na



Przekrój poprzeczny namywu jednostronnego. 1 — refuler, 2 — płotki, 3 — kołki, 4 — odciągacze, 5 — kotew.

obwodzie przyszłego nasypu wystawiono z trzech stron gęste płotki, z czwartej nasyp przytykał do grobli istniejącej, stanowiąc jej przedłużenie. Namywanie grobli rozpoczęło w marcu 1952 r. bezpośrednio na nie przygotowanej uprzednio powierzchni moczarów gliniastych, zalegających warstwę do 2 m grub. na wodonośnym podłożu zwirowo-piaszczystym 8 m grub. Refuler pogłębiarki układany był nie na estakadzie, lecz bezpośrednio na słożku odsypu w odległości 5 — 10 m od płotku skarpy dolnej. Namywanie prowadzone było warstwami jednometrowymi. Dla obwałowania przyjęte były płotki o wym. 1,5 × 3,0 m. Ze względu na wytwarzanie się różnych pochyłości, namywanie skarpy górnej odbywało się w odniesieniu do skarpy dolnej pod względem wysokości znacznie niżej, w zależności od szerokości przekroju i frakcji materiału namywanego. W miarę zamywania płotków rzędu pierwszego, wystawiane były płotki rzędu drugiego itd. Od strony skarpy dolnej namywanie prowadzono na pełną wysokość płotków, a skarpa przybierała formę kaskady wielostopniowej, po której częściowo spływała woda, znosząc drobniejsze frakcje materiału namywanego. Od strony skarpy górnej, płotki zamywane były tylko do połowy, a woda i tu, przesączała się przez gęste płotki wraz z najdrobniejszymi pyłowo-łłastymi frakcjami gruntu, zamulała i wypełniała pozostały 0,5 — 0,8 m zapas płotków, wytwarzając w ten sposób na skarpie odwodnej uszczelnienie plastyczne w formie ekranu namywanego, znacznie zmniejszającego szkodliwą filtrację wody.

W czasie trwania robót płotki skarpy dolnej po ich ustawieniu nie wymagały dalszych obserwacji. Skarpa dolna łącznie z płotkami pracowała bez zarzutu, jako kaskada wielostopniowa. Nawet skoncentrowane przepływy wody przez płotki nie były szkodliwe wobec grubości frakcyjnej namytu i odsypanego materiału na tej skarpie.

Nad tworzeniem się natomiast skarpy górnej wraz z warstościowym ekranem należało prowadzić ścisłą obserwację i zachować następujące warunki budowy:

— namulanie prowadzić z minimalnym pochyleniem, co osiąga się przez wykonanie namywań warstwami 30 — 40 cm,

— ustawiać płotki przy pomocy niwelatora lub dopłatać je pod niwelatorem, przez co zapobiegnie się skoncentrowanym przepływom po zamuleniu ekranu,

— śledzić styki płotków i nie dopuszczać do dużych szczelin; szczelina 20 — 30 cm może spowodować powstanie w tym miejscu zwiększonego przepływu wody i może nastąpić rozmycie niżej leżącego stopnia, wypłukanie pali i wywrócenie płotka,

— przeszkadzać tworzeniu się na skarpie „kieszonek”, powstających przy schodzeniu się przeciwnych pochyłości, gdyż powodują one koncentrację przelewów.

Do zalet namywania kaskadowego należy również i to, że w razie powstania „wypłuczyska” miejscowego, zniszczeniu ulec może jedynie niewielki odcinek na jednym stopniu, do zniszczenia zaś skarpy nie dojdzie.

Metodą jednostronnego namywania mogą być wznoszone budowle hydrotechniczne z materiałów o różnej grubości frakcji, od piasków do grubszego zwirowo-piaszczystych. Może być przy tym namity ekran ze współczynnikiem filtracji wahającym się w granicach 0,00014 — 0,0012 cm/sek. Wznoszenie budowli hydrotechnicznych metodą jednostronnego namywania, z ekranem obniżającym koszty robót, skraca przestoje na wykonanie obwałowania z gruntu oraz współczynnik wykorzystania sprzętu.

Prowadzenie robót z płotkami filtrującymi może być zastosowane również przy dwustronnym namywaniu grobli zwirowo-piaszczystych. Strata czasu na obwałowanie zmniejsza się przy tym w przybliżeniu 2-krotnie. Objętość robót zmniejsza się o 10 — 20%, kosztem bardziej stromego pochylenia skarp. Zwiększa się współczynnik wykorzystania mechanizmów.

Zastosowanie płotków filtrujących pozwala prowadzić roboty namywowe z dowolną intensywnością, gdyż w tym przypadku odpadają obawy spływania skarpy.

Przy dwustronnym namywaniu grobli można zastosować spo-

sób kombinowany, polegający na tym, że dolną partię przekroju od podstawy nasypu prowadzi się sposobem namywania z płotkami, a górną od korony — ze zwykłym obwałowaniem.

Bezpośrednio z tym tematem wiąże się „sprawa przyspieszenia tempa namywania wysokowartościowych grobli ziemnych” które rozpatruje kandydat nauk techn. A. A. Głaż.

Jak wiadomo, przy wznoszeniu grobli ziemnych, a więc i grobli żwirowo-piaszczystych, drogą namywania dwustronnego, zgodnie z ogólnie obserwowanym rozmieszczeniem materiału namywanego, w środkowej części przekroju poprzecznego grobli osadzają się drobne i najdrobniejsze wysokodispersyjne frakcje gruntu, które tworzą tzw. jądro. W miarę oddalania się od jądra osadzają się frakcje grubsze. Posiadając b. małą wagę i stosunkowo dużą powierzchnię, materiał tworzący jądro grobli osadza się bardzo powoli i tworzy z wodą, zależnie od zawartości jej w hydromasie (pulpie), nadzwyczaj rzadką konsystencję. Ponieważ boczne części grobli kolmatują się bardzo szybko, wyciekanie wody z jądra jest utrudnione. Jądro w tych warunkach może znajdować się całe miesiące a nawet lata w stanie półpłynnym i grozić przerwaniami zewnętrznych części grobli lub obsunięciem się skarpy.

Dla zabezpieczenia się przed możliwą katastrofą, należałoby znacznie zwiększyć zewnętrzne przyzmy oporowe grobli, lecz to prowadziłoby do zwiększenia robót ziemnych. Racjonalniej przebieg procesu tworzenia się jądra. W przeciwnym razie, musielibyśmy przy wznoszeniu budowli metodą hydrauliczną ograniczyć możliwości wykorzystania materiałów podręcznych (lokalnych) z domieszką pyłowo-gliniastych frakcji, stanowiących w jądrze b. cenny materiał wodoszczelny.

Błędne jest mniemanie, jakoby jądro w nasypach ziemnych, jako uszczelnienie plastyczne, przeciwdziałające filtracji, było tylko wtedy dobre, jeżeli będzie ono utworzone jedynie z jed-

nolitego materiału plastycznego (ilów, gliny). Jak wykazały doświadczenia, warstwy gruntu rodzimego, zawierające przeważnie frakcje gruboziarniste, przy ograniczonej ilości w ich środowisku drobnoziarnistych cząstek (namulów), okazują się mniej przepuszczalne niż można byłoby sądzić o tym przy rozpatrywaniu ich granulometrycznego składu. Grunty o różnorodnym składzie granulometrycznym układają się ściślej niż jednofrakcyjne, wskutek czego właściwości filtracyjne zmniejszają się ze wzrostem ich różnorodności. Celowe będzie więc dodawanie do osadzających się pod wodą cząstek pyłowo-iliastych materiałów gruboziarnistych — do otoczków właznie, co potwierdza teoria „technologii mieszanek gruntowych” (inż. Cz. Bielenia — „Gospodarka Wodna” Nr 2/54). Ponieważ materiał gruboziarnisty musi być rozproszony równomiernie w całej masie jądra, przydatne będzie więc w tym celu, podobnie jak przy uszczelnianiu betonu, użycie wibratorów wgłębnych.

Jak wykazały próby, przez wprowadzenie gruboziarnistych frakcji gruntu, szczelność osadu w jądrze, wyrażona ciężarem objętościowym, zmienia się od $\gamma = 0,83$ gr do $\gamma = 1,51$ gr/cm³, tj. wzrasta prawie dwukrotnie, współczynnik zaś filtracji zmniejsza się średnio około 50 razy.

Materiał pyłowo-gliniasty, znajdujący się w gruncie, sprzyja więc tworzeniu się jąder wodoszczelnych, szczególnie gdy do niego wprowadzimy równomiernie rozmieszczone grubsze frakcje gruntu cięższego, w stosunku wagowym do namulów lekkich, jak 1:1 do 4:1. Stosunek ten należy ustalić praktycznie, drogą każdorazowych namywań próbnych. Wzniesiony w ten sposób nasyp staje się budowlą znacznie stateczniejszą i wodoodporniejszą.

(Gidrotechniczskie Stroitelstwo Nr 9/53)

Inż. Zenon Zapalski

KRONIKA

ZEBRANIE RADY GŁÓWNEJ NOT W DNIU 30 LIPCA 1954

W dniu 30. VII. 1954 r. odbyło się uroczyste, z okazji X-lecia Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej, zebranie Rady Głównej Naczelnej Organizacji Technicznej (NOT), z udziałem licznie zaproszonych przedstawicieli poszczególnych stowarzyszeń technicznych oraz pracy technicznej.

Na zebraniu wygłosił przemówienie prezes NOT, prof. dr inż. Witold Wierzbicki, który — po nakreśleniu historii życia politycznego i gospodarczego w ciągu 10 lat istnienia Polski Ludowej — omówił wkład NOT, stowarzyszeń naukowo-technicznych oraz prasy technicznej w dzieło odbudowy i rozbudowy gospodarki narodowej.

W dalszym ciągu zebrania, wiceprezes Rady Głównej NOT, Minister Energetyki inż. B. Jaszcuk, udekorował w imieniu Rady Państwa 65 aktywistów NOT i stowarzyszeń naukowo-

technicznych. Wśród tej liczby, zostali odznaczeni aktywiści związani z gospodarką wodną i budownictwem wodnym w Polsce, a mianowicie:

1. inż. Riedel Adolf (Stow. Inż. i Techn. Komunik.) — Krzyżem Oficerskim Orderu Odrodzenia Polski,
2. prof. inż. Kollis Władysław (Stow. Inż. i Techn. Wod. Mel.) — Złotym Krzyżem Zasługi,
3. inż. Prończuk Józef (Stow. Inż. i Techn. Wod. Mel.) — Srebrnym Krzyżem Zasługi.

Na zakończenie zebrania uchwalono przez aklamację i przyjęto gorącymi oklaskami wniosek wysłania listu do I Sekretarza KC PZPR, tow. Bolesława Bierut, deklarujące zwiększenie udziału inteligencji technicznej w walce o dalszy rozwój gospodarczy Polski, o zwycięską realizację planu 6-letniego, o podniesienie stopy życiowej mas pracujących kraju.

UMACNIAJMY SOJUSZ POLSKO-RADZIECKI RĘKOJMIĘ NIEPODLEGŁOŚCI I ROZKWITU NASZEJ OJCZYZNY

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁÓW: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI,

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA,

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

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

Warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1955

Administracja Czasopism Technicznych Naczelnej Organizacji Technicznej,
Wydawnictwa Górniczo-Hutnicze, Wydawnictwa Komunikacyjne i Filmowa
Agencja Wydawnicza wprowadzają następujące warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1955:

PRENUMERATA NORMALNA

Zgłoszenia na prenumeratę normalną na rok 1955 przyjmują urzędy pocztowe oraz listonosze miejscy i wiejscy. Ponadto można zamawiać prenumeratę normalną przez wpłacanie należności na odpowiednie konto przekazem PKO.

PRENUMERATA ULGOWA

A. CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism naukowo-technicznych na rok 1955 korzystać mogą jedynie:

- 1) członkowie stowarzyszeń naukowo-technicznych zrzeszonych w NOT,
- 2) członkowie Klubów Techniki i Racjonalizacji,
- 3) studenci szkół wyższych.

B. CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism popularno-technicznych na rok 1955 korzystać mogą:

- 1) członkowie stowarzyszeń naukowo-technicznych,
- 2) członkowie Klubów Techniki i Racjonalizacji,
- 3) studenci szkół wyższych,
- 4) uczniowie szkół zawodowych.

Sposób zamawiania prenumeraty ulgowej

Zamówienia na prenumeratę ulgową powinny być sporządzane zbiorowo, imienne, z podaniem dokładnego adresu oraz okresu prenumeraty, na każdy tytuł oddzielnie.

Zamówienia te, łącznie z należnością, przyjmować będą koła zakładowe, a od członków niezrzeszonych w kołach - oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych, przekazując je w odpowiednich terminach bezpośrednio do PPK „Ruch” w Warszawie, Stalinogrodzie lub Łodzi, w zależności od miejsca wychodzenia czasopisma.

Analogiczny tryb postępowania obowiązuje studentów i uczniów szkół zawodowych z tym, iż na uczelniach prenumeratę przyjmować będą koła naukowe uczelni, a w szkołach zawodowych - dyrekcja szkoły.

Terminy składania zgłoszeń na prenumeratę ulgową

Nieprzekraczalny termin przekazania zamówień i należności do PPK „Ruch” na I kwartał 1955 r. przez koła zakładowe, oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych, koła naukowe uczelni i dyrekcje szkół - upływa 1 grudnia 1954 r. (obowiązuje data stempla pocztowego).

Zamówienia na następne kwartały 1955 r. należy zgłaszać w terminach:

II kwartał - do 1 marca 1955 r.

III kwartał - do 1 czerwca 1955 r.

IV kwartał - do 1 września 1955 r.

Należność za wszystkie rodzaje prenumerat wpłacać należy na następujące konta:

dla czasopism: poz. 1, 2, 4, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 21, 22, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 33, 34, 35, 36, 38, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52

PPK „Ruch”, Warszawa, Centralna Ekspedycja, Srebrna 12, konto PKO Nr I-110/14000

dla czasopism: poz. 14, 24, 25, 32, 55

Oddział PPK „Ruch” w Łodzi, konto PKO Nr VII-579/110.

dla czasopism: poz. 3, 5, 10, 13, 20, 23, 37, 39, 53, 54
Oddział PPK „Ruch”, Stalinogród, konto PKO Nr III-17763/110.

UWAGA: Przy zamawianiu prenumeraty czasopism technicznych prosimy podawać dokładnie: nazwisko, adres, okres prenumeraty oraz tytuł czasopisma.

Lp.	Nazwa czasopisma	A b o n a m e n t					
		Opłata normalna			Opłata ulgowa		
		roczna	półroczna	kwartalna	roczna	półroczna	kwartalna
		3	4	5			8
CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE							
1. Architektura		180,—	90,—	45,—	90,—	45,—	22,50
2. Budownictwo Przemysłowe		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
3. Cement, Wapno, Gips		54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
4. Drogownictwo		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
5. Energetyka (dwumies.)		72,—	36,—	—	36,—	18,—	—
6. Energetyka Przemysłowa (Gospodarka Ciepła) (dwumies.)		48,—	24,—	—	24,—	12,—	—
7. Gazeta Cukrownicza		54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
8. Gaz, Woda i Technika Sanitarna		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
9. Gospodarka Wodna		96,—	48,—	24,—	54,—	27,—	13,50
10. Hutnik		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
11. Inżyniera i Budownictwo		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
12. Materiały Budowlane		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
13. Nafta		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
14. Odzież		54,—	27,—	13,50	—	—	—
15. Ochrona Pracy		72,—	36,—	18,—	—	—	—
16. Poligrafika (dwumies.)		36,—	18,—	—	18,—	9,—	—
17. Przegląd Budowlany		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
18. Przegląd Elektrotechniczny		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
19. Przegląd Geodezyjny		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
20. Przegląd Górniczy		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
21. Przegląd Kolejowy		36,—	18,—	9,—	—	—	—
22. Przegląd Mechaniczny		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
23. Przegląd Odlewnictwa		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
24. Przegląd Papierniczy		60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
25. Przegląd Skórzany		60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
26. Przegląd Spawalnictwa		54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
27. Przegląd Techniczny		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
28. Przegląd Telekomunikacyjny		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
29. Przemysł Chemiczny		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
30. Przemysł Drzewny		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
31. Przemysł Rolny i Spożywczy		90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
32. Przemysł Włókienniczy		108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
33. Szkło i Ceramika		54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
34. Technika i Gospodarka Morska		72,—	36,—	18,—	—	—	—
35. Technika Lotnicza (dwumies.)		54,—	27,—	—	36,—	18,—	—
36. Technika Motoryzacyjna		72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE							
37. Chemik		54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
38. Gospodarka Łączności		54,—	27,—	13,50	—	—	—
39. Gospodarka Węglem		36,—	18,—	9,—	—	—	—
40. Horyzonty Techniki		36,—	18,—	9,—	—	—	—
41. Kinotechnik		36,—	18,—	9,—	—	—	—
42. Mechanik		108,—	54,—	27,—	36,—	18,—	9,—
43. Motoryzacja		60,—	30,—	15,—	18,—	9,—	4,50
44. Przegląd Kolejowy Drogowy		36,—	18,—	9,—	—	—	—
45. Przegląd Kolejowy Elektro-techniczny		36,—	18,—	9,—	—	—	—
46. Przegląd Kolejowy Mechaniczny		36,—	18,—	9,—	—	—	—
47. Przegląd Kolejowy Ruchowo-Handlowy		36,—	18,—	9,—	—	—	—
48. Radioamator		48,—	24,—	12,—	—	—	—
49. Technik Przemysłu Spożywczego		36,—	18,—	9,—	—	—	—
50. Transport		72,—	36,—	18,—	—	—	—
51. Wiadomości Elektrotechniczne		36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
52. Wiadomości Telekomunikacyjne		36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
53. Wiadomości Górnicze		54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
54. Wiadomości Hutnicze		54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
55. Włókiennictwo		36,—	18,—	9,—	—	—	—

Przy czasopismach: „Gospodarka Łączności”, „Odzież”, „Ochrona Pracy”, „Przegląd Kolejowy”, „Technika i Gospodarka Morska”, „Gospodarka Węglem”, „Horyzonty Techniki”, „Kinotechnik”, „Przegląd Kolejowy Drogowy”, „Przegląd Kolejowy Elektrotechniczny”, „Przegląd Kolejowy Mechaniczny”, „Przegląd Kolejowy Ruchowo-Handlowy”, „Radioamator”, „Technik Przemysłu Spożywczego”, „Transport” i „Włókiennictwo” — ze względu na niskie ceny obowiązuje tylko prenumerata normalna.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- ALEKSANDROWICZ E.: Wskazówki dla początkującego laboranta. Biblioteka Laboranta. S. 40, zł 1.50
- BROMLEJ M. F., KUCZERUK W. W.: Techniczne badania i sprawdzanie sprawności urządzeń wentylacyjnych w zakładach przemysłowych. S. 211, zł 15.—
- BUCZYŁO E.: Co powinien wiedzieć pracownik obsługujący nitrator. S. 44, zł 2.—
- ELBAUM J., REICHER J.: Elektryczne aparaty rozruchowe i regulacyjne. Montaż — obsługa — naprawa. S. 215, zł 12.—
- GRABIEC A., MARKIEWICZ E.: Metalizacja natryskowa. S. 197, zł 14.—
- JANIKOWSKI P.: Składowanie węgla na placu fabrycznym. S. 92, zł 5.—
- KACPRZAK J.: Lakiery i emalie nitrocelulozowe. S. 164, zł 10.—
- KNOPF M.: Metody badań farb rdzochronnych. S. 122, zł 8.—
- LEWICKI T.: Części maszyn w zarysie. Wyd. 3 niezmiennione. S. 127, zł 10.50
- MUSIL L.: Ogólne zasady projektowania elektrowni parowych. Tłum. z niem. J. Dąbrowski, C. Dąbrowski. S. 419, zł 42.— (w oprawie)
- SOKOŁOWSKI A. P.: Kurs technologii budowy maszyn. Część II. Technologia obróbki części maszynowych. Tłum. z ros. W. Wasiljew. S. 438, zł 28.—
- SZNEE J. I.: Teoria turbin gazowych. Tłum. z niem. L. Niemand. S. 367, zł 35.— (w oprawie)
- TERMAN F. E.: Radiotechnika. Tom I. Wyd. 2. S. 671, zł 40.—
- ZMIHORSKI E.: Chromowanie techniczne i budowa chromowni. S. 287, zł 12.— (w oprawie)
- BIEGIELEISEN-ZELAZOWSKI B.: Metoda inż. Kowalowa jako wyższa forma współzawodnictwa. S. 64, zł 3.—
- CHMIELEWSKI H.: Logarytmiczny suwak rachunkowy. Wyd. 4. S. 48, zł 3.—
- CIESIELSKI W., PERLINSKI S.: Technika pomiarów warsztatowych. S. 352, zł 30.— (w oprawie)
- DOBRZAŃSKI T.: Rysunek techniczny. Wyd. 5 uzup. S. 180, zł 12.—
- GIERASIMOW S. G., DUDNIKOW E. G., CZISTIĄKOW S. F.: Automatyczna regulacja urządzeń kotłów parowych. Tłum. z ros. E. Augustyniak i W. Nałęcz-Gembicki. S. 562, zł 34.— (w oprawie)
- LISIAK S.: Gwintowanie ręczne. Seria „Będę fachowcem”. S. 44, zł 2.—
- Poradnik dla użytkowników i wytwórców narzędzi mierniczych. Praca zbiorowa. Wyd. 2 uzup. Biblioteka Metrologiczna Głównego Urzędu Miar. S. 511, zł 33.— (w oprawie)
- SIWICKI J.: Technologia paliwa i wody. S. 279, zł 12.— (w oprawie)
- SZALEK R.: Świełtówki. Działanie — montaż — eksploatacja. S. 59, zł 3.50
- SZUBERT W.: Zagadnienia prawne ochrony pracy. Biblioteka Wykładowcy BHP. S. 56, zł 3.—



WYDAWNICTWO „BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA“

- BIELICKI W.: Rury betonowe. Warszawa 1954, s. 172, zł 12.50
- BRYŁA S., SUWAŁSKI L.: Beton i żelbet. Wydanie 2. Opracował L. Suwański. Warszawa 1954, s. 292, zł 28.—
- DANILECKI W.: Konstrukcje zespolone murowe zbrojone i ceglano-żelbetowe. Warszawa 1954, s. 143, zł 13.—
- IWIĄŃSKI A. M.: Konstrukcje żelbetowe. Tłum. z ros. W. Lenkiewicz. Komentarzami opatrzył i przystosował do warunków polskich J. Minc. Wydanie 2 poprawione. Warszawa 1954, s. 479, zł 29.50
- Katalog urządzeń małej mechanizacji w budownictwie. Zeszyt 1. — Transport poziomy pionowy. Roboty różne. Ministerstwo Budownictwa Przemysłowego. Warszawa 1954, s. 28, zł 16.—
- LENKIEWICZ W.: Przeprowadzanie metod pracy zespołowej przy wykonywaniu robót murowych. Warszawa 1954, s. 32, zł 2.—
- MAZOW I. J.: Przyspieszona produkcja cegły. Tłum. z ros. W. Lenkiewicz. Warszawa 1954, s. 39, zł 2.50
- MAZOW I. J.: Sposoby zwiększenia wydajności dużych pieców kręgowych do wypału cegły. Tłum. z ros. W. Rawicz-Szczerbo. Warszawa 1954, s. 54, zł 3.—
- MINC J.: Obliczanie konstrukcji żelbetowych metodą odkształceń plastycznych. Część II. Warszawa 1954, s. 188, zł 20.—
- STRUG E.: Roboty ziemne w budownictwie. Warszawa 1954, s. 102, zł 6.—
- ZENCZYKOWSKI W.: Budownictwo ogólne. Tom II — Konstrukcje i wznoszenie murów i sklepień. Wyd. 4 (drugie drukowane). Warszawa 1954, s. 491, zł 33.50 (opraw. pl.).