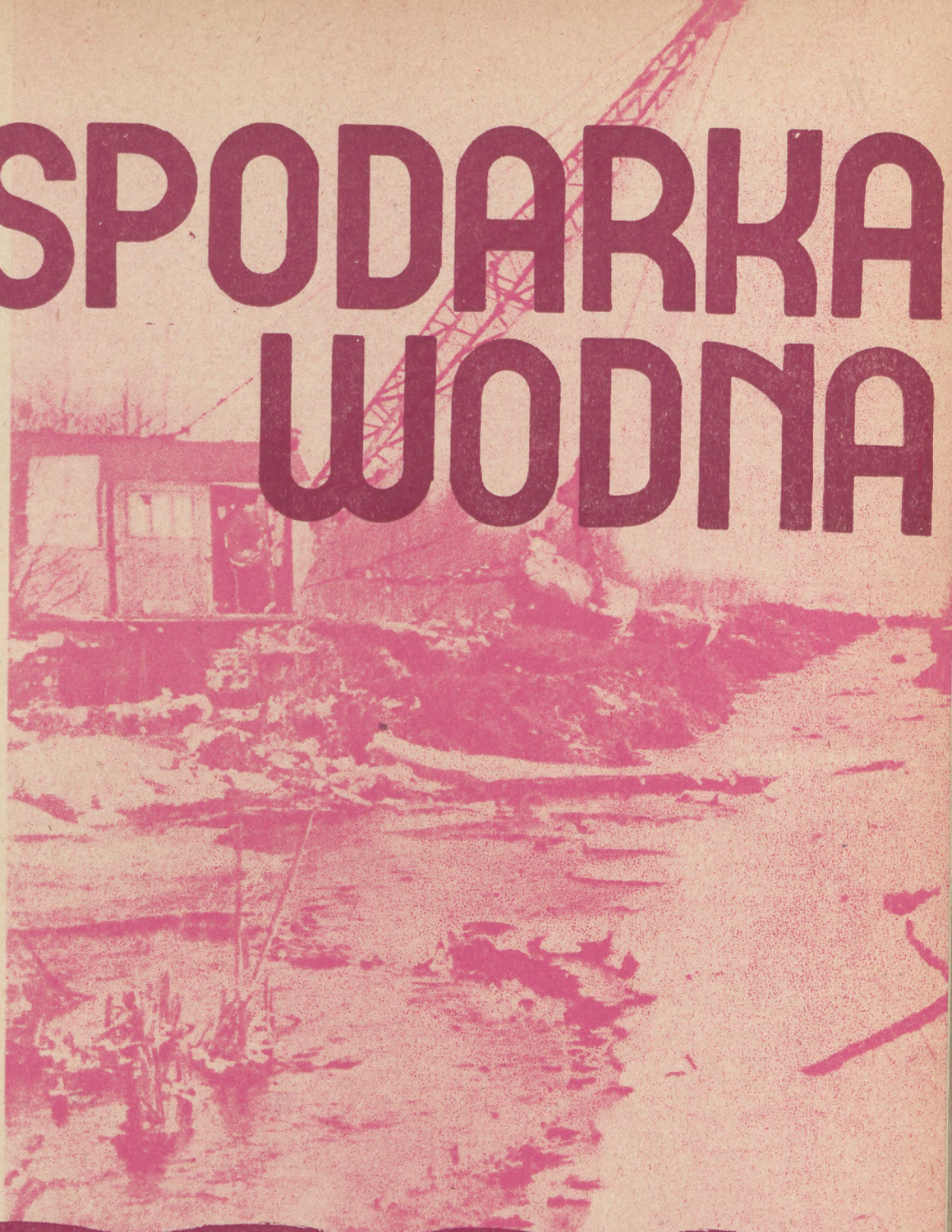


# GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI  
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, CZERWIEC 1953 r.

Nr 6

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

## T R E Ś Ć

## DZIAŁ I — PLANOWANIE I ORGANIZACJA

|                                                                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Inż. Tomasz Biernacki — O kilku właściwościach wiejskich elektrowni wodnych                                       | 193 |
| Edmund Poszwa — Niektóre „wąskie gardła“ organizacji pracy projektowej w dziedzinie budownictwa wodno-sanitarnego | 198 |

## DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

|                                                                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Inż. Witold Awłasewicz — Sposób określania odpływów rzek przy pomocy mapy parowania                                           | 202 |
| Prof. Dr Jerzy Ostromecki — Parowanie terenowe pszenicy na młdach                                                             | 205 |
| Inż. Leonard Skibniewski — Czynniki wpływające na wysokość parowania z jezior na niżu polskim                                 | 209 |
| Prof. Dr Edward Stenz — O parowaniu z wolnej powierzchni zbiorników wodnych                                                   | 211 |
| Mgr Helena Werner-Więckowska — Zagadnienie metodyczne mapy płytkich wód gruntowych                                            | 214 |
| Inż. Tadeusz Tillinger — Obliczenie najkorzystniejszego przekroju poprzecznego kanału żeglugi w zależności od natężenia ruchu | 217 |

## DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

|                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Dr inż. Zygmunt Sochoń — Opracowanie dokumentacji technicznej do robót wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim | 221 |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|

## DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

|                                                                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Inż. Kazimierz Majewski — Rola i budowa filtrów studziennych                                                      | 225 |
| Andrzej Woźnicki — Zastosowanie blach zabijanych do szalowania wąskoprzestrzennych wykopów poniżej wody gruntowej | 229 |

## DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

|                                                         |     |
|---------------------------------------------------------|-----|
| Mgr Wacław Roguski — Zagospodarowanie dołów potorfowych | 231 |
| Przegląd Wydawnictw                                     | 234 |

## СОДЕРЖАНИЕ

|                                                                                                             |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Некоторые свойства сельских гидроэлектрических станций,                                                     |
| Препятствия в проектной работе водносанитарного строительства,                                              |
| Способ определения речных дебитов на основании карты испарения,                                             |
| Почвенное испарение пшеницы на илистых почвах,                                                              |
| Факторы влияющие на величину испарения с озер польской низменности,                                         |
| Испарение со свободной поверхности водохранилищ,                                                            |
| Методическая проблема карты мелких почвенных вод,                                                           |
| Расчет наиболее полезного поперечного сечения судоходного канала в зависимости от интенсивности транспорта, |
| Разработка технической документации водномелиоративных работ в СССР,                                        |
| Роль и постройка колодезных фильтров,                                                                       |
| Применение листового железа к обшивке узких траншей ниже уровня почвенных вод,                              |
| Благоустройство торфяных карьеров,                                                                          |
| Обзор печати,                                                                                               |

## CONTENTS

|                                                                                            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| Some characters of the rural water power stations                                          |
| Difficulties of organization encountered in designing of sanitary water engineering        |
| Manner of determining river flows on the basis of the map of evaporation                   |
| Ground evaporation of wheat on the loams                                                   |
| Factors influencing the intensity of evaporation from the lakes of Polish Lowland          |
| Evaporation from the surface of water catchment reservoirs                                 |
| Methodical problem of elaboration of a map of shallow soil waters                          |
| Calculation of the optimal section of a navigable canal as function of transport intensity |
| Technical designing of water catchment and irrigation works in USSR                        |
| Role and construction of well filters                                                      |
| Application of iron sheets to the board of digs under the soil water level                 |
| Management of peat downs                                                                   |
| Review of publications                                                                     |

## SOMMAIRE

|                                                                                                        |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Certaines propriétés des centrales hydroélectriques rurales                                            |
| Certains obstacles d'organisation à l'élaboration des projets dans le domaine de l'Hydraulique Urbaine |
| Mode de détermination des débits fluviaux sur la base de la carte d'évaporation                        |
| Évaporation du terrain de froment sur les sols marneux                                                 |
| Facteurs influant l'intensité de l'évaporation des lacs dans la plaine polonaise                       |
| Sur l'évaporation de la surface libre des retenues d'eau                                               |
| Problème méthodique d'élaboration de la carte des eaux du sol peu profondes                            |
| Calcul de la section optimale du canal navigable en fonction de l'intensité du transport               |
| Elaboration de la documentation technique des travaux d'Hydraulique Rurale en URSS                     |
| Rôle et construction des filtres des puits                                                             |
| Application du tôle dans les fouilles profondes au-dessous du niveau des eaux du sol                   |
| Aménagement des carrières tourbeux                                                                     |
| Revue des publications                                                                                 |

| Warunki prenumeraty: |     | Prenumerata: |      | Przedpł. norm. | Przedpł. ulgowa |
|----------------------|-----|--------------|------|----------------|-----------------|
| Numer pojedynczy     | 8.— | Kwartalna    | 24.— | 13.50          |                 |
|                      |     | Półroczna    | 48.— | 27.—           |                 |
|                      |     | Roczna       | 96.— | 54.—           |                 |

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

# GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, CZERWIEC 1953 R.

Nr 6 (79)

## DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. TOMASZ BIERNACKI

### O kilku właściwościach wiejskich elektrowni wodnych

#### Wstęp

W dniach 22 i 23 lutego 1953 r. odbył się w Warszawie I Kongres Krajowy Spółdzielczości. Omawiając dorobek spółdzielczości, nakreślone zostały równocześnie zadania na najbliższe lata i na dalszą przyszłość. Doświadczenia z praktyki oraz głosy w dyskusji potwierdziły ponownie konieczność wprowadzenia gospodarki zmechanizowanej, uprawy o charakterze przemysłowym i stosowania najnowocześniejszych metod agrobiologicznych. Jednym z elementów, umożliwiających spełnienie tych nieodzownych dla rozwoju rolnictwa postulatów, jest elektryczność. Znaczenie elektryczności jest przy tym dwójakie — z jednej strony jest ona poważnym czynnikiem rozwoju mechanizacji, z drugiej zaś stanowi niezbędną bazę dla stworzenia odpowiednich warunków kulturalno-bytowych ludności wiejskiej.

Powszechna elektryfikacja wsi ma szczególne znaczenie dla budowy społeczeństwa socjalistycznego. Przed wojną zelektryfikowanych było niespełna tysięcy wsi. Plan 6-letni przewiduje, że w roku 1955 zelektryfikowanych będzie już ponad 50% naszych wsi, co odpowiada liczbie ponad 20.000. Równie silny jak ilościowe zelektryfikowanie ma być wzrost zużycia energii, która z 90.000.000 kWh w 1949 r. (a więc niewiele ponad 1% wyprodukowanej energii) ma osiągnąć wysokość rocznej produkcji 500 000 000 kWh, czyli 3,3% produkcji ogólnokrajowej. Oznacza to ponad 5,5-krotny wzrost.

Zelektryfikowane zostaną przede wszystkim gospodarstwa spółdzielcze, PGR i POM. Organem kierującym elektryfikacją jest Centralny Zarząd Elektryfikacji Rolnictwa (CZER), podległy Ministerstwu Rolnictwa.

Elektryfikacja rolnictwa i wsi ma być jednym z czynników gwarantujących osiągnięcie rocznego zużycia na mieszkańca w wysokości 740 kWh w roku 1955, wobec 122 kWh w roku 1938.

Co oznaczają wymienione dotychczas cyfry? Zużycie 500 milionów kWh, przy średnim współczynniku obciążenia 35%<sup>1)</sup> i czasie użytkowania około 2500 — 3000 godzin, wymaga mocy szczytowej ponad 400 000 kWh i około 450 000 do 500 000 kW mocy instalowanej. Tę moc należy albo zainstalować całkowicie w elektrowniach okręgowych, albo częściowo odciążyć elektrownie okręgowe budową wiejskich elektrowni wodnych.

Elektrownie wodne typu wiejskiego stanowią specjalny rodzaj budownictwa wodno-energetycznego, tak pod względem budowy, jak i pod względem znaczenia dla zespolonej gospodarki i układów energetycznych. Ich wpływ rozciąga się na energetykę (warunki sieciowe, rozrząd mocy, wzrost spożycia energii), melioracje (odwodnianie, nawadnianie, deszczownie), hodowlę (łąki, rybołówstwo). Znaczenie energetyczne, jako dominujące, zostanie tutaj pokrótce omówione.

<sup>1)</sup> Współczynnik obciążenia określa stosunek mocy średniej do maksymalnej  $m = \frac{P_{sr}}{P_{max}} = \frac{A}{P_{max} \cdot T} = \frac{n_{pmax}}{T}$ , przy czym  $n_{pmax}$  — jest czasem użytkowania mocy szczytowej urządzenia elektrycznego i wyraża się zależnością  $\frac{A}{P_{max}}$ .

#### Rola elektrowni wodnej typu wiejskiego w sieci elektrycznej

Duża gęstość zaludnienia naszego kraju, przy jednoczesnym równomiernym rozmieszczeniu ludności, wymaga równoległe z elektryfikacją znacznej rozbudowy sieci, tak wysokiego (6,15 kV) jak i niskiego (380/220 V) napięcia. Konieczne do wybudowania odcinki sieci lokalnych wymagają dziesiątków tysięcy kilometrów linii, tysięcy transformatorów, dziesiątki tysięcy łączników, mierników i osprzętu. Niezależnie od wielkiej ilości sprzętu, rozbudowana w ten sposób sieć odznacza się poważnymi stratami transformacji i przesyłu energii, wpływającymi niekorzystnie na pracę zasilających elektrowni okręgowych oraz na kalkulację cen organizacji zbytu energii. Drugim niekorzystnym dla głównych odcinków sieci czynnikiem jest niski współczynnik obciążenia — cecha charakterystyczna każdego wiejskiego odbiorcy — współczynnik bardzo trudny do poprawienia drogą polityki energetycznej. Niewątpliwie można odpowiednimi przepisami poprawić w znacznym stopniu nierównomierność obciążenia odbiorcy wiejskiego, jednak nigdy nie będzie można wprowadzić takich przepisów, jakimi kieruje się przemysł. Praca w nocy w poważnej mierze ustaje, za to odczuwa się silnie wpływ szczytów porannych i wieczornych, przy równoczesnym silnym spadku obciążenia w pozostałych częściach dnia.

Decydującym czynnikiem poprawy warunków sieciowych będą siłownie wiejskie, rozrzucone po całym terytorium kraju.

Będąc niezależnymi źródłami energii, zaprojektowanymi według wymagań swoich odbiorców, z przewidywaniem wzrostu obciążenia zgodnie z planem dalekosiężnym tych zakładów, elektrownie wiejskie odciążą przede wszystkim sieci główne i elektrownie okręgowe w godzinach szczytowych, przyczyniając się wybitnie do wyrównania wykresu obciążeń, co w dalszej konsekwencji będzie przyczyną dodatkowej oszczędności paliwa i maszyn.

Powracając do liczby 500 000 000 kWh rocznego spożycia energii i mocy szczytowej 400 000 kWh — należy zwrócić uwagę, że ich całkowite pokrycie spowoduje zaoszczędzenie co najmniej 250 000 ton węgla rocznie, zaś łącznie ze stratami, które również ulegną zmniejszeniu (i dzięki czemu oszczędność wyniesie do 20 000 000 kWh) — 260 000 ton węgla rocznie.

Wyników takich gospodarka nasza nie jest w stanie osiągnąć od razu — jednak możemy się pokusić o rozbudowanie sieci naszych elektrowni wiejskich do poważnych rozmiarów.

Generatory elektrowni wiejskich powinny być zasadniczo prądnicami synchronicznymi, zależnie od układu i wielkości turbiny — pionowymi lub poziomymi. Prądnice synchroniczne wymagają co prawda stałej obsługi, a ich ewentualna automatyzacja jest kosztowna, jednak umożliwiają one pracę na sieci z dobrym współczynnikiem mocy i — co jeszcze ważniejsze — umożliwiają pracę we własnej wydzielonej sieci. Szczególnie ten ostatni warunek jest ważny, gdyż w wielu wypadkach elektrownie nie będą miały połączenia z siecią okręgową lub innym źródłem napię-

cia, szczególnie w okresie początkowym. Jak wiadomo, prądnice asynchroniczne bez obcego źródła prądu (w tym wypadku połączenia z siecią okręgową) nie mogą pracować.

Zakres stosowania prądnic asynchronicznych można w naszych warunkach ustalić. Nawet jeżeli będzie istniała w pobliżu sieć elektryczna, moc prądnic asynchronicznych nie powinna przekraczać 10 — 15 kW. Mogą być więc one generatorami bardzo małych siłowni wiejskich, bez obsługi i bez konieczności gwarantowania choćby w pewnym stopniu ciągłości dostawy energii.

Końcowym wynikiem rozwoju sieci dowolnego okręgu lub nawet kraju jest elektryfikacja drobnych nawet wsi i osiedli. Warunek ten, pozornie elementarny i wydawałoby się bardzo prosty w oparciu o planową gospodarkę naszego kraju i ogólne hasło podniesienia kultury mas, w rzeczywistości w naszych warunkach jest trudnym do zrealizowania zadaniem, przynajmniej w ciągu kilku najbliższych lat. Przyczynami takiego stanu rzeczy są: zacofanie w dziedzinie rozbudowy elektrowni, pochodzące jeszcze z czasów przedwojennych i okupacyjnych oraz brak sieci. Aby dotrzeć z energią elektryczną do każdej osady, musi być przedtem wybudowana sieć systemowa, okręgowa i dopiero potem bezpośrednia sieć rozdzielcza. Na jakie trudności natrafia taki schemat, można wyjaśnić na przykładzie. Całe wschodnie i południowo-wschodnie połacie Polski są szczególnie silnie zacofane gospodarczo; najbliższe elektrownie znajdują się nieraz o dziesiątki kilometrów, a nie licząc niewielkich zakładów o mocy 100 — 200 kW, należących do miast, odległość ich sięga do 100 km. W braku źródeł energii, istnieje możliwość doprowadzenia jej liniami 110 kV lub co najmniej 30 kV, co z kolei, z powodu odbiorców rozrzuconych na dość znacznych przestrzeniach, przy jednoczesnej niewielkiej mocy jednostkowej, jest w obecnej chwili niewykonalne. Działanie ogórne wielkich sieci jest bardzo kosztowne, zaś możliwości oddolnych nie ma.

Tą jedyną możliwością utworzenia równolegle z sieciami najwyższych i wysokich napięć sieci średnich i niskich, a więc miejscowych, są elektrownie wodne wiejskie. W razie rozbudowy elektrowni wodnych wiejskich, ulegnie radykalnej przemianie rozbudowa ogólna sieci, gdyż przede wszystkim na spotkanie linii wysokiego napięcia, połączonych z wielkimi źródłami energii elektrycznej, wyjdą coraz lepiej powiązane i zespolone punktami węzłowymi sieci, których głównym lub nawet jedynym źródłem energii będą elektrownie wiejskie. Dzięki temu wysiłek rozbudowy sieci będzie łatwiejszy.

Elektrownie wiejskie odgrywają poza tym rolę ważnej rezerwy sieciowej. Powszechnym obecnie zjawiskiem są odcinki linii 30 kV, długości kilkudziesięciu kilometrów, zasilane z jednego źródła. Uszkodzenie linii, uszkodzenie źródła zasilania, pozbawia od razu całe powiaty energii elektrycznej, paraliżując w znacznym stopniu pracę. Nie potrzeba nawet szeroko motywować znaczenia w takiej sieci pracy kilku elektrowni wodnych o mocy łącznej nawet nie przekraczającej 25% — wielu mniej ważnych odbiorców zostanie chwilowo pozbawionych światła, wiele miejscowości będzie bez energii, ale wypadnięcie z ruchu głównej linii z podstawowym źródłem pogorszy jedynie zasilanie, lecz go nie zlikwiduje. Praca fabryk, ośrodków maszynowych, szpitali, ośrodków socjalnych, dworców kolejowych nie zostanie przerwana.

#### Podstawowe cechy projektowe i konstrukcyjne wiejskich siłowni wodnych

Krótką analizą wykazała, że istnieje możliwość gospodarczego zastosowania, a co jeszcze ważniejsze, że istnieje potrzeba wybudowania siłowni wiejskich o mocy do 400 000 kW. Mocy tej odpowiada ilość od 400 do 800 elektrowni wiejskich. Chcąc więc pokryć zapotrzebowanie wsi z roku 1956 całkowicie produkcją energii ze spadku wody w roku 1960, musimy budować rocznie około 80 — 100 wiejskich elektrowni wodnych.

W naszych warunkach krajowych zagadnienie budowlane rozbiła się na dwie części: odbudowę zdezastrowanych a czynnych niegdyś obiektów oraz budowę nowych.

Obiektów zniszczonych jest na terenie Polski kilkadziesiąt; są to przeważnie obiekty o mocy od 25 do 200 kW, a więc nie najmniejsze. Ciekawym i charakterystycznym stwier-

dzeniem jest fakt, że część budowlana z reguły znajduje się w stanie dobrym lub wymagającym niewielkiej poprawy, maszyny zaś są całkowicie wyrabowane. Elektrowni tego typu znajduje się bardzo wiele na Mazurach, w województwie szczecińskim, koszalińskim, w okolicach Białegostoku, Łomży itd.

Odbudowa tych zakładów jest przedsięwzięciem bardzo rentownym. Koszt odbudowy zakładu o mocy około 300 kW, licząc remont urządzeń i budowli, ustawienie nowego turbozespołu i rozdzielni, wahać się będzie w granicach od 300 000 do 400 000 zł, co odpowiada wskaźnikowi kosztu własnego 1000 — 1300 zł/kW. Przeciętna produkcja takiej siłowni wynosi 1 100 000 kWh do 1 500 000 kWh rocznie, co przy stopie amortyzacyjnej 5% i obsłudze stałej 4 ludzi (wg obecnych stawek zarobkowych), oraz pokryciu remontów, smarów i innych kosztów i łącznym koszcie rocznym 60 000 zł (15%), daje bardzo niską cenę kosztu własnego kWh loco siłownia, mianowicie 4 — 4,5 gr/kWh.

Budowa nowych siłowni wodnych wymaga niewątpliwie stworzenia osobnego aparatu projektowego, oddzielnego od projektów siłowni wielkiej energetyki, podlegających eksploatacji zarządów energetycznych.

W zakresie prac przygotowawczo-badawczych, trzy niewielkie grupy: hydrologiczna, miernicza i geologiczna mogą przygotować rocznie poważne ilości podkładów wyjściowych. Ilości wierceń mogą być ograniczone, tak co do ilości, jak i głębokości oraz stopnia dokładności badań. Również prace miernicze, choć wykonane starannie, mogą być opracowane w bardzo ograniczonym wymiarze godzin. Hydrododzy będą mieli najczęściej możliwości oparcia się o prace PIHM, a niewielka ilość pomiarów do wykonania zwłaszcza na naszych nizinnych rzekach o wyrównanym odpływie — rozwiąże całkowicie zagadnienie badania hydrologicznego.

Projekty właściwe należy kierować na dwa tory: rozwiązania typowe, skatalogowane, oraz rozwiązania projektowe indywidualne dla siłowni wiejskich większych, o mocy od 150 do 300, a nawet 500 kW.

Zasadniczo prawie każda nasza rzeka nizinna lub potok górski o przepływie średnim około 1 m<sup>3</sup>/sek i warunkach terenowych, umożliwiających budowę piętrzenia lub kanału derywacyjnego, mogą być wykorzystane energetycznie. Możliwości dowolnego wykorzystania będą miały oparcie w dokumentacji typowej, przygotowanej szczególnie dokładnie w zakresie małych zakładów.

Trzeba jednak pamiętać, że tendencja budownictwa powinna zmierzać do budowy zakładów o mocy raczej w zakresie od 50 do 200 kilowatów i wyżej.

Budowa takich elektrowni ma znaczenie energetyczno-przemysłowe. Elektrownie tej mocy mogą już z korzyścią być przyłączone do sieci ogólnych, poza tym ich szerszy zakres działania usprawiedliwia utrzymywanie stałej obsługi, zapewnia wyższy gatunek energii elektrycznej gwarantowanej stale oraz zapewnia prawidłową konserwację urządzeń wodnych i maszyn, co równolegle przedłuża życie zakładu.

W pierwszej fazie prac nad rozbudową energetyki wiejskiej wydaje się konieczne dokonanie podziału odbiorców ze względu na moc i charakter zapotrzebowania, oraz podziału siłowni z punktu widzenia dostawy energii.

Zamieszczone tablice I i II zawierają taki wstępny podział. Znaczenie podziału jest bardzo istotne — jego pogłębienie, szczególnie w oparciu o rozszerzone badanie właściwości odbiorców i właściwości dostawy energii (siłownie), umożliwi w przyszłości prawie natychmiastowe ustalanie potrzeby budowy siłowni wodnej wiejskiej, z równoczesnym ustaleniem rodzaju budowli. Tablice pomijają jeszcze wiele ważnych szczegółów i muszą niewątpliwie być odpowiednio rozpracowane przez biura projektowe.

\* \* \*

Wszystkie siłownie wiejskie dysponują z reguły zbiornikami, wywołanymi piętrzeniem. Zbiorniki te mogą mieć pojemność umożliwiającą regulację od dobowej do tygodniowej, lecz nie więcej.

Siłownie wodne o znaczeniu energetycznym w pojęciu wielkiej energetyki, a więc eksploatowanej przez zarządy energetyczne okręgów, budować można na rzekach, których średni potencjał energetyczny przekracza moc ciągłą 100 kW/km biegu rzeki oraz ok. 800 MWh/rok/km.

**T A B L I C A 1**  
Podział wiejskich odbiorców energii wg zaszeregowania

| L. p. | Nazwa odbiorcy<br>Zaszeregowanie | Ilość<br>punktów<br>odbiorczych | Moc<br>inst. | Moc<br>szczyt. | Moc<br>minim. | Wymagana<br>ciągłość<br>dostawy<br>w dobie | Wahanie<br>obciążenia<br>maksym. | Promień<br>pola<br>odbioru | Połącze-<br>nie z sie-<br>cią<br>okręgową | Naj-<br>wyższe<br>napięcie<br>przesyłu |
|-------|----------------------------------|---------------------------------|--------------|----------------|---------------|--------------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------|
|       | 106 kWh/rok                      | sztuk                           | kW           | kW             | kW            | czas<br>przeciętny                         | %/czas                           | km                         | —                                         | kV                                     |
| I     | wioskowy<br>0,05—0,15            | 10—30                           | 10—20        | 8—18           | 0             | 16%—24%                                    | powolne                          | 1,0—2,0                    | nie                                       | 0,4                                    |
| II    | osadowy<br>0,15—0,3              | 20—40                           | 20—40        | 16—35          | 0             | 1500—200                                   | powolne                          | 1,0—3,0                    | nie                                       | 0,4                                    |
| III   | spółdziel.-przem.<br>0,2—0,5     | 20—50                           | 30—80        | 25—70          | 1—2           | 0—24                                       | 60%/10 min.                      | 1,0—5,0                    | tak                                       | 0,4                                    |
| IV    | gminny<br>0,3—0,6                | 30—60                           | 50—100       | 40—80          | 3—5           | 0—24                                       | 50%/15 min                       | 3,0—10,0                   | tak                                       | 6,0                                    |
| V     | wielospółdzielczy<br>0,5—1,0     | 40—80                           | 80—200       | 60—160         | 8—10          | 0—24                                       | 50%/30 min                       | 5,0—15,0                   | tak                                       | 6,0                                    |
| VI    | powiatowy<br>1,0—2,0             | 80—200                          | 150—500      | 130—450        | 20—30         | 0—24                                       | 10%/30 min                       | 10,0—25,0                  | tak                                       | 15,0                                   |

**T A B L I C A 11**  
Podział wiejskich elektrowni wodnych wg mocy i znaczenia

| L. p. | Rodzaj<br>elektrowni | Moc<br>inst.<br>kW | Ilość<br>jedn.<br>szt. | Regulacja | Obsługa  | Ilość<br>odejść<br>szt. | Transformacja<br>napięcia<br>kV/kV | Urządzenia<br>synchron. | Praca<br>równoległa<br>z siecią<br>okręgową | Zastosowa-<br>nie wg<br>tab. I |
|-------|----------------------|--------------------|------------------------|-----------|----------|-------------------------|------------------------------------|-------------------------|---------------------------------------------|--------------------------------|
| I     | Wioskowa             | do 20              | 1                      | ręczna    | dorywcza | 1—3                     | —                                  | nie                     | nie                                         | 1,2                            |
| II    | Osadowa              | do 40              | 1                      | ręczna    | dorywcza | 2—5                     | —                                  | nie                     | nie                                         | 1,2,3                          |
| III   | Spółdzielcza         | do 80              | 1—2                    | ręczna    | dorywcza | 3—8                     | 0,4/6,0                            | nie                     | nie                                         | 2,3,4                          |
| IV    | Ośrodkowa            | do 120             | 2—3                    | samocz.   | stała    | 2—3                     | 0,4/6,0                            | tak                     | tak                                         | 2,3,4                          |
| V     | Wielospółdz.         | do 200             | 2—3                    | samocz.   | stała    | 3—5                     | 0,4/6,0                            | tak                     | tak                                         | 3,4,5                          |
| VI    | Powiatowa            | do 500             | 2—3                    | samocz.   | stała    | 2—4                     | 3,0/15,0                           | tak                     | tak                                         | 5,6                            |

Rzekami o potencjale mniejszym energetyka nie interesuje się i nie przewiduje opracowania katastru. Siłą faktu, rzeki i potoki o tym właśnie mniejszym potencjale będą wykorzystywane energetycznie przez budowę siłowni typu wiejskiego. Jednak i dla tych siłowni istnieje pewne ograniczenie, z wyjątkiem siłowni kategorii I, które mają znaczenie jak najzupełniej lokalne i będą budowane najczęściej jako prądnice prądu stałego lub zmiennego w już istniejących młynach, do zasilania młyna i kilku okolicznych domów.

Poszczególne rodzaje siłowni można budować na rzekach o odpowiednio wielkim potencjale, zgodnie z poniższą tabelą:

**T A B L I C A 111**

Wymagany potencjał rzeki dla rodzajów siłowni, ujętych w tab. II.

| L.p. | Typ siłowni | Wzmagany minimalny potencjał<br>rzeki |            |
|------|-------------|---------------------------------------|------------|
|      |             | kW/km                                 | MWh/km/sek |
| 1    | I           | —                                     | —          |
| 2    | II          | 5                                     | 43,8       |
| 3    | III         | 10                                    | 87,6       |
| 4    | IV          | 20                                    | 172,5      |
| 5    | V           | 35                                    | 306,6      |
| 6    | VI          | 50                                    | 438,0      |

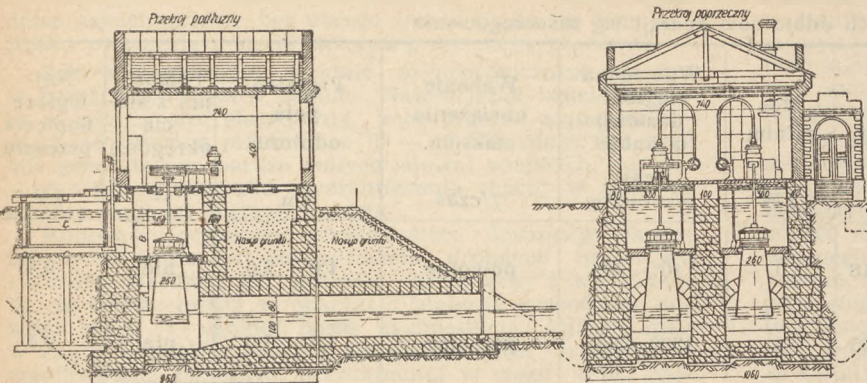
Kalkulacje ekonomiczne, zmierzające do ustalenia zasad określania opłacalności budowy wiejskiej elektrowni wodnej, są dopiero w stadium początkowym i formułowanie

wniosków byłoby prawie nieuzasadnione. Ogólne badania wskazują jednak, że siłownie będą przypuszczalnie opłacalne, gdy koszt 1 kW instalowanego nie przekroczy 4000 — 4500 zł, zaś koszt własny 1 kWh — 4,5 do 5,5 gr.

Zasadniczą myślą przewodnią budowy elektrowni wiejskich jest, oprócz dostawy energii, zbudowanie takiego jej źródła, które odznaczać się będzie oszczędnością i niezużywaniem materiałów trudno dostępnych i deficytowych jak: stal, cement, drzewo. Prawidłowe opracowanie tego problemu będzie najtrudniejszym zadaniem projektanta. Wszelkie budowle wiejskich elektrowni wodnych powinny obfitować w materiały dostępne na miejscu, w głównej mierze zaś: piaski i łyły (zapory, uszczelnienia, wały ochronne, kanały), kamień (zapory, umocnienia brzegów, okładziny, przyczółki), oraz liche gatunki drzewa, niechodliwe na rynku krajowym (rys. 1).

Możliwość normalizacji i typizacji projektów wiejskich siłowni wodnych

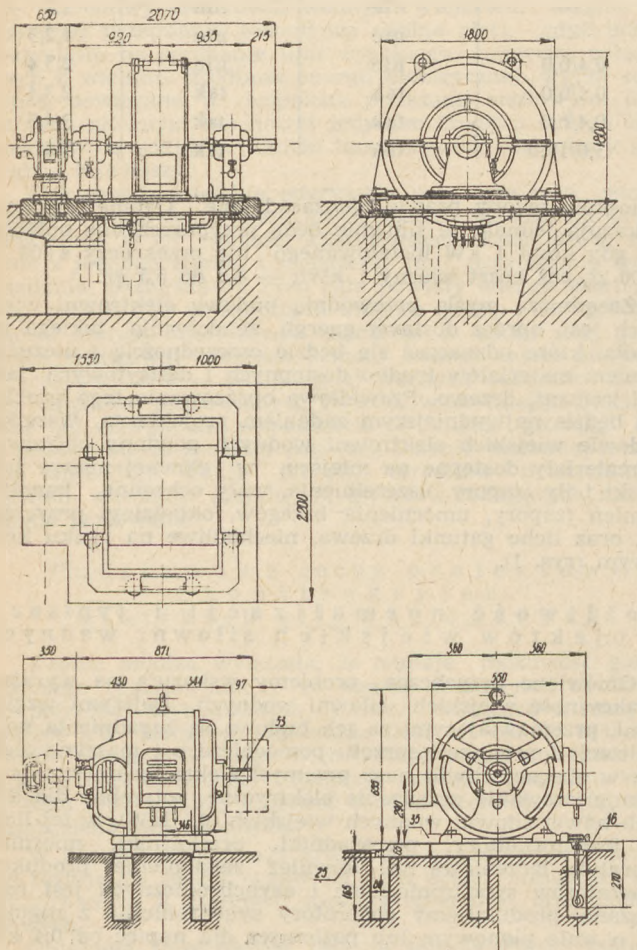
Omówione dotychczas problemy wskazują na wyraźną atrakcyjność wiejskich siłowni wodnych. Dalszymi względami, przemawiającymi za ich budową są zagadnienia normalizacji i produkcji sprzętu pomocniczego i maszynowego. Już w obecnej chwili nasz przemysł elektrotechniczny produkuje wszystkie urządzenia elektryczne, potrzebne dla dużych nawet siłowni wodnych wiejskich (0,5 MW), w tej liczbie transformatory, przekładniki, przekaźniki, mierniki, aparaturę łączeniową itp. Również zagadnienie produkcji generatorów synchronicznych i asynchronicznych jest rozwiązane, produkujemy generatory synchroniczne z regulacją o wale pionowym lub poziomym dla napięć od 0,4 kW do 6,15 kW, obrotach od 1500 obr/min. do 300 obr/min. i mocy od 10 kW do 1250 kW (rys. 2).



Rys. 1. Typowy projekt kamiennego budynku siłowni wodnej z pionowymi turbinami (ZSRR).

| Wymiary w mm | Spad w mm |     |     |     |     |     |
|--------------|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|
|              | 2,0       | 2,5 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 |
| A            | 0,5       | 1,0 | 1,3 | 1,7 | 2,0 | 2,5 |
| B            | 1,5       | 1,5 | 1,7 | 1,8 | 2,0 | 2,0 |
| C            | 2,2       | 2,3 | 2,7 | 3,0 | 3,2 | 3,3 |

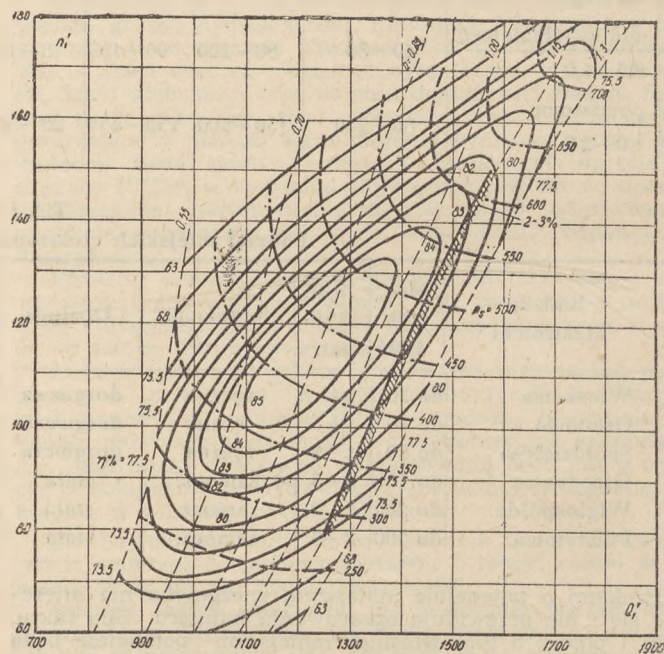
Nieco gorzej przedstawia się sprawa turbin. Szczęśliwie trudności polegają nie tyle na braku doświadczenia, gdyż mamy konstruktorów i opracowane konstrukcje turbin w dużym wachlarzu mocy i spadów (nadrabianie czego wymagałoby lat studiów), ile na wstrzymaniu produkcji małych turbin wodnych (zasadniczo wyłącznie typu Francisca)



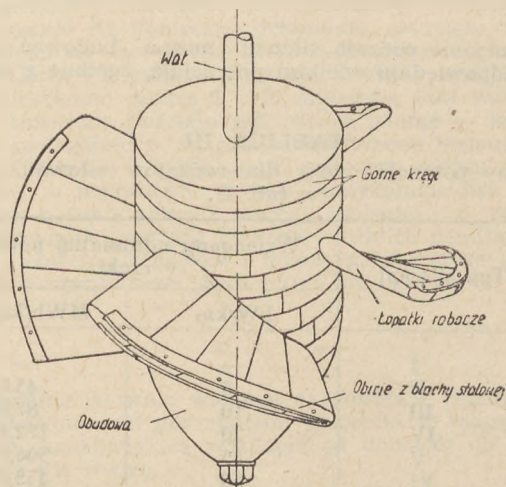
Rys. 2. Prądnice synchroniczne polskiej produkcji.

w latach 1945 — 1952; obecnie znajduje się w stadium ostatecznego opracowania uchwała w sprawie uruchomienia produkcji turbin, przy czym jeden z dużych zakładów hutniczych województwa stalinogrodzkiego produkowałby turbiny Kaplana wraz z regulatorami, o mocy do 5000 kW (w pierwszej fazie), zaś drugi, mniejszy, leżący w centrum Polski, produkowałby wraz z regulatorami mniejsze turbiny, o mocy do 500 kW, głównie zaś Franciszy i śmigłówki (rys. 3). Elektrownie typu wioskowego będą mogły mieć turbiny nawet z drzewa (rys. 4).

Wymienione warunki zapewniają przeprowadzenie całości budowy wyłącznie w oparciu o krajowe materiały, produkowane w większości seryjnie i skatalogowane. Ten czynnik, wspólnie z czynnikiem powtarzalności piętrzeń, mocy i gruntów (posadowienie), umożliwia wykonanie całego szeregu projektów typowych, ze wszystkimi dodatnimi skutkami tego typu instalacji, tak pod względem czasowym, jak i finansowym.



Rys. 3. Uniwersalna charakterystyka turbiny Kaplan dla siłowni wiejskich. Średnica modelu  $D_1 = 1000$  mm. Typ Prk 245-Wo (ZSRR).



Rys 4. Wirlnik dreniarny turbiny śmigłowej  
(Mor do 60 km) D do 800 mm  
ZSRR

Elementami, podlegającymi normalizacji, będą: budynki siłowni i ich wyposażenie maszynowe, jazy, wszelkiego rodzaju zamknięcia płaskie, rozdzielnie i podstawy, przekroje kanałów, ujęcia wodne, rurociągi, wloty do turbin itp. Jest to prawie wszystko, a właściwie wszystko, gdyż nawet takie elementy jak zapory, które będą indywidualnej długości, można zaprojektować wykonawczo.

Projekty należy skatalogować w zakresie założeń, rozszerzonego projektu wstępnego i rysunków roboczych. Po dwóch latach pracy nad dokumentacją typową można będzie rozpocząć dostarczanie pierwszych rysunków roboczych na budowę w ciągu kilku miesięcy. W roku 1955 należy przewidywać, że od chwili powzięcia decyzji o budowie (zatwierdzenie założeń) do rozpoczęcia budowy (rysunki robocze) upłynie nie więcej niż 4 miesiące, dostawa maszyn nastąpi w ciągu 10 miesięcy (całość), zaś ostateczne uruchomienie siłowni w ciągu 16 — 18 miesięcy!

### Złożoność oddziaływania gospodarczego wiejskich siłowni wodnych

Małe siłownie wodne, a więc w ich liczbie wszystkie siłownie wiejskie, nie są pozbawione dodatnich wpływów na przeróżne gałęzie gospodarki, podobnie jak to ma miejsce z siłowniami wodnymi wielkiej mocy, budowanymi na dużych rzekach. Oczywiście skala zagadnień będzie różna.

Wpływ elektrowni wiejskich może się rozciągać w pierwszym rzędzie na: meliorację, gospodarkę rybną, leśnictwo i spław drzewa, hodowlę.

Znaczenie melioracyjne jest poważne. Tworzenie zbiorników o pojemności od kilkuset tysięcy metrów sześciennych wody do kilku milionów w wielu wypadkach umożliwi grawitacyjne nawodnianie w okresach posuchy obszarów rzędu setek hektarów. Ogrodnictwo może również bazować na zasobach wodnych zbiorników siłowni wiejskich i lokować się w ich pobliżu.

Niewielkie piętrzenia, tworzące coś w rodzaju naturalnych stawów o powierzchni rzędu 1 — 5 ha, nadają się doskonale jako stawy rybne o znacznej wydajności.

Znaczenie leśnicze i hodowlane może być również poważne i zakrojone na szerszą skalę.

Czynniki te, oprócz rzeczywistego znaczenia gospodarczego, mogą mieć poważne znaczenie propagandowe i dobrane przysłużyć się sprawie budowy siłowni wodnych wiejskich i uprzemysłowienia gospodarki spółdzielczej. Musimy pamiętać, że inwestycje wodne na wsi w znacznej mierze opierać się będą o miejscowe rezerwy robocze w formie ochotniczego zaciągu do budowy, szarwarków chłopskich i zobowiązań gospodarstw spółdzielczych. Brak rzeczywistego zainteresowania ze strony wsi hamowałby poważnie tempo budowy, a wielokrotnie mógłby wręcz stanowić o budowie i jej wykonaniu.

Opracowywane projekty powinny w poważnej mierze uwzględniać oddziaływanie siłowni na inne grupy zagadnień gospodarczych. Uwzględnienie powinno być charakteru projektowego (opracowanie techniczne i wykonawcze — np. sieć rowów melioracyjnych z odpowiednimi urządzeniami) oraz charakteru problemowego w formie omówienia wszystkich możliwości i zaleceń na przyszłość.

Rola projektantów jest w tym wypadku szczególnie ważna, gdyż projektodawcami budowy siłowni będą sami chłopcy, mieszkańcy wsi, którzy wiele dalej niż poza cel uzyskania energii elektrycznej często nie będą w stanie spojrzeć.

Właściwa konsultacja, odpowiednie omówienie zagadnienia w projekcie, może od razu postawić problem we właściwy sposób. Zagadnienie ma również aspekt odwrotny. Należy zwrócić uwagę, czy w wypadku budowy piętrzenia dla celów hodowli ryb, nawodnienia itp., nie byłaby celowa równoczesna budowa elektrowni — czasem nawet może kategorii III lub IV — bo i do tego stopnia może sięgać przeoczenie.

### Wnioski końcowe

Problem budowy wiejskich elektrowni wodnych w niniejszym artykule nie tylko, że nie został wyczerpany, ale nawet nie wymieniono tu całego szeregu zagadnień tak istotnych, jak np. sprawa obsługi i jej fachowości, sprawa budowy linii zasilających, organizacji budowy, organizacji biura projektowego, organizacji służby inwestycyjnej itd.

Zagadnienia tego — jak już zdążyliśmy się przekonać — szerokiego i złożonego nie można omówić w jednym artykule, a powyższy powinien stać się bodźcem do dalszego rozpracowania zagadnienia. Możliwości opracowania problemu są bardzo poważne, nie tylko z powodu zainteresowania się tą sprawą władz oraz istnienia organizacji projektowych siłowni wodnych, ale i w oparciu o fachową literaturę radziecką, obejmującą kilkadziesiąt pozycji z dziedziny siłowni wodnych, z tego kilka szczególnie bezpośrednio dotyczących zagadnienia siłowni wiejskich<sup>2)</sup>.

Szczegółowe wnioski odnośnie elektrowni wodnych wiejskich byłyby następujące:

- Znaczenie wiejskich elektrowni wodnych jest wielkie i to w skali takiej, że stanowią one ogólnonarodowy czynnik, wpływający poważnie na stan uprzemysłowienia kraju, zaś przede wszystkim na rozwój spółdzielczości.
- Elektrownie wodne wiejskie w poważnym stopniu są w stanie odciążyć elektrownie okręgowe od obciążeń szczytowych, wpływać korzystnie na prace sieci oraz stanowić rezerwę mocy pod warunkiem, że budowa ich rozwinie się na szeroką skalę.
- Wpływ budowy wiejskich elektrowni wodnych rozciąga się nie tylko na zagadnienia energetyczne, ale i melioracyjne, hodowlane, leśnicze itp., co należy każdorazowo przy budowie siłowni w jak najszerszym stopniu uwzględnić.
- Budowa elektrowni wodnych wiejskich nawet największych mocy (do 500 kW) może być wykonana w całości wyłącznie środkami krajowymi, przy czym wydatki inwestycyjne w porównaniu z wynikami i skutkami ekonomicznymi są bardzo niskie.
- Należy w naszych warunkach jak najszybciej rozwijać budownictwo wiejskich elektrowni wodnych.

2)

1. A. I. Fiszman, N. W. Mastickij i in. — Małyje sieki w narodnom choziajstwie SSSR — Izd. Ak. Nauk SSSR. 1948.
2. D. I. Sokołow — Gidrawliczeskie turbiny dla małych GES — Gosenergoizdat. 1951.
3. N. K. Kuzniecowa, A. O. Złatkowskij — Sielskochoziajstwiennye gidroelektrostantsii — Sielchozgziz. 1948.
4. S. N. Krickij, M. O. Menkiel — Wodochazajstienne raseczyoty-Gidrometizdat. 1952.

Ukazał się pierwszy numer miesięcznika

## „PRZEGLĄD GEOLOGICZNY“

Wydawany przez „Wydawnictwa Geologiczne“ (Warszawa, ul. Rakowiecka Nr 4). Na treść numeru składają się artykuły wybitnych geologów, recenzje, bogata kronika z zakresu geologii dotycząca Polski, Z. S. R. R., Czechosłowacji i reszty świata, nadto wyczerpujące informacje bibliograficzne.

Cena egzemplarza zł 10.— Do nabycia w kioskach „Ruchu“ na terenie wyższych uczelni i w księgarniach technicznych „Domu Książki“. Prenumerata kwart. zł. 30.—, półroczna zł. 60.—, roczna zł. 120.— Prenumeratę wpłacać należy w N. B. P. Warszawa Oddział Mokotów Nr 78-110-2893.

EDMUND POSZWA

## Niektóre „wąskie gardła“ organizacji pracy projektowej w dziedzinie budownictwa wodno-sanitarnego

(Artykuł dyskusyjny)

Pojęcie „wąskiego gardła“ w produkcji jest ściśle związane z jej seryjnością. Brak jednego elementu składowego uniemożliwia zmontowanie całości.

Problem „wąskiego gardła“ w produkcji dokumentacji technicznej jest bardziej skomplikowany niż gdzie indziej, szczególnie dla działu budownictwa wodno-sanitarnego.

Ze względu na skomplikowany również proces tej produkcji dalekiej od seryjności, konieczne jest przeanalizowanie możliwie wszystkich trudności wpływających hamująco na wykonanie dokumentacji. Część tych trudności tkwi w samym procesie twórczym, którego organizatorem jest biuro projektowe, pozostałe trudności zwane są popularnie „obiektywnymi“, tj. niezależnymi od biura projektowego.

Należy tu podkreślić ponadto, że sama produkcja dokumentacji technicznej w dziale budownictwa wodno-sanitarnego stanowi z kolei „wąskie gardło“ dla inwestycji tego działu, które wg planu 6-letniego szczególnie szybko wzrastają. Trudności wewnętrzne biur projektowych w większości przypadków wynikają z szeregu przyczyn, które zostaną tu kolejno omówione.

Biuro projektowe opracowujące dokumentację techniczną dla celów budownictwa wodno-sanitarnego posiada organizację wzorowaną na biurach projektowych architektoniczno-budowlanych, z których się wyłoniło po kilku latach pracy w ramach wspólnej organizacji, przy tym odznacza się dużym udziałem inżynierów architektów na stanowiskach dyspozycyjnych. Biuro to w dodatku stanowi tylko jeden z działów, tzw. Dział Techniki Sanitarnej, który wchodzi w skład szerszego, wielobranżowego biura, noszącego nazwę Centralnego Biura Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego, obejmującego oprócz wspomnianego Działu Techniki Sanitarnej kilka innych działów gospodarki komunalnej, jak komunikacja miejska, tereny zielone itd.

Jak z tego wynika, dziedzina budownictwa wodno-sanitarnego jest głęboko ukryta w wyżej przytoczonych ramach organizacyjnych i, mimo wagi zagadnienia oraz powiązania tematycznego z innymi działami gospodarki wodnej i budownictwa wodnego, nie doczekała się dotychczas samodzielnej organizacji. Nie istnieje bowiem dotąd biuro projektowe, które obejmowałoby całość zagadnień wodnych w dziedzinie zaopatrzenia wodnego i odprowadzenia wody zużytej.

Problem odpowiedniej organizacji dla biura projektów wodno-sanitarnych był już wielokrotnie dyskutowany, jednak nie został definitywnie rozwiązany, co jest zrozumiałe, jeśli się weźmie pod uwagę następujące trudności:

- Rozległość tematyki, która obejmuje między innymi zbiorniki, urządzenia piętrzące, melioracje miejskie, wodociągi, kanalizacje, uzdatnianie wody, oczyszczanie ścieków itd.
- Brak kadr, który wynika z niedoceniaenia problemu wody, pośrednim dowodem czego jest między innymi nikły udział absolwentów inżynierii wodnej w pracach administracyjnych CBS i PBK, w przeciwieństwie do architektów.
- W przeciwieństwie do architektoniczno-budowlanych prac projektowych, gdzie istnieje wieloletnia, a właściwie wielowiekowa tradycja, opracowane normatywy itp., dziedzina zagadnień wodnych tych tradycji i normatywów nie posiada.

\* \* \*

Przy opracowywaniu dokumentacji technicznej dla zagadnień wodnych podstawową jednostką organizacyjną powinna być pracownia, ewentualnie dział obejmujący kilka pracowników o jednorodnej tematyce. Wynika to z konieczności zapewnienia zespołowej pracy kilku projektantom, co

w konsekwencji daje konieczne wielostronne naświetlenie rozpracowywanego zagadnienia. Kilkuletnia praktyka wykazała przy tym, że stosunek pracy projektanta do pomocy technicznej kształtuje się dla zagadnień wodnych jak 4:1. W pracowniach wyjątkowo dobrze zorganizowanych może osiągnąć 2:1, podczas gdy dla prac architektoniczno-budowlanych stosunek ten odwraca się i dochodzi do 1:4, czyli na jednego projektanta przypadają 4 pomoce techniczne.

Przy opracowywaniu poważniejszych zagadnień budownictwa wodno-sanitarnego czas trwania prac projektowych dla jednego tylko stadium dokumentacji technicznej niejednokrotnie przekracza okres jednego roku. W tym czasie projektant otrzymuje najczęściej tylko zaliczkę na premię w wysokości 35% pobrań zasadniczych, podczas gdy przy opracowywaniu drobnych elementów, jak np. szaleatów w Parku Kultury ma możliwość uzyskania premii dochodzącej przeciętnie do 80% w każdym miesiącu. Powyższą okoliczność należy traktować poważnie, gdyż powoduje to zrozumiął zupełnie ucieczkę projektantów od rozwiązywania trudniejszych zagadnień. Tymczasem budownictwo wodno-sanitarne (mowa ciągle o zewnętrznych urządzeniach zaopatrzenia w wodę lub odprowadzania ścieków, a nie o instalacjach wewnątrz budynków) charakteryzuje się wysokim stopniem trudności i potrzebą szerokich i uciążliwych nieraz studiów do mniej lub więcej skomplikowanych urządzeń wodnych. Wpływa to ujemnie nie tylko na podział pracy w biurze, ale i w dalszym zasięgu na rekrutację na wydziały wodne w uczelniach, szczególnie zaś na Wydział Inżynierii Sanitarnej na Politechnice Warszawskiej. Niedoceniaenie tych spraw może być katastrofalne w skutkach dla planowej rozbudowy całej gospodarki wodnej.

Różnorodność tematyki wymaga specyficznego i indywidualnego podejścia do jednostki produkcyjnej. Z tego względu niedopuszczalne jest stosowanie uogólnień w premiowaniu projektantów, zwłaszcza w wielobranżowych biurach projektowych.

Obliczanie średniej przerobowej, ustalanie współczynników, wskaźników itp. musi być prowadzone dla każdej jednostki produkcyjnej osobno. Bez uwzględnienia tego zasadniczego postulatu uzyskujemy przypadkowe wskaźniki produkcyjne wykonanej dokumentacji. Przy pewnym nakładzie pracy można jednak uzyskać średnią przerobową, tj. wartość dokumentacji przeliczoną na koszt inwestycji wykonanej w ciągu miesiąca pracy jednego pracownika dla małej lub dużej pompowni, zapory, zbiornika itp. Wskaźniki te będą miały wartość porównawczą, średnia zaś z nich stosowana w CBS i PBK np. 500 000 zł niczego nie charakteryzuje.

Można zauważyć, iż dla działu architektoniczno-budowlanego średnia przerobowa obliczona w ten sposób jest do pewnego stopnia miarodajna, mimo że nie uwzględnia np. różnych kosztów 1 m<sup>3</sup> budynku.

\* \* \*

Jedną z zasadniczych trudności planowania produkcji dokumentacji technicznej w biurze projektowym jest wskaźnik odniesienia, powszechnie zwany cechą.

W architekturze istnieje pojęcie kubatury i z nią związany 1 m<sup>3</sup>. Dodając do tego klasę trudności, można dość dokładnie zaszereżować pracę nad wykonaniem dokumentacji technicznej. W dziedzinie budownictwa wodno-sanitarnego nie ma takiego uniwersalnego wskaźnika. Np. pojęcie pojemności zbiornika wodnego, mimo iż występuje w m<sup>3</sup>, nie daje nawet w części możliwości takiego odniesienia, jak kubatura w architekturze. Również wydajność wodociągu w l/sek, mimo iż dość ściśle charakteryzuje wielkość urządzeń pompowni, albo średnica magistrali wodociągowej lub kanalizacyjnej, są dość luźno związane z pozostałymi elementami.

Jedynie słusznym podejściem do ustalenia wskaźników odniesienia jest rozpatrzenie poszczególnych zagadnień

i opracowanie wskaźników na podstawie wyników pracy jednorodnych jednostek produkcyjnych.

Podstawa planowania produkcji dokumentacji technicznej są normy nakładu pracy, które powinny być:

- konkretne, tj. ściśle ustalające zakres i jakość normowanej pracy,
- realne, tj. podające sposób wykonania prac oraz konieczne kwalifikacje wykonawcy,
- mobilizujące, tj. uwzględniające wszelkie udoskonalenia procesu produkcyjnego.

Normy nakładu pracy powinny mieć ponadto techniczne i ekonomiczne uzasadnienie, powinny być progresywne przez wprowadzanie przodujących metod pracy w tok produkcji, jak również powinny przyczyniać się do podniesienia wydajności.

Przy właściwie pojętej analizie wykonanych już prac, dążenie do ustalenia norm technicznych ekonomicznie uzasadnionych jest możliwe i realne.

Celem biura projektowego powinno być wykonanie pełnowartościowej dokumentacji, uwzględniającej w sposób właściwy ekonomiczne problemy gospodarki socjalistycznej i tym samym ekonomię kosztów samej produkcji. W praktyce najczęściej celem biura projektowego jest jak najtańsze wyprodukowanie dokumentacji bez uwzględnienia problemu ekonomicznego całości gospodarki. Znane jest powiedzenie jednego z projektantów, iż każda dokumentację wykona w połowie przewidzianego czasu z zastrzeżeniem uzyskania gwarancji, iż projekt nie będzie realizowany. W powiedzeniu tym kryje się trudność uzyskania ekonomicznie uzasadnionego rozwiązania oraz dostosowania do możliwości wykonawcy.

Możliwości zmniejszenia kosztów wykonania inwestycji są omal że nieograniczone, bowiem zawsze istnieje możliwość uzyskania pewnych oszczędności choćby o niedużej wartości.

Nie ulega wątpliwości, iż wzrost nakładu pracy projektowej powinien usprawiedliwiać uzyskane korzyści, a równocześnie nie powinien przeciągać terminu zakończenia prac. Jest to w większości przypadków czynnikiem decydującym. Zjawisko to szczególnie jaskrawo występuje w inwestycjach przemysłowych, gdzie często wartość jednego dnia wcześniejszej produkcji danego zakładu przynosi setki tysięcy złotych. Problem ekonomii projektowych rozwiązań jest doceniany przez czynniki miarodajne, dowodem czego jest wprowadzenie wysokiej premii za oszczędność.

Obliczenie oszczędności jest jednak trudne, więc niektóre biura projektowe premii za oszczędność nie wypłacają, rozumując na pozór słusznie, że obniżając koszty dokumentacji spełniły swe obowiązki.

W nr 1/53 „G. W.” ukazał się artykuł omawiający zasady ekonomicznego projektowania wodociągów i kanalizacji. Zagadnienie to stanowi co prawda niewielki wycinek całości zagadnień w dziedzinie oszczędności w budownictwie wodno-sanitarnym, jednak wnioski można bez wielkiego trudu uogólnić.

Zasadniczym warunkiem uzyskania prawidłowej oceny ekonomii projektowanego rozwiązania jest możliwość porównania go z podobnymi opracowaniami już istniejącymi. Wskaźniki ekonomiczno-techniczne są istotnym ułatwieniem, jednak przy różnolitej tematyce nie mogą precyzować osiągniętego stopnia oszczędności, tak jak to się dzieje przy projektowaniu architektonicznym.

Jedynym i zasadniczym sposobem na uzyskanie właściwego (to jest ekonomicznego) rozwiązania jest podniesienie jakości wykonywanych prac projektowych.

Jakość opracowania powinna być co najmniej dobra, gdyż opracowanie dostateczne nie daje pewności całkowitego przemyslenia tematu. W tym celu ustalony nakład pracy powinien przewidywać czas na wykonanie dobrej dokumentacji. Dla ilustracji tego można podać, iż kosztem zwiększenia nakładu pracy na studia rzędu 200 godzin uzyskano oszczędność w kosztach eksploatacji w okresie amortyzacji ca. 50 miln. zł, dotyczyło to uzyskania możliwości zastosowania grawitacyjnego doprowadzenia wody zamiast jej tłoczenia. O jakimkolwiek porównaniu kosztów trudno nawet mówić, gdyż w tym przypadku zwiększenie kosztów produkcji dokumentacji technicznej stanowi zaledwie 0,01 pro mille uzyskanej oszczędności. Można się zgodzić, iż jest

to przypadek wyjątkowy, gdyż nie wszędzie istnieją warunki grawitacyjnego zasilania wodociągów, lecz nie jedyny, czego dowodem jest choćby opisany w styczniowym numerze projekt ujęcia wody w Goczałkowicach, gdzie przez zaprojektowanie 20 km rurociągu grawitacyjnego uzyskano też duże oszczędności. Poza koniecznym czasem wykonania co najmniej dobrej dokumentacji konieczne są pełne kwalifikacje wykonawcy.

Wiemy, że istnieje brak projektantów zagadnień wodnych nawet o kwalifikacjach przeciętnych. Jeśli wątpliwa jest możliwość podniesienia kwalifikacji indywidualnej projektantów, to niewątpliwie istnieje możliwość uzyskania wyższego poziomu projektów przez zespolowość opracowania oraz właściwe metody pracy. Dowodem tego jest np. wykonanie dokumentacji dla olbrzymich ujęć wody sztandarowych obiektów planu 6-letniego przez jedną z pracowni CBS i PBK, gdzie była stosowana metoda kolegalnego opracowania koncepcji. Wyniki częściowo były przedstawione do akceptacji Biurom Projektowym Związku Radzieckiego z wynikiem pozytywnym.

Sprawa metody pracy wymaga dodatkowego rozważenia ze względu na dominujący wpływ na jakość produkcji.

Podstawą pracy projektowej szczególnie w dziedzinie mało opracowanej, jak w gospodarce wodnej, jest posiadanie dokumentacji naukowo-technicznej. Nie wystarczy proponowana współpraca biur projektowych z instytucjami naukowo-badawczymi oraz zakładami eksploatacyjnymi, konieczna jest postawa czynna oparta na własnej inicjatywie. Dowodem właściwego doceniania tych potrzeb jest zorganizowanie Instytutu Dokumentacji Naukowo-Technicznej, który jest inicjatorem i koordynatorem działań ośrodków, opracowujących zagadnienia branżowe.

Działowe ośrodki dokumentacji naukowo-technicznej dotyczące częściowo gospodarki wodnej istnieją przy następujących instytucjach:

- Instytut Geologiczny,
- Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny,
- Morski Instytut Techniczny.

Sprawa posiadania dokumentacji naukowo-technicznej nie polega na mniej lub więcej przypadkowym zbiorze literatury technicznej, lecz na posiadaniu rozpracowanego w miarę możliwości każdego całkowicie tematu interesującego produkcję w sposób łatwy do wykorzystania. Potrzeba powstania działowego ośrodka dokumentacji naukowo-technicznej dla zagadnień wodnych nie ulega wątpliwości. Zastrzeżenie budzi jedynie możliwość objęcia całego zagadnienia przez jedną jednostkę organizacyjną.

W tym przypadku należy spodziewać się inicjatywy, oczywiście uzgodnionej, poszczególnych biur projektowych. Realność takiego rozwiązania potwierdza pionierska praca dotycząca swej specjalności Biura Projektów Przemysłu Chemicznego.

Zagadnieniem również ważnym jest sprawa standardów. Praca Polskiego Komitetu Normalizacyjnego w dziedzinie gospodarki wodnej natrafia na duże trudności i jest zaledwie zapoczątkowana. Znaczenia norm technicznych ustalających zakres i rodzaj prac dokumentacyjnych udowodniać nie ma potrzeby. Zaś opracowanie, wzorem krajów radzieckich, standardów poszczególnych elementów konstrukcyjnych znacznie przyspieszyłoby prace projektowe. W okresie przejściowym biura projektowe powinny ustalić w formie wytycznych do projektowania standardy elementów (szerzej pojęta typizacja). W pierwszym rzędzie należałoby przetłumaczyć standardy radzieckie z ewentualnym omówieniem możliwości ich stosowania.

Realność takiego podejścia udowadnia m. in. praca Biura Studiów i Projektów Budownictwa Przemysłowego. Wyniki prac instruktażowych tego Biura w dziale konstrukcji zasługują na rozpowszechnienie.

Specjalny aspekt dla prac dokumentacyjnych posiadają aktualne katalogi poszczególnych producentów jak i central handlowych.

Posiadanie katalogów jest podstawą realności wykonania projektowanej inwestycji. Szczególnie jest to ważne w stadium projektu technicznego, absolutnie zaś konieczne w rysunkach roboczych. Przy braku danych kata-

logowych projektant jest często zmuszony zostawić zagadnienie nie rozpracowane, co w skutkach wydatnie wpływa na opóźnienie prac wykonywanych, a często na zwiększenie ich kosztu.

\*  
\*  
\*

Gabinet projektów jest warsztatem pracy, gdzie powinno się analizować wykonane prace. Przez analizę poczynionych błędów i uzyskanych sukcesów można osiągnąć postęp w pracach projektowych. Każdy projekt powinien być przeanalizowany pod względem ekonomii rozwiązania oraz uzasadnienia technicznego. Powyższe powinno być opracowane w sposób jednolity, ułatwiający prace porównawcze. Poza tym należy wykorzystywać prace komórki weryfikacyjnej ze szczególnym uwzględnieniem wypowiedzi rad technicznych oraz opracowanych konferatów.

W ten sposób pojęta praca daje właściwe podejście do typizacji poszczególnych rozwiązań. Osiągnięte wnioski o istotniejszym znaczeniu powinny być nie tylko udośćpnione w sposób łatwy do osiągnięcia, ale powinny być rozpowszechnione. Bardzo celowa jest współpraca w tej dziedzinie biur projektowych o podobnej problematyce. Oczywiście zwiększa to koszt produkcji dokumentacji w stadium początkowym. W konsekwencji jednak poza zasadniczym podniesieniem jakości wykonanych projektów wpłynie to na przyspieszenie powzięcia właściwej koncepcji rozwiązania.

Ustalenie wartości uzyskanych tą drogą oszczędności jest trudne do przewidzenia, gdyż można spodziewać się wprost rewelacyjnych wyników.

\*  
\*  
\*

Problem typizacji w dziedzinie budownictwa wodno-sanitarnego jest niezwykle trudny, jeśli chodzi o całość zagadnienia. Jeśli w architekturze można obecnie zaobserwować dążność do typowych rozwiązań całych obiektów, to przed tym były znormowane elementy konstrukcyjne. Dlatego też typizacja powinna obejmować początkowo proste elementy, najczęściej spotykane.

Prace w tym kierunku są robione systemem opracowywania projektów typowych. Celowość takiego podejścia w dziale budownictwa wodno-sanitarnego jest nieuzasadniona, gdyż nie uwzględnia możliwości analizy prac już wykonanych. Poza tym konieczne jest wykorzystanie bogatego doświadczenia Związku Radzieckiego, gdzie dla wielu elementów istnieją już wydane katalogi ogólnie dostępne.

Poza tym prace typizacyjne muszą być koordynowane między biurami projektowymi dla uniknięcia zbytecznej dwutorowości kosztownych opracowań tych samych obiektów.

\*  
\*  
\*

Jednym ze sposobów rozpowszechniania przodujących sposobów rozwiązań projektowych, może najbardziej skutecznym, jest konsultacja.

Konsultacja prac projektowych nie polega na sprawdzaniu i prowadzeniu prac projektowych, gdyż to powinno odbywać się w ramach każdej jednostki produkcyjnej, ale ma na celu rozwiązywanie projektów wybitnie trudnych, wskazywanie metody rozwiązywania zagadnień przewyższających normalne możliwości pracowni. W ten sposób pojęta konsultacja przekracza możliwości jednostki i musi być dokonana przez kolegium. Właściwie pojęta rola naczelnego specjalisty powinna polegać na referowaniu zagadnień na kolegium konsultacyjnym. Spotykane często wypowiedzi, iż projektant o pełnowartościowych kwalifikacjach może uniknąć potrzeby konsultacji, mają swe głębokie uzasadnienie dla działu architektoniczno-budowlanego. Niestety, w dziale gospodarki wodnej problemy te są bardziej skomplikowane. Pomijając trudności uzyskania wielu zasadniczych danych, istnieje wiele zagadnień nie rozpracowanych jednoznacznie, choćby dla przykładu problem zabezpieczenia rurociągów od uderzeń hydraulicznych.

Wyniki konsultacji poza zwiększoną pewnością uzyskania najwłaściwszego rozwiązania technicznego, wpływają w sposób bezpośredni na przyspieszenie tempa pracy. Tak, że w sumie można śmiało twierdzić, iż konsultacja dobrze przeprowadzona i odpowiednio uowszechniana ma duży wpływ nie tylko na ekonomię opracowywanych obiektów, lecz i na zmniejszenie kosztów prac projektowych. W wielu

przypadkach konieczne będzie wykonanie specjalnych studiów, często bardzo kosztownych.

Rozbicie prac badawczych na kilka biur projektowych jest niecelowe ze względu na niewątpliwy brak fachowców w dziedzinie zagadnień wodnych.

Oczywistość potrzeby powstania Instytutu Hydrotechniki istnieje i czeka realizacji. Nasuwa się uwaga, że instytut ten poza pracami badawczymi powinien prowadzić dokumentację naukowo-techniczną działu wodnego oraz stanowić kolegium opiniodawcze w sprawach wymagających konsultacji.

\*  
\*  
\*

Osobny problem występujący b. silnie przy opracowywaniu dokumentacji technicznej dla budownictwa wodno-sanitarnego stanowią materiały podkładowe niezbędne do projektowania. W architekturze powyższe ogranicza się zasadniczo do planu sytuacyjnego, z naniesionymi danymi planu zabudowy, do wyniku badań gruntowych jak i programu zabudowy. Dlatego też słuszne jest, iż materiały te ma dostarczać zleceniodawca, tym więcej, iż często dysponuje on inżynierem architektem ewentualnie budowniczym w swym dziale inwestycyjnym.

Dla budownictwa wodno-sanitarnego sprawa ta jest znacznie bardziej skomplikowana. Trudności zebrania materiałów podkładowych potęgują się, jeśli weźmiemy pod uwagę słabe „utechnicznienie” terenu w tej specjalności. Szczególnie zaobserwować to można w dziale techniki sanitarnej dla mniejszych obiektów, które przecież stanowią większość zleceń.

Często spotykamy brak „pełnomocnika inwestora”, znającego zagadnienia wodne, nie jest zjawiskiem zanikającym. Nawet w przemyśle kluczowym sprawy wodne często są prowadzone przez fachowców innych dziedzin. Wynika to z ogromu potrzeb dotąd nie docenianej dziedziny i nie wystarczającej liczby chętnych do specjalizacji w zagadnieniach trudniejszych od innych.

Materiały podkładowe dla budownictwa wodno-sanitarnego można podzielić na następujące grupy:

a) Pomiary geodezyjne wykonywane przez biura promiarowe.

Należy zauważyć, iż zdjęcia terenu często nie odpowiadają zasadniczym potrzebom prac projektowych budownictwa wodnego. Np. nawet w przypadku oznaczenia na planie koty zwierciadła wody powierzchniowej z reguły niemal nie jest podawana data pomiaru, nie mówiąc o odniesieniu do stałego wodowskazu. Ustalenia poziomu wody gruntowej choćby przez zaniwelowanie poziomu wody w studni nie spotkałem na żadnym zdjęciu w ciągu swej kilkuletniej praktyki. Oznaczeń istniejących miejsc poboru wody nawet na planach w podziałce 1:1000 najczęściej nie ma, a nawet jeśli są, to na pewno niekompletne.

b) Badania geologiczne dla celów fundowania nastawione są w większości przypadków na potrzeby budownictwa nadziemnego i uzyskanie danych dla robót „inżynierskich” wymaga dodatkowych starań.

c) Badania hydrogeologiczne wymagające często próbnych wierceń oraz długotrwałych odpompowań wody dają wyniki często więcej jak problematyczne, z powodu nikłych ilości przeszkolonego personelu.

Np. zaobserwowano wykonanie studni próbnej wierceniową metodą szlamowania, stosowaną przy poszukiwaniu ropy naftowej, gdzie chodzi o ograniczenie dopływu wody do otworu.

d) Badania hydrologiczne często wykazują brak ciągłości obserwacji i z reguły powstaje konieczność przystosowania niekompletnych danych do wymogów pracy projektowej. Występuje to szczególnie przy ustalaniu minimalnych spływów oraz okresów posuchy.

W myśl wytycznych PKPG prace te powinny być wykonane ewentualnie zlecone i dozorowane przez inwestora, biuro projektowe zaś ma je otrzymać w formie wykończonej.

Z powodów poprzednio omówionych ten sposób załatwiania natrafia na trudności często nie do przezwyciężenia.

\*  
\*  
\*

Zasadniczo każde zamierzenie inwestycyjne, a tym samym i jego rozwiązanie techniczne, wymaga koordynacji z czynnikami zainteresowanymi, powyższe również należy

do zleceńodawcy. Koordynacja zamierzeń czynników nadrzędnych oraz potrzeb adiacentów jest bardzo trudna, nie tylko dla słabego technicznie inwestora, ale nawet dla biura projektowego, posiadającego z reguły wykwalifikowany personel.

Największe trudności są z uzyskaniem wytycznych planowania perspektywicznego. Nawet w przypadku istnienia ustalonego planu perspektywicznego często natrafia się na zasadnicze trudności spowodowane nieuwzględnieniem warunków wodnych regionu. Np. lokalizacji przemysłu na terenach deficytowych w wodę, projektowanie zabudowy miejskiej na terenach o utrudnionym odpływie ścieków.

Nie można również pominąć faktu podwyższenia nakładu inwestycyjnego spowodowanego zbyt luźnym zagęszczeniem uzbrajanego terenu.

\* \* \*

Opóźnianie spowodowane przeciąganiem akceptacji wykonanej dokumentacji technicznej przez KOPI staje się coraz rzadsze. Spotykany okres jednomiesięczny należy uważać za uzasadniony dla prac KOPI i nie można liczyć na dalsze jego ograniczenie. Jedynie w przypadku konieczności zatwierdzenia projektu w kilku instytucjach należy dążyć do jednoczesnego załatwiania. Przy wielostopniowym zatwierdzaniu poza znacznym przedłużeniem czasu istnieje trudność uzgodnienia często rozbieżnych zaleceń.

\*

Reasumując uwagi na temat trudności uzyskania materiałów podkładowych, należy stwierdzić konieczność uzupełniania kadr fachowych w terenie.

W okresie przejściowym do chwili uzyskania tychże kadr powinny powstać osobne instytucje, których zadaniem byłoby prowadzenie koniecznych studiów. W ten sposób nieliczna obecnie grupa specjalistów mogłaby obsłużyć całość planu inwestycyjnego.

Sprawa organizacji „Biur Studiów Terenowych” wymaga rozważenia w ramach całości gospodarki wodnej. Kadry organizacyjne powinny być częściowo wyłonione z istniejących biur projektowych, a nawet nie wykluczone są możliwości przejścia tych prac przez biura projektowe po zmianie zakresu ich prac.

Należy zauważyć, iż nawet w początkowym stadium organizacji „Biur Studiów Terenowych” mogłyby wydatnie przyspieszyć wykonanie prac projektowych.

Ponadto należałoby w większej mierze wprowadzić do planowania zagospodarowania przestrzennego terenu czynnik planowej gospodarki wodnej, początkowo choćby w formie surowego bilansu wodnego i choćby wstępnej analizy terenu.

Problem bilansów wodnych poszczególnych regionów stał się aktualny nie tylko dla terenów wyraźnie deficytowych, ale i dla innych, gdzie istnieje wielu użytkowników.

Usprawnienia w koordynacji możliwości zaspakajania potrzeb wodnych można by było uzyskać przez odpowiednią organizację Biura Projektów Wodno-Sanitarnych.

Wpływ takiego rozwiązania na ogólną ekonomię rozwiązania problemu wody jest bardzo duży i niestety ciągle niedoceniany. Przykładów jest wiele, szczególnie jaszkawo występujących na terenach deficytowych w wodę. Nawet dla mniejszych jednostek budowa wspólnych rozwiązań jest ekonomiczniejsza, choćby ze względu na uniknięcie osobnych urządzeń rezerwowych.

Specjalną uwagę należy poświęcić analizie zakresów prac projektowych.

Na pełną dokumentację techniczną składają się jak wiadomo cztery stadia, a mianowicie:

- Stadium I — Założenia projektowe,
- Stadium II — Projekt wstępny,
- Stadium III — Projekt techniczny,
- Stadium IV — Rysunki robocze.

Każde z tych stadiów pozwala wyodrębnić następujące operacje, a mianowicie:

- zlecenie wykonania z ustaleniem nakładu pracy oraz terminu dla bezpośrednich wykonawców,
- wykonanie pracy projektowej,

- prace wykończeniowe, odrys w tuszu, przepisywanie tuszem lub maszyną, wykonanie odbitek, pomalowanie, oprawa,
- sprawdzenie,
- weryfikacja w ramach biura projektowego,
- przekazanie zleceńodawcy,
- akceptacja przez Komisję Oceny Projektów Inwestycyjnych dla stadium I i II.

Ostatnia pozycja nie występuje w stadium IV — Rysunki robocze, które nie wymagają akceptacji, przy zachowaniu warunków niewprowadzania zmian istotnych do stadium III.

Już samo wyliczenie tych 7 operacji powtarzających się niemal czterokrotnie, czyli 28 razy, nasuwa myśl ograniczenia ich ilości. Nie ulega wątpliwości, iż czterokrotne opracowanie projektów za każdym następnym razem coraz bardziej szczegółowe ma swą wartość, należałoby jednak rozważyć korzyści ograniczenia ilości opracowań i z tym związane trudności.

Dla umożliwienia przeanalizowania tego zagadnienia należy przedstawić zakres poszczególnych stadiów. W naszych rozważaniach ograniczymy się, np. do stadium I — Założenia dla budownictwa wodnego, które obejmuje:

- określenie obiektu,
- uzasadnienie inwestycji z punktu widzenia potrzeb:
  - a) gospodarczych,
  - b) energetycznych,
  - c) powodziowych,
  - d) komunikacyjnych,
  - e) specjalnych.
- charakterystykę techniczną inwestycji,
  - a) plan poglądowy,
  - b) zasadnicze wymiary,
  - c) zasadnicze dane hydrologiczne i hydrogeologiczne,
  - d) typ projektowanych obiektów,
  - e) moc, tonaż itp.
- warunki eksploatacyjne,
- ogólną lokalizację inwestycji,
- czasokres budowy i terminy dostarczenia dokumentacji,
- przewidywania i możliwości dalszej rozbudowy,
- wyniki dotychczasowych studiów:
  - a) pomiary,
  - b) badania hydrogeologiczne,
  - c) studia hydrologiczne,
  - d) inne,
- warunki koordynacji z działalnością inwestycyjną innych zainteresowanych inwestorów,
- zakres wymaganej dokumentacji,
- kosztorys orientacyjny,
- zestawienie podstawowych materiałów na podstawie wskaźników,
- organizacja robót,
- inne żądania inwestora.

Należy zauważyć, że praktyka wykazała, że dla wykonania dobrych założeń przy braku wskaźników trzeba mieć opracowany projekt wstępny.

Ograniczając zakres założeń do możliwości wykonania ich przez inwestora uzyskujemy znaczne oszczędności na czasie rzędu nawet kilku miesięcy i odciążamy biuro projektowe. Teoretycznie istnieje możliwość, iż zamiast w założeniach dopiero wykonany projekt wstępny wykaże nie-realność rozwiązania technicznego lub brak uzasadnienia ekonomicznego proponowanej inwestycji. W tym przypadku gospodarka społeczna poniosłaby stratę około dwukrotnie większą aniżeli przy stwierdzeniu niewłaściwości stadium I. Pomijając małe prawdopodobieństwo zaistnienia takiego przypadku zwiększenie straty byłoby niewielkie w stosunku do wartości proponowanej inwestycji, rzędu najwyższej kilku promil.

Jedynie w przypadkach szczególnych gdzie powzięcie koncepcji w stadium II projektu wstępnego wymagałoby rozpracowania wielu wariantów, właściwe jest zachowanie trzystadiowego zatwierdzania proponowanego rozwiązania.

Oczywiste, iż zakres projektu wstępnego oraz projektu technicznego musiałby również ulec zmianie. Szczególnie to dotyczy stadium II, gdzie obecnie dla uzyskania dobre-

go projektu wstępnego konieczne jest całkowite rozpracowanie zagadnienia z dozwolonym pominięciem szczegółów.

Ograniczając się do zwrócenia uwagi na konieczność przepracowania zakresów poszczególnych stadiów należy zauważyć, iż każde stadium powinno stanowić odrębną zamkniętą całość, logicznie wynikającą ze stadium poprzedniego.

Obecnie np. wymagane w projekcie wstępnym dla sieci wodociągowej obliczenie magistrali wymaga posiadania elementarnych wydatków, których ustalenie dokładne następuje dopiero w projekcie technicznym, tak samo obliczenie głównych kolektorów dla kanalizacji.

Właściwe rozwiązanie zagadnienia zakresów dokumentacji technicznej wpłynie na zwiększenie przelotności biur projektowych, ponadto skróci się czas wykonania tejsz dokumentacji przeciętnie o 3 miesiące.

### W n i o s k i

Nawet w wyniku tych bardzo pobieżnych rozważań można wysunąć niektóre tezy, mające na celu usprawnienie procesu produkcji dokumentacji technicznej. Należy więc:

Dostosować organizację biura projektów do warunków i potrzeb produkcji w sposób indywidualny,

Zachęcić do studiowania zagadnień wodnych, które z każdym dniem stają się coraz bardziej dominujące (gigantyczne budowle wodne w ZSRR).

Warunki premiowania dostosować do specyfiki prac projektowych działu gospodarki wodnej, ze szczególnym uwzględnieniem problemu premii za oszczędność.

Oprzeć planowanie operatywne na dokładnej analizie specyfiki poszczególnych zagadnień wodnych.

Ustalić pełnowartościową samodzielną jednostkę produkcyjną i dostosować do niej działy organizacji produkcji, planowania oraz administracyjne.

Dążyć do osiągnięcia norm nakładu pracy uzasadnionych technicznie i ekonomicznie, ustawionych w sposób średnio progresywny.

Zapewnić produkcję możliwość łatwego korzystania z pełnej dokumentacji naukowo-technicznej.

Przystąpić do opracowania potrzebnej w ramach biura dokumentacji naukowo-technicznej przez wykorzystanie własnych wysoko wykwalifikowanych kadr.

Spowodować przyspieszenie prac normalizacyjnych PKN przez opracowywanie zakładowych norm zakresu i rodzaju dokumentacji technicznej oraz potrzebnych asortymentów.

Zorganizować „gabinety projektów” dla umożliwienia właściwie pojętej analizy wykonanych dotychczas prac.

Prowadzić intensywną popularyzację przodujących osiągnięć własnych i innych biur o zbliżonej tematyce.

Wprowadzić w sposób łatwy do osiągnięcia konsultację rozwiązań problemów szczególnie trudnych.

Odciążyć projektantów od prac administracyjnych jak: prace wykończeniowe, zbieranie danych itp. oraz ułatwić im podnoszenie swych kwalifikacji.

Opracować szczegółowy wniosek ograniczenia liczby stadiów dokumentacji z podaniem proponowanego zakresu poszczególnych opracowań.

Dążyć do stworzenia instytutu, którego zasadniczym zadaniem byłoby koordynowanie toku prac działu budownictwa wodno-sanitarnego w biurach resortowych, prowadzenie studiów i badań oraz opracowanie dokumentacji naukowo-technicznej.

\* \* \*

Poruszone problemy i postawione wnioski nawet w części nie wyczerpują całości zagadnienia. W ramach artykułu uwzględniono jedynie momenty, które mają zasadniczy wpływ na przyspieszenie wykonania planu 6-letniego. Pilność rozwiązania tych zagadnień jest tym większa, iż program Frontu Narodowego przewiduje dalsze znaczne zwiększenie nasilenia i zakresu prac wodno-sanitarnych.

## DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. WITOLD AWŁASEWICZ

Biuro Proj. Wodno-Melior.

### Sposób określania odpływów rzek przy pomocy mapy parowania

W równaniu bilansu wodnego wieloletniego  $P = H + S$ , składnikami dającymi się pomierzyć i obliczyć bezpośrednio są opady i odpływy. Przy tym dane opadowe można uzyskać bez specjalnych trudności, natomiast dokładne odpływy bardzo trudno i z nakładem większych kosztów (instalacje wodowskazów, obserwacje stanów, pomiary, obliczenia). Trzeci składnik, to jest straty, nie daje się mierzyć bezpośrednio, albowiem jest to wypadkowa wielu różnorodnych czynników. Określa się je zwykle z równania bilansowego  $S = P - H$  i dlatego opady i odpływy należy obliczać nadzwyczaj dokładnie, albowiem wszelkie uproszczenia mogą nawet całkowicie zniekształcić wyniki.

Niestety materiały będące w posiadaniu PIHM dotyczą głównie większych rzek Polski i nie pokrywają całego kraju dostatecznymi danymi. Tysiące mniejszych rzeczek i strumyków nie posiada w ogóle punktów obserwacyjnych, są one nieznanne w rocznikach hydrograficznych.

Intensyfikacja rolnictwa, która obejmuje cały obszar Polski, wymaga znajomości bilansów wodnych każdego, nawet najmniejszego cieku, a tych danych, przy obecnym stanie obserwacji, nie może rolnictwo otrzymać. Prócz bowiem zagadnienia zainstalowania całej sieci urządzeń hydrometrycznych, trzeba czekać pewien okres czasu na wyniki.

Pomimo braku dokładnych bilansów, projektanci i wykonawcy w terenie muszą opierać się na pewnych danych i używają w tym celu wzorów empirycznych: Iszkowskiego, Loevego, Kollisa, Dębskiego i innych, z gorszym lub lepszym skutkiem. Obliczenia są dość uciążliwe i wymagane jest dobranie najwłaściwszych współczynników, co się nie

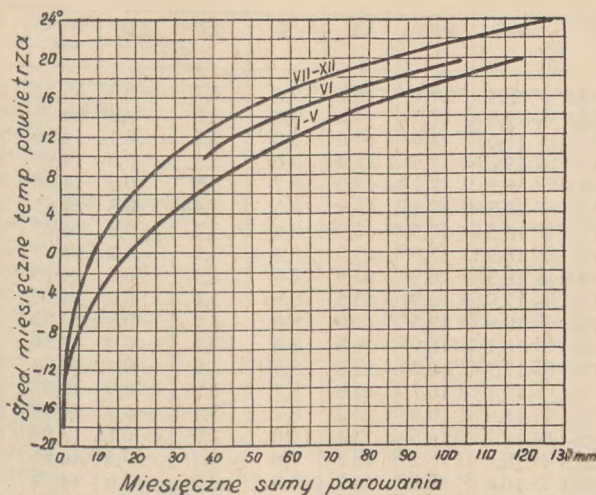
zawsze udaje. Wszystkie te obliczenia wymagają dobrej znajomości terenu i sporo „wyczucia”. Nie zawsze jednak projektant może wyjechać w teren, celem zidentyfikowania go i obliczenia wykonane są dość niepewne.

Celem szybszego określenia odpływów z małych i średnich zlewni, oparto się na wyznaczeniu średniego parowania na terenach Polski. Mając tak wyznaczone straty, możemy z równania ogólnego bilansu wodnego obliczyć średni odpływ roczny danego cieku. Obliczenie średniego parowania zostało dokonane w oparciu o wykresy inż. Kuzina. Wykres Kuzina dla obliczenia średniego sumarycznego parowania z powierzchni zlewni został wykonany w 1934 r. dla rejonu górnej Wołgi. Ułożony został na podstawie związku wielkości sumarycznego parowania ze średnią temperaturą miesięczną powietrza. Różne uwilgotnienie gleb zostało uwzględnione w ten sposób, że wykres posiada trzy gałęzie, z których każda odpowiada okresowi o charakterystycznej wilgotności, a mianowicie:

- krzywa dla okresu od stycznia do maja,
- krzywa dla czerwca,
- krzywa dla okresu od lipca do grudnia.

Wykres nie uwzględnia opadów, ponieważ był przeznaczony dla średnich opadów rejonu zlewni górnej Wołgi, dla której go sporządzono. Opady na terenach górnej Wołgi wahają się od 400 do 700 mm, więc podobne są opadom w Polsce. Ten sposób obliczenia parowania ogólnego dał zadowalające wyniki w obliczeniu parowania 12 zlewni rzek, położonych przeważnie w północnej części ZSRR, po-

między 50° a 55°. Dla południowych rejonów, wg Polakowa, wykres ten nie jest odpowiedni.



Rys. 1 Wykres Kuzina

Celem ułatwienia korzystania z wykresu Kuzina, obliczono dla każdej krzywej parowanie w zależności od temperatury powietrza i przedstawiono je w tab. I. Posiłkując się wyżej wymienioną tablicą, wyliczono dla 44 stacji w Polsce średnie parowanie sumaryczne miesięczne, okresu wegetacyjnego (od 1.IV do 30.IX) oraz roczne (tab. III), przyjmując średnie temperatury miesięczne z tablicy II, z okresu 1881—1930. Na podstawie uzyskanych danych została wykreślona mapa 1, dotycząca parowania średniego rocznego, oraz mapa 2, przedstawiająca parowanie w okresie wegetacyjnym.

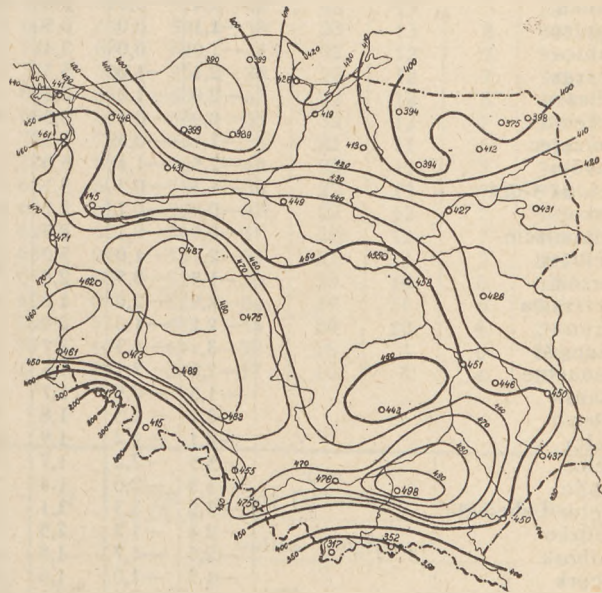
TABLICA I

Parowanie w zależności od temperatury powietrza, z wykresu Kuzina.

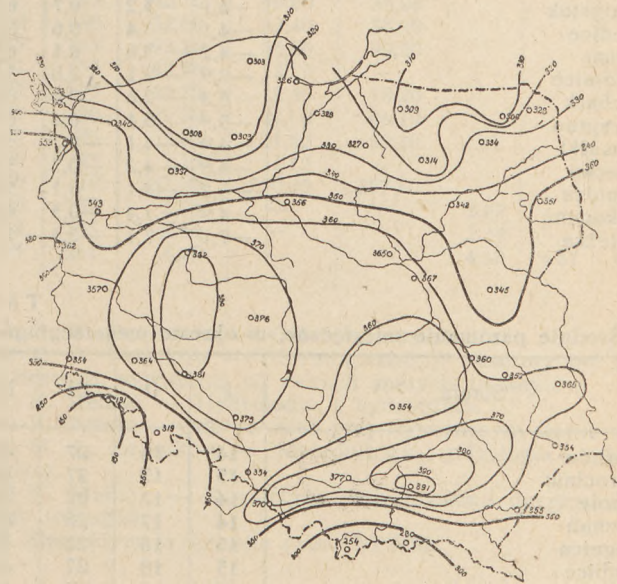
| Miesiące I—V |        | Miesiąc VI |        | Miesiące VII—XII |        |
|--------------|--------|------------|--------|------------------|--------|
| Temp.        | Parow. | Temp.      | Parow. | Temp.            | Parow. |
| 0,0          | 18,0   | 10,0       | 38,0   | 0,0              | 8,5    |
| 1,0          | 21,0   | 11,0       | 42,5   | 1,0              | 10,0   |
| 2,0          | 23,0   | 12,0       | 46,0   | 2,0              | 12,0   |
| 3,0          | 26,0   | 13,0       | 51,0   | 3,0              | 13,0   |
| 4,0          | 28,0   | 14,0       | 57,0   | 4,0              | 15,0   |
| 5,0          | 32,5   | 15,0       | 62,5   | 5,0              | 16,5   |
| 6,0          | 35,0   | 16,0       | 70,0   | 6,0              | 18,5   |
| 7,0          | 39,5   | 17,0       | 77,0   | 7,0              | 21,5   |
| 8,0          | 43,0   | 18,0       | 87,5   | 8,0              | 23,5   |
| 9,0          | 47,5   | 19,0       | 95,0   | 9,0              | 27,0   |
| 10,0         | 51,0   | 20,0       | 106,0  | 10,0             | 29,0   |
| 11,0         | 56,0   |            |        | 11,0             | 32,5   |
| 12,0         | 61,5   |            |        | 12,0             | 36,5   |
| 13,0         | 67,5   |            |        | 13,0             | 40,0   |
| 14,0         | 72,5   |            |        | 14,0             | 45,0   |
| 15,0         | 79,0   |            |        | 15,0             | 50,0   |
| 16,0         | 87,0   |            |        | 16,0             | 55,0   |
| 17,0         | 97,0   |            |        | 17,0             | 62,0   |
| 18,0         | 104,0  |            |        | 18,0             | 70,0   |
| 19,0         | 112,5  |            |        | 19,0             | 77,0   |
| 20,0         | 119,0  |            |        | 20,0             | 86,0   |
| — 1,0        | 15,5   |            |        | — 1,0            | 7,5    |
| — 2,0        | 13,0   |            |        | — 2,0            | 7,0    |
| — 3,0        | 12,0   |            |        | — 3,0            | 6,0    |
| — 4,0        | 10,0   |            |        | — 4,0            | 5,0    |
| — 5,0        | 8,0    |            |        | — 5,0            | 4,2    |
| — 6,0        | 7,0    |            |        | — 6,0            | 3,7    |
| — 7,0        | 6,5    |            |        | — 7,0            | 3,2    |
| — 8,0        | 5,0    |            |        | — 8,0            | 2,5    |
| — 9,0        | 4,0    |            |        | — 9,0            | 2,3    |
| — 10,0       | 3,0    |            |        | — 10,0           | 2,0    |

Analizując dokładność mapy parowania rocznego, staraliśmy się wynaleźć szereg danych dotyczących parowania, otrzymanych przez naszych hydrologów, bądź to doświad-

czalnie, bądź też ze szczegółowych obliczeń bilansów wodnych. Porównanie tych danych z mapą 1 wykazało, że wyniki są przeważnie zbliżone, a niejednokrotnie identyczne, zwłaszcza, że okresy dla których były przeprowadzane obliczenia są bardzo różne. Mapa średniego parowania rocznego posiada parę rejonów takich, gdzie parowanie wydaje się zbyt wysokie (Żuławy, Poznańskie), należałoby więc te tereny specjalnie zbadać lub dane porównać z wynikami z bilansów wodnych.



Rys. 2. Średnie roczne parowanie na obszarach Polski obliczone metodą Kuzina w mm



Rys. 3. Średnie parowanie w okresie wegetacyjnym 1.IV — 30.IX na obszarach Polski obliczone metodą Kuzina w mm

Przyjmując, że mapa dość dokładnie odzwierciedla wysokość parowania na obszarach Polski, można interpolować wysokość parowania dla dowolnego obszaru. Posiadając parowanie na danym terenie oraz średnie wieloletnie opady, można otrzymać z równania  $H = P - S$  średni odpływ roczny. Dla przykładu podajemy szereg rozwiązań obliczenia średniego przepływu rzek, posilując się mapą parowania rocznego.

Porównując wyżej wymienione przykłady można stwierdzić, że wysokości parowania średniego określone na mapie są na tyle dokładne, że obliczenia średnich przepływów rocznych otrzymane tą metodą są w zupełności wystarczające do projektowania melioracji rolnych i częściowo budowl wodnych.

TABLICA II  
Średnie temperatury miesięczne, roczne oraz okresu wegetacyjnego

| Stacja            | I    | II   | III  | IV   | V    | VI   | VII  | VIII | IX   | X   | XI   | XII  | Sr. okr.<br>weg. | Sr.<br>roku |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|------|------------------|-------------|
| Tarnów            | -1,8 | -0,7 | 3,5  | 8,4  | 14,5 | 16,8 | 19,1 | 18,1 | 14,4 | 9,4 | 3,7  | -0,3 | 15,22            | 8,8         |
| Wrocław           | -1,1 | -0,3 | 3,4  | 8,2  | 13,8 | 16,9 | 18,8 | 17,7 | 14,2 | 9,0 | 3,6  | -0,4 | 14,93            | 8,65        |
| Opole             | -1,5 | -0,4 | 3,4  | 8,2  | 13,7 | 16,7 | 18,6 | 17,6 | 14,0 | 9,0 | 3,5  | 0,1  | 14,80            | 8,6         |
| Poznań            | -1,4 | -0,5 | 3,0  | 8,0  | 13,8 | 17,1 | 19,0 | 17,7 | 13,9 | 8,6 | 3,3  | 0,0  | 14,92            | 8,5         |
| Legnica           | -1,1 | 0,0  | 3,5  | 8,0  | 13,4 | 16,4 | 18,2 | 17,2 | 13,2 | 8,7 | 3,5  | 0,3  | 14,48            | 8,5         |
| Ślubica           | -1,0 | 0,0  | 3,4  | 7,7  | 13,3 | 16,5 | 18,5 | 17,1 | 15,7 | 8,5 | 3,4  | 0,3  | 14,45            | 8,4         |
| Cieszyn           | -2,1 | -1,0 | 3,3  | 8,1  | 13,5 | 16,5 | 18,5 | 17,5 | 13,9 | 9,4 | 3,7  | -0,3 | 14,67            | 8,4         |
| Kalisz            | -2,0 | -1,0 | 2,4  | 7,9  | 13,9 | 17,1 | 18,9 | 17,3 | 13,5 | 8,4 | 3,2  | -0,3 | 14,77            | 8,3         |
| Szczecin          | -0,9 | -0,1 | 3,0  | 6,9  | 12,9 | 16,2 | 18,5 | 16,9 | 13,9 | 8,5 | 3,5  | 0,5  | 14,13            | 8,3         |
| Zgorzelec         | -1,1 | -0,3 | 3,3  | 7,6  | 13,1 | 16,1 | 17,9 | 16,9 | 13,5 | 8,6 | 3,4  | 0,2  | 14,18            | 8,3         |
| Kraków            | -2,5 | -1,4 | 3,0  | 8,1  | 13,9 | 16,8 | 18,8 | 17,5 | 13,8 | 8,6 | 3,1  | -0,8 | 14,82            | 8,2         |
| Zielona Góra      | -1,3 | -0,3 | 3,1  | 7,7  | 13,3 | 16,3 | 18,1 | 16,9 | 13,5 | 8,4 | 3,1  | 0,0  | 14,30            | 8,2         |
| Resko             | -0,8 | -0,1 | 2,7  | 6,4  | 12,5 | 15,8 | 17,9 | 16,7 | 13,3 | 8,5 | 3,6  | 0,7  | 13,77            | 8,1         |
| Świnoujście       | -0,6 | -0,1 | 2,5  | 6,6  | 11,4 | 15,2 | 17,7 | 16,7 | 13,8 | 8,7 | 3,9  | 0,9  | 13,57            | 8,1         |
| Racibórz          | -2,1 | -1,0 | 3,0  | 7,8  | 13,3 | 16,1 | 18,0 | 16,8 | 13,3 | 8,4 | 3,1  | -0,2 | 14,22            | 8,0         |
| Gorzów            | -1,5 | -0,5 | 2,8  | 7,4  | 12,8 | 15,9 | 17,7 | 16,5 | 13,1 | 8,0 | 3,0  | -0,1 | 13,90            | 7,9         |
| Warszawa          | -2,9 | -2,0 | 1,8  | 7,6  | 13,8 | 16,8 | 18,6 | 17,2 | 13,5 | 7,8 | 2,3  | -0,3 | 14,55            | 7,8         |
| Toruń             | -2,2 | -1,6 | 2,0  | 7,4  | 13,1 | 16,4 | 18,4 | 16,9 | 13,2 | 7,9 | 2,6  | -0,6 | 14,23            | 7,8         |
| Przemyśl          | -3,1 | -2,3 | 2,7  | 8,1  | 13,5 | 16,8 | 17,9 | 17,1 | 13,2 | 8,4 | 3,1  | -1,3 | 14,27            | 7,8         |
| Poświętne         | -2,8 | -2,1 | 1,6  | 7,4  | 13,8 | 16,8 | 17,3 | 17,4 | 13,4 | 7,9 | 2,5  | -1,1 | 14,45            | 7,7         |
| Gdańsk            | -1,5 | -0,9 | 1,7  | 6,3  | 11,3 | 15,2 | 17,6 | 16,6 | 13,5 | 8,4 | 3,4  | 0,2  | 13,42            | 7,65        |
| Puławy            | -3,1 | -2,3 | 1,8  | 7,6  | 13,6 | 16,5 | 18,3 | 17,0 | 13,2 | 8,0 | 2,5  | -1,4 | 14,57            | 7,6         |
| Wałcz             | -2,1 | -1,2 | 1,9  | 6,7  | 12,5 | 15,8 | 17,8 | 16,4 | 12,8 | 7,7 | 2,7  | -0,6 | 13,67            | 7,5         |
| Kielce            | -3,5 | -2,2 | 1,7  | 7,7  | 13,0 | 16,5 | 18,0 | 16,8 | 13,3 | 7,8 | 2,2  | -1,7 | 14,22            | 7,5         |
| Lublin            | -3,5 | -2,6 | 1,4  | 7,4  | 13,6 | 16,5 | 18,4 | 17,0 | 13,0 | 7,6 | 2,0  | -1,9 | 14,32            | 7,4         |
| Chełm Lubelski    | -3,9 | -3,3 | 1,1  | 7,3  | 13,8 | 16,7 | 18,5 | 17,3 | 13,2 | 7,8 | 1,9  | -2,1 | 14,48            | 7,4         |
| Kłodzko           | -2,4 | -1,2 | 2,5  | 7,0  | 12,3 | 15,1 | 16,9 | 15,8 | 12,4 | 8,0 | 2,7  | -0,8 | 13,25            | 7,4         |
| Malbork           | -2,5 | -1,7 | 1,5  | 6,6  | 11,9 | 15,5 | 17,6 | 16,4 | 12,9 | 7,8 | 2,6  | -0,9 | 13,45            | 7,3         |
| Lębork            | -1,5 | -1,0 | 1,6  | 6,0  | 11,0 | 14,5 | 16,9 | 15,6 | 12,4 | 7,9 | 3,2  | 0,0  | 12,75            | 7,2         |
| Tomaszów Lubelski | -4,5 | -3,5 | 1,1  | 7,2  | 13,4 | 16,1 | 17,8 | 17,2 | 13,2 | 7,5 | 2,0  | -1,6 | 14,15            | 7,2         |
| Ostrołęka         | -3,4 | -3,0 | 0,9  | 6,7  | 13,3 | 16,2 | 17,9 | 16,2 | 12,6 | 7,5 | 2,0  | -1,4 | 13,82            | 7,1         |
| Szczecinek        | -2,3 | -1,5 | 1,3  | 6,1  | 11,8 | 14,9 | 16,9 | 15,5 | 12,2 | 7,4 | 2,5  | -0,8 | 12,90            | 7,0         |
| Ostróda           | -3,0 | -2,3 | 0,9  | 6,3  | 12,3 | 15,5 | 17,6 | 16,2 | 12,5 | 7,4 | 2,2  | -1,4 | 13,40            | 7,0         |
| Białystok         | -4,1 | -3,2 | 0,7  | 6,7  | 13,3 | 16,5 | 18,4 | 16,7 | 12,6 | 7,0 | 1,4  | -2,4 | 14,05            | 6,97        |
| Siedlce           | -4,1 | -3,4 | 0,6  | 6,7  | 13,2 | 16,0 | 17,8 | 16,7 | 12,8 | 7,2 | 1,7  | -2,0 | 13,87            | 6,9         |
| Klasy             | -4,2 | -3,6 | 0,1  | 6,1  | 12,6 | 15,7 | 17,8 | 16,5 | 12,6 | 7,0 | 1,6  | -2,4 | 13,55            | 6,65        |
| Chojnice          | -2,9 | -2,1 | 0,8  | 5,8  | 11,3 | 14,8 | 16,9 | 15,4 | 12,4 | 7,0 | 1,9  | -1,3 | 12,72            | 6,6         |
| Lichbark          | -3,3 | -2,6 | 0,6  | 6,0  | 11,6 | 14,9 | 17,0 | 15,8 | 12,2 | 7,8 | 1,9  | -1,7 | 12,92            | 6,6         |
| Szczytno          | -3,9 | -3,1 | 0,4  | 6,1  | 12,2 | 15,1 | 17,2 | 15,7 | 11,8 | 6,8 | 1,5  | -2,3 | 13,02            | 6,5         |
| Susza             | -4,9 | -4,1 | -0,7 | 5,7  | 12,7 | 15,6 | 17,9 | 16,0 | 12,0 | 6,4 | 0,9  | -2,9 | 13,32            | 6,2         |
| Olecko            | -4,8 | -4,2 | -0,7 | 3,4  | 12,0 | 15,0 | 17,0 | 15,4 | 11,5 | 6,3 | 1,0  | -2,9 | 12,72            | 5,9         |
| Krynica           | -5,2 | -4,1 | 0,1  | 5,3  | 11,0 | 13,8 | 15,6 | 14,7 | 11,3 | 6,6 | 1,0  | -2,9 | 11,95            | 5,6         |
| Zakopane          | -4,9 | -1,4 | -0,5 | 4,4  | 10,0 | 12,7 | 14,7 | 14,0 | 10,5 | 5,7 | -4,5 | -3,1 | 11,05            | 4,6         |
| Śnieżka           | -7,1 | -7,1 | -5,3 | -1,8 | 3,4  | 6,2  | 8,3  | 7,7  | 5,0  | 1,0 | -3,2 | -6,0 | 4,80             | 0,09        |

TABLICA III  
Średnie parowanie miesięczne, w okresie wegetacyjnym od 1.IV do 30.IX oraz średnie roczne, na podstawie temperatur.

| Stacja      | I  | II | III | IV | V  | VI | VII | VIII | IX | X  | XI | XII | Okres<br>weget. | Średn.<br>roczn. |
|-------------|----|----|-----|----|----|----|-----|------|----|----|----|-----|-----------------|------------------|
| Tarnów      | 14 | 16 | 27  | 45 | 76 | 76 | 77  | 70   | 47 | 28 | 14 | 8   | 391             | 498              |
| Wrocław     | 15 | 17 | 27  | 44 | 72 | 76 | 75  | 68   | 46 | 27 | 14 | 8   | 381             | 489              |
| Opole       | 14 | 17 | 27  | 44 | 71 | 75 | 73  | 67   | 45 | 27 | 14 | 9   | 375             | 483              |
| Poznań      | 14 | 17 | 26  | 43 | 72 | 78 | 77  | 68   | 44 | 26 | 14 | 8   | 382             | 487              |
| Legnica     | 15 | 18 | 27  | 43 | 70 | 73 | 71  | 64   | 43 | 26 | 14 | 9   | 364             | 473              |
| Ślubice     | 15 | 18 | 27  | 42 | 70 | 74 | 71  | 63   | 43 | 25 | 14 | 9   | 362             | 471              |
| Cieszyn     | 13 | 15 | 27  | 43 | 70 | 74 | 72  | 66   | 45 | 28 | 14 | 8   | 370             | 475              |
| Kalisz      | 13 | 16 | 24  | 43 | 72 | 78 | 76  | 65   | 42 | 25 | 13 | 8   | 376             | 475              |
| Szczecin    | 16 | 18 | 26  | 39 | 67 | 71 | 72  | 61   | 43 | 25 | 14 | 9   | 353             | 461              |
| Zgorzelec   | 15 | 17 | 27  | 42 | 68 | 71 | 70  | 61   | 42 | 25 | 14 | 9   | 354             | 461              |
| Kraków      | 12 | 14 | 26  | 44 | 72 | 76 | 75  | 66   | 44 | 26 | 13 | 8   | 377             | 476              |
| Ziel. Góra  | 15 | 17 | 26  | 42 | 69 | 72 | 70  | 61   | 43 | 25 | 13 | 9   | 357             | 462              |
| Resko       | 16 | 18 | 25  | 37 | 64 | 68 | 70  | 60   | 41 | 25 | 14 | 10  | 340             | 448              |
| Świnoujście | 16 | 18 | 24  | 38 | 58 | 64 | 68  | 60   | 44 | 26 | 15 | 10  | 332             | 441              |
| Racibórz    | 13 | 16 | 26  | 42 | 69 | 71 | 70  | 60   | 42 | 25 | 13 | 8   | 354             | 455              |
| Gorzów      | 14 | 17 | 25  | 41 | 66 | 69 | 68  | 59   | 41 | 24 | 13 | 8   | 343             | 445              |
| Warszawa    | 12 | 13 | 23  | 42 | 72 | 75 | 73  | 64   | 41 | 23 | 12 | 8   | 367             | 458              |
| Toruń       | 13 | 14 | 23  | 41 | 68 | 73 | 72  | 61   | 41 | 23 | 12 | 8   | 356             | 449              |
| Przemyśl    | 12 | 13 | 25  | 43 | 70 | 68 | 70  | 63   | 41 | 25 | 13 | 7   | 355             | 450              |
| Poświętne   | 12 | 13 | 22  | 41 | 71 | 76 | 69  | 66   | 42 | 23 | 13 | 7   | 365             | 455              |
| Gdańsk      | 14 | 16 | 22  | 36 | 58 | 64 | 67  | 59   | 42 | 25 | 14 | 9   | 326             | 426              |
| Puławy      | 12 | 13 | 23  | 42 | 70 | 74 | 71  | 62   | 41 | 14 | 12 | 7   | 360             | 451              |
| Wałcz       | 13 | 15 | 23  | 38 | 64 | 68 | 69  | 58   | 40 | 22 | 13 | 8   | 337             | 431              |
| Kielce      | 11 | 13 | 22  | 42 | 67 | 73 | 70  | 60   | 42 | 23 | 12 | 7   | 354             | 443              |
| Lublin      | 11 | 12 | 22  | 41 | 70 | 74 | 72  | 62   | 40 | 23 | 12 | 7   | 359             | 446              |

Tablica III c. d.

| Stacja            | I  | II | III | IV | V  | VI | VII | VIII | IX | X  | XI | XII | Okres<br>weget. | Sredn.<br>roczn. |
|-------------------|----|----|-----|----|----|----|-----|------|----|----|----|-----|-----------------|------------------|
| Chełm Lub.        | 10 | 12 | 21  | 40 | 72 | 75 | 72  | 65   | 41 | 23 | 12 | 7   | 365             | 450              |
| Kłodzko           | 13 | 15 | 24  | 40 | 63 | 63 | 61  | 54   | 38 | 23 | 13 | 8   | 319             | 415              |
| Malbork           | 12 | 14 | 22  | 38 | 61 | 65 | 67  | 57   | 40 | 23 | 13 | 7   | 328             | 419              |
| Lębork            | 14 | 16 | 22  | 35 | 56 | 60 | 61  | 53   | 38 | 23 | 13 | 8   | 303             | 399              |
| Tomaszów Lubelski | 9  | 11 | 21  | 40 | 69 | 71 | 69  | 64   | 41 | 22 | 12 | 7   | 354             | 437              |
| Ostrołęka         | 11 | 12 | 21  | 38 | 69 | 71 | 70  | 56   | 38 | 22 | 12 | 7   | 342             | 427              |
| Szczecinek        | 13 | 14 | 22  | 35 | 60 | 62 | 61  | 53   | 37 | 22 | 12 | 8   | 308             | 399              |
| Ostróda           | 12 | 13 | 21  | 36 | 64 | 66 | 67  | 56   | 38 | 32 | 12 | 7   | 327             | 413              |
| Białystok         | 10 | 12 | 20  | 38 | 69 | 74 | 72  | 60   | 38 | 21 | 11 | 6   | 351             | 431              |
| Siedlce           | 10 | 11 | 20  | 38 | 68 | 70 | 69  | 60   | 40 | 22 | 11 | 7   | 345             | 426              |
| Klusz             | 9  | 11 | 18  | 35 | 65 | 68 | 69  | 58   | 39 | 22 | 11 | 7   | 334             | 412              |
| Chojnice          | 12 | 13 | 20  | 34 | 58 | 61 | 61  | 52   | 37 | 22 | 12 | 7   | 303             | 369              |
| Lidzbark          | 11 | 13 | 20  | 35 | 59 | 62 | 62  | 54   | 37 | 22 | 12 | 7   | 309             | 394              |
| Szczytno          | 10 | 12 | 19  | 35 | 63 | 63 | 64  | 54   | 35 | 21 | 11 | 7   | 314             | 394              |
| Suwałki           | 8  | 10 | 16  | 34 | 66 | 67 | 70  | 55   | 36 | 20 | 10 | 6   | 328             | 398              |
| Olecko            | 8  | 10 | 16  | 34 | 62 | 62 | 63  | 52   | 34 | 19 | 10 | 6   | 306             | 375              |
| Krynica           | 8  | 10 | 18  | 33 | 56 | 56 | 53  | 48   | 34 | 20 | 10 | 6   | 280             | 352              |
| Zakopane          | 8  | 10 | 17  | 30 | 51 | 50 | 48  | 45   | 30 | 18 | 4  | 6   | 254             | 317              |
| Śnieżka           | 6  | 6  | 8   | 14 | 27 | 27 | 24  | 22   | 17 | 10 | 6  | 4   | 131             | 170              |

Tablica IV

| R z e k a | P r z e k r ó j | F       | P   | S   | H   | Qm<br>wg autora | Qm<br>wg Dębskiego |         | Iszk. | Kollis | Krzywa<br>konsum. |
|-----------|-----------------|---------|-----|-----|-----|-----------------|--------------------|---------|-------|--------|-------------------|
|           |                 |         |     |     |     |                 | oblicz.            | wprawn. |       |        |                   |
| Orzyc     | Chorzele        | 722,2   | 590 | 415 | 175 | 4,00            | 4,50               | —       |       |        |                   |
| Orzyc     | Krasnosielc     | 1272,2  | 580 | 415 | 165 | 6,65            | 6,50               | —       |       |        |                   |
| Orzyc     | Maków           | 1932,0  | 570 | 420 | 150 | 9,20            | 9,00               | 9,70    |       |        |                   |
| Wkra      | Cieksyn         | 5033,0  | 540 | 440 | 100 | 15,95           | 16,00              | —       |       |        |                   |
| Pilica    | Warka           | 8987,0  | 600 | 447 | 153 | 40,70           | 40,00              | 39,00   |       |        |                   |
| San       | Przemysł        | 3676,0  | 730 | 450 | 280 | 32,60           | 32,40              | 35,90   |       |        |                   |
| San       | Nisko           | 15547,0 | 650 | 465 | 185 | 93,20           | 85,60              | 99,20   |       |        |                   |
| Wieprz    | Krasnystaw      | 2999,0  | 590 | 455 | 135 | 12,80           | 12,00              | —       |       |        |                   |
| Wieprz    | Łęczna          | 4255,0  | 580 | 455 | 125 | 18,25           | 18,80              | 18,20   |       |        |                   |
| Wieprz    | Lubartów        | 6832,0  | 565 | 445 | 20  | 26,00           | 24,00              | 26,10   |       |        |                   |
| Wieprz    | Koźmin          | 10573,0 | 540 | 445 | 95  | 31,80           | 31,50              | 32,10   |       |        |                   |
| Bzura     | Łęczyce         | 420,0   | 540 | 455 | 85  | 1,13            | 1,12               | —       |       |        |                   |
| Bug       | Zegrze          | 67764,0 | 550 | 430 | 120 | 257,85          | 270,00             | 257,60  |       |        |                   |
| Szkwa     | ujście          | 465,9   | 548 | 410 | 138 | 2,04            | —                  | —       | 2,02  |        |                   |
| Rozoga    | ujście          | 539,9   | 548 | 413 | 135 | 2,31            | —                  | —       | 2,34  |        |                   |
| Łeba      | Lębork          | 540,0   | 666 | 405 | 261 | 4,48            | —                  | —       | 4,10  | 4,61   | 4,80              |

Stosowanie tej metody pozwoli na ustalenie bilansu wodnego każdego, najmniejszego nawet obszaru z dokładnością dostateczną dla projektowania zagospodarowania melioracyjnego. Wnikliwszej opinii o niniejszej metodzie należy spodziewać się od naukowców i praktyków całego kraju.

## LITERATURA

- 1) „Gospodarka Wodna“.
- 2) A. A. Łuczszewa — Praktyczeskaja gidrologia.

- 3) A. W. Ogijewskij — Gidrologia suszi.
- 4) B. W. Poljakow — Gidrologičeskie rasczoty pri projektirovanii sooruzhenii na rekach małych bassejnow.
- 5) K. Dębski — Hydrologia i hydraulika.
- 6) K. Dębski — Odpływ rzek przy zwyczajnym stanie wód.
- 7) M. Ł. Lejwikow — Meteorologia, gidrologia i gidrometria.
- 8) W. Mamak — Ekspertyza hydrologiczna dorzecza Barczy (rękopis).
- 9) Ekspertyzy wykonane przez BPWM.

PROF. DR INZ. JERZY OSTROMĘCKI

## Parowanie terenowe pszenicy na madach

Praca niniejsza stanowi dalszy ciąg sprawozdań z wyników obserwacji lysymetrycznych nad parowaniem, które prowadzone są od kilku lat w Dziale Gospodarki Wodnej IUNG w Bydgoszczy. Po określeniu rozchodów wody przez porost mieszanek traw (1, 2), zajęto się w latach 1950 — 1952 pomiarami parowania pszenicy jarej (odmiana Pomorzanka)

<sup>1)</sup> J. Ostromęcki. Potrzeby wodne i parowanie z powierzchni łąk na madach głębokich. — „Gosp. Wodna“ Nr 4—5, 1951.

<sup>2)</sup> J. Ostromęcki. Parowanie i gospodarka wodna łąk na madach płytkich. — „Gosp. Wodna“ Nr 1, 1953.

na madzie o różnej miąższości i przy różnych poziomach wody gruntowej.

W tym zakresie wykonano dwie serie obserwacji: seria I, trzyletnia, w lysymetrach ruchomych (ważonych), wypełnionych całkowicie madą wiślaną, seria II, jednoroczna, w lysymetrach stałych z madą płytką podścieloną piaskiem.

Urządzenia pomiarowe, własności gleby i metoda pomiarów opisane zostały uprzednio (1, 2). Nie powtarzając zatem szczegółów, zaznaczymy tylko, że glebę w lysymetrach stanowiła madą ciężka (> 60% cz. spławialnych), a urządzenia pozwalały na pomiar wszystkich elementów bilansu wodnego.

TABLICA I  
Wyniki pomiarów parowania, pszenica jara Pomorzanka, 1950 — 52.  
Seria I, lysimetry ruchome

| Rok<br>daty od<br>wschodów<br>do zbiorów | Ilość dni | Rodzaj<br>pomiaru     | L y s i m e t r   N r |       |       |       |       |       |       |       | Elementy meteorologiczne |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|------------------------------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
|                                          |           |                       | 1                     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     | 8     | Suma opadu mm            | Średnia dobową temperatura C° | Suma niedos. wilg. pow. mb. | Średnie dobowe ciśn. pow. mb. | Średnia dobową ilość godz. ułoneczn. | Średnia dobową prędkość wiatru m/sek. |
| 1950<br>25.IV—4.VIII                     | 102       | Parowanie mm          | 603,5                 | 674,4 | 613,8 | 607,6 | 510,0 | 409,2 | 399,8 | 224,9 | 214,7                    | 16,60                         | 757,5                       | 1009,1                        | 8,34                                 | 2,70                                  |
|                                          |           | Poziom wody grunt. cm | 50,1                  | 50,6  | 78,3  | 78,5  | 105,6 | 102,9 | 133,1 | 130,8 |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Plon ogółem q/ha      | 119,6                 | 130,2 | 130,5 | 134,7 | 125,0 | 102,6 | 94,2  | 42,7  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Słoma „               | 76,3                  | 83,1  | 81,3  | 87,7  | 76,5  | 65,3  | 60,8  | 29,2  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Ziarno „              | 43,3                  | 47,1  | 49,2  | 47,0  | 48,5  | 36,3  | 33,4  | 13,5  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           |                       |                       |       |       |       |       |       |       |       |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
| 1951<br>7.V.—16.VIII                     | 102       | Parowanie mm          | 550,5                 | 548,1 | 614,2 | 574,6 | 586,4 | 450,7 | 486,2 | 416,7 | 172,3                    | 16,77                         | 708,3                       | 1008,8                        | 7,66                                 | 2,67                                  |
|                                          |           | Poziom wody grunt. cm | 47,4                  | 46,8  | 76,5  | 76,5  | 104,6 | 103,1 | 132,6 | 131,4 |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Plon ogółem q/ha      | 112,0                 | 103,3 | 122,5 | 124,9 | 121,0 | 110,4 | 109,5 | 94,6  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Słoma „               | 69,0                  | 62,1  | 74,9  | 77,9  | 70,1  | 68,3  | 64,3  | 55,5  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Ziarno „              | 43,0                  | 41,2  | 47,6  | 47,0  | 50,9  | 42,1  | 45,2  | 39,1  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           |                       |                       |       |       |       |       |       |       |       |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
| 1952<br>8.V—17.VIII                      | 102       | Parowanie mm          | 508,2                 | 447,1 | 432,1 | 532,8 | 460,4 | 490,8 | 567,0 | 565,3 | 190,7                    | 16,31                         | 769,1                       | 1010,1                        | 7,93                                 | 2,26                                  |
|                                          |           | Poziom wody grunt. cm | 44,5                  | 43,2  | 74,0  | 79,8  | 102,6 | 103,5 | 131,5 | 131,0 |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Plon ogółem q/ha      | 110,6                 | 95,8  | 99,8  | 124,7 | 121,5 | 116,9 | 131,8 | 136,4 |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Słoma „               | 69,7                  | 59,6  | 63,6  | 78,2  | 75,1  | 73,9  | 79,2  | 84,7  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           | Ziarno „              | 40,9                  | 36,2  | 36,2  | 46,5  | 46,4  | 43,0  | 52,6  | 51,7  |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |
|                                          |           |                       |                       |       |       |       |       |       |       |       |                          |                               |                             |                               |                                      |                                       |

Sumaryczne materiały obserwacyjne serii I (z pominięciem bilansów dekadowych) zestawiono w tablicy I.

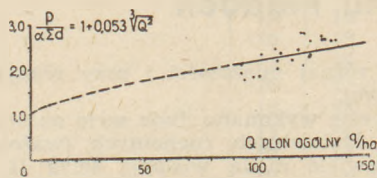
Rozpiętość sum parowania za okres wegetacyjny (od wschodów do zbioru 102 dni) notowano w poszczególnych kombinacjach i latach bardzo poważną, gdyż od 225 do 675 mm. Różnice te związane są z warunkami klimatycznymi, wielkością masy roślinnej i wilgotnościami gruntu, reprezentowanymi przez różne poziomy wód gruntowych.

Celem uzyskania porównywalnych wielkości parowania użyto metod obliczeniowych, jak w pracach poprzednich, co pozwoliło na ustawienie następującej formuły:

$$P = \frac{0,37 \sum d}{e^{0,2h}} \cdot \left(1 + 0,053 \sqrt[3]{Q^2}\right)$$

gdzie: P — suma parowania (w mm) z powierzchni obsianej pszenicą za okres od wschodów do zbioru,  
Σ d — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza za dany okres w milibarach,  
h — odległość wody gruntowej od powierzchni w metrach,  
e — podstawa logarytmów naturalnych (2,718),  
Q — plon słomy i ziarna w q/ha.

Formułę powyższą i wartości z pomiarów odwzorowano na rys. 1.



Rys. 1. Zależność parowania od wielkości plonu pszenicy. Seria I, lysimetry ruchome 1950—1952 r.

Wyrażenie  $\frac{0,37}{e^{0,2h}} = \alpha$  przedstawia parowanie (na jednostkę

niedosytów) z powierzchni zadarnionej, lecz o nikłym poroście, tj. przy plonie Q = 0.

W przypadku rozpatrywanym (pszenica) odpowiadałoby to początkowemu okresowi (wschody), gdy masa roślinna jest bardzo mała w stosunku do plonu końcowego.

Odchylenia wartości parowania obliczonych wg wzoru od wartości obserwowanych wyniosły: dla pojedynczego pomiaru ± 11,5%, dla średniej z całej serii ± 2,4%.

Odchylenia pojedyncze obserwacji są spore i pomijając błędy pomiarów powstały skutkiem tego, że wzór na parowanie wyprowadzony empirycznie operuje sumą niedosytów, których rozkład w poszczególnych latach był różny. Przy jednakowej sumie niedosytów za okres wegetacji, parowanie ułożyło się może różnie, zależnie czy większe niedosyty przypadną na okres od wschodów do kłoszenia, czy też na okres od kłoszenia do zbiorów. Wobec tego omówiony wzór na parowanie będzie dość ścisły tylko w przypadku, gdy przebieg niedosytów w okresie wegetacji zbliżony jest do warunków w jakich prowadzono obserwacje (tabl. II), a więc przy niedosytach drugiej połowy wegetacji (kłoszenie — zbiór) większych niż w pierwszej połowie (wschody — kłoszenie).

TABLICA II  
Średnie za 1950 — 1952 niedosytów wilgotności powietrza

| Faza wegetacji              | Dni | Średni niedosyt wilg. pow. mb. |
|-----------------------------|-----|--------------------------------|
| wschody — krzewienie        | 24  | 5,82                           |
| krzewienie — kłoszenie      | 28  | 7,50                           |
| kłoszenie — kwitnienie      | 10  | 8,34                           |
| kwitnienie — dojrz. młeczna | 14  | 8,26                           |
| dojrzałość młeczna — zbiór  | 26  | 7,68                           |

Rozkład taki przeważnie u nas zachodzi (tab. III), co daje podstawę do wykorzystania uzyskanej formuły dla obliczania przynajmniej średnich wieloletnich wartości parowania.

T A B L I C A III

Przeciętny rozkład niedosytów wilgotności powietrza w milibarach. Dane orientacyjne z różnych okresów wg obliczeń dr Hohendorfa

| Miejscowość | IV  | V   | VI  | VII | VIII |
|-------------|-----|-----|-----|-----|------|
| Gdynia      | 2,4 | 4,3 | 5,3 | 5,3 | 5,0  |
| Bydgoszcz   | 3,5 | 5,5 | 6,7 | 7,5 | 6,5  |
| Poznań      | 3,6 | 5,9 | 6,5 | 8,4 | 6,9  |
| Warszawa    | 3,5 | 5,9 | 6,7 | 7,7 | 6,0  |
| Wrocław     | 3,5 | 5,7 | 6,9 | 8,0 | 6,7  |
| Kraków      | 4,0 | 5,6 | 6,5 | 7,7 | 6,0  |

Mając te zastrzeżenia na uwadze, podkreślimy jednak, że parowanie z powierzchni obsianej pszenicą jarą wyraziło się wzorem analogicznym do wzoru na parowanie mieszanek traw. Różnice zachodzą jedynie w stopniu wpływu masy roślinnej. Mianowicie dla mieszanek traw (wg poprzedniej pracy. 1) współczynnik charakteryzujący wpływ plonu wyniósł 0,07, podczas gdy dla pszenicy otrzymano 0,053, czyli mniejszy. Zjawisko to objaśnić można w sposób następujący. Parowanie pomierzone w lysimetrach składało się ze wszystkich rozchodów, a więc z: parowania gruntu, parowania opadu (bezpośrednio z powierzchni roślin) i transpiracji. Ta ostatnia pozycja podczas okresu wegetacji kształtuje się odmiennie w polu traw i w polu pszenicy. Jak wiadomo trawy zbieramy w momencie, gdy funkcje wegetatywne są w pełni natężenia (kłoszenie, początek kwitnienia), zboża natomiast przetrzymywane są aż do wykształcenia i dojrzewania ziarna. W okresie od początku formowania ziarna do zbioru transpiracja wydatnie maleje, trwa tylko nadal rozchód wody na parowanie z powierzchni gruntu i opadu bezpośrednio z powierzchni roślin.

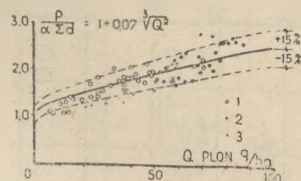
W tym czasie obserwuje się zniżkę parowania terenowego (jako sumy różnych rozchodów), aczkolwiek właśnie przyrasta wtedy w sposób zdecydowany plon ogólny, na skutek formowania ziarna, które może stanowić około 40% całej masy zebranej z pola. A zatem po okwitnięciu, w trakcie tworzenia się dużej masy ziarna, zużywana jest stosunkowo mniejsza ilość wody na parowanie terenowe. Łączenie więc parowania sumarycznego (za okres wegetacji) z ogólnym plonem zbóż zaciemnia obraz rozchodów wodnych. Słuszniejsze będzie przeto użycie jako wskaźnika wpływu masy roślinnej na wielkość parowania tylko plonu samej słomy.

W tym założeniu obliczony z materiałów obserwacyjnych wyraz  $\frac{P}{\alpha \cdot \Sigma d}$  (parowanie odniesione do jednostki niedosytu

i jednostki wskaźnika  $\alpha$ ) porównano z plonem słomy nаноząc odpowiednie punkty na rys. 2. Okazało się, iż punkty te skupiają się wokół krzywej miarodajnej dla parowania z powierzchni mieszanek trawiastej (otrzymanej w pracy 1), można zatem parowanie pszenicy na madach wyrazić tym samym wzorem, co dla traw:

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

o ile jako  $Q_s$  przyjmijemy plon słomy w q/ha.



Rys. 2. Zależność parowania od wielkości plonu

- 1 — siano mieszanek traw, lysymetry ruchome 1947—1949
- 2 — słoma pszenicy jarej, lysymetry ruchome 1950—1952
- 3 — słoma pszenicy jarej, lysymetry stałe, 1952 r.

Oczywiście nie powinno tu być mowy o pełnej identyczności rozchodów wody przez trawy i zboża, gdyż pomijając różnice morfologiczne zbiór ich, wg którego oceniamy plon (siano, słoma), odbywa się w różnych fazach, ponadto zaś operujemy masą powietrzno-suchą, o niejednakowej zawartości wody.

W każdym razie możemy wnioskować, że parowanie terenowe pszenicy wzrasta z masą produkowanej

słomy, zależność zaś parowania od plonu ziarna (i plonu ogólnego) wystąpi tylko o tyle, o ile plon ziarna jest w dodatniej korelacji z plonem słomy. Korelacja ta niekoniecznie musi istnieć, wiadomo np. że przez stosowne nawożenie w ramach jednej nawet odmiany można pokierować wzajemnym stosunkiem słomy i ziarna.

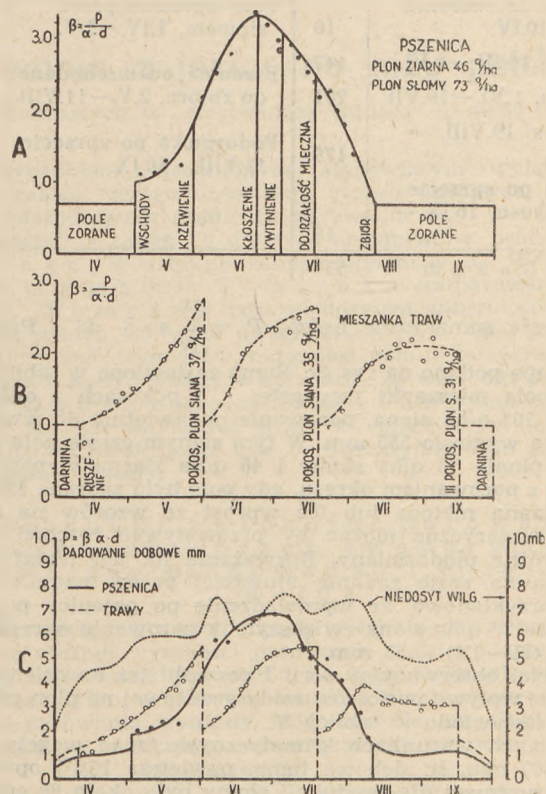
Dla zorientowania się w przebiegu parowania porostu ławkowego i pszenicy jarej wykorzystano pomiary średnich dekadowych bilansów (tutaj nie przytaczane), obliczając

$$\text{wskaźnik } \beta = \frac{P}{\alpha \cdot d},$$

gdzie:  $p$  — parowanie średnie dobowe w dekadzie w mm,  $d$  — średni dobowy niedosyt wilgotności powietrza w milibarach,

$\alpha = \frac{0,37}{e^{0,2h}}$  — współczynnik charakteryzujący parowanie z powierzchni zadarnionej, o bardzo małym plonie przy różnych poziomach wody gruntowej ( $h$ ).

Wyniki średnie z 3 lat dla kombinacji: mada głęboka, poziom wody gruntowej 1 m (lysimetr Nr 5 i 6 dla serii z pszenicą i z mieszanek traw), zestawiono na rys. 3a i b.



Rys. 3. Przebieg parowania pszenicy jarej i mieszanek traw. Mada głęboka, poziom wody gruntowej 1 m.

Zmiany wskaźnika  $\beta = \frac{P}{\alpha \cdot d}$  w okresie wegetacji przed-

stawiają nam każdorazowo wpływ masy roślinnej na wielkość parowania, ponieważ wyeliminowany jest tu zmienny czynnik niedosytu.

Dla pszenicy zauważymy charakterystyczny wzrost parowania od wschodów do kłoszenia, wywołany przyrostem masy roślinnej, oraz następujący potem spadek parowania w okresie formowania ziarna, gdy masa plonu przyrasta nadal, ale nie w postaci organów transpirujących.

Parowanie z powierzchni mieszanek traw przebiegało zgodnie z przyrostem masy, gdyż pokosy dokonywane były w okresie kwitnienia. Wyjątkowo w pokosie trzecim, nieco przetrzymanym, parowanie końcowe wykazuje niewielką tendencję zniżkową, zbliżoną charakterem do parowania pszenicy.

Na rys. 3 wkreślono też wartości  $\beta$  dla powierzchni zadarnionej i zaoranej. Wartość  $\beta$  w przypadku darniny wynosi 1, zgodnie z założeniem, że stosunek  $\frac{P}{d}$  wyraża wtedy

parowanie zredukowane  $\alpha$ . Dla pola zaoranego  $\alpha_0 = \frac{0,26}{e^{0,2h}}$  (wg pracy 1), czyli równa się  $0,7\alpha$  (jak wyżej podano ma postać ogólną  $\frac{0,57}{e^{0,2h}}$ , a przy poziomie wody 1 m  $\alpha = 0,303$ ), zatem  $\alpha$  będzie wtedy 0,7.

Mając dany przebieg niedosytów (średnich dekadowych dla Bydgoszczy z lat 1946—52), możemy teraz zestawiać porównawczo bilans rozchodów codziennych i sumowanych w okresie IV—IX. Parowanie dobowe wynosi  $p = \alpha \cdot \beta \cdot d$

T A B L I C A IV

Sumy parowania w okresie wegetacji, wypośredkowane w przeciętnych rocznych

| Pole mieszanki koniczynowo-trawiastej         |              | Pole pszenicy jarej                           |              |
|-----------------------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------|
| Porost, okres                                 | Parowanie mm | Porost, okres                                 | Parowanie mm |
| Darnina do ruszenia I — 10.IV.                | 10           | Pole uprawne przed siewem, 1.IV.—2.V.         | 29           |
| I pokos, 10.IV.—1.VI.                         | 147          | Pszenica od wschodów do zbioru, 2.V.—11.VIII. | 442          |
| II pokos, 1.VI.—19.VII                        | 201          | Podorywka po sprzęcie, 11.VIII.—30.IX.        | 54           |
| III pokos, 19.VIII.—16.IX.                    | 179          |                                               |              |
| Darnina po sprzęcie III pokosu, 16.IX.—30.IX. | 18           |                                               |              |
| R a z e m                                     | 555          |                                               | 525          |

parowanie sumaryczne będzie  $P = \sum_{IV}^{IX} \alpha \cdot \beta \cdot d$ . Przebieg

parowania podano na rys. 3c. Sumy zestawiono w tabelicy IV.

Dla pola mieszanki trawiastej o 3 pokosach z ogólnym plonem 103 q/ha siana, parowanie od kwietnia do września włącznie wyniosło 555 mm. W tym samym czasie pole pszenicy o plonie 73 q/ha słomy i 46 q/ha ziarna wyparowało łącznie z parowaniem okresu, gdy pole było zaorane 525 mm.

Wskazaną metodą lub też wprost ze wzorów na parowanie sumaryczne można by przewidywać rozchód wody przez różne płodozmiany. Rozważania na ten temat przekraczają na razie zadanie niniejszej pracy, nadmieniamy tylko przykładowo, że wprowadzenie po pszenicy poplonu o zbiorze 20 q/ha siana zwiększyłoby parowanie okresu wegetacji (IV—IX) o 55 mm.

Materiał obserwacyjny serii I pozwolił też na orientacyjną ocenę wpływu poziomów wody gruntowej na plon pszenicy, co zestawiono w tabelicy V.

W danych warunkach klimatycznych (opad wegetacyjny około 200 mm, śr. dobowa temp. powietrza 16,5°) optimum wody gruntowej dla produkcji słomy było około 80 cm, dla ziarna około 1 m, a więc wartości nie odbiegające od danych powszechnie przyjmowanych w praktyce melioracyjnej.

T A B L I C A V

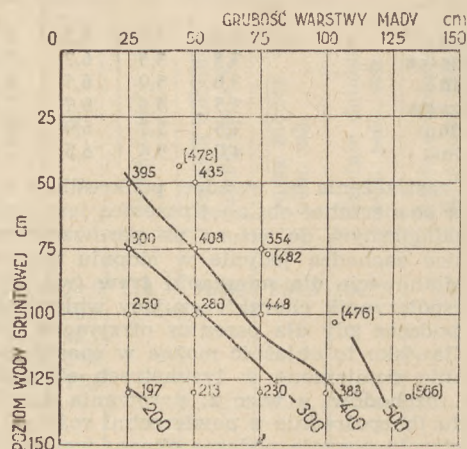
Średnie plony pszenicy jarej z lat 1950—1952

| Lysimetr Nr | Poziom wody gruntowej cm | Plony w q/ha |       |        | Stosunek ziarna do słomy | Ciężar 1000 ziarn g | U w a g i                                                                                  |
|-------------|--------------------------|--------------|-------|--------|--------------------------|---------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
|             |                          | Ogółem       | Słoma | Ziarno |                          |                     |                                                                                            |
| 1—2         | 47,2                     | 112,0        | 70,0  | 42,0   | 1:1,67                   | 38,2                | W obliczeniu średnich plonów pominięto Nr 6 i 8 z 1950 r. wobec uszkodzenia przez drutowca |
| 3—4         | 77,3                     | 122,8        | 77,3  | 45,5   | 1:1,70                   | 39,1                |                                                                                            |
| 5—6         | 103,9                    | 119,0        | 72,8  | 46,2   | 1:1,58                   | 40,2                |                                                                                            |
| 7—8         | 131,9                    | 113,3        | 68,9  | 44,4   | 1:1,57                   | 41,9                |                                                                                            |

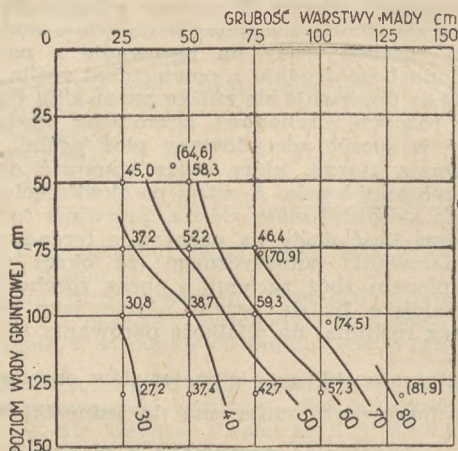
Zwraca tu uwagę lepsze wykształcenie ziarna i korzystniejszy stosunek ziarna do słomy w miarę niższych poziomów wody gruntowej.

Przedstawimy jeszcze wyniki pomiarów serii II, jedno-rocznej (z 1952 r.), otrzymane w lysimetrach stałych, gdzie były różne miąższości mady i różne poziomy wody gruntowej. Okres wegetacyjny był tu nieco krótszy (97 dni), a suma niedosytów nieco mniejsza, 733 milibary, niż dla serii I.

Rozkład parowania i plonów podano na rys. 4, 5, 6, gdzie wniesiono też wartości z 1952 r. dla serii I.

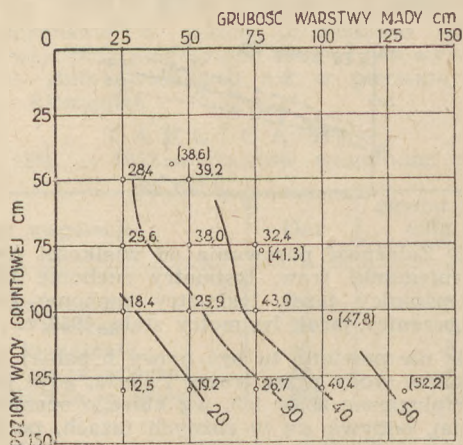


Rys. 4. Parowanie pszenicy jarej w mm na madach płytkich przy różnym poziomie wody gruntowej. Seria II 1952 r.



Rys. 5. Zależność plonu ziarna pszenicy jarej (w q/ha) od poziomu wody gruntowej na madach płytkich. Seria II 1952 r.

Obraz jest tu dość wyraźny; w miarę spływania warstwy mady lub obniżania wody gruntowej maleje parowanie, plon słomy i plon ziarna, przy czym rozpiętość między minimum i maksimum jest w ziarnie większa niż w plonie słomy.



Rys. 6. Zależność plonu słomy pszenicy jarej (w q/ha) od poziomu wody gruntowej na madach płytkich. Seria II 1952 r.

Wykonane obliczenia pomocnicze pozwoliły ustalić, że parowanie z powierzchni pszenicy na madach płytkich może być wyrażone tym samym wzorem, co dla parowania z mady głębokiej, lecz ze współczynnikiem zmniejszającym zależnym od położenia zwierciadła wody w stosunku do spodu mady. Współczynnik ten liczbowo jest taki sam, jak dla mieszanki traw (wg pracy 2), a mianowicie:

| Odległość między wodą<br>gruntową a spodem warstwy<br>mady cm | Współczynnik<br>zmniejszający<br>$\gamma$ |
|---------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| 0                                                             | 1,00                                      |
| 25                                                            | 0,94                                      |
| 50                                                            | 0,88                                      |
| 75                                                            | 0,82                                      |
| 100                                                           | 0,76                                      |
| 125                                                           | 0,70                                      |

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

## Czynniki wpływające na wysokość parowania z jezior na niżu polskim

Na marginesie artykułów prof. dr Kazimierza Dębskiego, zamieszczonych w „Gospodarce Wodnej” nr 10/52 i 2/53).

### Temperatura powietrza nie charakteryzuje przebiegu parowania z jezior

Na podstawie wyników obserwacji w 5-letnim okresie (1909 — 1913) na jez. Grimnitz B i n d e m a n n stwierdził, że niedosyt wilgotności i temperatura wody są zasadniczymi czynnikami wpływającymi na wysokość parowania z tegoż jeziora, a więc i z jezior niżu europejskiego, znajdujących się w warunkach klimatycznych zbliżonych do jez. Grimnitz ( $\varphi = 53^{\circ}00'$ ,  $\lambda = 13^{\circ}51'$ ). Natomiast według prof. Dębskiego w zjawisku parowania z jezior należy uwzględnić przede wszystkim trzeci, najbardziej decydujący czynnik: temperaturę powietrza i na tej podstawie autor doszedł do wniosku, że istnieje równoleżnikowy gradient parowania z jezior, dokładnie skorelowany z gradientem temperatury. Tę równoleżność przebiegu obu gradientów prof. Dębski przedstawił synoptycznie na rys. 3 swego artykułu w Nr 2/53 „G. W.”.

Zanalizujemy zatem argumenty, względnie fakty potwierdzające zasadniczą tezę prof. Dębskiego.

W artykule zamieszczonym w „G. W.” Nr 10/52 są podane następujące przeciętne miesięczne wartości temperatury powietrza i parowania na jez. Horodyskim ( $\varphi = 52^{\circ}15'$ ,  $\lambda = 23^{\circ}33'$ ) i Czarnym ( $\varphi = 52^{\circ}30'$ ,  $\lambda = 25^{\circ}15'$ ).

TABLICA I

| Miesiące | jez. Horodyskie |              | jez. Czarne     |              |
|----------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|
|          | temp. powietrza | parowanie mm | temp. powietrza | parowanie mm |
| IV       | 6,5             | 94,9         | 7,1             | 94,3         |
| V        | 14,2            | 149,8        | 15,2            | 146,2        |
| VI       | 15,7            | 154,4        | 16,6            | 150,7        |
| VII      | 18,3            | 161,5        | 19,2            | 158,2        |
| VIII     | 17,0            | 135,5        | 17,6            | 127,6        |
| IX       | 12,5            | 80,8         | 12,8            | 72,6         |
| X        | 8,9             | 39,1         | 7,3             | 32,9         |
| XI       | 2,1             | 26,7         | 2,3             | 25,4         |
| $\Sigma$ | 95,2            | 840,7        | 98,1            | 807,5        |
| %        | 100             | 100          | 103             | 96           |

Wyniki uwidocznione w tab. I, potwierdzając istnienie równoleżnikowego gradientu temperatury, zaprzeczają jednak tezie o równoleżnikowym gradiencie parowania z jezior i zależności tegoż gradientu od temperatury powietrza. Należy jednak mieć na względzie, że zjawiska w przyrodzie, a szczególnie związane ze zmianami temperatury nie zawsze przebiegają prostolinijnie, a więc mogliśmy spotkać się

Obliczając z danych pomiarowych dla każdej kombinacji mada woda gruntowa wartość  $\frac{p}{\gamma \cdot a \cdot \Sigma d}$ , otrzymano liczby wyrażające wpływ masy roślinnej (pszenicy) na parowanie w madach płytkich. Pary wartości  $\frac{p}{\gamma \cdot a \cdot \Sigma d}$  i  $Q_s$  (plon słomy), naniesione na rys. 2, wykazują dostateczną zgodność przebiegu z wynikami serii I i zależnością wyprowadzoną uprzednio (I) dla mieszanki traw.

W ten sposób dotychczasowe doświadczenia dają możliwość oceny parowania z powierzchni mieszanki traw i pszenicy w zróżnicowanych warunkach glebowo-wodnych i przy różnej wielkości plonu na madach. Przypuszczalnie podobne stosunki powinny zachodzić w tych glebach gliniastych, których skład mechaniczny (% frakcji spławialnej) zbliżony jest do badanych mad.

Na zakończenie podajemy, że w toku są dalsze obserwacje nad parowaniem okopowych (buraki) na madach oraz łąk na torfie namulonym.

z przypadkiem odosobnionym, stanowiącym wyjątek spośród całego szeregu obserwacji potwierdzających istnienie równoleżnikowego gradientu parowania.

Sięgnijmy zatem do dalszych argumentów prof. Dębskiego. W artykule zamieszczonym w „G. W.” Nr 2/53 autor przytacza wzór T o m c z a k a na parowanie z jez. Horst. T o m c z a k poza niedosytem wilgotności i prędkością wiatru subtelnie uwzględnia wpływ na parowanie z jeziora jego wymiarów, natomiast pomija temperaturę powietrza i wody. Należy więc sądzić, że wzór ten przytoczył prof. Dębski jako ciekawostkę i nie wysnuwa z niego dalej idących wniosków, gdyż w przeciwnym przypadku uznalby za nieaktualną tezę o równoleżnikowym gradiencie parowania z jezior.

Stosunki wysokości parowania  
wykazane przez ewaporymetr  
pływający B i n d e m a n n a i ewaporymetr  
W i l d a

Następnie we wspomnianym artykule napotykamy obliczenie rocznej wysokości parowania z jezior Gopło i Czarne. Obserwacje parowania na tych jeziorach były prowadzone tylko w półroczu letnim i dla tego okresu wysokości parowania wyniosły 728,8 mm dla jez. Gopło i 717,4 mm dla jez. Czarne, zatem gradient parowania

$$g = \frac{728,8 - 717,4}{6^{\circ}55'} = 2 \text{ mm/1}^{\circ} \text{ geogr.}$$

Wynik ten może mieścić się w granicach błędów pomiarów lub też jest spowodowany niejednakowym przebiegiem pogody w różnych okresach obserwacji przesuniętych o 1 rok. Wysokości parowania na wymienionych jeziorach w okresie zimowym (XI — IV) zostały określone na podstawie ekstrapolacji stosunków wysokości parowania z ewaporymetrów pływającego B i n d e m a n n a i szalkowego W i l d a, ustawionego na brzegu jeziora w klatce meteorologicznej. Stosunki te, jak wskazuje tab. II, są dość zmienne nawet w okresie letnim, przy zachodzących dość prawidłowo zmianach klimatycznych.

Stosunki wskazań ewaporymetrów B i n d e m a n n a i W i l d a ( $\frac{B}{W}$ ) nie układają się jednokierunkowo dla jezior Gopło i Czarne, chociaż w obu przypadkach występuje pewna ich prawidłowość. Dla jez. Gopło  $\frac{B}{W}$  osiąga swe maksimum w maju, natomiast dla jez. Czarne max.  $\frac{B}{W}$  przypada na lipiec i stosunek ten zmniejsza się w kierunku października jak i maja. W związku z tym, me-

TABLICA II

Wysokości parowania na jeziorach Czarnym i Gopło według wskazań ewaporymetrów Bindemanna i Wilda

| Mies. | jez. Gopło |       |               | jez. Czarne |      |               | Temp. powietrze dla okolic Gopła |
|-------|------------|-------|---------------|-------------|------|---------------|----------------------------------|
|       | Bindemann  | Wild  | $\frac{B}{W}$ | Bindemann   | Wild | $\frac{B}{W}$ |                                  |
| V     | 168,6      | 105,2 | 1,61          | 141,4       | 69,7 | 2,03          | 14,0                             |
| VI    | 150,0      | 114,1 | 1,32          | 170,2       | 72,0 | 2,36          | 16,4                             |
| VII   | 151,0      | 130,5 | 1,16          | 174,5       | 68,6 | 2,54          | 18,4                             |
| VIII  | 117,7      | 113,4 | 1,04          | 121,1       | 58,3 | 2,20          | 16,9                             |
| IX    | 95,1       | 87,5  | 1,09          | 70,1        | 41,3 | 1,70          | 13,2                             |
| X     | 46,3       | 44,6  | 1,04          | 33,1        | 28,2 | 1,21          | 7,9                              |

toda eksrapolacji wartości  $\frac{B}{W}$  zastosowana przez prof.

Dębskiego daje wyniki zbliżone dla ogólnej tendencji przebiegu tego stosunku w obu jeziorach w okresie XI — I i dla jeziora Gopło w okresie IV — I, a niezgodne

z ogólną tendencją przebiegu  $\frac{B}{W}$  dla jez. Czarne od

kwietnia do stycznia. Tak przedstawia się formalna strona tego zagadnienia. Na tym jednak nie możemy skończyć, gdyż przebieg zjawisk przyrody, szczególnie związanych ze zmianami klimatycznymi, nie daje się ująć w ramy przewidzianej przez matematykę prawidłowości.

Spośród różnych czynników wpływających na parowanie, dla jezior należy uwzględnić temperaturę wody, a dla małych zbiorników w rodzaju szalki Wilda i zbiornika Kadela — temperaturę powietrza. Wymienione temperatury wskutek prądów konwekcyjnych, zachodzących w jeziorach nie przebiegają równolegle. W kwietniu, w stosunku do marca dla okolic jez. Gopło obserwujemy przyrost temperatury powietrza o  $7,4^{\circ} - 2^{\circ} = 5,4^{\circ} \text{ C}$ , co podwaja wysokość parowania z szalki Wilda, natomiast parowanie z jeziora zwiększa się tylko o kilkanaście %. W rezultacie, jak to obliczył Bindemann na podstawie przeprowadzonych pomiarów dla jez. Grimnitz, średnio w kwietniu

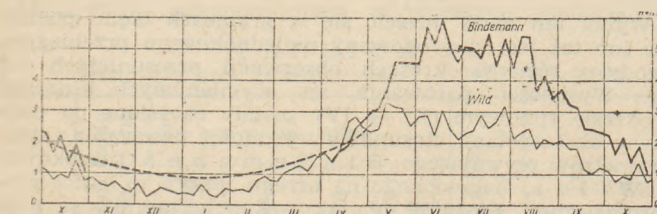
dla okresu 1910/13  $\frac{B}{W} = 0,92$ . Stosunek ten odbiega dość

daleko od  $\frac{B}{W} = 1,6$  przyjętego przez prof. Dębskiego.

Ze względu na to, że jeziora Gopło i Grimnitz są usytuowane prawie symetrycznie (różnica wynosi ok.  $1,5^{\circ}$  geogr.) względem południka poznańskiego, gdzie zachodzi inwersja temperatury, warunki klimatyczne na obu jeziorach są do siebie zbliżone, zatem stosunek  $\frac{B}{W}$  dla jez. Gopło będzie bardziej bliski 0,92 niż do otrzymanej przez eksrapolację liczby 1,6. Dla marca na jez. Grimnitz Bindemann przewiduje  $\frac{B}{W} = 1,24$ . Przebieg zmian wysokości

parowania z ewaporymetrów Bindemanna (pływającego) i Wilda charakteryzuje wykres na rys. 1.

parowania z ewaporymetrów Bindemanna (pływającego) i Wilda charakteryzuje wykres na rys. 1.



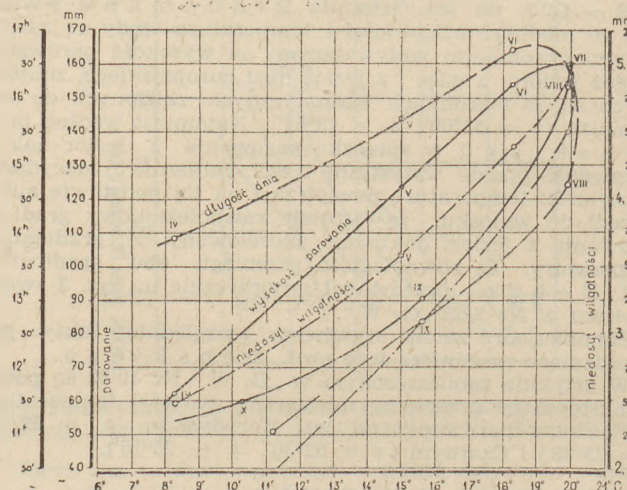
Rys. 1. Wykres wysokości dziennego parowania na jez. Grimnitz według wskazań ewaporymetru pływającego Bindemanna i ewaporymetru Wilda. Linia przerywana uwidocznia wysokość obliczenia teoretycznego.

Obliczenie zatem wysokości parowania w okresie zimy dla jez. Gopło, przy uwzględnieniu przytoczonych poprawek, zmniejszyłoby sumę podaną przez prof. Dębskiego o 59 mm, co w pewnym stopniu zrównoważyłoby roczne wysokości parowania dla obydwu jezior. Czy tak jest rzeczywiście, można dowiedzieć, gdyż bardziej wnikliwa analiza przebiegu parowania z jez. Czarne również mogłaby dać podstawę do korekty wyników przyjętych

przez prof. Dębskiego. Zadaniem moim było tylko dowiedzieć, że temperatura powietrza nie wpływa decydująco na wysokość parowania z jezior i nie mamy danych, aby na tej podstawie wysuwać twierdzenie o równoleżnikowym gradiencie parowania, a już co najmniej za ryzykowne należy uznać skreślenie wielkości tego gradientu. Nie ulega jednak wątpliwości, że istnieje równoleżnikowy gradient parowania dla ewaporymetrów Wilda i Kadela oraz z powierzchni gruntu. Ten ostatni gradient, jak podaje prof. Dębski, na podstawie pomiarów Schmucka wynosi  $35,7 \text{ mm/}10^{\circ}$  geogr. Sprawa ta jest znana od dawna. Już Penck w 1896 r. oceniał przyrost wysokości parowania z powierzchni gruntu na  $25 - 30 \text{ mm}$  rocznie na  $1^{\circ} \text{ C}^1$ .

Najważniejsze czynniki wpływające na parowanie z jezior

Zależność wysokości parowania z jeziora Grimnitz od temperatury wody ilustruje krzywa funkcyjna uwidocznioma na rys. 2. W związku z tym należy wyjaśnić zagadnienie dotyczące tej samej temperaturze w okresie kwiecień — lipiec parowanie jest wyższe niż w okresie następnym, od sierpnia do września. Zjawisko to wyjaśnia prof. Dębski („G. W.” Nr 10/52), w myśl założeń Hardinga, większym usłonecznieniem w pierwszej połowie roku niż w drugiej i przechodzeniem ciepła od zbiornika wodnego do otoczenia, które również jest większe w pierwszej połowie roku. Sprawę tę jednak bardziej przekonująco można wyjaśnić po przyjęciu do wiadomości, że poza czynnikiem temperatury na wysokość parowania w większym jeszcze stopniu wpływa niedosyt wilgotności powietrza. Jeżeli zanalizujemy przebieg krzywej niedosytu wilgotności (rys. 2), to dojdziemy do wniosku, że znajduje się ona prawie w zupełnej korelacji z krzywą wysokości parowania. Podobną korelację można również stwierdzić między krzywą wysokości i krzywą długości dnia.



Rys. 2. Wykres funkcji parowania w zależności od temperatury wody z okresu IV — X. 1910/1913 r. na jez. Grimnitz.

Długość dnia jest zatem również dość ważnym czynnikiem wpływającym na parowanie, gdyż z jednej strony zależy od niego stopień usłonecznienia, a z drugiej niedosyt wilgotności, który wybitnie maleje nocą, wskutek czego parowanie zanika i obserwujemy zjawisko kondensacji pary wodnej, co uwidocznia się w osadzaniu się rosy.

Możemy zatem stwierdzić, że od kwietnia do lipca na wzrost wysokości parowania działają równolegle 3 czynniki: temperatura wody, niedosyt wilgotności i długość dnia, co wyraża się w zwiększeniu zakresu usłonecznienia. Od lipca do sierpnia natomiast tylko temperatura wody przyspiesza parowanie, którego intensywność zostaje zahamowana przez zmniejszenie niedosytu i usłonecznienia. Wpływ tych dwóch ostatnich czynników przeważa i dlatego pomimo przyrostu temperatury wody wysokość parowania maleje.

<sup>1)</sup> A. Penck — Untersuchungen über Verdunstung und Abfluss von Grösseren Landflächen. Geogr. Abh. 5:461 — 508 (1896).

PROF. DR EDWARD STENZ

Polskie Towarzystwo Meteorologiczne i Hydrologiczne

## ○ parowaniu z wolnej powierzchni zbiorników wodnych

Sprawa oznaczania strat wody, jakie ponoszą jeziora na niżu polskim wskutek parowania, staje się zagadnieniem bardzo aktualnym ze względu na rozpoczęte prace nad bilansem wodnym. Może dlatego właśnie rozwinęła się ostatnio na łamach „Gospodarki Wodnej” polemika dotycząca pewnych szczegółów tego przedmiotu. Ponieważ niektóre rozbieżności poglądów polegają na nieporozumieniu, wydaje się rzeczą pożądaną oświecić zagadnienie parowania jezior od strony nieco ogólniejszej.

### Pomiary parowania i obliczenia teoretyczne

Pierwszym źródłem wiadomości o wielkości wyparowania wody z jezior są pomiary tego parowania, dokonywane bezpośrednio na jeziorze w ciągu dłuższego przeciągu czasu. Tego rodzaju spostrzeżeń dla jezior polskich nie ma. Jedyne dane bezpośrednie, jakie obecnie posiadamy, a jakie osiągnięto przy pomocy pływającego ewaporymetru, odnoszą się do jez. Gopło koło Kruszwicy i tylko do okresu V — X w latach 1935—36. Jezioro Czarne i Grimnitz, dla których prof. K. Dębski (1,2) i inż. L. Skibniewski (5,6) podają pewne liczby leżą już poza granicami naszego kraju.

Ten stan rzeczy jest oczywiście wysoce niezadowolający. Ponieważ znajomość wyparowania, choćby tylko przybliżona, jest potrzebna do prac nad bilansem wodnym, więc hydrologowie oceniają je rachunkowo przyjmując, że jest ono równe różnicy pomiędzy opadem a odpływem z danego zbiornika. Takie pośrednie oznaczanie wyparowania nie jest jednak dokładne, gdyż opiera się na milczącym założeniu, że inne czynniki (a przede wszystkim retencja) pozostają bez zmiany, co w większości przypadków nie odpowiada rzeczywistości.

Drugi sposób oznaczania strat wody przez parowanie polega na teoretycznym ich obliczeniu. Już Dalton na początku XIX wieku stwierdził, że parowanie jest wprost proporcjonalne do różnicy prężności pary wodnej nasyconej, odpowiadającej temperaturze wody parującej  $t_w$  i punktu rosy  $t_a$

$$E = c (e_w - e_a).$$

Jeżeli temperatura wierzchniej warstwy wody jest równa temperaturze powietrza, to  $e_w = e_s$ , gdzie  $e_s$  jest prężnością pary wodnej nasyconej w temperaturze powietrza.

W tym przypadku parowanie będzie więc proporcjonalne do niedosytu wilgotności ( $e_s - e_a$ ). Wartość stałej  $c$  nie była jednak obliczona teoretycznie i dlatego wzór Daltona nie pozwala bezpośrednio obliczyć wielkości parowania.

W roku 1874 Stefan wyprowadził wzór na wyparowanie, uwzględniając również zależność od temperatury i ciśnienia. Wzór ten przekształcił nieco Szymkiewicz (1925), pisząc go w postaci

$$i = \frac{273 + t}{273} \cdot \frac{760}{p - e_s} (e_s - e_a),$$

gdzie  $t$  oznacza temperaturę powietrza,  $p$  — ciśnienie. Należy zauważyć, że zarówno wzory Daltona, jak Stefana-Szymkiewicza odnoszą się do parowania podczas ciszy, a więc do przypadku procesu czysto dyfuzyjnego. Także i ten ostatni wzór nie pozwala wyrazić parowania w danych liczbowych, gdyż i jest tylko, jak mówi Szymkiewicz, „wskaźnikiem parowania”, do którego wielkość parowania, wyrażona w mm na jednostkę czasu, jest proporcjonalna.

W 1918 r. Jeffreys podał wzór teoretyczny, który uwzględni również wpływ prędkości ruchu powietrza, a więc wiatru. Według tego badacza

$$\frac{dE}{dt} = 3,95 \rho D_o (kVr^3)^{\frac{1}{2}},$$

gdzie  $\rho$  jest gęstością powietrza,  $D_o$  — częścią gęstości powietrza odpowiadającą parze wodnej,  $k$  — współczynnik dyfuzji pary wodnej,  $V$  — prędkość wiatru w cm/sec,  $r$  — promień otworu kołowego zbiornika.

Wzór ten nie jest dogodny do obliczania parowania, ale jest ważny z tego powodu, że precyzuje zależność parowania od różnych czynników fizycznych. Widzimy więc, że parowanie zależy nie tylko od niedosytu i temperatury (elementy te są ukryte w wielkościach  $\rho$  i  $D_o$ ) ale także od prędkości ruchu powietrza, a nawet od wielkości powierzchni parującej. Parowanie z wolnej powierzchni zbiornika wodnego jest więc procesem bardzo złożonym: inaczej przebiega podczas bezruchu powietrza, inaczej przy przepływie powietrza.

Jeszcze bardziej złożonym procesem jest parowanie z jezior, jeżeli wziąć pod uwagę zmienną prędkość wiatru, zmienne wartości niedosytu wilgotności i temperatury oraz bardzo nieregularny kształt oraz rozmaitą wielkość jezior. Jeżeli chodzi o obliczenie parowania, to jeszcze bardziej złożony jest sposób Richardsona (1931), uwzględniający, prócz omawianych wielkości, jeszcze wielkość insolacji (4). Wobec tych wszystkich okoliczności obliczenie teoretyczne parowania jeziora jest bardzo trudne i nie daje gwarancji ścisłości.

### Wzory empiryczne na parowanie

Istnieje jeszcze trzeci sposób wyznaczania wielkości parowania jezior, który nazwałbym „kameralnym”. Polega on na stosowaniu wzorów empirycznych, wyrażających parowanie danego jeziora w funkcji rozmaitych czynników, od których ono zależy, a opartych na bezpośrednich obserwacjach parowania w innych jeziorach. Wzorów tych jest wiele i odnoszą się one zarówno do ewaporymetrów tzw. lądowych, jak i pływających, że wymienię tylko wzory Stellinga, Rohwera, Traberta, Thornthwaita i Holzmana oraz przytaczane przez prof. Dębskiego i inż. Skibniewskiego wzory Bindemanna i Tomczaka. Wzorów tych jest dlatego cały szereg, że:

- autorzy rozmaicie ujęli zależność funkcjonalną parowania od różnych czynników, przyjmując różną kombinację tych czynników,
- wzory odnoszą się do spostrzeżeń dokonanych przy pomocy ewaporymetrów różnych rodzajów, ustawionych w różnych warunkach pod względem bezpośredniego otoczenia,
- wreszcie wzory te odnoszą się do różnych warunków klimatycznych i geograficznych.

Np. we wzorze Stellinga (1882)

$$E = (e_s - e_a) (0,824 + 0,01056 V),$$

opartym na pomiarach w Rosji, parowanie jest ujęte jako funkcja niedosytu i prędkości wiatru, przy czym ta ostatnia jest podana pod postacią funkcji liniowej.

Nieco bardziej złożony jest wzór Rohwera, opracowany na podstawie obfitego materiału obserwacyjnego Bureau of Agricultural Engineering, gdyż przyjmuje jeszcze zależność od ciśnienia  $p$ , a zamiast niedosytu wprowadza różnicę prężności pary wodnej nasyconej dla temperatury wody i prężności obserwowanej. Przeliczając wzór ten na jednostki metryczne (mm i m/sec), możemy go napisać w postaci:

$$E = 0,34 (e_w - e_a) (1 + 0,6 V) (1,465 - 0,00073 p).$$

W przeciwieństwie do ostatnio wymienionych autorów Schierbeck, Trabert (1896) i inni przyjęli, że w ogólnej postaci parowanie da się przedstawić przy pomocy wzoru

$$E = c (e_s - e_a) \sqrt{V (1 + a t)}$$

w którym parowanie zależy m. in. od pierwiastka kwadratowego z prędkości wiatru.

Jeżeli chodzi o wzory Bindemanna, przytoczone przez inż. Skibniewskiego (5), to podają one parowanie w funkcji temperatury wody i niedosytu wilgotności powietrza, zaś wzór Tomczaka, na który powołuje się prof. Dębski (2), a który jest oparty na danych parowania z jeziora Horst (pod 13° dług. geogr. na wschód od Lipska) — podaje parowanie w funkcji niedosytu, prędkości wiatru i rozmiarów jeziora.

Jak widzimy, sposób ujęcia zależności funkcjonalnej parowania w postaci wzorów empirycznych jest bardzo różnorodny. Ta pewnego rodzaju swoboda w formułowaniu matematycznym tej zależności jest oczywiście przywilejem autorów, którzy uważają, że parowanie można przedstawić w tej czy innej funkcji, w funkcji tych lub innych czynników. Najwłaściwszą formą jest wzór empiryczny, w którym zostają uwzględnione najważniejsze czynniki, regulujące proces parowania. Do tych zaliczyć należy przede wszystkim niedosyt wilgotności powietrza, temperaturę wody i prędkość wiatru, a nadto wielkość jeziora.

Nie wyklucza to jednak uwzględniania innych wielkości, jak np. temperatury powietrza, jak to czyni prof. Dębski przy formułowaniu wzorów na parowanie z jezior polskich (1). Jak bowiem zaznacza „spośród czynników klimatycznych, wpływających na parowanie, najważniejszym, a zarazem najczęściej obserwowanym czynnikiem jest temperatura powietrza”. Z drugiej jednak strony jasną jest rzeczą, że prócz temperatury powietrza, jako czynnika meteorologicznego, dużą rolę gra także temperatura wody. Krótko, lecz dobitnie charakteryzuje rolę obu temperatur w procesie parowania Harding (3), pisząc, że „parowanie zależy zarówno od temperatury powietrza, jak i od temperatury wody. Szybkość wytwarzania pary zależy od temperatury wody. Na szybkość usuwania tej pary (znad wody) wpływa temperatura powietrza. Zawartość (maksymalna) pary wodnej w powietrzu zmienia się wraz z jego temperaturą; również prężność pary wodnej pomiędzy powierzchnią wody a powietrzem zależy od temperatury powietrza”. W świetle powyższego nie może się ostać kateryczne oświadczenie inż. Skibniewskiego, jakoby temperatura powietrza nie charakteryzowała przebiegu parowania z jezior. W rzeczywistości może ona je charakteryzować, ale tylko w pierwszym przybliżeniu, parowanie zależy bowiem jeszcze od innych parametrów, wymienionych wyżej.

#### Pomiary parowania w klatce meteorologicznej

Znacznie większe zastrzeżenia natomiast nasuwają mi się z powodu operowania danymi parowania, osiągniętymi ewaporymetrem Wilda w klatce meteorologicznej. Pomiar takie przeprowadził Chyliński niezależnie od pomiarów ewaporymetrem pływającym na jez. Gopło w latach 1935—36. Wyniki tych pomiarów, a także analogiczne dane dla jez. Czarne (górze dorzecze Jasioldy) przytacza w swym artykule prof. Dębski (1, 2). Z porównania wynika, że stosunek wskazań ewaporymetru Bindemanna do Wilda jest zmienny i waha się od maja do października od 1,77 do 1,09. Wild, ustawiony w klatce, wskazuje więc dużo mniej, niż Bindemann, jakkolwiek niedosyt w klatce jest niewątpliwie większy, niż nad powierzchnią jeziora. Dla jez. Czarne w lipcu stosunek ten dochodzi nawet do 2,54!

Już wielu autorów, a ostatnio A. Schmuck (8) zwracało uwagę, że wskazania wagi Wilda w klatce dają o wiele mniejsze wartości parowania niż nad gruntem z powodu zbyt małej przewietrzności klatki. Tym mniej mogą te dane charakteryzować parowanie z powierzchni jeziora, wystawionego na swobodne działanie wiatru. Z punktu widzenia fizycznego stosowanie poprawek, wynoszących 150% wartości mierzonej, jest w ogóle nieodpuszczalne. Również nasuwa zastrzeżenia ekstrapolowanie tych poprawek na okres zimowy z powodu dużej ich zmienności. Tak np. do wartości parowania z grudnia prof. Dębski zastosował współczynnik 1,0, do wartości natomiast ze stycznia i następnych miesięcy — 1,6. W konsekwencji dla grudnia otrzymał wartość ekstrapolowaną parowania z jez. Gopło 12 mm, a dla stycznia — 39 mm, co z pewnością nie odpowiada rzeczywistości, gdyż w styczniu, który jest miesiącem najchłodniejszym, wyparowanie powinno być na ogół mniejsze niż w grudniu.

Oczywiście ekstrapolacja jest nieunikniona, jeżeli chcemy obliczyć sumę roczną parowania na podstawie pomiarów obejmujących jedynie pewną część roku. W takim jednak przypadku zastosowane redukcje i wielkość poprawek winny być możliwie starannie dobrane, a wartości współczynnika redukcyjnego — odpowiednio interpolowane.

#### Dane rachunkowe i ich charakter arytmetyczny

Poważne zastrzeżenia nasuwa również, moim zdaniem, stosowanie do obliczenia gradientu danych parowania, nie

wziętych bezpośrednio z obserwacji, lecz wyznaczonych w sposób rachunkowy. Mam tu na myśli dane prof. A. Schmucka. Nie mam bynajmniej zamiaru umniejszać pracy tego autora, którą uważam za bardzo cenną, gdyż wykazuje wyraźnie, że „w dorzeczu Odry parowanie jest intensywniejsze niż w dorzeczu Wisły” (8). Chciałbym jednak wyjaśnić charakter danych liczbowych, jakie praca ta zawiera, gdyż na ich podstawie prof. Dębski wyznacza gradienty parowania. Otóż prof. Schmuck wykonał staranne obserwacje parowania we Wrocławiu za pomocą ewaporymetru Wilda, ustawionego pod daszkiem. Obserwacje obejmują okres wegetacyjny od kwietnia do października 1948 r. i dają sumę parowania 532 mm. Aby otrzymać sumę roczną, oblicza ów autor wartość parowania dla tegoż okresu letnio-jesiennego na podstawie wzoru empirycznego

$$E = h(e_s - e_a) \sqrt{V}$$

i danych miesięcznych temperatury, wilgotności i prędkości wiatru, i otrzymuje dla tego okresu 491 mm (a więc około 92% wartości obserwowanej), a następnie wartość tę ekstrapoluje na pozostałe 5 miesięcy roku 1948, otrzymując na sumę roczną parowania, obliczoną dla Wrocławia, 663 mm. Wynosi ona 135% sumy obliczonej dla okresu wegetacyjnego. Jak zaznacza ów autor, dane niedosytu zostały wzięte dla wysokości 2 m, dla której istnieją dane meteorologiczne, prędkości wiatru natomiast odnoszą się do wysokości 17 metrów (!), na jakiej jest rejestrowany wiatr we Wrocławiu.

Już tutaj nasuwają się wątpliwości, czy wartość 663 mm, obliczona dla Wrocławia, odpowiada rzeczywistości, bowiem suma obliczona dla 7 miesięcy roku różni się od obserwowanej nie tylko w jednostkach, ale nawet w dziesiątkach mm. Tym więcej różnić się będzie wartość roczna od sumy, jaką by otrzymano bezpośrednio z obserwacji.

Aby otrzymać rozkład geograficzny parowania w całym kraju, oblicza prof. Schmuck parowanie dla 27 stacji na podstawie miesięcznych wartości temperatury, wilgotności i wiatru dla 1948 r. Wartości obliczone odnoszą się do wysokości 2 m nad poziomem gruntu. Zakłada przy tym, że dane prędkości wiatru odnoszą się do tejże wysokości, który to warunek nie jest spełniony, gdyż, jak wiadomo, wiatromierze są zwykle ustawione na wysokich słupach. Zakłada również, że powierzchnia parującej wody ma temperaturę wskazaną przez termometr zwilżony, a poza tym, że współczynnik  $k$ , obliczony dla okresu wegetacyjnego 1948 r. dla Wrocławia, zachowuje swą wartość na obszarze całej Polski, w ciągu całego roku. Mamy więc, prócz ekstrapolacji w czasie, ekstrapolację w przestrzeni przy co najmniej trzech dość dowolnych założeniach co do wartości poszczególnych elementów, wchodzących do obliczenia.

Nie trzeba być pedantem, aby uważać, że tego rodzaju obliczenie rozkładu przestrzennego parowania daje dość problematyczne wyniki i może być uważane jedynie za próbę obliczenia parowania potencjalnego w Polsce. Za nic innego zresztą nie uważa swej pracy sam autor, nazywając część II swej publikacji „próbą obliczenia parowania potencjalnego w Polsce”. Słusznie wreszcie zaznacza (co należy podkreślić z uznaniem), że wyniki jego obliczeń „nie mogą odznaczać się oni pewnością, ani dokładnością; należy je uważać za przybliżone”.

Jeżeli o tym piszę, to — zaznaczam raz jeszcze — nie dlatego, aby umniejszać wartość pracy prof. Schmucka. Chodzi mi tylko o to, abyśmy dokładnie zdawali sobie sprawę z tego, jaki charakter mają liczby, o których mowa. Posłużyły one temu autorowi do wykreślenia mapek, które, jak mówi, „dają obraz całości, z którego można wysnuć pewne wnioski”. Wnioski te odnoszą się właśnie do ogólnego scharakteryzowania rozkładu geograficznego parowania w Polsce, a w szczególności do stwierdzenia wzmożonego parowania w dorzeczu Odry i zmniejszonych sum parowania w dorzeczu Wisły. Ale na tym „próba syntezy geograficznej tego elementu” kończy się, jako że jest „oparta jedynie na materiale z 1948 r.” Autorowi chodziło więc tylko o naszkicowanie ogólnego obrazu rozmieszczenia przestrzennego parowania w kraju; wyniki te osiągnął i na tym wyniku poprzestał.

Tymczasem hydrologowie biorą mapę Schmucka za podstawę do dalszego rozpracowywania, zapominając, że wykreślone tam krzywe mają charakter jedynie przybliżony (inż. Skibniewski nazywa nawet owe czysto ra-

chunkowe wielkości „pomiarami“). W szczególności na podstawie tych danych obliczają gradienty, tj. stosunek różnic parowania w dwóch miejscowościach do odległości. Nie trzeba specjalnie uzasadniać, że postępowanie tego rodzaju jest bardzo ryzykowne, albowiem jeżeli same wielkości parowania, wzięte z mapy, są przybliżone i niepewne nawet w dziesiątkach mm, to różnice, utworzone z tych wielkości, będą już najzupełniej pozbawione realnej wartości, gdyż błędy w wielu przypadkach będą się sumowały. Istotnie też prof. Dębski otrzymuje na gradient równoleżnikowy parowania na podstawie mapy wartość

$$g = \frac{800 - 550}{17^{\circ} - 24^{\circ}} = -35,7 \text{ mm/l}^{\circ} \text{ dł. geogr.,}$$

Tymczasem gradient, obliczony na podstawie danych obserwacyjnych z ewaporymetru Bindemanna wynosi

$$g = \frac{997,8 - 914,4}{18^{\circ}20' - 25^{\circ}15'} = -12,1 \text{ mm/l}^{\circ} \text{ dł. geogr.,}$$

którą to wartość prof. Dębski uważa za najbardziej prawdopodobną. Widzimy więc, że gradient równoleżnikowy, wyznaczony na podstawie mapy parowania, wynosi około 300% wartości najprawdopodobniejszego gradientu. Wynik ten mówi sam za siebie, a raczej wykazuje dobitnie, że obliczanie gradientu na podstawie materiału kartograficznego wzgl. cyfrowego, będącego rezultatem rachunku kameralnego, a nie pochodzącego bezpośrednio z obserwacji, prowadzi do iluzorycznych wyników.

#### Stwierdzenie stanu faktycznego i wskazania na najbliższą przyszłość

Wydaje się, że z powyższych wywodów można by wysnuć następujące wnioski co do obecnej sytuacji w dziedzinie ewaporimetrii jeziorowej oraz sformułować wskazania na najbliższą przyszłość:

- Znajomość wielkości parowania z jezior polskich jest katastrofalnie zła, gdyż poza kilkumiesięczną serią pomiarów za pomocą ewaporymetru pływającego na jez. Gopło z roku 1935—36 nie posiadamy dotychczas żadnych bezpośrednich danych co do parowania z jezior. Pomiaru takie winny być jak najprędzej zorganizowane przy ważniejszych stacjach limnologicznych i hydrobiologicznych na jeziorach, na których prowadzi się już badania hydrologiczne (np. Jez. Mikołajskie, Jez. Charzykowskie, Jez. Wągrowieckie itd.).
- Nie wiemy, jaki spośród licznych wzorów empirycznych na wielkość parowania najlepiej odpowiada warunkom geograficznym i klimatycznym panującym w Polsce. Jak słusznie podkreśla prof. Dębski, wzorów tych „nie możemy przenosić bezkrytycznie na jeziora położone w Polsce“ (2). Konieczne jest więc rozpoczęcie badań teoretycznych w tej dziedzinie, z uwzględnieniem zarówno ewaporimetrii lądowej, jak i jeziorowej dla celów klimatologicznych i hydrologicznych.
- Ze względu na niewielką liczbę ewaporymetrów pływających, jakie będzie można uruchomić w najbliższych latach, należy przeprowadzić pomiary porównawcze parowania przy pomocy różnych typów ewaporymetrów, w różnych warunkach ich ustawienia celem umożliwienia obliczenia parowania wód na podstawie danych z ewaporymetrów działających na lądzie (ewaporymetry Wilda, Piche'a, Popowa, ewent. Kadela).
- Należy zbadać dokładność, z jaką jest wyznaczane parowanie przy pomocy różnych metod instrumentalnych, a także metodą „bilansową“ (jako różnica pomiędzy wysokością opadu a odpływem) oraz ocenić dokładność i wiarygodność materiałów cyfrowych dotyczących parowania, a przeznaczonych do dalszego wykorzystania w formie opracowań kameralnych.

— Celem odpowiedniego zorganizowania oraz koordynacji prac nad parowaniem w Polsce, należy utworzyć w jednej z istniejących instytucji oddzielny referat, który by kierował pracami w tej dziedzinie. Wydaje się, że koordynacja taka należy do kompetencji Działu Limnologii PIHM, jako placówki najbliższej stojącej tego zagadnienia.

#### Uwagi końcowe

W świetle uwag powyższych i przy kompletnym prawie braku danych parowania jezior sądzę, że jest rzeczą bezcelową kruszyć kopie o różne szczegóły tego zagadnienia, jeżeli w samej swej istocie jest mgławicowo nieokreślone. Należy raczej poczynić starania w kierunku racjonalnego zorganizowania pomiarów parowania jeziorowego oraz prac teoretycznych. W tym kierunku otwiera się wdzięczne pole działania dla szeregu instytucji, zainteresowanych w tej dziedzinie. Z zadowoleniem mogę zaznaczyć, że z inicjatywy Polskiego Towarzystwa Meteorologicznego i Hydrologicznego oraz staraniem Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego wykonany został ostatnio ewaporymetr pływający, który w lecie r. będzie zainstalowany na Jez. Mikołajskim na Mazurach. Początek został więc już zrobiony.

Przy sposobności chciałbym zwrócić uwagę na niektóre usterki w ostatnio ogłoszonych artykułach w sprawie parowania.

1. Długość geograficzna Jez. Horodyskiego w artykule inż. Skibniewskiego została podana błędnie; zamiast  $23^{\circ}30'$  powinno być  $25^{\circ}30'$ .

2. Odległość jez. Gopło od Jez. Horodyskiego została podana w art. prof. Dębskiego jako równa  $9^{\circ}$  (1, str. 377). W rzeczywistości wynosi  $7^{\circ}$ .

3. Twierdzenie inż. Skibniewskiego, że „przebieg zjawisk przyrody szczególnie związanych ze zmianami klimatycznymi nie da się ująć w ramy przewidzianej przez matematykę prawidłowości“, jest moim zdaniem sprzeczne z duchem materializmu dialektycznego. Gdyby istotnie tak było, należałoby zlikwidować rozpoczęte już prace nad długoterminowymi prognozami meteorologicznymi, hydrologicznymi itd. i złożyć je do lamusa chybionych przedsięwzięć naukowych. Myślę, że sam inż. Skibniewski byłby temu przeciwny. Nawiasem dodam, że nie kto inny tylko inż. Skibniewski pisał o prognozach hydrologicznych „a m. in. o prognozach długoterminowych oraz o potrzebie „dość daleko posuniętej orientacji w dziedzinie matematyki wyższej“ u hydrologów, zajmujących się tą dziedziną.

#### LITERATURA

1. Dębski K. — Parowanie z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Gosp. Wodna, Nr 10, 1952.
2. Dębski K. — Gradienty równoleżnikowe parowania z powierzchni jezior na niżu polskim. Gosp. Wodna, Nr 2, 1953.
3. Harding S. T. — Evaporation from free water surface. Rozdział w książce: Meinzer O. E. (wyd.) Hydrology. N.York & London, 1942.
4. Richardson B. — Evaporation as a function of insolation. Trans. Amer. Soc. of Civil Eng., vol. 95, 1931.
5. Skibniewski L. — Kilka uwag do artykułu prof. K. Dębskiego w sprawie parowania z wolnej powierzchni zbiorników wodnych. Gosp. Wodna, Nr 2, 1953.
6. Skibniewski L. — Czynniki wpływające na wysokość parowania z jezior. Gosp. Wodna, Nr 6, 1953.
7. Skibniewski L. — Prognozy hydrologiczne. Gaz. Obs. PIHM. Czerwiec, 1952.
8. Schmuck A. O parowaniu potencjalnym. Prace Wrocław. Tow. Nauk., Ser. B, Nr 25. Wrocław, 1949.

Doświadczenia nauki i techniki radzieckiej przyspieszają realizację planu sześcioletniego

MGR HELENA WERNER-WIEĆKOWSKA

Instytut Geograficzny Uniwersytetu Warszawskiego

## Zagadnienie metodyczne mapy płytkich wód gruntowych

Potrzeba map wód gruntowych jest paląca dla wielu dziedzin gospodarki, lecz aby mapa taka była użyteczna, musi być sporządzona w dużej skali, przy tym dla różnych obiektów potrzebne są różne stopnie dokładności. Dziś jest oczywiste, że zamiar pokrywania całej Polski jakąś jedną mapą jest nieżyłowy. Trzeba przede wszystkim objąć tereny tych obiektów, których realizacja zamierzona jest w najbliższych wieloletnich planach gospodarczych. Niniejszy artykuł ma za zadanie przedstawić sposoby sporządzania map, względnie zdjęć wód gruntowych tak, aby według koniecznej dla użytkowników dokładności można było dobrać metody do poszczególnych typów opracowań. Doświadczenia, na których oparto pracę, pochodzą wyłącznie z terenów pokrytych utworami polodowcowymi i tylko w pewnej mierze mogą odnosić się do obszarów, gdzie starsze podłoże występuje na powierzchni lub w zasięgu studni.

Występowanie wód gruntowych zależne jest od wielu czynników, jak rzeźba terenu, szata roślinna, stopień przepuszczalności gruntu, układ warstw nieprzepuszczalnych oraz cały zespół czynników klimatyczno-meteorologicznych; toteż uchwycenie graficzne kształtu wciąż zmiennej powierzchni wód podziemnych jest zagadnieniem wybitnie przyrodniczym, do którego trzeba podejść w sposób kompleksowy i stworzyć takie metody, które by zaspokajały potrzeby techniczne w planowaniu konkretnych obiektów gospodarczych i jednocześnie miały realne możliwości wykonania.

Mapa wód gruntowych ma przedstawiać powierzchnię zwierciadła wód gruntowych w izorytmach odniesionych bądź do poziomu morza — wtedy poziomnice zwierciadła nazywamy hydroizohipsami, bądź też odniesionych do nierównej powierzchni topograficznej, a wtedy przedstawiają one grubość warstwy suchej i można je nazwać hydroizobatami, choć nie jest to zbyt szczęśliwa nazwa.

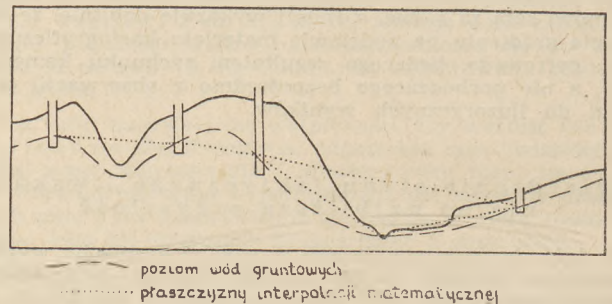
Z mapy hydroizohips możemy odczytać kierunki spływu wód gruntowych, ich działy wodne, a przy znajomości współczynnika przepuszczalności także szybkość ich spływu, nadto po oznaczeniu grubości warstwy płynącej można określić jej wydajność. Poza tym mapa hydroizobat stanowi podstawę do wykreślenia mapy hydroizohips (w dużych podziałkach), gdyż punkty przecięcia hydroizohips z poziomami terenu pozwalają określić w wielu dodatkowych punktach grubość warstwy suchej. Mapę hydroizobat można wykreślić także bez pomocy hydroizohips.

Mapa warstwy suchej ma bezpośrednie znaczenie praktyczne dla planowania urbanistycznego i budownictwa a także dla planowania w dziedzinie rolnictwa i leśnictwa. W planowaniu urbanistycznym mapa ta zyskała sobie ważną pozycję i jest wykonywana we wszystkich opracowaniach fizjograficznych, które z kolei są urzędową składową dokumentacji fizjograficznej (geologicznej). Cięcie tej mapy dostosowane do potrzeb praktycznych przyjęto w górnych warstwach metrowe (1 m — wody płytkie, 2 m — fundamenty płytkie, 3 i 4 m — fundamenty głębokie, a niżej cięcia większe). Niekiedy wprowadza się jeszcze hydroizobatę pół metra i półtora metra. Ze względu na użyteczną gęstość cięcia mapa może być wykonana tylko w dużej podziałce zasadniczo 1:10 000 lub większej, a wyjątkowo 1:25 000. Cięcia przedstawione w mniejszej podziałce nie posiadają praktycznego znaczenia.

Mapa wód gruntowych opiera się na pomiarach poziomu wody w otworach stałych (studniach użytkowych lub doświadczalnych), w wierceniach oraz źródłach. Pomiar poziomu polega na zmierzeniu głębokości od powierzchni terenu do zwierciadła wody za pomocą pływaka lub innego przyrządu opuszczanego na wycechowanej linie wgłąb otworu. Wzniesienie terenu określa się z mapy lub za pomocą niwelacji i po odjęciu zmierzonej głębokości otrzymuje się rzędnię zwierciadła wody w danym punkcie.

Miedzy punktami pomiarów interpoluje się hydroizohipsy, ale „interpolacja” ta zwłaszcza dla mniejszych podziałek i rzadszej sieci ma bardzo niewiele wspólnego z interpolacją matematyczną. Interpolacja matematyczna opiera się na założeniu równomiernych spadków i daje dobre wyniki tam, gdzie można lokalizować miejsca pomiarów w charakterystycznych punktach powierzchni (na wierzchołkach, wzdłuż grzbietów i wzdłuż dolin oraz na załamaniach spadków), natomiast przy zakrytej powierzchni i przypadkowym usytuowaniu punktów pomiarów, jak to ma miejsce przy studniach, trzeba przy prowadzeniu izorytm wziąć pod uwagę czynnik decydujący o sposobie występowania zja-

wisk, a więc zasadniczo współkształtność powierzchni wód gruntowych w stosunku do powierzchni topograficznej (oczywiście dla terenów choćby częściowo przepuszczalnych). Interpolacja matematyczna, zwłaszcza między punktami, które są oddzielone krawędziami, dolinami lub grzbietami, daje absurdalne wyniki (rys. 1). Hydroizo-



Rys. 1. Typowy przekrój hydrologiczny przez dolinę.

hipsy lub hydroizobaty trzeba rysować współkształtnie do poziomu terenu z nieco zmniejszonymi (w planie) wahaniami i sprawdzać miejsca ich przecięć z poziomnicami, zwłaszcza w dnach dolin, najlepiej przez wykonywanie krótkich przekrojów hydrologicznych. Taką „interpolację” można nazwać topograficzną. W pewnych przypadkach, na przykład w sytuacji nawodnienia temu przez rzekę hydroizohipsy będą wskazywały spadek zwierciadła przeciwny niż poziomnice, ale niezależnie mogłyby być tylko hydroizohipsy zwierciadła wody oddzielonego warstwą nieprzepuszczalną od powierzchni.

Nawiasem należy dodać, że na niżu polskim glina zwałowa, utwór pozornie nieprzepuszczalny lub półprzepuszczalny, w praktyce zachowuje się na większych przestrzeniach jak skała przepuszczalna, dając jednolite zwierciadło współkształtne do powierzchni topograficznej. Dzieje się to, bądź wskutek ogólnej piaszczystości gliny zwałowej, bądź wskutek wewnętrznych pasm czy gniazd piasku, bądź nawet wskutek spękań. Również znaczne obszary jurajskich wód krasowych wykazują ciągłe zwierciadło wód (zgodnie z teorią Grounda), natomiast wody gruntowe na łożach nie mają wspólnego zwierciadła, a każda studnia działa jak niezależny zbiornik i nie można przeprowadzić hydroizohips. Do interpolacji hydroizobat służą bezpośrednio pomiary wody (głębokości do wody), zarysy łąk podmokłych, które szacuje się jako hydroizobatę 1 metr i bagien — 0,5 m oraz w przypadku opracowania także hydroizohips wartości różnic między poziomnicą a hydroizohipsami. Hydroizobaty nie zawsze przebiegają zgodnie z poziomnicami terenu; na przykład nad krawędziami tworzą wzdłuż nich zamknięte owale. Interpolowanie hydroizobat jest trudniejsze niż hydroizohips. Oczywiście im gęstsza sieć punktów, tym mniejsze są błędy mapy lub zdjęcia. Sieć studni czerpanych w Polsce na ogół jest gęsta z wyjątkiem Ziemi Odzyskanych, gdzie używa się prawie wyłącznie pomp, co w praktyce często uniemożliwia pomiar poziomu wody. Toteż oparcie tam mapy wód gruntowych na studniach jest nieaktualne. We wschodniej i środkowej części niżu polskiego cenne ze względu na równomierny rozrzut studni są te okolice, gdzie grunty są skomasowane, a zabudowania rozrzucone jako kolonie. Natomiast wsie skupione, a również spółdzielnie produkcyjne dają nieużyteczne zagęszczenie studni na małych przestrzeniach obok dużych obszarów pustych.

Względnie proste zadanie przedstawienia na podstawie obliczonych rzędnych zwierciadła wody izorytm jej powierzchni komplikują następujące okoliczności:

1. Występowanie wód pod ciśnieniem, co wysuwa problem rozróżniania charakteru wód w studniach oraz problem przedstawienia bądź to rzeczywistego lustra wody uwarunkowanego spągami warstw nieprzepuszczalnych, bądź to poziomowi piezometrycznego. Pierwszy typ mapy byłby ważny dla planowania głębokiego fundamentowania, drugi dla zaopatrzenia w wodę. W studniach, jak również w wierceniach o poziomie ustalonym mamy do czynienia z poziomem piezometrycznym. Natomiast poziom rzeczywisty dają odwierty robione na sucho i mierzone bezpośrednio po dowieczeniu.

2. Konstrukcję mapy komplikuje fakt, że wody gruntowe występują często w paru piętrach leżących jedno nad drugim, które na pewnych odcinkach łączą się ze sobą; toteż nie zawsze łatwo jest zidentyfikować poziomy wodonośny w poszczególnych otworach. W konstrukcji mapy dla celów planowania budowlanego stosuje się przeważnie mapę pierwszego poziomu wód gruntowych, bez rozróżnienia poziomów wodonośnych. Strefy nagłego zagęszczenia hydroizohips lub nieuzasadnionego rzeźbą zagęszczenia hydroizobat świadczą o występowaniu drugiego poziomu wodonośnego, który następnie można wyodrębnić inną barwą punktów a nawet izorytm. Niewielkie gniazda wód zaskórnych znaczy się po prostu kreskowaniem. Zasadniczo rozpoznowuje się wody na podstawie budowy geologicznej, pomiaru temperatury i twardości wody.

Głównym problemem jaki się wysuwa przy konstruowaniu mapy wód gruntowych jest uwzględnienie wahań zwierciadła wody, które są kilku rodzajów:

- wahania dobowe w studniach użytkowych,
  - wahania nieperiodyczne, związane z gwałtownymi zmianami ciśnienia,
  - wahania roczne o różnej amplitudzie w poszczególnych latach w nawet bliskich studniach, z występowaniem maksimów i minimów w różnym czasie,
  - wahania wieloletnie, zależne od zmian klimatycznych,
  - wahnięcia jednorazowe, związane z wykonaniem prac melioracyjnych w okolicy lub jednokierunkowe wynikające z powolnego niszczenia urządzeń odwodniających.
- W celu wykonania mapy należy wyeliminować w miarę możliwości wahania dobowe i nieperiodyczne, zająć stanowisko w stosunku do zmian pozostałych. Zależnie od celu i potrzeby można skonstruować mapę:

- a) stanów średnich wieloletnich,
- b) stanów maksymalnych bezwzględnych lub średnich z okresu obserwacji,
- c) stanów minimalnych (jak wyżej),
- d) zdjęcie przy stanie wód przypadkowym.

Do opracowania mapy trzech pierwszych typów potrzebne są w zasadzie co najmniej kilkuletnie obserwacje w licznych punktach gęstej sieci (1 na km<sup>2</sup>), jak to zrobiono w Wielkim Berlinie, o czym pisał inż. Skłibniewski<sup>1)</sup>, nie precyzując zresztą jaki stan wód przedstawia reprodukowana w artykule mapka hydroizohips.

Z wymienionych trzech typów, pierwszy — to jest mapa stanów wód średnich, mimo wielkich kosztów i pozorów dokładności przedstawia zupełną fikcję i daje właściwie tylko ogólną orientację, którą można osiągnąć znacznie łatwiejszą drogą, jak o tym będzie dalej mowa. Mapy stanów maksymalnych i minimalnych, albo lepiej zespół obu map oparte na równie gęstej sieci obserwacyjnej podaje użytkownikom konkretne dane o najwyższej i najniższej powierzchni wód gruntowych. Koszt uzyskania takich map jest bardzo wysoki i wykonanie ich możliwe jest tylko dla wysoko zainwestowanych małych terenów. Potanień, a więc i rozszerzenie mapy wód gruntowych można osiągnąć dwiema drogami: po pierwsze, albo na drodze rozrzedzenia sieci obserwacyjnej i wtedy typ mapy nie zmieni się, a tylko zmieni się jej dokładność, albo na drodze zastąpienia i uzupełnienia punktów sieci obserwacyjnej przez pomiary jednorazowe i zasadniczo jednoczesne, odniesione do niewielkiej ilości punktów stale obserwowanych.

Pierwsza metoda, utrzymując ściśle dokładność pionową dla stosunkowo rzadkiej sieci, rezygnuje w znacznym stopniu z dokładności na przestrzeniach między punktami i z bogactwa szczegółów w planie. Dla map stanów średnich dokładność uzyskana w punktach obserwowanych

staje się fikcją na przestrzeniach między nimi, gdyż błąd interpolacji na odległości paru kilometrów często wielokrotnie przekracza amplitudę wahań rocznych. Tym samym wysoki koszt utrzymania gęstej sieci obserwacyjnej jest zmarnowany. Jeśli chodzi o mapy stanów maksymalnych i minimalnych, to sieć np. dwudziestu studni na sto kilometrów kwadratowych ma tylko wtedy istotne znaczenie, jeśli jest uzupełniona setką pomiarów jednorazowych. Sieć taka zastosowana doświadczalnie, a zwłaszcza w formie profilów w terenie obejmującym różne jednostki geomorfologiczne, może dać cenny materiał do analizy wykresów wahań w zależności od położenia i warunków geologicznych. Poza tym sieć taka jest za rzadka do skonstruowania mapy wyłącznie na jej podstawie, a niepotrzebnie gęsta jako materiał do redukcji zdjęcia.

Szczegółowiej omówię metodę zdjęcia jednorazowego, które dokonywa się w dowolnym czasie w możliwie krótkim okresie. Otrzymujemy wtedy mapę hydroizohips dla pewnego stanu wód przypadkowego (ale konieczne datowanie), do której aneksem powinny być wykresy stanu wód dla kilku lub kilkunastu stacji z tego terenu, mających roczne lub kilkuletnie serie obserwacji. Na wykresach tych oznacza się datę, a więc i stan wód w dniu sporządzenia mapy, co orientuje z jakimi zwyzkami lub obniżeniami poziomu wód należy się liczyć. Mapa taka daje ogólną orientację i praktycznie biorąc niewiele mniej mówi niż kosztowna mapa stanu wód średnich, oparta na setkach lub tysiącach serii.

Wtórny elaboratem takiej mapy może być mapa stanów maksymalnych lub minimalnych, oparta na przeliczeniach pomiarów jednorazowych według wykresów studni podstawowych. Oczywiście dokładność pionowa takich map będzie mniejsza niż map opartych na całych seriach dla tego, że:

- wahania stanu wód w bliskich nawet studniach różnią się czasem znacznie;
- wahania te nie są jednoczesne, są bowiem uwarunkowane różnymi przyczynami. Na przykład różny zupełnie jest przebieg wahań w studniach obserwowanych na profilu Siekierki—Górnym Mokotów w Warszawie. Studnie nad Wisłą mają wahania uzależnione od wezbrań rzeki zaś do studni położonych na tarasie pod skarpą wpływ wezbrań dochodzi ze znacznym opóźnieniem, a działają już na nie lokalne wzniesienia poziomu wód na wysoczyźnie południowej, zależne są od miejscowych czynników klimatycznych. Cały więc profil pulsuje nierównomiernie w czasie i przestrzeni;
- redukcja zdjęcia wymaga dobrej znajomości warunków geomorfologicznych, jednak dane geologiczne dotyczące studni obserwowanych i zdjęcia geologiczne okolicy nie zawsze określają ściśle do jakiego obszaru ograniczyć typ i wielkość amplitudy poszczególnej studni obserwowanej; oczywiście zasada zwykłej interpolacji nie da się zastosować.

Mimo tych zastrzeżeń można określić z niewielkim błędem na podstawie kilku serii obserwacyjnych, stan maksymalny i minimalny wód gęstej sieci jednorazowego zdjęcia. Mapy oparte na takich przeliczeniach można nazywać mapami zredukowanymi. Nie jest nam co prawda wiadomo, aby były one gdziekolwiek wykonywane.

Przy zdjęciu jednorazowym, które jest w zasadzie dziełem jednoczesnym, istnieją w praktyce jeszcze dwa źródła błędów powodujące największe ich niedokładności:

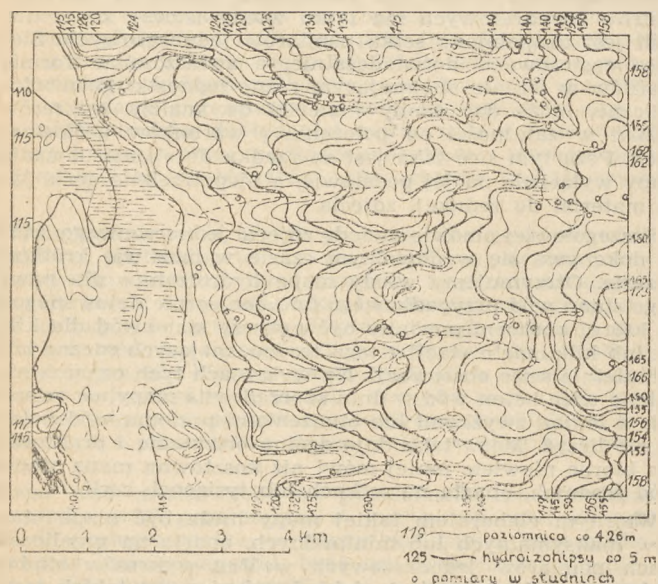
1. Przy jednorazowym pomiarze w licznych studniach zdjęcia orientacyjnego nie stosuje się (z wyjątkiem bardzo płaskich terenów) niwelacji studni, a jej wysokość odczytuje się tylko z mapy poziomnicowej, przy czym zależnie od cięcia mapy możliwy jest błąd pół metra do dwóch metrów, a biorąc pod uwagę niedokładność map, także i większy. Oczywiście błąd ten odnosi się do mapy warstwy suchej a wyłącznie do mapy hydroizohips.
2. Rzucenie większej ilości pracowników na pomiary wymaga zajęcia ich przez cały dzień, albo przez cały okres paru tygodni i uniemożliwia wykonanie ściśle jednoczesnego pomiaru przed pierwszym poborem wody. Właściwie więc nie są to pomiary jednoczesne, ale pomiary z okresu paru dni, a nawet zależnie od wielkości terenu, paru tygodni, które redukuje się w sensie wahań okresowych według studni obserwowanych codziennie, przez cały okres badań.

Najtrudniejszą sprawą stanowi wyeliminowanie wahań dobowych w studniach użytkowych i tu stosuje się szereg ostrożności w celu zmniejszenia błędów, to jest zbliżenia

<sup>1)</sup> „Gospodarka Wodna” nr 12/52.

obrazu do takiego, jaki dają minimalne leje depresyjne studni.

a) Pomija się lub odwiedza po raz drugi studnie podejrzane o niedawny większy pobór wody na podlewanie, pranie lub też czyszczenie studni.



Rys. 2. Zdjęcie hydroizohips, wykonane w skali 1:50 000 w lipcu 1952 r.

b) Nie mierzy się studni w porach po pojeniu inwentarza (rannym, południowym i wieczornym).

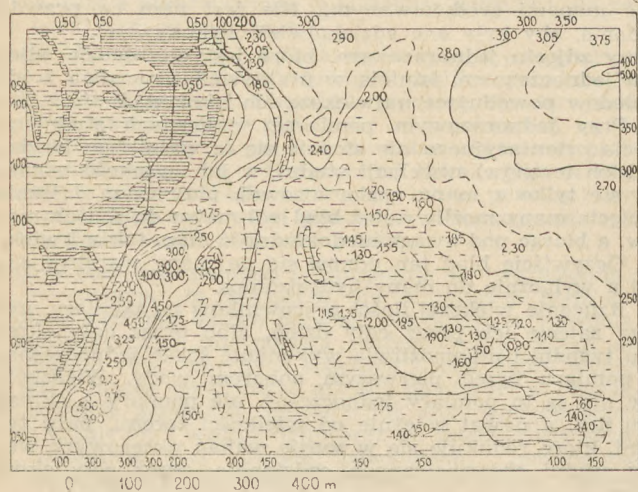
c) O ile możliwości stara się drogą wywiadów ustalić najwyższy w ciągu dnia poziom wody w studni.

d) Nie robi się pomiarów w czasie burz i skłonności do burz.

e) Można powtórzyć pomiar w ciągu dnia lub paru dni i przyjąć wartość mniejszej głębokości wody.

f) Stosuje się wiercenia praktycznie biorąc w końcowym etapie, w miejscach gdzie brak innych danych. Zdjęcie szczegółowe opiera się zasadniczo wyłącznie na wierceniach. Przy zestawieniu poziomów wód z wierceń z poziomami w studniach można uwzględnić wielkość minimalnego lub średniego leja depresyjnego w studni.

Przy rysowaniu mapy warstwy suchej w skali od 1:10 000 do 1:25 000 cenną pomocą jest zdjęcie lotnicze. Natężenie szarości, zwłaszcza na terenach o wodach płytkich lub dość płytkich i w gruntach jednorodnych, pozwala przy pewnej wprawie dokładnie wrysowywać hydroizobate 0,5 m, 1 m, 1,5 m i 2 m wprost ze zdjęcia na podstawie niewielu punktów pomiarowych, co daje ogromne bogactwo szczegółów i dużą ścisłość przebiegu tych linii (rys. 3).



Rys. 3. Zdjęcie warstwy suchej, wykonane w skali 1:10 000 w czerwcu 1947 r., przy pomocy zdjęcia lotniczego.

Reasumując cechy zdjęcia jednorazowego, podajemy jego przebieg w wersji najbardziej ogólnej. Wykonane jest ono bowiem w trzech stopniach dokładności: jako zdjęcie orientacyjne hydroizohips, jako zdjęcie wstępnego opracowania fizjograficznego warstwy suchej oraz także zdjęcie opracowania szczegółowego.

Jednorazowe zdjęcie orientacyjne hydroizohips wykonywa zależnie od wielkości terenu grupa kilkunastu do kilkudziesięciu osób, najlepiej na rowerach, w czasie kilku dni. Pracownicy ci, mierzą zasadniczo w każdej studni bieżący stan wód w stosunku do terenu i na podstawie określonej z mapy wysokości nad poziom morza usiłują określić maksymalny stan wód każdego dnia. Jednocześnie prowadzi się obserwacje codziennie przez cały okres badań i jeżeli zaszły duże wahania poziomu sprowadza się pomierzone w poszczególnych dniach głębokości do jednego poziomu. Zwykle jednak wielkość wahań dobowych przekracza wielkość wahań ciągłego w krótkim okresie czasu, toteż redukowanie zdjęcia nie jest istotne. Osoby prowadzące pomiary poziomu wody wykonują jednocześnie pomiar głębokości studni do dna, pomiar temperatury i ewentualnie twardości wody, które są materiałem do rozróżnienia poziomów wodonośnych (wody gruntowe, zaskórne i gruntowe drugiego poziomu). Temu celowi służy również wywiad o budowie geologicznej studni, przeprowadzany z jej użytkownikiem lub studniarzem, dotyczy on również wahań stanów wody, zamarzania i innych właściwości. Jednocześnie marszrutowe kartowanie geologiczne i rysowanie napotkanych odkrywek służy temu celowi. Rejestracja źródeł i wysięków uzupełnia ilość punktów zdjęcia.

Zestawmy jeszcze okoliczności wpływające na rodzaj i dokładność zdjęcia jednorazowego.

- wielkość opracowanego obszaru i skala zdjęcia w stosunku do ilości pracowników,
- gęstość sieci studni czerpanych i wierceń,
- rozpozniowanie pieter wodonośnych na podstawie danych geologicznych i hydrologicznych,
- oparcie zdjęcia na punktach zaniwelowanych,
- oparcie zdjęcia na samych wierceniach, (dwa ostatnie sposoby usuwają największe źródła błędów lecz są najkosztowniejsze),
- redukowanie poziomu wód do stanu z jednego dnia na podstawie obserwacji z okresu pomiarów,
- powtórzenie pomiarów z tego samego dnia lub w ciągu paru dni,
- uzupełnienie zdjęcia wykresem co najmniej rocznej serii badań lub w braku jej powtórzenie kilku pomiarów późnym latem lub wczesną wiosną,
- redukowanie zdjęcia na stan minimalny i maksymalny na podstawie serii obserwacyjnych, co w wyniku daje zespół dwu map wód gruntowych.

Metodę zdjęcia jednorazowego wprowadził u nas prof. Różycki najpierw w pracowni fizjograficznej BOS, potem ZOR, przekształconej obecnie na przedsiębiorstwo „Geoprojekt” Ministerstwa Budowy Miast i Osiedli. Zdjęcie jednorazowe w pracowniach fizjograficznych jest stosowane w firmie najprostszej, jako zdjęcie warstwy suchej niezredukowane na jedną datę, przeważnie nie związane do serii obserwacyjnych wobec ich braku dla małych obiektów. W fizjograficznych opracowaniach wstępnych stosuje się zdjęcie obszaru kilku kilometrów kwadratowych jako zdjęcie warstwy suchej w skali 1:10 000, oparte głównie na pomiarach studni, bez opracowania hydroizohips. Dla opracowań szczegółowych wykonuje się zdjęcie w skali 1:10 000, oparte na samych wierceniach ewentualnie z podkładem hydroizohips. Dokładność tych zdjęć jest wystarczająca dla celów planowania urbanistycznego i budownictwa. Np. dla urbanisty nie gra roli czy w danym miejscu jest 4 m czy 4,70 m do wody, a jeśli jest 2 metry w lecie, to i tak musi się on liczyć z mniej więcej 1-metrowym przybojem wody na wiosnę.

Zakład Geografii Fizycznej U. W. w swoich kilku pracach obejmował tereny większe (600 — 900 km<sup>2</sup>) orientacyjnym zdjęciem hydroizohips w skali 1:25 000 do 1:100 000, nawiązującym do kilku serii obserwacyjnych.

Zestawmy w końcu cyfrowo cechy i wielkość błędów zdjęcia jednorazowego wykonanego w takiej formie, w jakiej jest ono obecnie stosowane. Zestawiono je osobno dla zdjęć orientacyjnych hydroizohips na dużych obszarach opartych na oznaczeniu wysokości nad poziomem morza z mapy 1:100 000, niezredukowanych. Następną rubryką odnosi się do zdjęcia fizjograficznego, grubości warstwy suchej, w opracowaniu wstępnym, zrobionym na obszarze

Tablica I. Różne cechy zdjęć wód gruntowych, obecnie stosowane

| Cecha                                                                                 | Orientacyjne            | Wstępne              | Szczegółowe       |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------|
| Obszar                                                                                | do 1000 km <sup>2</sup> | 1—10 km <sup>2</sup> | 1—10 ha           |
| Skala                                                                                 | 1:50000                 | 1:10000              | 1:1000            |
| Cięcie hydroizohips                                                                   | 5 m                     | —                    | 1 m               |
| Gęstość pomiarów                                                                      | 1—2 km <sup>2</sup>     | 20/km <sup>2</sup>   | 4/km <sup>2</sup> |
| Ilość serii obserwacyjnych                                                            | 2—5                     | 0—1                  | 0—1               |
| Okres zdjęcia terenowego                                                              | 15—25 dni               | 4 dni                | 2 dni             |
| Przyczyny błędów                                                                      | Wielkość błędu w cm     |                      |                   |
| Oznaczanie wysokości z mapy                                                           | 50—200                  | 50                   | 10                |
| Wahania dobowe poziomu wody                                                           | 100                     | 100                  | 0                 |
| Zaniechanie redukcji w okresie badań                                                  | 30                      | 5                    | 2                 |
| Trudności redukowania przy ewentualnym redukowaniu zdjęcia na mapie stanu max. i min. | (50)                    | (30)                 | (10)              |

kilku km<sup>2</sup>, w oparciu o studnie i wiercenia. Ostatnia rubryka odnosi się do zdjęcia szczegółowego, opartego na samych wierceniach, ewentualnie zaniwelowanych. Przy za-

stosowaniu omówionych wyżej ulepszeń, jak powtarzanie pomiarów, zastosowanie redukcji w okresie badań, dzielenie większych obszarów na małe odcinki, co zwiększy ich równocześnieść, oparcie się na mapie 1:25 000, można w miarę potrzeby zmniejszyć błędy prawie do połowy.

W świetle tych cyfr (które też są materiałem do dyskusji), a które dla rubryki B i C dostarczył „Geoprojekt“, widać niewątpliwą wartość zdjęcia jednorazowego dla map małych terenów w dużych podziałkach; zresztą zdaje ono dobrze egzamin życiowy w zastosowaniu do budownictwa. Uważam, że także w całej pokrytej studniami czerpanymi części niżu Polski jest ono jedynie realnym i najtańszym sposobem przedstawienia powierzchni płytkich wód gruntowych, a przy zastosowaniu odpowiednich ostrożności dostatecznie dokładnym. Podana w niniejszym artykule tablica ma za zadanie dostarczyć materiału do dyskusji jak je zastosować. Punktem wyjścia dyskusji powinno być ściśle sprecyzowanie dokładności zdjęcia lub mapy, jaka potrzebna jest dla poszczególnych, konkretnych celów inwestycyjnych, odnośnie obszaru, dla którego zdjęcie ma być wykonane. Na podstawie zestawionej orientacyjnej mapy potrzeb z wyróżnieniem dokładności należałoby zaplanować dodatkowe studnie obserwacyjne PIHM po kilka na każde zdjęcie i przyjąć poszczególne wersje metody.

Ważnym zadaniem wstępnym powinno być zestawienie istniejących obecnie map i zdjęć, których ilość zapewne znacznie przekroczyła już setkę, i nawiązanie tych, które są datowane, do wykresów stanów wód, choćby dla poszczególnych regionów, w celu zorientowania się do jakich miejsc w amplitudzie wahań poszczególne zdjęcia się odnoszą.

INŻ. TADEUSZ TILLINGER

## Obliczenie najkorzystniejszego przekroju poprzecznego kanału żeglugi w zależności od natężenia ruchu

### Cel obliczenia

Statek posuwający się po drodze wodnej o ograniczonym przekroju poprzecznym oprócz oporu spotykanego na wodzie nieograniczonej musi pokonywać jeszcze dodatkowy opór, tzw. opór osobliwy, powstający wskutek tworzącego się przy tym prądu wstecznego. Opór ten jest tym większy, im większy jest stosunek  $n$  przekroju czynnego kanału ( $F$ ) do zanurzonej części przekroju poprzecznego statku ( $f$ ). Zwiększając ten stosunek, zmniejszamy opór i przy tej samej pracy holownika statek będzie posuwał się szybciej. Wymaga to jednak zwiększenia wykopu kanału. Należy wyjaśnić do jakich granic możemy zwiększać przekrój poprzeczny kanału, utrzymując zasadę, aby zwiększone przez to koszty budowy były pokryte korzyścią, jaka powstaje wskutek zmniejszenia oporu ruchu i zwiększenia szybkości poruszania się statku przy tej samej pracy maszyny.

Do porównania wchodzi z jednej strony koszt 1 m<sup>3</sup> wykopu, z drugiej strony koszty ruchu pociągu holowniczego. Utrudnia to zadanie, gdyż wzajemny stosunek tych kosztów jest zmienny. Podane niżej obliczenie teoretyczne daje jednak odpowiedź z dostateczną dla celów orientacyjnych ścisłością.

### Typy i wymiary przekrojów przyjęte w obliczeniu

Przyjmujemy do obliczeń przekrój trapezowy kanału dla bark 1000-tonowych, o szerokości 11 m, zagłębieniu 2 m i długości 67 m. Na rys. 1 podano omawiane przekroje. W tablicy I podano ich wymiary.

Oznaczenia:

$n$  — stosunek przekroju kanału do barki  $n = F:f$ ,

$B$  — szerokość zwierciadła wody,

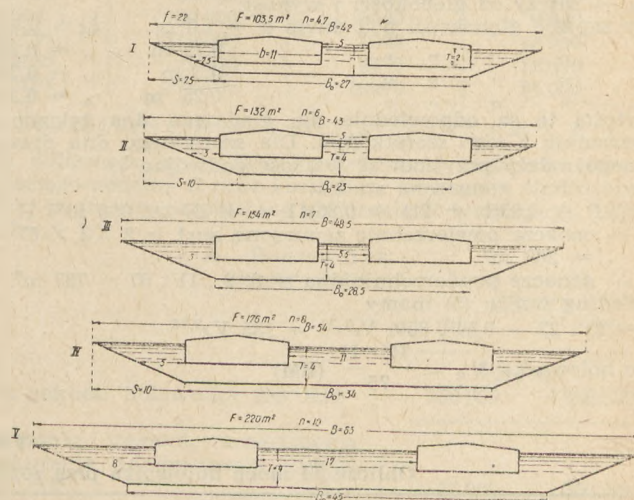
$B_0$  — szerokość dna,

$B'$  — szerokość kanału na głęb. zanurzenia,

$S$  — założenie skarpy,

$T$  — głębokość kanału,

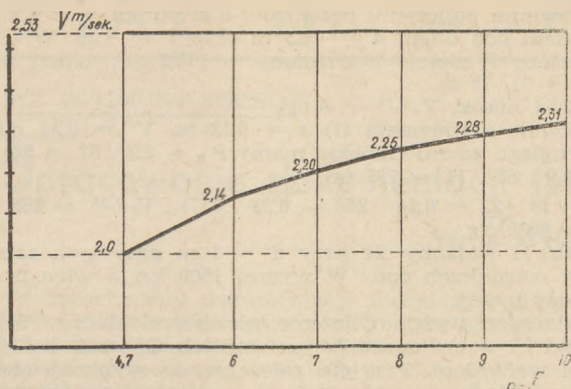
$m = T:S$  — nachylenie skarp = 1:2,5,



Rys. 1.  
TABLICA I

| $n =$         | 4,7   | 6   | 7    | 8   | 9    | 10  |
|---------------|-------|-----|------|-----|------|-----|
| $B$           | 42    | 43  | 48,5 | 54  | 59,5 | 65  |
| $B_0$         | 27    | 23  | 28,5 | 34  | 39,5 | 45  |
| $S$           | 7,5   | 10  | 10   | 10  | 10   | 10  |
| $T$           | 3     | 4   | 4    | 4   | 4    | 4   |
| $f = bt$      | 22    | 22  | 22   | 22  | 22   | 22  |
| $F = BT + ST$ | 103,5 | 132 | 154  | 176 | 198  | 220 |
| $e$           | 5     | 5   | 5,5  | 11  | 12,5 | 17  |
| $e$           | 2,5   | 3   | 5    | 5   | 8    | 8   |
| $d$           | 1     | 2   | 2    | 2   | 2    | 2   |





Rys. 2.

TABLICA III

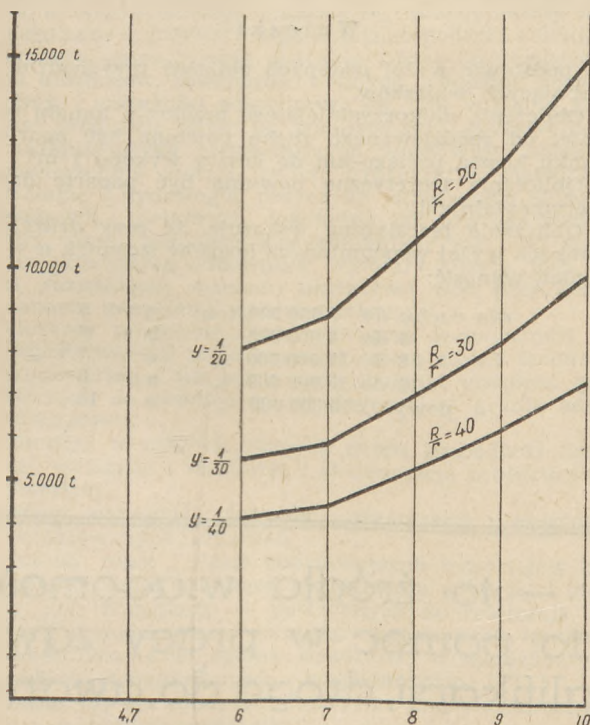
| n   | F<br>m <sup>2</sup> | s<br>m | V'<br>m/sec. | V <sub>r</sub> | V=2,53-V'<br>m/sec. | V <sub>r</sub><br>km/h. |
|-----|---------------------|--------|--------------|----------------|---------------------|-------------------------|
| 4,7 | 103,5               | 0,137  | 0,53         | 2,53           | 2,0                 | 7,2                     |
| 6   | 132                 | 0,081  | 0,39         | "              | 2,14                | 7,65                    |
| 7   | 154                 | 0,079  | 0,33         | "              | 2,20                | 7,92                    |
| 8   | 176                 | 0,067  | 0,28         | "              | 2,25                | 8,12                    |
| 9   | 198                 | 0,0615 | 0,25         | "              | 2,28                | 8,24                    |
| 10  | 220                 | 0,054  | 0,22         | "              | 2,31                | 8,33                    |

Zależność V<sub>r</sub> oraz V i V' podane jest na rys. 2.

TABLICA IV

Obliczenie ilości pociągów 1000-tonowych X zapewniającej opłacalność zwiększenia przekroju kanału

| n | V   | Vn   | M = $\frac{1}{Vh}$ | wykop<br>Q | $q = \frac{Q}{20}$ | Z = M <sub>1</sub> - M | $\frac{q}{z}$ | $X = \frac{q}{z} \cdot y$ |               |
|---|-----|------|--------------------|------------|--------------------|------------------------|---------------|---------------------------|---------------|
|   |     |      |                    |            |                    |                        |               | przy y = 1/30             | przy y = 1/20 |
| 1 | 4,7 | 2    | 0,14               |            |                    |                        |               |                           |               |
| 2 | 6   | 2,14 | 0,1315             | 28 500     | 1425               | 0,0085                 | 168 000       | 5600                      | 8 400         |
| 3 | 7   | 2,20 | 0,1260             | 50 500     | 2525               | 0,014                  | 180 000       | 6000                      | 9 000         |
| 4 | 8   | 2,25 | 0,1235             | 72 500     | 3625               | 0,0165                 | 219 000       | 7300                      | 10 950        |
| 5 | 9   | 2,28 | 0,1215             | 94 500     | 4725               | 0,0185                 | 25 300        | 8430                      | 12 650        |
| 6 | 10  | 2,31 | 0,1205             | 116 500    | 5825               | 0,0195                 | 298 000       | 10000                     | 15 000        |



Rys. 3.

Zmniejszenie kosztów pociągo-km (K) przy przejściu z profilu I do profilu II wyniesie  $K_1 - K_2 = RM_1 - RM_2 = R(M_1 - M_2) = Rz_2$  przy przejściu z prof. I do prof. III:

$K_1 - K_3 = Rz_3$  itd.,

gdzie przez z oznaczamy kolejne różnice  $M_1 - M$ .

Jak widać z tablicy IV:

dla profilu II  $z_2 = 0,140 - 0,1315 = 0,085$

" " III  $z_3 = 0,140 - 0,1260 = 0,014$

" " IV  $z_4 = 0,140 - 0,1235 = 0,0165$  itd.

Zwiększenie profilu kanału wymaga zwiększenia wykopu o ilość  $Qm^3$ . (Ilości te podane są w tab. IV w rubryce Q).

Zwiększenie profilu poprzecznego kanału opłaci się, jeżeli roczna korzyść ze zmniejszenia kosztów trakcji pokryje 1/20 kosztów wykopu (przyjmując 20-letni okres umorzenia kosztów inwestycji). W takim razie, oznaczając przez r koszt 1 m<sup>3</sup> wykopu i przez X roczną ilość pociągów 1000-tonowych, mamy zależność:

$$X \cdot z \cdot R \geq \frac{Q}{20} r.$$

$$\text{Oznaczając } \frac{Q}{20} = q$$

$$\text{mamy } X = q \frac{r}{Rz} \quad (7)$$

$$\text{Oznaczając } \frac{r}{R} \geq y$$

$$\text{mamy } X = \frac{q y}{z} \quad (8)$$

Równanie (8) pozwala na określenie ruchu przy jakim opłaca się przyjęcie tego lub innego stosunku n w przekroju poprzecznym kanału (rys. 3)

Obliczenie wielkości stosunku R : r

Dla obliczenia tej wielkości należy znać koszt rzeczywisty pociągo-godziny R oraz koszt 1 m<sup>3</sup> wykopu r.

Niżej podajemy przybliżone obliczenie R według cen 1938 i 1952 r.

A. Holownik  
koszty stałe

CENY

1938 1952

złotych

Koszt zakupu holownika 250 KM

250 000 4 000 000

utrzymanie, remont, amortyzacja, asekuracja, administracja, dyrekcja 15%

37 000 600 000

zysk przedsiębiorcy, wzgl. akumulacja socjalistyczna 5%

12 500 200 000

załoga (2 zmiany po 8 osób)

33 600 137 000

razem koszty stałe rocznie

83 600 937 000

dziennie przy 250 dniach żeglugi

334 3 748

a) na godzinę (przy ruchu 24 g)

14,5 155

koszty ruchu

węgiel na godzinę 250 . 0,0012 = 0,3 t, przy cenie

1 tony loco bunkier zi

40 200

koszt węgla na godzinę

12 60

smary itd. 20%

2,4 12

b) ogółem koszt godziny ruchu

14,4 72

c) ogółem koszt 1 godziny ruchu holownika (a + b)

28,9 227

## B. Barki

|                                                                                    |         |           |
|------------------------------------------------------------------------------------|---------|-----------|
| Koszt zakupu 2 barek po 1000 t                                                     | 360 000 | 2 000 000 |
| utrzymanie remont, administracja itp. 12%                                          | 43 000  | 240 000   |
| zysk przedsiębiorcy, wzgl. akumulacja socjalistyczna 5%                            | 18 000  | 100 000   |
| załoga (po 2 zmiany po 4 ludzi na barce)                                           | 30 000  | 112 000   |
| ogółem koszty stałe rocznie                                                        | 91 200  | 452 000   |
| dziennie przy 250 dniach żeglugi                                                   | 365     | 1 808     |
| d) na godzinę                                                                      | 15,2    | 75,5      |
| e) ogółem koszty pociągo-godzinny (c + d)                                          | 44,1    | 302,5     |
| dla pociągu złożonego z 1 barki 1000 t i holownika 125 KM przyjmuje się 0,5 e) = R | 22      | 151       |
| koszt 1 m <sup>3</sup> wykopu maszynowego r przyjmuje się około                    | 1,0     | 7,0       |
| stąd stosunek R : r                                                                | 22      | 122       |

Należy przypuszczać że w miarę rozwoju mechanizacji robót ziemnych stosunek ten znacznie wzrośnie.

## Porównanie wzorów Gebersa i Zwonkowa

Wyżej przytoczone obliczenia oparte są na wzorach Gebersa. Ostatnio w ZSRR używany jest bardziej skomplikowany wzór Zwonkowa. Jednakże stosowanie jego nie wprowadziłoby do niniejszych obliczeń zmian zasadniczych, jak to widać z następującego porównawczego obliczenia oporu dla barki o ładowności 2000 t.

W rubryce I podano wielkość oporu W obliczoną wzorem Gebersa dla barki 2000 t, o długości 100 m, szerokości 16 m i zagłębieniu 1,6 m (typ M 2000 według klasyfikacji podanej przez Zwonkowa), przyjmując dla barek żelaznych

W rubryce II podano W dla barek drewnianych przyjmując  $\xi = 0,28$ .

W rubryce III podano wielkości W wzięte z wykresu podanego na str. 83 Sojuzowa „Organizacja raboty rieczno-wo flota” sporządzonego według wzoru Zwonkowa.

|                  | I    | Wielkości oporu wg Gebersa II | W w kg wg Zwonkowa III |
|------------------|------|-------------------------------|------------------------|
| przy V — 1 m/sek | 318  | 546                           | 500                    |
| 1,4              | 680  | 1038                          | 1000                   |
| 2,0              | 1520 | 2520                          | 2000                   |
| 2,6              | 3140 | 5360                          | 3900                   |

Z powyższego widać, że decydujące znaczenie dla określenia wielkości oporu W ma współczynnik tarcia. Nie wpływa on jednak na rezultaty naszych obliczeń. Porównanie załączone wyżej wskazuje, że możemy opierać się na wzorach Gebersa, jako bardziej przejrzystych od skomplikowanego wzoru Zwonkowa.

## Znaczenie zapasu głębokości d

Dla docenienia znaczenia, jakie dla oporu ruchu ma zapas głębokości pod dnem statku d przeliczymy wielkość oporu wzorem Gebersa dla takiego samego jak w przyjętym

w uprzednim obliczeniu przekroju, o stosunku  $n = 4,7$  lecz z zapasem pod dnem  $d = 0,25$  m oraz  $T = 2,25$ . W takim razie ażeby F zostało bez zmiany  $= 103,5$  m<sup>2</sup>, należy przyjąć  $B = 51,75$  m.

$$V = 2,54 \text{ m/sek}, V_{r,2,25} = 8,13$$

Obliczone z równania (1)  $s = 0,13$  m,  $V' = 0,54$  m/sek, Z drugiego wzoru Gebersa mamy  $P_s = 2,2 \cdot 67 = 268$  m<sup>2</sup>,  $R = 0,9 \cdot 67 \cdot 11 = 737$  m<sup>2</sup>.

$$W = (3 \cdot 22 + 0,14 \cdot 268 - 0,35 \cdot 737) \cdot V_{r,2,25} = 362 \cdot 8 \cdot 13 = 2930 \text{ kg.}$$

Z tab. II widzimy, że przy  $d = 1$  m przy tych samych innych warunkach opór W wynosi 1500 kg, a więc prawie dwa razy mniej.

Przytoczone wyżej obliczenie nie jest dokładne. Współczynniki  $\xi$  a zwłaszcza  $k$  we wzorach Gebersa podlegają dużym wahaniom. Przyjęte założenie, że szybkość wsteczna  $V'$  rozkłada się równomiernie po całym przekroju nie odpowiada rzeczywistości. Te nieścisłości obliczenia teoretycznego mogą jednak być skorygowane drogą doświadczalną.

## Obliczenie ścisłe

Z równania (8)  $X = \frac{q \cdot V}{z}$  widzimy, że X jest funkcją q, y

oraz z. Jak widać z uprzedniego, q może być określone ściśle, gdyż zależy od Q, które zostało obliczone dokładnie oraz od ilości lat, na którą rozkładamy umorzenie kosztu inwestycji, a którą przyjęliśmy dowolnie na 20.

$$y = \frac{R}{r} \text{ gdzie obydwie wielkości } R \text{ — koszt pociągo-godzinny oraz } r \text{ — koszt 1 m}^3 \text{ wykopu mogą być w każdym czasie}$$

obliczone z dowolną dokładnością. Pozostaje określenie z, oznaczającego kolejne różnice  $M_1 - M$ , gdzie  $M = \frac{1}{V_h}$

Wielkość z może być określona eksperymentalnie na próbnych odcinkach kanału. Należałoby w tym celu wykorzystać w budowie kanał i podzieliwszy pewną jego część na odcinki po 1,5 km, wykonać tymczasem tylko jeden z nich na pełną szerokość, a pozostałe wykonać prowizorycznie o coraz mniejszym przekroju, tak żeby przy przejściu statku próbnego otrzymać kolejno stosunek n równy 4,7, 6,7, 8, 10. Określiwszy początkowo szybkość pociągu na wodzie nieograniczonej stojącej (np. w porcie drzewnym w Toruniu lub Bydgoszczy) będziemy mogli porównać ją z szybkościami, jakie przy tej samej pracy maszyny okaza się na próbnych odcinkach.

## Wnioski

Na podstawie wyżej podanych obliczeń przychodzimy do następujących wniosków.

1) Obliczenie najkorzystniejszego przekroju kanału w zależności od spodziewanego ruchu powinno być oparte na stosunku kosztu pociągo-km do kosztu wykopu 1 m<sup>3</sup>.

2) Obliczenie teoretyczne powinno być poparte danymi eksperymentalnymi.

3) Obliczenie teoretyczne wskazuje, że przy dzisiejszych stosunkach wyżej wspomnianych kosztów stosunek  $n = F : f$  powinien wynosić:

|                            |          |
|----------------------------|----------|
| dla ruchu do 5 000 000 ton | $n = 5$  |
| 5 do 8 000 000 „           | $n = 6$  |
| 8 do 12 000 000 „          | $n = 7$  |
| 12 do 15 000 000 „         | $n = 8$  |
| powyżej 15 000 000 „       | $n = 10$ |

Książki i czasopisma techniczne — to źródła wiadomości o najnowszym postępie techniki, to pomoc w pracy zawodowej, środek do podniesienia kwalifikacji, droga do awansu

# DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

DR INŻ. ZYGMUNT SOCHOŃ

## Opracowanie dokumentacji technicznej do robót wodno-melioracyjnych w Związku Radzieckim

Przy opracowaniu dokumentacji technicznej do realizacji robót wodno-melioracyjnych na danym obiekcie istnieje w Związku Radzieckim trzy stadia:

- założenia projektowe,
- projekt techniczny,
- rysunki robocze.

Założenia projektowe dla inwestycji wodnych w zasadzie muszą bazować na zatwierdzonym generalnym projekcie gospodarki wodnej danego dorzecza względnie rejonu.

Podstawą do opracowania założeń projektowych są tzw. „planowe zadania do projektu”, które otrzymuje instytut projektowy od swoich władz zwierzchnich. W tych zadaniach podaje się rejon i obiekt z określeniem granic, w obrębie których powinny być zaprojektowane urządzenia wodno-melioracyjne, kierunek gospodarki narodowej, przede wszystkim rolnej (specjalizację) i podstawowe wielkości produkcji. „Planowe zadania” podają lokalizację ważniejszych urządzeń hydrotechnicznych i innych w tym obszarze oraz etapy realizacji różnych inwestycji, na podstawie zatwierdzonego generalnego projektu gospodarki wodnej danego rejonu z uwzględnieniem dążeń zainteresowanych jednostek gospodarczych (kołchozów, sowchozów itp.). „Planowe zadania” dają więc wytyczne, w jakim kierunku należy opracować założenia projektowe na tle rozwiązań kompleksowej gospodarki wodnej i potrzeb gospodarki narodowej.

Założenia projektowe dla danego obiektu, zestawione często w kilku wariantach, mają na celu ustalenie:

- technicznej możliwości i ekonomicznej celowości projektowanych inwestycji,
- najbardziej celowych technicznie i ekonomicznie rozwiązań zadań podanych w wytycznych,
- kolejności i terminów realizacji projektowanych inwestycji i zagospodarowania rolniczego, leśnego itp.,
- efektów gospodarczych.

Założenia projektowe zawierają:

- ogólną techniczno-ekonomiczną charakterystykę rejonu, w ramach którego znajduje się opracowywany obiekt,
- podstawowe elementy organizacji gospodarki rolnej, produkcyjno-ekonomiczną charakterystykę istniejącego stanu kołchozów, sowchozów i innych jednostek gospodarczych i wskaźniki gospodarcze (w tym wielkość i wartość produkcji rolnej po zrealizowaniu inwestycji),
- charakterystykę przyrodniczych właściwości obiektu tj. powierzchnię zlewni, relief, hydrografię, meteorologię, geologię i hydrologię, przyczyny istniejących stosunków wodnych i glebowych, roślinność jak również stan kultury rolnej, istniejącą sieć komunikacyjną i jej stan,
- charakterystykę odbiornika: wymiary koryta, jego spadki, rozwinięcie, warunki przepływu wód przy różnych stanach, urządzenia hydrotechniczne,
- warianty proponowanych rozwiązań technicznych i zagospodarowania wraz z porównawczą stroną techniczno-ekonomiczną i ich oceną oraz schemat urządzeń gospodarczych na obiekcie z uwzględnieniem granic administracyjnych,
- potrzeby w zakresie różnych gałęzi gospodarki narodowej, związane z realizacją i eksploatacją projektowanych inwestycji,
- ogólne wskazówki dotyczące organizacji i eksploatacji projektowanych urządzeń,
- rozmiar robót i ilości podstawowych materiałów budowlanych, dane dotyczące zaopatrzenia w sprzęt i maszyny oraz transportu — potrzebnych do realizacji inwestycji i zagospodarowania wg uogólnionych (scalonych) wskaźników oraz ogólne wskazówki o metodach realizacji robót budowlanych i gospodarczych,
- kosztorysy dla robót technicznych i gospodarczych, oparte o uogólnione wskaźniki,

- kolejność i terminy realizacji inwestycji, plan finansowania z uwzględnieniem źródła pokrycia wydatków: z kredytów państwowych bezzwrotnych i zwrotnych, ze środków własnych kołchozów i innych organizacji,
- wypowiedzi zainteresowanych powiatowych i wojewódzkich organizacji o wyrażeniu zgody na projektowane inwestycje i zagospodarowanie,
- program i kosztorys na studia i opracowanie projektu technicznego dla robót przewidzianych w pierwszej kolejności,
- przeglądowy plan meliorowanego obiektu z naniesieniem projektowanych urządzeń technicznych oraz zagospodarowania wg wszystkich wariantów,
- podłużne i poprzeczne przekroje istniejących cieków oraz projektowanych rekulacji rzek, głównych kanałów odwadniających i nawadniających, dróg; rysunki i obliczenia podstawowych budowli i proponowane typy mniejszych budowli,
- mapy geologiczne, hydrologiczne, glebowo-botaniczne i agrotechniczne z odpowiednimi przekrojami.

\* \* \*

Dla opracowania technicznych zagadnień założeń projektowanych przeprowadza się odpowiednie studia: topograficzne, wodno-melioracyjne, hydrologiczno-meteorologiczne, geologiczne i hydro-geologiczne, transportowe i organizacyjno-budowlane, a dla zagadnień zagospodarowania studia w zakresie: gleboznawczym, botanicznym, demograficznym, ekonomiczno-gospodarczym itp.

Omówimy tu tylko te prace, które inaczej niż u nas są prowadzone.

Studia i badania terenowe do założeń projektowych na obiektach o powierzchni do 5 000 ha wykonywane są w rozmiarze i w skali potrzebnej do projektu technicznego. Charakter i rozmiar studiów i badań do założeń projektowych na obiektach ponad 5 000 ha ustala się każdorazowo wg programu uzależnionego od warunków istniejących i zagadnień projektowych danego obiektu.

Badania terenowe przeprowadza się na podstawie map w skali 1:100 000, 1:50 000 względnie 1:25 000. Materiały z poprzednio wykonanych studiów i badań terenowych można otrzymać z urzędów rolnych, służby hydrologiczno-meteorologicznej i wodno-melioracyjnej, drogowej, przemysłu torfowego, gospodarki komunalnej, zarządów geologicznych, transportowych itp. Materiały kartograficzne, dane geodezyjne i ewent. zdjęcia szczegółowe dostarcza Główny Urząd Geodezji i Kartografii przy Radzie Ministrów ZSRR, względnie Pełnomocnik GUGiK przy Radzie Ministrów danej republiki.

\* \* \*

Przy sporządzaniu planów topograficznych obowiązują skale podane w tabl. 1.

Obszar zdjęcia powinien wykraczać poza granicę zainteresowanego terenu do wysokości 1 m, a w przypadkach istnienia płaskich terenów na odległość 50—200 m.

Rzeźba terenu uwidoczniona jest prawie wyłącznie przy pomocy warstwic wg zróżnicowania podanego w tabl. II.

Istniejące rowy (osuszające, nawadniające, drogowe, graniczne) są zdejmowane, jeśli ich głębokość przekracza 0,4 m, a długość na planie jest większa niż 2 cm. Kontury sytuacji nie mających gospodarczego znaczenia o powierzchni mniejszej od 1 ha nie są zdejmowane.

Znaki geodezyjne (punkty poligonowe, repery) o znaczeniu tymczasowym (dla potrzeb zdjęcia i realizacji robót wykonawczych) zakłada się w postaci pali drewnianych okorowanych lub osmołowanych.

TABLICA I

Obowiązujące skale planów pomiarowych

| Przeznaczenie planu topograficznego                                 | skala planu topograficznego przy powierzchniach |                   |
|---------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------|
|                                                                     | do 5000 ha                                      | powyżej 5000 ha   |
| A. Dla założeń projektowych plan terenu                             | 1 : 10000                                       | 1 : 25000         |
| plan odbiornika (rzeki)                                             | 1 : 10000                                       | 1 : 10000         |
| B. Dla projektu technicznego plan terenu                            | 1 : 10000                                       | 1 : 10000         |
| Plan odbiornika i obiektów o urozmaiconej sytuacji i rzeźbie terenu | 1 : 5000                                        | 1 : 5000          |
| Plan typowych rozwiązań szczegółowej sieci melioracyjnej            | 1 : 2000                                        | 1 : 2000          |
| Plan lokalizacji budowli hydrotechnicznych                          | 1 : 2000, 1 : 500                               | 1 : 2000, 1 : 500 |

Zdjęcia topograficzne wykonywane są następującymi metodami: stolikową, tachymetryczną, przekrojów poprzecznych i aerofoto. Dwie ostatnie są obecnie najczęściej stosowane.

TABLICA II

Zróżnicowanie warstw przy różnych skalach.

| Skala zdjęcia | Niziny i powierzchnie zabagnione | I n n e      |
|---------------|----------------------------------|--------------|
| 1 : 25000     | 1,00 m                           | 5,00 m       |
| 1 : 10000     | 0,25 — 0,50 m                    | 1,0 m        |
| 1 : 5000      | 0,25 m                           | 0,25 — 1,0 m |

Zdjęcia powierzchni zalesionych wykonuje się przy pomocy pomiarów prostopadłych do założonych przekrojów poprzecznych co 100 — 300 m. Na terenach otwartych, względnie częściowo zalesionych, rzeźba i sytuacja dowiązywana jest do przekrojów poprzecznych terenu, założonych w odległości 300—400 m. Na podmokłych gruntach mineralnych stosowane jest niekiedy zdjęcie siatkowe o rozstawie 25—50 m (dla drenowania). Linie przekrojów poprzecznych nie mogą być dłuższe niż 5 km i oba ich końce muszą być dowiązane do osnowy geodezyjnej (magistral). Długość poprzeczników uwiązanych do magistrali jednym końcem nie może być większa niż 2 km.

Przekroje poprzeczne wytyczane są w zasadzie równoległe do siebie, w poprzek doliny zakładając na nich tymczasowe repery w odległości do 2 — 3 km. Pomiar długości przekroju dokonuje się jednorazowo przy pomocy taśmy. Przy przekrojach dowiązanych w jednym końcu do magistrali przy długościach ponad 0,5 km długość mierzona jest dwukrotnie. Pikiety na przekrojach daje się co 100 m i w punktach charakterystycznych rzeźby i sytuacji.

Zdjęcie szczegółów między przekrojami wykonywane jest albo tachymetrycznie albo metodą stolikową.

Sondowanie głębokości zalegania torfu prowadzi się w zasadzie jedynie wzdłuż założonych przekrojów poprzecznych, zaznaczając na planie sytuacyjnym linie zalegania torfu pod linią przekroju, z zakreskowaniem i podaniem głębokości torfu (przekrój torfowy), względnie wykreślając warstwicę mineralnego podłoża torfu przy głębokościach jego ponad 1 m (co 0,5 m) oraz linie zasięgu złoża torfowego (tzw. linię zerową).

Przy zdjęciach rzek i kanałów zakłada się ciąg poligonowy po jednej stronie cieku w odległości nie mniejszej niż 10 m i nie większej niż 50 m od brzegu. Ciąg poligonowy dowiązywany jest do sieci triangulacyjnej, a w przypadku jej braku — kontrolowany przeciętnie co 15 km długości ciągu przy pomocy pomiaru azymutów. Co 5 — 6 km zakłada się stałe trwałe repery, a pomiędzy nimi — czasowe w zasadzie w linii ciągu poligonowego. Do ciągu poligonowego dowiązywany jest szczegółowy pomiar przekręgów i przekrojów koryta rzecznoego lub kanału.

Przy zdjęciach do założeń projektowych zakłada się nad rzeką ciąg poligonowy bardziej prostoliniowy. Pomiar sytuacyjno-niwelacyjny rzeki wykonywany jest z małą ilością punktów, ale sporządza się dokładny szkic. Natomiast przy zdjęciach do projektu technicznego zakładane są uzupełniające ciągi poligonowe dowiązane do poprzednio wykonanego ciągu, jednak bardziej dopasowane do linii jednego brzegu i wtedy wykonuje się dokładny pomiar sytuacyjno-niwelacyjny rzeki.

W pierwszym przypadku przekroje poprzeczne koryta cieku oraz niwelacje lustwa wody wykonywane są co 2 — 3 km wzdłuż długości rzeki oraz w miejscach ujścia dopływów, wyraźnych zmian przeciętnej szerokości i charakteru koryta. W drugim przypadku zakłada się przekroje i niweluje lustro wody przeciętnie co 100 m.

W przypadku jeśli nie przewiduje się regulacji rzeki pomiar przekroju poprzecznego koryta rzeki i poziomu lustwa wody wykonywany jest jedynie w miejscu przecięcia się z rzeką przekrojów poprzecznych ogólnego zdjęcia dolnego.

Na sporządzonych planach wykazuje się m. in. miejsca wykliniania się wód gruntowych. W sprawozdaniu technicznym do operatu pomiarowego podawana jest dokładna charakterystyka terenu od strony hydrologiczno-melioracyjnej.

\* \* \*

Studia geologiczne i hydrogeologiczne do założeń projektowych mają na celu:

- wyjaśnić charakter geomorfologicznej budowy badanego obiektu,
- ustalić stratygraficzną budowę i litologiczny układ złóż do głębokości pierwszego horyzontu wody, jednakże nie głębiej niż 15 m,
- ujawnić rolę i udział wód wglębnych w zabagnieniu gruntów,
- ogólnie ocenić wodne i budowlane własności gruntów,
- określić zasobność i stratygrafię torfowisk.

Studia w tym zakresie do projektu technicznego prowadzone są w kierunku bardziej szczegółowego rozpoznania w terenie wyżej podanych zagadnień, a przede wszystkim przeprowadzane są badania dotyczące stratygraficznej budowy, litologicznego układu oraz wodnych i budowlanych właściwości gruntu wzdłuż przyszłej trasy regulacyjnej rzeki, głównych kanałów i w miejscach budowy większych urządzeń hydrotechnicznych.

Badania te przeprowadza się szczegółowiej w granicach danego obiektu i bardziej ogólnie dla całego dorzecza metodą marszrutową, przy użyciu mapy w skali nie mniejszej od 1:00 000 lub wzdłuż rozpoznawczych profilów, które np. na bagnach o jednostajnym charakterze zakłada się co 3 — 5 km — najczęściej w liniach przekrojów dla zdjęć topograficznych. Co trzeci przekrój sięga do wododziałów zlewni danego obiektu. Wzdłuż wyznaczonych przekrojów przeprowadza się wiercenia i odkrywki w przeciętnych odległościach podanych w tabl. III.

TABLICA III

Przeciętne odległości między odkrywkami i wierceniami wzdłuż wyznaczonych przekrojów

| Skala planu          | Charakter pochodzenia wód |            |             |
|----------------------|---------------------------|------------|-------------|
|                      | atmosferyczne             | gruntowe   | artezyjskie |
| 1 : 50000, 1 : 25000 | 2,0—3,0 km                | 1,5—3,0 km | 0,8—1,0 km  |
| 1 : 10000            | 1,0—1,5 „                 | 0,8—1,0 „  | 0,6—0,8 „   |
| 1 : 5000             | 0,8—1,0 „                 | 0,5—0,8 „  | 0,4—0,6 „   |
| 1 : 5000             | 0,3—0,5 „                 | 0,2—0,5 „  | 0,2—0,4 „   |

Dla opracowania projektu technicznego wykonywane są wiercenia i odkrywki wzdłuż projektowanych tras regulacyjnych rzek i kanałów z rozstawą mniejszą niż podano w tabl. III. Głębokość tych wierceń powinna sięgać co najmniej na 0,5 m poniżej przyszłego dna koryta. Przy wierceniach i odkrywkach notowany jest poziom i charakter wód (np. wydostające się pod ciśnieniem). Co 0,5 m głębokości pobiera się próbki gruntu z 2 — 3 najbardziej charakterystycznych otworów przekroju przekazując je następnie do laboratorium do analizy mechanicznej.

Dla określenia wodno-fizycznych właściwości gruntu w warstwie 1 — 2 m zakładane są w poprzek kompleksu bagiennego co 200 — 300 m studzienki, w których co najmniej przez 1 rok bada się poziomy wód gruntowych. Notowania prowadzi się raz na 2 — 3 dni wiosną i w okresie deszczów a poza tym co 5 — 10 dni. Co najmniej 2 razy w okresie wegetacyjnym przeprowadzany jest pomiar przepięsliwości gruntu drogą odpompowania, względnie zalewania studzienek przy użyciu małych motopomp na samochodach. Prowadzone są przy tym obserwacje położenia lustra wody gruntowej w sąsiednich studzienkach. Prócz tego próbki gruntu w nienaruszonym stanie przekazuje się do laboratorium celem zbadania pojemności wodnej.

\* \* \*

Do założeń projektowych opracowuje się dokładnie hydrologię opartą o notowania wodowskazowe, badania przepływu i ruchu rumowiska oraz dane opadowe. W przypadkach braku danych wodowskazowych zakładane są na okres badań terenowych czasowe wodowskazy co 10 — 20 km, a co najmniej dwa na badanym odcinku rzeki oraz przeprowadzane są pomiary przepływu wody i ewentualnie ruchu rumowiska. Analiza danych z tych czasowych wodowskazów i ze stałego wodowskazu na rzece z wieloletnimi notowaniami pozwala na ustalenie reżimu wodnego w przecięciu wielu lat oraz w latach suchych i mokrych. Gdy brak jest wodowskazu na danej rzece bierze się pod uwagę wodowskaz z sąsiedniego dorzecza o podobnym charakterze reżimu wodnego, względnie — w ostateczności (w rzadkich przypadkach) — oblicza się charakterystyczne przepływy ze wzorów empirycznych w oparciu o notowane opadowe.

Do projektu technicznego tylko w wyjątkowych wypadkach hydrologia jest dodatkowo uzupełniona.

Przy rozwiązywaniu projektów nawodnienia zbiera się ze stacji meteorologicznych i dokładnie analizuje dane o opadach, temperaturze powietrza i gleby, parowaniu, niedosycie wilgotności, zjawiskach fenologicznych i reżimie wilgotności gleby.

\* \* \*

Na planie sytuacyjno-wysokościowym do założeń projektowych nie jest projektowana szczegółowa sieć odwodniająca i nawodniająca a jedynie podstawowa. Jednakże projektant w części opisowej operatu omawia system i rozstawę sieci melioracyjnej, dla uzasadnienia sieci podstawowej i lokalizacji ważniejszych budowli w powiązaniu ze sposobem gospodarowania rolniczego.

Zatwierdzone założenia projektowe dają podstawę do opracowania projektu technicznego.

W projekcie technicznym opracowuje się już dokładnie sieć podstawową melioracyjną, szczególnie regulację rzeki. Sieć szczegółową rozwiązuje się w rozmiarze przewidzianym do realizacji w terenie na 2 — 3 lata. A zatem cały szczegółowy projekt techniczny opracowany jest etapami co 2 — 3 lata. Rezultaty techniczne i gospodarcze na obszarze zrealizowanych robót dają pogląd, czy rozwiązania szczegółowe w projekcie technicznym były słuszne i w zależności od tego można w następnym projekcie technicznym dla dalszej części kompleksu (na 2 — 3 lata realizacji) inaczej rozwiązać melioracyjną sieć szczegółową, a nawet sposób zagospodarowania.

Przy projektach technicznych dla dużych nawadnianych obszarów o jednostajnym charakterze gruntu pod względem topograficznym, glebowym i hydrogeologicznym, nie projektuje się sieci szczegółowej na całym obszarze, na którym mają być wykonane melioracje w ciągu najbliższych 2 — 3 lat, ale opracowuje się szczegółowo tylko pewien typowy fragment, który jest schematem ideowego rozwiązania dla całego obszaru. I tak np. dla obszaru 10 000 ha wybiera się najbardziej typowy fragment terenu ok. 3000 ha i dla niego rozwija się układ sieci melioracyjnej, obejmującej rowy czasowe i podaje się kierunek i rozstawę brzdów względnie pasów smużnych polewowych albo też sieci drenarskiej normalnej i kreciej.

W projekcie technicznym szczegółowo opracowywane są wszelkie budowle hydrotechniczne, a nowe typy mniejszych budowli i większe budowle szczególnie w tzw. hydrowęzłach (jaz piętrzący i przy nim urządzenia wypustowe do

kanałów nawadniających) są badane w laboratoriach wodnych.

Przedmiar robót oraz kosztorys dla melioracyjnej sieci podstawowej wraz z budowlami na niej oblicza się dokładnie na podstawie technicznego projektu dla całego obszaru przewidzianego do melioracji w pierwszym etapie. Natomiast dla sieci szczegółowej, oblicza się dokładnie według projektu technicznego przeciętny przedmiar robót i koszt przypadający na 1 ha powierzchni typowego fragmentu terenu. Na tej podstawie określany jest przedmiar robót i kosztorys sieci szczegółowej dla całego obszaru melioracyjnego w pierwszym etapie.

Opracowanie kosztorysów oparte jest na obowiązujących scalonych normach i cenach jednostkowych. Przy opracowaniu kosztorysów robót na obszarze przewidzianym do melioracji w drugim względnie następnych etapach projektant posługuje się cenami jednostkowymi uzyskanymi z praktyki wykonania robót w poprzednich etapach na tymże obiekcie.

W projektach technicznych stosunkowo szczegółowo opracowany jest projekt zagospodarowania rolniczego meliorowanego obszaru, z wyznaczeniem systemów, a w nich rotacji płodozmianowych w obrębie poszczególnych kołchozów i sowchozów, z obliczeniem ilości ludzi, maszyn, sprzętu i zwierząt gospodarskich do obsługi rolnictwa, z wyznaczeniem miejsc pod osiedla normalne względnie specjalizowane (np. hodowla bydła, trzody chlewnej, kur itp.) i pod pasy leśne, z obliczeniem ilości potrzebnych nawozów, nasion, sadzonek, zdolności produkcyjnej poszczególnych gospodarstw, spożycia wewnętrznego i ilości produkcji, która będzie oddawana poza dane gospodarstwo itp. W związku z tym, projektant dokładnie opracowuje organizację eksploatacji systemów nawodniających i harmonogramy polewów dla każdego układu płodozmianowego na zainteresowanym obszarze z uwzględnieniem roku: przeciętnego, suchego i mokrego.

Bardzo wnikliwie rozpracowane są organizacja i harmonogram wykonania robót, niejednokrotnie w szeregu wariantów. Ideą przewodnią tych opracowań jest uzyskanie jak najdalej idących oszczędności. Instytut projektowy kontaktuje się z przewidzianym do realizacji robót wykonawcą i uzyskuje od niego dane o jego organizacji i sprzęcie, jaki będzie miał do dyspozycji na danej budowie. Projektant opiera się na tych danych, jednakże one zbyt często nie krepują, gdyż jego obowiązkiem jest przenosić najnowsze doświadczenia w dziedzinie organizacji robót, produkcji i pracownych maszyn i sprzętu na projektowany plac budowy, pod warunkiem, że osiągnięcie się zmniejszenie nakładów inwestycyjnych, zwiększenie stopnia mechanizacji robót i skrócenie terminu realizacji robót.

\* \* \*

Trzecie stadium opracowania dokumentacji technicznej — rysunki robocze — wykonuje instytut projektowy na podstawie zatwierdzonego projektu technicznego. Obejmują one: detale budowli hydrotechnicznych, jak uzbrojenia, konstrukcje połączeń, urządzenia wyciągowe, deskowania przy betonowaniu, szczegółowe rysunki ubezpieczeń dna i skarp, rozmiary wykopów pod budowle i ubezpieczenia. Do stadium rysunków roboczych należy również zaprojektowanie melioracyjnej sieci szczegółowej na obszarze nie objętym przez rozwiązanie typowego fragmentu. To ostatnie opracowuje albo instytut projektowy, albo organizacja wykonująca roboty w terenie.

\* \* \*

Główny ciężar prac nad dokumentacją techniczną spoczywa — jak widzimy — na założeniach projektowych. W niektórych przypadkach, np. w projektach odwadniania terenu, wykonuje się tylko założenia projektowe i rysunki robocze, bez projektu technicznego. Przy czym instytut projektowy w porozumieniu z organizacją wykonawcą deleguje projektantów do wytyczenia sieci podstawowej i szczegółowej w terenie. W pewnych przypadkach, gdy studia topograficzne zostały przeprowadzone mniej szczegółowo, to nawet przy istnieniu projektu technicznego projektanci wytyczają sieć podstawową, a czasem i szczegółową w terenie przed rozpoczęciem robót i wprowadzają odpowiednie lokalne poprawki do projektu technicznego. Nie mogą one jednak zmienić zasad rozwiązywania projektu.

Z praktyki nad opracowaniem dokumentacji technicznej dla robót wodno-melioracyjnych wyciągnięto w Związku

Radzieckim wniosek, że można zrezygnować z projektu technicznego, a ograniczyć się do dwóch stadiów: do założeń projektowych i rysunków roboczych odpowiednio je rozszerzając. W tym kierunku były już w 1952 r. opracowywane odpowiednie instrukcje, co wpłynie na zmniejszenie pracochłonności i przyspieszenie opracowania dokumentacji technicznej.

\* \* \*

Studia wstępne, badania terenowe w zakresie stwierdzenia istniejących warunków przyrodniczych, dynamiki procesów glebowych, rozwoju roślin, reżimu wodnego, rozwoju gospodarczego i predyspozycji terenu na bazie naturalnych jego właściwości są przeprowadzane z dużym nakładem pracy, a materiały analizowane wnikliwie. Daje to rzeczywiście dobrą i pełną podbudowę dla koncepcyjnej decyzji projektanta i szczegółowego rozpracowania systemów melioracyjnych.

Charakterystycznym zjawiskiem w pracy projektanta jest to, że rozplanowanie szczegółowej sieci melioracyjnej stara się on w zasadzie opracować według pewnego ideowego schematu, zaleconego przez instytuty naukowo-badawcze dla określonych warunków. Ma to szczególnie szerokie zastosowanie przy projektowaniu nawodnień systemem rowów czasowych. Istnieje kilka wypracowanych schematycznie układów sieci rowów czasowych, bruzd, względnie pasów smużnych, dla różnych przypadków konfiguracji i spadków terenu, i te schematy projektant stara się dopasować do rozpatrywanego terenu. Stosowanie tego rodzaju szablonów ogromnie upraszcza projektantowi obliczenia zarówno hydrauliczne, jak i hydrologiczne, ilości robót ziemnych, przedmiaru robót i kosztorysu. Do schematów dołączone są bowiem tabele wymiarów rowów, bruzd, pasów smużnych, dopuszczalnych spadków i prędkości minimalnych i maksymalnych, głębokości napełnienia, ilości prowadzonej wody do nawodnienia i dopuszczalnych długości elementów sieci nawadniającej, a nawet wymiarów pola obsługiwanego przez doprowadzalnik. Wymiary rowów i pasów smużnych są ujednolicone w zależności od standardowych maszyn, które je będą wykonywały.

Stosowanie schematów ma duże znaczenie również dla wykonawstwa, które jest wyposażone w odpowiednie maszyny do robót ziemnych (rowy czasowe) i do upraw polowych (bruzdy i pasy smużne). Ma to również znaczenie dla eksploatacji w zakresie dozowania odpowiedniej ilości wody do nawodnienia wg systemu opartego o schemat. Ilość wody regulowana jest głębokością napełnienia rowów, bruzd i pasów smużnych, długością czasu nawodnienia i ilością pól.

Stosowanie takiej metody projektowania nastawione jest na ułatwienie realizacji robót oraz uproszczenie prac przy eksploatacji. Niewątpliwie ułatwia to i przyspiesza pracę projektową i pozwala na odciążenie sił fachowych koncepcyjnych.

Nie znaczy to, że przy rozwiązywaniu sieci szczegółowej w terenie bardziej pofalowanym unikać można zaprojektowania pewnej ilości robót ziemnych dla wyrownania powierzchni gruntu. W niektórych przypadkach przewiduje się zdjęcia wypukłości i przesunięcia ich do miejsc niższych, o rozmiarze przeciętnym około 140 m/ha. Wobec szeroko rozwiniętej mechanizacji robót wodno-melioracyjnych, tego rodzaju prace nie są problemem i na żyznych glino-lessowych terenach środkowej Azji są one obecnie przy przechodzeniu na nowy system nawodnienia, przy pomocy rowów czasowych, na porządku dziennym.

\* \* \*

Studia terenowe w Związku Radzieckim prowadzone są przez ekspedycje, składające się z topografów, hydrologów, geologów, botaników, gleboznawców, agronomów i ekonomistów oraz projektantów. Wyruszają oni w teren razem w kolumnie samochodowej z odpowiednim wyposażeniem, jak np. namioty, kuchnia, elektrownia polowa, urządzenie pompowe, sprzęt wiertniczy, łódzie, a czasami i radiowa aparatura nadawczo-odbiorcza. Równoległa współpraca różnych fachowców w terenie daje dobre wyniki i pozwala od razu na miejscu naświetlić problemy od strony różnych specjalności, skoordynować i skoncentrować wysiłek na zagadnienia mające istotne znaczenie dla właściwego opracowania projektu i dla wykonawstwa.

W warunkach polskich specjaliści pracują oddzielnie i dane zebrane z terenu konfrontuje się na naradach w czasie przeprowadzania a najczęściej w końcu badań i wysuwane są wnioski, przy czym niejednokrotnie zachodzi potrzeba dodatkowych opracowań.

Przeprowadzane przez nas ekspertyzy przedmelioracyjne spełniają swoją rolę i są ustawione we właściwym kierunku. Należałoby jednak przejść na jednoczesną pracę w terenie wszystkich specjalistów a nie każdego oddzielnie. Dotychczasowy system pracy wynika z tego, że korzystamy z pomocy fachowców spoza Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych.

Należałoby u nas wprowadzić badania przesiąkliwości oraz pojemności wodnej gruntu, aby projektant miał właściwą podstawę do określenia rozstawu i głębokości urządzeń odwadniających-nawadniających oraz ilości wody do nawodnień.

Należałoby również większą uwagę zwrócić na geomorfologię i hydrogeologię terenu objętego ekspertyzą a szczególnie na pochodzenie wód w zabagnionych dolinach, od czego uzależniony jest właściwy system melioracyjny.

Dotychczas opracowywane u nas założenia projektowe dla robót melioracyjnych nie spełniały prawie zupełnie swego zadania jako podstawy dla projektanta. Musimy znaleźć odpowiednią metodę opracowania i wzór właściwych dla naszych warunków założeń projektowych, według specyfiki związanej z gospodarką wodną w ujęciu kompleksowym. Założenia projektowe dla robót wodno-melioracyjnych powinny w zasadzie bazować na generalnym projekcie kompleksowej gospodarki wodnej w całym dorzeczu i obejmować w miarę możliwości całą dolinę cieku względnie kompleks. To stadium dokumentacji technicznej powinno stosunkowo dokładnie precyzować system urządzeń wodno-melioracyjnych i lokalizację sieci podstawowej i ważniejszych budowli, sposób zagospodarowania, etapy realizacji, kosztorys według wskaźników techniczno-ekonomicznych oraz spodziewane efekty gospodarcze. Zanim nie będziemy mieli generalnych projektów gospodarki wodnej dla całych dorzeczy, założenia projektowe powinny zawierać projekt wstępny i być opracowywane na podstawie ekspertyzy przedmelioracyjnej, uzupełnionej we wnioskach szkicowym projektem rozwiązania melioracji w dorzeczu.

Wydaje się celowe przy projektach większych obiektów, których realizacja będzie trwała szereg lat, opracowywać sieć podstawową i główne budowle dla całości zainteresowanego obszaru, ale sieć szczegółową z przedmiarami robót i kosztorysem przygotować tylko dla tej części obszaru, gdzie roboty będą wykonywane w ciągu najbliższych 2—3 lat. Pozwoli to na przyspieszenie opracowywania dokumentacji technicznej dla bieżących potrzeb wykonawstwa.

Należy zwrócić również dużą uwagę na opracowanie projektów organizacji robót. Napotykamy tu jednak na następujące trudności: zleceniodawca nie może dokładnie określić, ile lat będzie trwała realizacja robót, z jakim nasileniem oraz jakie maszyny i sprzęt będzie miał do dyspozycji, jak również lokalizacji magazynów podstawowych i pomocniczych. Projektant często decyduje się na te czy inne założenia, które jego zdaniem z punktu widzenia technicznego są najsluszniejsze, a nie zawsze znajdujące potwierdzenie w rzeczywistości. Niejednokrotnie projektant, nie mając wytycznych od zleceniodawcy a przypuszczając, że na daną robotę nie będą dostarczone środki do mechanicznego wykonania robót ziemnych, betonowych czy palisady, przyjmuje środki najprostsze, będące dotychczas w powszechnym użyciu na budowach. W takiej sytuacji projekt nie mobilizuje do wysiłku w kierunku szukania możliwości tańszego i szybszego zrealizowania robót, nie marzuca systemu postępowych środków wykonania robót, z obawy, żeby danego zleceniodawcy nie postawić w trudnej sytuacji po linii finansowania inwestycji, w przypadku nieuzyskania przez niego sprzętu przewidzianego w projekcie organizacji robót.

\* \* \*

Doświadczenie instytutów projektowych Związku Radzieckiego w dziedzinie opracowania dokumentacji technicznej dla robót wodno-melioracyjnych jest ogromne. Metody i poziom pracy przy studiach i badaniach terenowych oraz przy opracowywaniu projektów mogą służyć nam jako wzór do naśladowania i odpowiedniego przenoszenia w nasze warunki.

# DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. KAZIMIERZ MAJEWSKI

## Rola i budowa filtrów studziennych

*Brak dostatecznie wyczerpującej literatury fachowej (krajowej) w zakresie budowy studzien, szczególnie wierconych, skłonił autora do podania w jasnej i zwięzłej formie opisu jednej z zasadniczych czynności, warunków odpowiedniego filtra. Zagadnienie to, szczególnie ważne w kierunku poprawy urządzeń sanitarnych na wsi, interesuje wszystkich wykonawców, którzy w praktyce swej*

W systemie gospodarki planowej oraz w rozwoju poszczególnych dziedzin tej gospodarki istnieje ścisła współzależność. Jeśli w okresie Planu 6-letniego ma miejsce szybka rozbudowa przemysłu, to w tym czasie w odpowiednim stosunku rozwinąć się również musi produkcja rolna. Dysproporcje w postępie przemysłu i rolnictwa, miasta i wsi muszą zniknąć, jeśli mamy naszej całej gospodarce narodowej zapewnić szybki i prawidłowy rozwój. Dlatego też Plan 6-letni oprócz rozwoju produkcji w rolnictwie ma przekształcić strukturę wsi i przebudować podstawy bytowania ludności wiejskiej. Przewiduje on usunięcie wielowiekowych zaniedbań na wsi, m. in. na odcinku sanitarnym.

Stan sanitarny wsi powinien być podniesiony przede wszystkim przez budowę i rozbudowę niezbędnych urządzeń technicznych w gromadach oraz w spółdzielniach produkcyjnych.

Zaopatrzenie osiedli wiejskich w wodę jest tym zagadnieniem, które w drugiej połowie Planu 6-letniego powinno wysunąć się w rozwoju rolnictwa na jedno z czołowych miejsc.

Obecnie zaopatrzenie osiedli wiejskich w wodę spoczywa dotychczas wyłącznie na służbie wodno-melioracyjnej, wchodzącej w skład Ministerstwa Rolnictwa. W ramach planów inwestycyjnych służba wodno-melioracyjna wykonała dotychczas ponad 10 000 sztuk studzien (kopanych i wierconych) oraz wodociągów wiejskich. Plan ten został wykonany własnym, bardzo nielicznym personelem fachowym.

Włożony wysiłek był ogromny, tym bardziej, że zagadnienie budowy studzien jest zagadnieniem specjalnym, nie wchodzącym do normalnego zakresu czynności prac melioracyjnych i które nie zawsze były dostatecznie znane służbie wodno-melioracyjnej w chwili powstawania tego problemu w terenie. Zebrane w niniejszym artykule dane o filtrach, jako jeden z najistotniejszych elementów przy budowie studzien wierconych, powinny — choć w części — przyczynić się do ułatwienia pracy w tym zakresie i być życzliwie przyjęte przez tych, którym przysjdzie walczyć w pierwszych szeregach o nową — socjalistyczną wieś.

Rozpatrzmy więc po kolei filtry studzien wierconych. Przede wszystkim należy określić cel filtra, tym bardziej, że z brzmienia wyrazu filtr odnosi się wrażenie jakby miał on za zadanie filtrowanie wody. Tak jednak nie jest, ponieważ woda płynąca w warstwie wodonośnej już zabarwiona lub mętna, po przejściu przez filtr, bynajmniej się nie oczyszcza. Woda ze studni przy pompowaniu wypływa taka jaka była w warstwie wodonośnej. Zadanie filtra polega więc nie na filtrowaniu, a na powstrzymaniu piasku z warstwy wodonośnej, aby nie płynął on razem z wodą i nie przyczyniał się przez to do nadmiernego zużycia części pompowych.

Piaski znajdujące się w warstwie wodonośnej składają się z ziaren o różnych wymiarach. Czasem są one tak drobnoziarniste, że trudno je powstrzymać, aby nie zamknąć dopływu wody do studni. Różnorodność ziaren warstwy wodonośnej powoduje trudności w konstrukcji filtra, który by z jednej strony nie pozwalał na wpływanie najdrobniejszych ziaren piasku, a z drugiej jak najmniej przeszkadzał w dopływie wody do studni.

Z powyższego jasno wynika, że filtr w studniach wierconych jest jedną z najważniejszych części składowych i dlatego jego rodzaj i wykonanie warunkują właściwą

wydajność studni. Filtry studzien wierconych powinny więc odpowiadać następującym warunkom:

— W miarę możliwości powinny posiadać niewielki opór dla dopływu wody do studni oraz zatrzymywać drobne części warstwy wodonośnej. Wymywanie części gruntu warstwy wodonośnej jest dopuszczalne tylko w początku pracy filtra, tj. do czasu ukończenia próbnych pompowań.

— Powinny posiadać dostateczną wytrzymałość ścianek na ciśnienie gruntu.

— Konstrukcja filtra powinna pozwalać na wydobycie go z otworu wiertniczego dla zamiany na nowy.

— Filtr powinien być tani i posiadać w miarę możliwości małą średnicę. Zwiększenie średnicy filtra powoduje podwyższenie kosztów wykonania otworu wiertniczego, a tym samym i całej studni.

Wybór typu i konstrukcji powinien być dokonany z uwzględnieniem wszystkich wymogów, bowiem zastosowanie wadliwego rodzaju filtra może bardzo szybko nie tylko obniżyć, ale i uniemożliwić dopływ wody do studni.

W studniach już istniejących, jak i nowowyprowadzonych, naruszenie normalnej pracy filtra może być spowodowane następującymi przyczynami:

— Zatkaniem drobnych otworów filtra cząstkami gruntu z warstwy wodonośnej, tzw. „zarośnięciem“ filtra; w tym przypadku, na skutek zżewienia otworów filtra, opór jego gwałtownie rośnie, co pociąga za sobą zmniejszenie dopływu, a nawet zupełne przerwanie;

— stałym przenikaniem przez otwory filtra ziarn gruntu (piasku) z warstwy wodonośnej ze względu na większe rozmiary otworów filtra w stosunku do średnic ziarn piasku (nieodpowiednio dobrany filtr);

— osadzaniem na ściankach otworów filtra osadów żelazistych, wapiennych i innych; powoduje to zżewienie otworów filtra, a tym samym wzrost oporu dla dopływającej wody;

— zużyciem filtra na skutek działania procesów chemicznych i elektrochemicznych, powstających przez wzajemne oddziaływanie materiałów filtra i związków chemicznych rozpuszczonych w wodzie.

Filtry studzien wierconych składają się z trzech części: roboczej, osadnika i rury nadfiltrowej.

Część robocza przedstawia rurę z otworami lub szczelinami dla przepuszczenia wody. Rura owinięta jest siatką filtracyjną i otoczona zasypką żwirową z tym, że w gruboziarnistych warstwach wodonośnych, a przede wszystkim w żwirowych, siatka i zasypka jest zbędna.

Osadnik służy do gromadzenia piasku przenikającego do studni i opadającego na dno. Usunięcie osadów może nastąpić bądź to przy pomocy szlamówki, bądź przy małych głębokościach studni przy pomocy wypłukiwania wodą (z góry). Osadnik położony jest poniżej części roboczej filtra i przedstawia sobą odcinek rury o długości od 1 do 10 m w zależności od głębokości studni. Dolny otwór osadnika zatyka się drewnianym korkiem, na który nasypywana jest warstwa żwiru grubości 0,2 — 0,5 m, wskutek czego dopływ wody do filtra i studni odbywa się wyłącznie przez boki filtrów.

Rura nadfiltrowa służy dla połączenia filtra z kolumną rur wiertniczych. Jest to odcinek rury długości około 5 m, połączony w dolnej części z roboczą częścią filtra, a w górnej posiadający specjalny zamek dla uchwytu sztang przy opuszczaniu lub podnoszeniu filtra. Przestrzeń pomiędzy filtrem a rurami płaszczowymi, przez którą mogłyby się do-

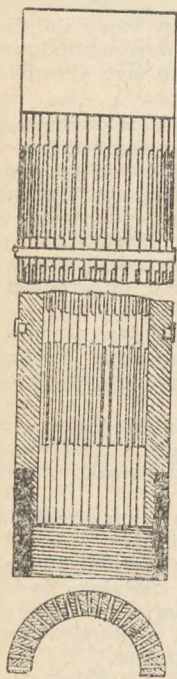
stać piasek do studni, uszczelniana jest za pomocą pierścienia gumowego, ściskanego specjalną nakrętką. Po założeniu filtra rury płaszczowe podciąga się do góry na taką wysokość, aby filtr bezpośrednio stykał się z warstwą wodonośną.

Opisany sposób wykonania filtra umożliwia przeprowadzenie jego naprawy w razie uszkodzenia lub „zarośnięcia”. Po zwolnieniu nakrętki przy pierścieniu uszczelniającym, filtr może być wyciągnięty ze studni za pomocą żerdzin (sztang), wkręconych do rury nadfiltrowej, która powinna posiadać do tego celu gwint wewnętrzny. Ażeby osadzić filtr z powrotem, musi być powtórnie odwiercona dolna część otworu, rury płaszczowe opuszczone do dawnego poziomu i znowu podciągnięte w celu odświeżenia naprawionego i obciążonego filtra.

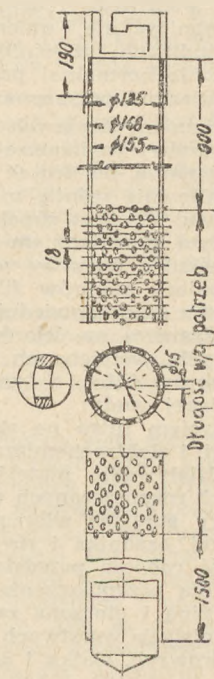
Niekiedy przy płytkich studniach rura nadfiltrowa zmienia się na nieprzerwaną kolumnę rur, która doprowadzona jest do powierzchni ziemi i służy jednocześnie jako kolumna robocza. Przy tym jednak rodzaju studni, filtr jest tego samego przekroju co rura studzienna i stanowi jej przedłużenie. Jest to niewygodne i nieekonomiczne, ponieważ przy późniejszym odnowieniu filtra należy całą rurę (łącznie z filtrem) wyciągnąć. Dla ponownego włożenia rury i filtra do ziemi należy wiercić nowy otwór.

Przy budowie studzien wierconych stosowane są cztery następujące typy filtrów: 1) szczelinowe względnie otworowe, 2) siatkowe, 3) żwirowe i 4) grawitacyjne (dzwonowe).

W praktyce najczęściej mamy do czynienia z filtrami siatkowymi, rzadziej z filtrami szczelinowymi i otworowymi, które mogą być stosowane w gruboziarnistych warstwach wodonośnych. Wreszcie filtry żwirowe i grawitacyjne stosowane są przy studniach o większych wymiarach poprzecznych, tj. tam gdzie chodzi o wielkie wydajności wody, a ponadto kiedy ujęcie wód następuje w drobnoziarnistych warstwach wodonośnych.



Rys. 1. Filtr szczelinowy z klepek drewnianych.

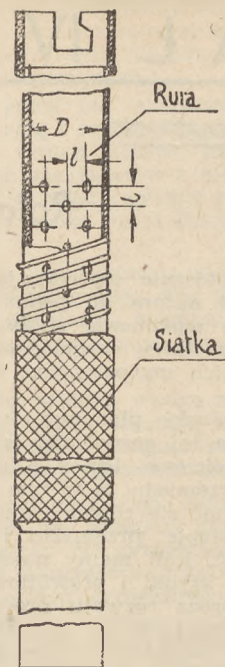


Rys. 2. Filtr otworowy.

Rozpatrzymy po kolei wspomniane typy filtrów z tym, że największą uwagę zwrócimy na filtry siatkowe, jako najbardziej rozpowszechnione.

W filtrach szczelinowych podstawowym elementem są wąskie szczeliny wykonane w ścianach rury. W przypadku kiedy zamiast szczelin wykonane będą otwory, filtry takie noszą nazwę otworowych.

Wymiary szczelin powinny być mniejsze od średnic piasku znajdującego się w warstwie wodonośnej. Jednakże w przypadku gdyby szczeliny te były mniejsze od ziaren piasku, to opór filtra dla dopływu wody byłby bardzo duży, a ponadto istniałoby niebezpieczeństwo szybkiego „zarastania” szczelin. Praktycznie szczeliny te mogą być dwukrotnie większe



Rys. 3. Filtr siatkowy.

od średnic ziaren piasku znajdującego się w warstwie wodonośnej, ponieważ samoczynnie następuje segregacja piasku wokół filtra, a tym samym zabezpieczenie filtra od zapiaszczenia. Według danych praktycznych, szerokość szczelin  $t$  dla niejednorodnych warstw wodonośnych można przyjąć  $1,5 d_{50}$  do  $2 d_{50}$ , gdzie  $d_{50}$  — średnice ziaren piasku, których ilość wraz z mniejszymi wynosi 50% w stosunku do wagi próbki (określa się na podstawie analizy mechanicznej).

Dla otworów okrągłych można przyjmować średnice  $t = 3 d_{50}$ . Filtry szczelinowe wykonuje się albo z pełnych rur, w których robi się szczeliny, albo z oddzielnych elementów, pierścieni lub sztabek, między którymi pozostawia się szczeliny. Te ostatnie mogą być wykonane z drewnianych klepek (klepki dębowe — rys. 1). Dla wykonania szczelin w klepkach robi się podłużne wycięcia. Klepki związane są albo żelaznymi obręczami albo też skleja się je klejem nierozpuszczalnym w wodzie. Filtry szczelinowe i otworowe (rys. 2) stosowane są tylko w gruboziarnistych warstwach wodonośnych, przy ujęciu których, szerokość szczelin lub średnica otworów będzie dostatecznie duża (filtry te w drobnoziarnistych piaskach mogą być stosowane w tych przypadkach, kiedy będą obsypane gruboziarnistym piaskiem lub żwirem).

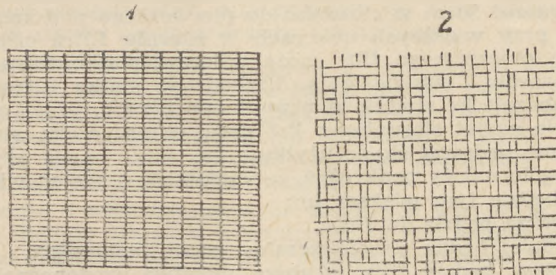
Ujemną cechą filtrów szczelinowych i otworowych jest ich zapiaszczanie, szczególnie w pierwszym okresie pracy, do czasu samoczynnej segregacji ziarn. Zaletą tych filtrów jest prostota ich budowy oraz możliwość wykonywania niewielkich średnic, co pozwala na zmniejszenie kosztów budowy całej studni.

W filtrach siatkowych podstawowym elementem roboczym jest drobna metalowa siatka filtrująca (przepuszczająca wodę, zatrzymująca piasek). Do tych filtrów używa się siatek z drutów miedzianych, mosiężnych lub ocynkowanych. Te ostatnie ze względu na korozję są nietrwałe i dlatego mogą one być stosowane przy studniach mających charakter czasowy. W ostatnich czasach w Związku Radzieckim stosowane są siatki z masy plastycznej, które okazały się odporne przeciw chemicznej i elektrolitycznej korozji.

Siatkę filtracyjną nakłada się na rdzeń nieelastyczny, zadaniem którego jest przyjmowanie ciśnienia gruntu. Rdzeniem takim zwykle jest rura stalowa z wywierconymi otworami. Aby siatka filtracyjna nie przylegała szczelnie do ścian rury i nie zmniejszała przez to powierzchni roboczej filtra, rurę zaopatruje się w podłużne druty lub częściej okręca się ją drutem o średnicy 2 do 3 mm, o skoku 15 mm.

Stosunek powierzchni otworów do powierzchni rury filtrowej powinien być nie mniejszy od 20%, ale z drugiej strony otwory również nie powinny zbyt obniżyć wytrzymałości rury. Otwory w rurze wykonuje się o średnicy 15 — 20 mm w układzie szachowym. Mniejsze otwory nie są wskazane,

ponieważ łatwo zarastają. Odległość pomiędzy szeregami otworów na rurze (rys. 3) powinna wynosić:  $l = 1,25 d$  do  $1,5 d$ , gdzie:  $d$  — średnica otworu w milimetrach, tj. przy  $d = 20$  mm  $l$  waha się od 25 do 30 mm.



Rys. 4. Siatka filtracyjna.  
1. wężykowa, 2. kwadratowa.

Rury filtrowe, ze względu na korozję, najlepiej wykonywać z materiałów odpornych, jak z żeliwa, stali nierdzewnej, ocynkowanego żelaza, ceramiki. W każdym razie niewskazane jest używanie rur miedzianych, które nie tylko są wykonane z materiału deficytowego, ale wykonane zazwyczaj z cienkiej blachy, nie wytrzymują ciągnięcia przy wydobywaniu filtra dla jego wymiany. Przy wyciąganiu filtru łatwo się urywa, a usunięcie urwanej części filtra napotyka na bardzo poważne trudności, zagrażające istnieniu całej studni.

Siatki filtracyjne bywają kwadratowe i wężykowe (rys. 4). Te ostatnie powstają przez obciążenie głównych mici siatki (podstawy — osnowy) drutem płaskim, przez co otrzymuje się siatkę o oczkach drobnych. Otwory siatek filtracyjnych są różnych wymiarów, zależnych od ilości drutów podstawy (osnowy) na jednostkę długości, od grubości drutu i od typu plecenia. Siatki oznaczają się zwykle numerami. Numer siatki określany jest jedną cyfrą wskazującą ilość drutów podstawy (osnowy) w 1" (25,4 mm), względnie dwiema cyframi wskazującymi ilość drutów podstawy w 1" oraz ilość drutów wiązania, np. numer 12/80 wskazuje, że cyfra 12 określa ilość drutów podstawy, a 80 — ilość drutów wiązania na 1".

Siatki filtracyjne plecione z drutów posiadają dowolne kształty otworów. Wymiary otworów siatek wężykowych, określone wg wymiaru ziarn przesiewanego przez nie piasku, wskazuje tablica I.

TABLICA I

| Numer siatki | Wymiar oczek (wg przesiewu piasku) mm | Numer siatki | Wymiar oczek (wg przesiewu piasku) mm |
|--------------|---------------------------------------|--------------|---------------------------------------|
| 6/30         | 0,6                                   | 8/70         | 0,25                                  |
| 6/40         | 0,5                                   | 12/90        | 0,20                                  |
| 6/50         | 0,4                                   | 12/90        | 0,20                                  |
| 8/40         | 0,3                                   | 14/100       | 0,15                                  |

Siatkę filtracyjną wykonuje się zwykle z drutu o średnicy 1 — 2 mm; przy siatkach plecionych z cienkiej przędzy dla ich wzmocnienia nakłada się na filtr dwie siatki o różnej gęstości. Zwykle siatkę o większych otworach i silniejszych drutach przędzy zakłada się pod spód.

Ogromne znaczenie w pracy filtra siatkowego posiada właściwy dobór siatki filtracyjnej. Przy doborze odpowiedniej siatki do ziaren piasku lub żwiru, znajdujących się w warstwie wodonośnej, w którą będzie zapuszczony filtr, należy wydobyć podczas wiercenia piasek lub żwir wysuszyć, zważyć i przesiać przez sita, w których dna założone są z projektowanych do użycia siatek. Po dokładnym przesianiu próbki gruntu wodonośnego, należy zważyć część piasku, która przeleciała przez sito. Dotychczasowe obserwacje wskazują, że najodpowiedniejsze siatki dla różnych grubości ziaren są te, przy których przechodzi procentowa — w stosunku do wagi próbki — ilość gruntu wodonośnego:

przy żwirach od 20 do 30%  
przy gruboziarnistych piaskach od 30 do 40%  
przy średnio- i drobnoziarnistych piaskach od 40 do 60%

Jeżeli mamy np. gruby piasek w ilości 1 kg i użyjemy do przesiewania sito z siatką nr 8, to gdy po dokładnym

przesianiu przeleciało przez sito 300 g, stwierdzić należy, że siatka użyta do przesiania była odpowiednia i jest właściwa do owinięcia rury filtrowej. Gdyby natomiast po dokładnym przesianiu pozostało 500 g, oznaczałoby to, że siatka ta jest za rzadka i że należy powtórzyć próbę z siatką nr 10. O ile nowa próba nie dałaby rezultatu, należy ją powtarzać tak długo, aż dobierzemy właściwy numer siatki.

Oprócz tej metody, przy określaniu doboru siatki filtracyjnej można posługiwać się — po oznaczeniu przeciętnej średnicy ziaren gruntu wodonośnego — załączoną tablicą II, określającą odpowiednie numery siatek.

TABLICA II

| Przeciętna średnica ziaren gruntu mm | Siatka zwykła kwadratowa |                   | Siatka wężykowa |                   |
|--------------------------------------|--------------------------|-------------------|-----------------|-------------------|
|                                      | Nr siatki                | Światło otworu mm | Nr siatki       | Światło otworu mm |
| Poniżej 0,20                         | Filtry żwirowe           |                   |                 |                   |
| 0,20 — 0,25                          | 60                       | 0,26 — 0,30       | 12              | 0,25 — 0,28       |
| 0,25 — 0,30                          | 60                       |                   | 10              | 0,28 — 0,31       |
| 0,30 — 0,35                          | 50                       | 0,32 — 0,37       | 8               | 0,32 — 0,36       |
| 0,35 — 0,40                          | 45                       | 0,37 — 0,42       | 6               | 0,40 — 0,45       |
| 0,40 — 0,45                          | 40                       | 0,43 — 0,48       |                 |                   |
| 0,45 — 0,55                          | 35                       | 0,50 — 0,56       |                 |                   |
| 0,55 — 0,65                          | 30                       | 0,60 — 0,66       |                 |                   |
| 0,65 — 0,75                          | 26                       | 0,66 — 0,76       |                 |                   |
| 0,75 — 0,85                          | 24                       | 0,77 — 0,87       |                 |                   |
| 0,85 — 1,00                          | 22                       | 0,87 — 0,95       |                 |                   |
| 1,00 — 1,25                          | 20                       | 0,96 — 1,00       |                 |                   |
| 1,25 — 1,45                          | 18                       | 1,01 — 1,14       |                 |                   |
| 1,45 — 1,65                          | 16                       | 1,15 — 1,30       |                 |                   |
| 1,65 — 1,85                          | 14                       | 1,30 — 1,60       |                 |                   |
| 1,85 — 2,15                          | 12                       | 1,66 — 1,80       |                 |                   |
| 2,15 — 2,45                          | 10                       | 2,00 — 2,20       |                 |                   |

Należy przy tym zwrócić uwagę, że przeciętna średnica ziaren gruntu jest to taka wielkość, która wraz z mniejszymi ziarnami stanowi wagę 50% materiału, z którego składa się warstwa wodonośna.

Określenie przeciętnej średnicy gruntu dokonuje się przez przesiewanie danej próbki przez szereg siatek o różnej wielkości oczek. Zwykle używa się siatek kwadratowych, o wymiarach oczek w milimetrach: 0,25, 0,50, 1,0, 2,0, 4,0 i 7,0.

W większości przypadków wystarczają pierwsze trzy wielkości oczek. W rezultacie przesiewania otrzyma się na różnych siatkach różne ilości materiału i przypuścimy, że w wyniku pomiaru otrzymano następujący skład:

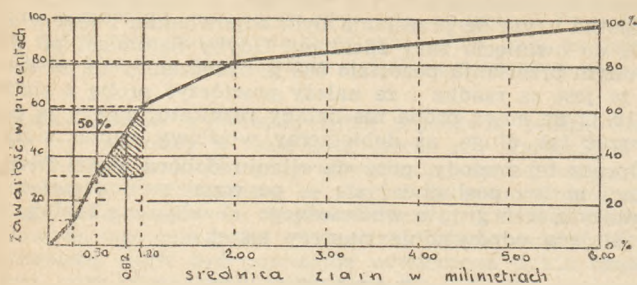
|                             |                     |     |
|-----------------------------|---------------------|-----|
| drobny piasek               | średnica do 0,25 mm | 10% |
| średni piasek               | 0,25 — 0,5 mm       | 21% |
| gruby piasek                | 0,5 — 1,0 mm        | 30% |
| b. gruby piasek             | 1,0 — 2,0 mm        | 20% |
| drobny żwir                 | 2,0 — 4,0 mm        | 9%  |
| średni żwir                 | 4,0 — 7,0 mm        | 4%  |
| gruby żwir powyżej średnicy | 7,0 mm              | 6%  |

Według tych danych krzywa sumy ziarnistości przedstawia się jak następuje:

|                            |         |                   |
|----------------------------|---------|-------------------|
| materiału poniżej średnicy | 0,25 mm | $S_{0,25} = 10\%$ |
| "                          | 0,50 mm | $S_{0,50} = 31\%$ |
| "                          | 1 mm    | $S_1 = 61\%$      |
| "                          | 2 mm    | $S_2 = 81\%$      |
| "                          | 4 mm    | $S_4 = 90\%$      |
| "                          | 7 mm    | $S_7 = 94\%$      |

Po naniesieniu tej krzywej na papier milimetrowy (rys. 5) i po przeprowadzeniu linii poziomej odpowiadającej 50% ziarn, otrzymamy w przecięciu z wykreśloną krzywą, że średnica przeciętna wynosi 0,82 mm. Mając określoną średnicę można już z łatwością z powyższego zestawienia znaleźć odpowiedni numer siatki. Dla tego przypadku będzie to numer 24.

Zatrzymaliśmy się dłużej nad zagadnieniem doboru odpowiedniej siatki, aby podkreślić doniosłość tej czynności i wyeliminować w praktyce możliwość dobierania numeru siatki „na oko”. Rozróżnienie bowiem „na oko” drobnych ziarn jest bardzo trudne i doprowadzić może do doboru



Rys. 5. Krzywa sumy ziarnistości.

siatki niewłaściwej. W przypadku zastosowania siatki za rzadkiej, po ukończeniu budowy studni będzie istniała albo konieczność stałego czyszczenia studni, aż do chwili kiedy piasek przestanie wypływać razem z wodą, albo co gorsza, konieczne będzie wydobywanie filtra i owinięcie go drobniejszą siatką.

Odwrotnie, gdy do grubszych ziaren piasku zastosujemy zbyt drobną siatkę, to jakkolwiek nie będzie kłopotu z płynięciem piasku, jednak studnia nie tylko że może stracić na dopływie, ale skróci swój czas pracy przez szybsze „zarosnięcie” drobnej siatki filtracyjnej.

Ażeby filtr przy danej siatce filtracyjnej mógł przepuścić określoną ilość wody, musi on posiadać odpowiednie wymiary. Obliczenia prowadzą się do określenia wymiarów powierzchni filtrującej. Określenie to przeprowadza się na podstawie dopuszczalnej szybkości filtracji w zależności od wielkości ziarn warstwy wodonośnej.

Według danych radzieckich, określonych na podstawie długoletnich obserwacji wykonanych i eksploatowanych studni, dopuszczalne szybkości dla filtrów siatkowych przedstawiają się następująco:

| Wymiary ziarn piasku | Dopuszczalna szybkość filtracji |
|----------------------|---------------------------------|
| mm                   | m/sek                           |
| $d_{60} = 1$         | 0,002                           |
| $d_{40} = 0,5$       | 0,001                           |
| $d_{10} = 0,25$      | 0,0005                          |

gdzie wielkości  $d_{60}$  i  $d_{40}$  oznaczają wymiary średnie ziaren piasku, których ilość wraz z mniejszymi stanowi wagowo 60% lub 40%.

Według instytutów radzieckich, na określenie dopuszczalnej prędkości na filtrze, dającej najbardziej ekonomiczne wymiary filtra, stosować należy wzór:

$$V_{\text{dop}} = 60 \sqrt{k} \text{ (m/dobę)},$$

gdzie:  $k$  — współczynnik porowatwości gruntu w m/dobę. Mając określoną prędkość wody na filtrze, średnicę filtra można określić ze wzoru:

$$Dh = \frac{q}{V_{\text{dop}}}$$

gdzie:  $D$  — średnica filtra,  $h$  — wysokość roboczej powierzchni filtra,  $q$  — obliczona wydajność studni.

Jak widać z powyższego, istotnym czynnikiem warunkującym wydajność studni jest filtr, a więc jego siatka, średnica oraz długość. Długość filtra powoduje duże zmiany w wydajności studni, bowiem im filtr jest krótszy, tym większa musi być szybkość wody na filtrze, aby utrzymać określony wydatek, co pociągnąć może za sobą przenikanie piasku do studni, jej uszkodzenie lub nawet unieruchomienie.

Dlatego też określenie długości filtra tak samo jest ważne jak określenie innych jego wymiarów. Co prawda brak danych o charakterze warstwy wodonośnej przed wywierceniem studni utrudnia określenie długości filtra, tym niemniej dotychczasowe obserwacje nad eksploatowanymi studniami wykazały, że wysokość filtra w warstwach wodonośnych o wolnym zwierciadle wody powinna wynosić  $0,5 H$  do  $0,75 H$ , gdzie  $H$  — głębokość zapuszczenia studni w warstwę wodonośną, natomiast w studniach artezyjskich (woda pod ciśnieniem) wysokości filtra równa się głębokości zapuszczenia studni w warstwę wodonośną.

Wreszcie w zakończeniu omawiania filtrów siatkowych należy zwrócić uwagę na możliwość powiększenia wydaj-

ności studzien wierconych drogą głębszego opuszczenia pompy i spowodowania większego obniżenia poziomu zwierciadła wody. Szczególnie jest to ważne dla warstw wodonośnych złożonych ze średnio- i drobnoziarnistego piasku. Praktycznie jednak obniżenie zwierciadła wody nie powinno przekraczać 20 m w stosunku do pierwotnego poziomu, bowiem przy większych otworach w rdzeniu filtra ciśnienie piasku otaczającego filtr może wtłoczyć siatkę filtracyjną do otworów i uszkodzić ją. Uszkodzona siatka filtracyjna nie zabezpiecza studni od przenikania piasku, przez co, po upływie nawet stosunkowo krótkiego okresu czasu, studnia może nie nadawać się do użytku.

W ogóle należy podkreślić, że wydajność studzien wierconych będzie tym większa im:

- większa będzie depresja,
- bardziej będzie przepuszczalny grunt wodonośny,
- dłuższy będzie filtr (grubsza warstwa wodonośna),
- większa będzie średnica filtra (praktycznie dla studni o średnicy do 300 mm wydajność rośnie proporcjonalnie do średnicy; dalszy wzrost średnicy powoduje już stosunkowo nieznaczne powiększenie wydajności).

Reasumując wszystko to co było powiedziane o filtrach siatkowych, można stwierdzić, że zaletą ich jest mała średnica, łatwość opuszczania do studni oraz prostota konstrukcji. Z wad należy podkreślić duże opory, szczególnie w piaskach drobnoziarnistych, skłonność do „zarastania”, mała wytrzymałość, uleganie korozji chemicznej i elektrolitycznej, możliwość uszkodzeń mechanicznych siatki oraz krótkotrwałość pracy (w sprzyjających warunkach około 12 lat).

Przejdźmy z kolei do filtrów żwirowych, w których elementem filtrującym jest gruboziarnisty piasek i żwir umieszczony pomiędzy warstwą wodonośną a rdzeniem filtra. Rdzeń filtra spełnia tu rolę konstrukcji nośnej, na której opiera się zasypka żwirowa. W ścianach rdzenia wykonano są otwory umożliwiające dopływ do studni. Zasypka piaszczysto-żwirowa może być wykonana z jednej, albo z wielu warstw (zwykle nie więcej niż 2 do 3) z tym, że grubość ziaren rośnie począwszy od warstwy wodonośnej w kierunku do rdzenia filtra.

Zwrócić przy tym należy uwagę, że grubość ziaren zasypki przylegającej do warstwy wodonośnej powinna być tak dobrana, aby z wodą nie przenikały ziarna warstwy wodonośnej (stanowiącej większość w warstwie). Praktycznie zasypkę pierwszej warstwy można wykonać z ziaren 7 do 8 razy większych od ziaren  $d_1$ , średnicę których określa się, wychodząc z następujących danych:

|                               |                |
|-------------------------------|----------------|
| dla drobnoziarnistych piasków | $d_i = d_{40}$ |
| „ średnioziarnistych „        | $d_i = d_{30}$ |
| „ gruboziarnistych „          | $d_i = d_{20}$ |

gdzie  $d_{10}$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{20}$  — średnice ziarn piasku, które wraz z mniejszymi stanowią odpowiednio 40, 30 i 20% w stosunku do ogólnej wagi.

Średnicę ziaren pierwszej warstwy ( $D_1$ ) określa się wobec tego wzorem

$$D_1 \leq 7 d_i - 8 d_i$$

Jednak wg danych praktycznych grubość ziaren do zasypki bierze się w granicach od 0,8 do 1,6  $D_1$ , a więc ziarna mniejsze od 0,8  $D_1$  i większe od 1,6  $D_1$  należy odsiać. Średnice ziaren każdej następnej warstwy bierze się pięć razy większe od poprzedniej, tj. dla drugiej warstwy  $D_2 \leq 5 D_1$ , dla trzeciej  $D_3 \leq 5 D_2$ .

Obserwacje wykonanych i eksploatowanych studzien potwierdzają, że jakość filtra zupełnie nie zależy od grubości warstw zasypki. Grubość warstw należy więc określać względami ekonomicznymi z tym jednak, że grubość nie będzie mniejsza od 5 cm. (Przy studniach kopanych dla filtrów żwirowych grubość warstw zwykle bywa nie mniejsza niż 10 cm).

Filtry żwirowe dla studzien wierconych w zależności od konstrukcji dzielą się na dwa typy:

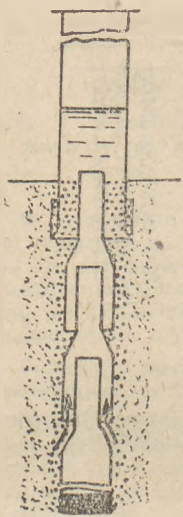
- filtry, w których rdzeń obsypuje się bezpośrednio w studni,
- filtry, w których zasypkę wykonuje się w specjalnych koszach i komorach na powierzchni ziemi, a sam filtr w gotowej już formie opuszcza się do studni. Filtr ten całkowicie zastępuje filtr siatkowy.

Rozpatrzmy oddzielnie te dwa typy filtrów żwirowych. Wykonanie pierwszego typu filtra w otworze wiertniczym postępuje w sposób następujący. Gotowy rdzeń filtra należy ustawić w uprzednio przygotowanym otworze zabezpieczonym rurami płaszczowymi (ustawienie centryczne).

Jednowarstwową zasypkę wykonuje się warstwami niewielkiej grubości (0,5 — 1 m) w pierścieniu wytworzonym przez rdzeń filtra i rurę płaszczową z tym, że w miarę wykonywania zasypki, rury płaszczowe podnosi się. Przy wielowarstwowej zasypce, do otworu wiertniczego wpuszcza się pomocnicze rury, dzielące warstwy o różnych grubościach. W miarę postępu robót, rury podciąga się, a po zakończeniu zasypki usuwa się je z otworu wiertniczego.

Roboty te są bardzo uciążliwe i wymagają dokładnego wykonania, przy czym do wszystkich obrysków powinno używać się czystych żwirów i piasków kwarcytowych, w każdym razie niedopuszczalne jest stosowanie żwirów z domieszką gliny, która powoduje szybkie „zarastanie” filtra, a tym samym „zamieranie” studni.

Studnie o wielowarstwowym zasypkach wymagają większych średnic otworów wiertniczych, a tym samym są one znacznie droższe od innych i dlatego stosowanie tego rodzaju filtra powinno mieć specjalnie uzasadnione powody, np. przy wieńczeniu otworu napotyka się na kilka warstw wodonośnych o małej wydajności, które nie pozwalają na założenie studni. Dla wykorzystania włożonej pracy, wykonany otwór wiertniczy powiększa się i zakłada się filtr żwirowy z wielowarstwową obsypką, łączący kilka warstwowo-nośnych dla uzyskania dostatecznego dopływu do studni.



Rys. 6. Filtr grawitacyjny z pionowymi otworami

Drugi typ filtrów żwirowych różni się od poprzedniego tym, że rdzeń filtra zaopatrzony jest w specjalne kieszenie, często w kształcie lejka, do których wysypuje się zasypkę. W dole lejka, około otworu w rurze rdzenia, umieszcza się gruby żwir, a na górze drobny żwir lub gruby piasek. Budowę i zasypkę filtra wykonuje się na powierzchni ziemi, a gotowy filtr opuszcza się do otworu wiertniczego. Przestrzeń pomiędzy filtrem i rurami płaszczowymi zasypuje się grubym piaskiem przy jednoczesnym podciąganiu rur, aż do całkowitego odsłonięcia filtra. Podkreślić przy tym należy, że ze względu na to, iż zasypkę filtra prowadzi się na powierzchni ziemi, można ją wykonać bardzo dokładnie, przez co i grubość warstw zasypki może być zmniejszona do 3 cm.

Ten typ filtra jest bardzo praktyczny, posiada wszelkie szanse rozpowszechnienia tym bardziej, że posiada on mniejszy opór aniżeli filtr siatkowy, dużą odporność, może być bardzo dobrze stosowany nawet w średnio- i drobnoziarnistych warstwach wodonośnych. Wadą tych filtrów jest ich złożona budowa i nieco większa średnica (w porównaniu do filtrów siatkowych).

Wreszcie na zakończenie należy powiedzieć o filtrach grawitacyjnych tzw. dzwonowych, jakkolwiek w praktyce wodno-melioracyjnej przy budowie studzien nie będą miały prawie żadnego zastosowania. Dla wyczerpania jednak tematu konieczne jest w kilku słowach powiedzieć o ich budowie, zaletach i wadach.

W filtrach tych zasadniczym elementem roboczym są pionowe lub ukośne szerokie otwory w rdzeniu, wypełnione gruntem wodonośnym lub żwirem. Woda w filtrach grawitacyjnych wchłaniana jest przez przestrzenie pomiędzy centrycznie ustawionymi odcinkami rur, w kształcie odwróconych kielichów. To odwrócenie kielichów ku dołowi powoduje, że filtry te często noszą nazwę dzwonowych. Schemat pokazany jest na rys. 6.

Przy budowie takich filtrów w drobnoziarnistych piaskach wskazane jest obsypanie ich gruboziarnistym piaskiem lub żwirem, dla zmniejszenia oporu wlotowego, a tym samym dla zwiększenia wydajności studni.

Do zalet należy stosunkowo mały opór na wlocie, duża odporność na „zarastanie” oraz długotrwałość.

Zasadniczą ich wadą jest stosunkowo duży wymiar poprzeczny, co powoduje zwiększenie kosztów budowy studni (większe otwory wiertnicze).

#### LITERATURA

W. Paszkenkow, N. A. Karambirow i J. P. Gribanow — Sielskochazajstwiennojie wodosnabżenie i Burowoje Dieło. Moskwa 1951.

A. L. Spiridonow — Wodosnabżenie żiwotnawodczieskich fiern. Moskwa 1951.

A. W. Kalinnikow — Burowoje dieło. Moskwa 1949.

B. J. Fiedynskij, B. N. Rjabow i Ł. B. Łunc — Gigiena kołchoznego sieła. Moskwa 1952.

Inż. Jerzy Sawaszyński — Przeciwożarowe zaopatrzenie wodne. Warszawa 1950.

Jan Kopczyński — Studnie wiercone i kopane. Poznań 1935.

S. Abramow — Typowe konstrukcje i obliczenia urządzeń drenarskich. Warszawa 1952.

ANDRZEJ WOŹNICKI

## Zastosowanie blach zabijanych do szalowania wąskoprzestrzennych wykopów poniżej wody gruntowej<sup>1)</sup>

W pracach kanalizacyjnych, melioracyjnych i innych na szczególne trudności natrafiają wykonawcy przy wykonywaniu wykopów wąskoprzestrzennych poniżej wody gruntowej.

Sposób wykonywania tych prac w gruntach zawodnionych nie tylko wpływa decydująco na koszt robót, ale w dużej mierze na jakość a nawet celowość ich prowadzenia.

Wobec tego, że w naszych warunkach hydrogeologicznych mamy często do czynienia z wykonywaniem wykopów wąskoprzestrzennych w miejscach, gdzie łatwo występują zjawiska kurzawkowe, wskazane wydaje się podanie prostej i taniej metody wykonawczej ułatwiającej w wielu przypadkach wykonanie wykopów do pożądanej głębokości i za instalowanie przewidzianych projektem urządzeń.

Jak wiemy najwłaściwszym sposobem wykonywania wykopów w gruntach nawodnionych jest obniżenie poziomu wody drogą depresji po obu lub jednej stronie wykopu tak, aby roboty postępowały całkowicie na sucho.

Budownictwo ZSRR stosuje w tym przypadku urządzenia podobne do studzien wierconych, tak zwane filtry szpilko-

we. W Polsce igłofiltry praktycznie nie weszły jeszcze w użycie<sup>2)</sup>.

Metoda igłofiltrów wymaga dostatecznie wczesnego zainstalowania urządzeń odwodniających, często kilka miesięcy przed rozpoczęciem robót. Sprawa przy tym komplikuje się szczególnie, gdy współczynnik filtracji gruntu spada poniżej 10 m/dobę<sup>3)</sup>. Poza tym przed wyborem tego rodzaju metody muszą być uprzednio wykonane odpowiednie studia wstępne, na które nie zawsze pozwala nam wzmoczone tempo prowadzonych inwestycji.

W świetle nowych badań nad zjawiskami występowania kurzawki staje się m. in. jasne, że należy w ogóle unikać wykonywania wykopów z jednoczesnym pompowaniem wo-

<sup>1)</sup> Metoda zgłoszona w ramach akcji racjonalizatorskiej Zjednoczenia Robót Inżynierskich Nr 2 Budownictwa Miejskiego — Warszawa.

<sup>2)</sup> Inż. Stanisław Wojnarowicz — „Obniżanie poziomu wód gruntowych przy pomocy filtrów szpilkowych” Gospodarka Wodna Nr 8/52.

<sup>3)</sup> Inż. Włodzimierz Skoraszewski — „Nowoczesne metody techniczne wzmacniania i uszczelniania gruntów nawodnionych w ZSRR” Gospodarka Wodna Nr 1/52.

dy z ich wnętrza w warunkach występującej płynności gruntów.<sup>4)</sup>

Z układu tego możemy jednak z powodzeniem korzystać, jeśli poniżej głębokości, dla której udało się założyć normalne szalowanie, zastosujemy jako ścianki szczelne — blachy zabijane, przy jednoczesnym zainstalowaniu wewnątrz wykopu odpowiedniego filtra dla stałego utrzymania depresji wody, jak pokazano na rysunkach.

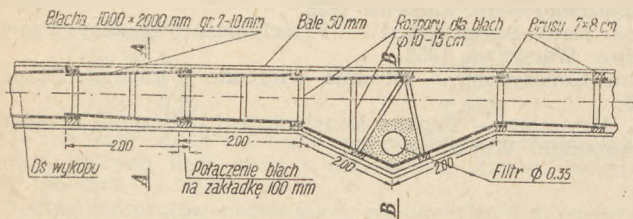
Oczywiście prowadzenie robót tą metodą w gruntach, gdzie łatwo powstają zjawiska kurzawkowe może mieć miejsce bez większych komplikacji tylko do pewnych głębokości poniżej wody gruntowej — praktycznie do 2 m. Jest to w ołbrzymiej części wystarczające, jeśli uwzględnimy, że woda gruntowa na terenach objętych zabudową wynosi ok. 3 m, a wszelkie urządzenia instalacyjne rzadko schodzą poniżej 5—6 m od poziomu terenu.

Dla lepszego zrozumienia opisywanej metody przypomnijmy sobie niektóre momenty charakteryzujące zjawisko płynności gruntu.

Jak wiemy, przy wykonywaniu wykopów poniżej wody gruntowej, przy jednoczesnym jej pompowaniu z wewnątrz, powstaje silny dopływ wody do wykopu. Przy zejściu z robotami ziemnymi do pewnej głębokości poniżej wody gruntowej, właściwej dla danego rodzaju gruntu, grunt osiąga płynność, przy czym wykop zapływa.

Dzieje się to, gdy ciśnienie spływowe względnie spadek hydrauliczny przekroczy swą wartość krytyczną dla danego rodzaju gruntu.

Dalsze prowadzenie prac tą metodą staje się niemożliwe i wszelkie wysiłki pogarszają warunki bezpieczeństwa budowy. W tym właśnie momencie znajduje zastosowanie podawana metoda. Na kontynuowanie bowiem prac i zejście głębiej z wykopem pozwala nam zastosowanie wspomnianych uprzednio blach jako ścianek szczelnych oraz filtrów dla wytwarzania depresji wody bezpośrednio w wykopie. Najwygodniejsze w użyciu wymiary blach dla wykonania ścianek szczelnych wynoszą:  $2000 \times 1000 \times 7$  do 10 mm. Wysokość filtra ok. 2,5 m, średnica 0,35 m.



Rys. 1. Plan zabicia blach w wykopie i usytuowanie filtra.

Rys. 1 przedstawia plan zabicia blach w wykopie z usytuowaniem filtra. W szczególności uwidoczniono na nim rozmieszczenie rozpór dla blach w normalnej oraz poszerzonej części wykopu dla zainstalowania filtra.

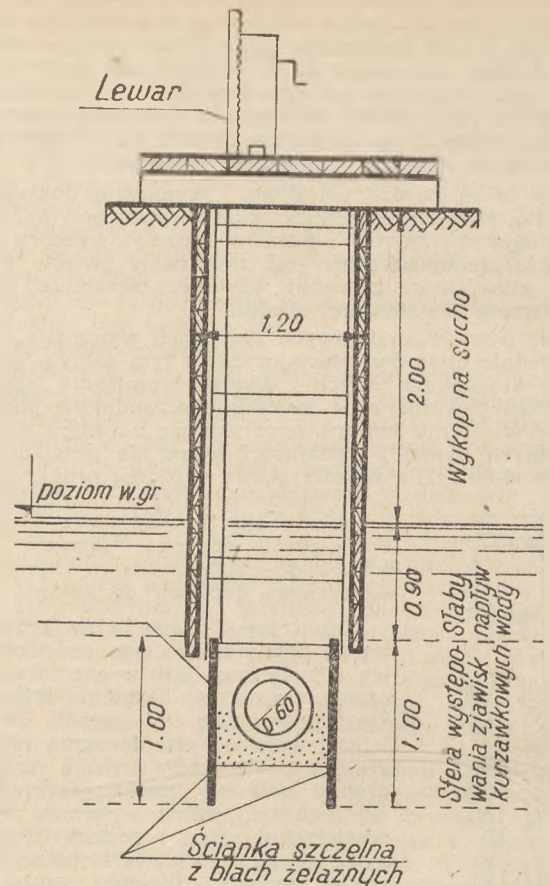
Rys. 2 przedstawia przekrój poprzeczny A—A przez nieposzerzoną część wykopu z uwidocznieniem głębokości zabicia blach oraz urządzenia dla wyciągania blach (lewar lub winda) po zakończeniu układki rur, względnie wykonania przewidzianych projektem budowli. Szczegóły robocze tego urządzenia podaje rys. 3.

Rys. 4 przedstawia przekrój B—B przez poszerzoną część wykopu. W szczególności uwidoczniono na nim usytuowanie filtra w stosunku do osi wykopu, głębokość jego zabicia oraz krzywą depresji wody.

Operowanie podanym na rysunkach urządzeniem wymaga dużego doświadczenia wykonawcy, względnie właściwego rozpoznania warunków gruntowo-wodnych na miejscu budowy.

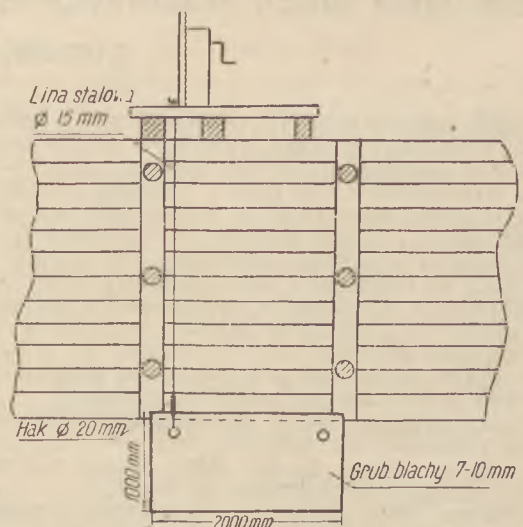
Przed wszystkim należy pamiętać o konieczności ciągłego pompowania wody z filtra i stałym utrzymywaniu depresji wody w wykopie. Jest to niezwykle ważne przy gruntach o małym współczynniku filtracji, a szczególnie w końcowym etapie robót, po wykonaniu podłoża i układce rur

<sup>4)</sup> Prof. inż. Władysław Kollis — „Kurzawka jako grunt w budownictwie wodnym w świetle nowych badań” Gospodarka Wodna Nr 5—7/52.

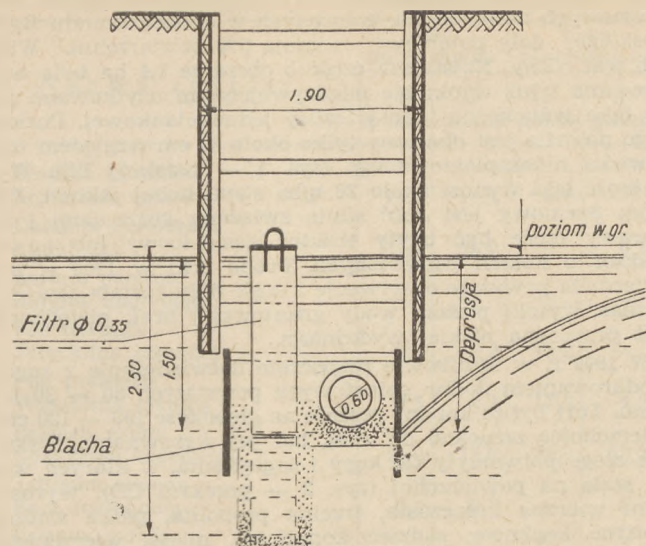


Rys. 2. Przekrój A—A z uwidocznieniem lewara lub windy dla wyciągania blach po ukończeniu układki rur.

(przed wykonaniem zasypki). Jak wiemy, po przerwaniu pompowania wytworzona uprzednio depresja wypełnia się po pewnym czasie do poziomu wody gruntowej. Po wznowieniu pompowania (np. po nocnej lub dłuższej przerwie) woda w zależności od wydajności pomp zostaje szybko usunięta do poziomu poprzedniej depresji, ale tylko z wykopu i filtra. Wytwarzanie się natomiast depresji w bezpośrednim sąsiedztwie (poza wykopem) jest znacznie późnione, szczególnie przy małym wskaźniku filtracji gruntu.



Rys. 3. Rysunek roboczy wyciągania blach z wykopu po ukończeniu układki rur.



Rys. 4. Przekrój B—B z uwidocznieniem ścianki szczelnej z blach i z usytuowaniem filtra w stosunku do osi wykopu.

W tym stanie rzeczy łatwo powstają sprzyjające warunki do występowania ciśnień krytycznych. Natępuje wtedy wyparcie dna wykopu do góry łącznie z zainstalowanymi już urządzeniami, czemu sprzyja brak docisku (tj. brak zasypki). Nie potrzebujemy wyjaśniać, że jest to równoznaczne ze zniszczeniem wykonywanych na tym odcinku robót.

Pozostaje jeszcze do omówienia sprawa uzyskiwanych oszczędności przy wykonywaniu robót tą metodą.

Sposób ten pod względem kosztów powinien być w zasadzie porównywalny albo ze zwykłą ścianką szczelną z drzewa lub też z nierozpowszechnionym jeszcze u nas sposobem obniżania poziomu wód gruntowych przy użyciu filtrów szpilkowych.

Instalacje igłofiltrów choć są bardzo skuteczne i niedrogie w użyciu wymagają jednak stosowania filtrów w setkach egzemplarzy, szczególnie przy dużych wykopach, tudzież specjalnych pomp samozasysających.

Niezależnie od tego igłofiltrów nie mogą być jeszcze brane pod uwagę ze względu na czas potrzebny do ich wyprodu-

kowania. Powszechnie mogą być wprowadzone do naszego wykonawstwa najwcześniej za lat kilka.

Pozostaje zatem porównanie kosztów użycia blach zabijanych z kosztami drewnianej ścianki szczelnej. Oszczędności są tu bardzo duże. Po uwzględnieniu obowiązujących norm robocizny i cen za materiały, koszt 1 m<sup>2</sup> ścianki szczelnej drewnianej o małej sotsunkowo grubości 50 mm wynosi około 26 zł. Koszt ten zawiera jednokrotne użycie materiałów, gdyż drewniane ścianki szczelne z uwagi na konieczność nienaruszania podłoża muszą pozostać w gruncie.

Koszt zabicia i wyjęcia 1 m<sup>2</sup> ścianki szczelnej z blach z uwzględnieniem 1200-krotnego ich użycia wynosi tylko 6,3 zł, tj. cztery razy mniej. Należy przy tym podkreślić, że wielokrotność użycia blach można znacznie zwiększyć przez zastosowanie specjalnego urządzenia chroniącego blachę przed niszczeniem przy pobijaniu młotami. Zwiększenie wielokrotności można również uzyskać drogą dalszego wykorzystywania blach po odpowiednim obciążeniu uszkodzonych miejsc.

✱

Opisany sposób pokonywania trudności przy wykopie, gdzie mamy do czynienia z zapływanym gruntem okazał się skuteczny w najtrudniejszych nawet warunkach, gdy przepuszczalność gruntu charakteryzowała się małym współczynnikiem filtracji i była bliska dolnej granicy stosowania filtrów szpilkowych. Pozwolił on na wykonanie szeregu rozpoczętych i przerwanych na skutek trudności prac, z którymi nie mogli sobie poradzić mniej zapoznane z właściwymi metodami walki z wodą niektóre specjalistyczne przedsiębiorstwa wykonawcze.

Sposób ten znajduje sobie coraz większe zastosowanie w praktyce i jest jak dotychczas jedyną taną i szybką metodą łatwą w użyciu. Może on być polecany zarówno dla drobnych, jak i dużych robót. Posłużyć może przy wykonywaniu tras kanalizacyjnych, drenażowych i innych instalacji podziemnych.

Zaopatrzenie przedsiębiorstw wykonawczych, mających do czynienia z wykopami wąskoprzestrzennymi, w jeden opisany wyżej komplet urządzeń, tj. w 100 mb blachy i np. 3 filtry z jedną osłoną, pozwala skutecznie przewycięzać wąskie gardła jakie mogą mieć miejsce przy występowaniu płynności gruntu.

Wobec tego, że wykopy wąskoprzestrzenne, w zależności od projektu, ciągną się nieraz na znacznej długości, przy czym możliwość pojawiania się zjawisk kurzkawkowych jest na ogół częsta, takie zaopatrzenie w sprzęt przedsiębiorstw wykonywujących roboty ziemne wydaje się konieczne. Uniknie się w ten sposób znacznego przedłużania terminów ukończenia budowy i ponoszenia wielkich kosztów.

## DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

MGR WACŁAW ROGUSKI

IUNG — Dział Gospodarki Wodnej, Bydgoszcz

### Zagospodarowanie dołów potorfowych

Doły potorfowe spotyka się prawie na każdym większym torfowisku. Przeważnie są one nieregularne, chaotycznie rozrzucone po całym terenie torfowiska jako pozostałość rabunkowej eksploatacji torfu na opał przez poszczególnych właścicieli działek i tworzą obecnie nieużytki.

Zagospodarowanie istniejących dołów potorfowych i tych, które powstaną na skutek coraz bardziej rozwijającej się eksploatacji torfu staje się ważnym zagadnieniem w obecnych pracach wodno-melioracyjnych.

Autor przedstawia w artykule wyniki przeprowadzonych doświadczeń w tej dziedzinie.

Obok wykorzystania rolniczego torfu stosowana jest także eksploatacja jego na opał, a niekiedy dla potrzeb przemysłowych. Torf w gospodarstwach indywidualnych bywa najczęściej wydobywany bezplanowo, wskutek czego tworzy się dużo nieregularnych dołów, które pozostają na długi okres czasu nieużytkami. Ilość dołów potorfowych jest w tej chwili dość znaczna i w niektórych okolicach zajmuje

nawet 20 — 50% powierzchni torfowisk. W dolinie Noteci np. wykopy potorfowe ocenia się na 5% powierzchni, co stanowi około 5 000 ha (wg ekspertyzy melioracyjnej z 1950 r.). Porozrzucone są one po całej dolinie, gdyż każdy właściciel kopał na swojej działce i to często w kilku miejscach. Powierzchnie takich dołów są zazwyczaj niewielkie i wahają się od kilku arów do kilku hektarów (w dolinie Ka-

nału Bydgoskiego można spotkać potorfia nawet o obszarze 20 — 30 ha).

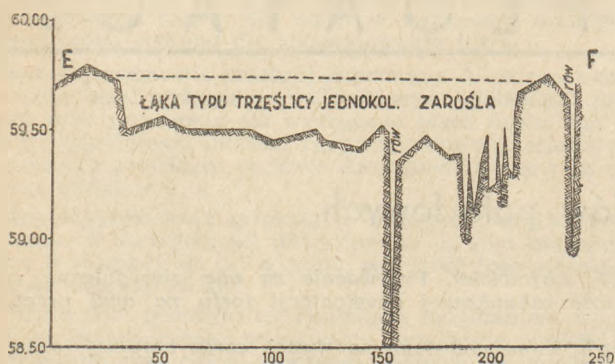
Najczęściej spotyka się doły powstałe po ręcznym wydobyciu torfu, których poziom w chwili obecnej jest obniżony o 30 — 70 cm względem torfowiska nieeksploatowanego. Potorfia takie porośnięte są wierzbą krzaczastą, trzciną, pałką wodną, turzycami i innymi roślinami błotnymi. Tego rodzaju doły można w łatwy sposób zamienić na użytek, o ile istnieje możliwość grawitacyjnego osuszenia. Przy większych kompleksach da się to wykonać bez szkody dla reszty torfowiska, przy małych natomiast istniałaby obawa przesuszenia części torfowiska przyległego do dolów i głównego odprowadzalnika. Jeżeli powierzchnia potorfia jest obniżona np. o 50 — 70 cm, to przy żądanym osuszeniu minimalnym na 30 — 40 cm, odprowadzalnik musi albo być wykopany co najmniej na głębokość 100 — 120 cm, licząc do powierzchni nienaruszonego terenu. Na powierzchni potorfia kopie się szereg bruzd osuszających, które powinny być możliwie płytkie, np. 50 — 70 cm, ale za to o małej rozstawie 15 — 20 m. W ten sposób uzyskamy równomierne płytkie osuszenie dołu i unikniemy bardziej silnego przesuszenia torfowiska.

Po osuszeniu przystępujemy do wykarczowania krzewów, wykoszenia chwastów i wyrównania powierzchni. Prace te ze względu na silne uwodnienie i małą zwartość torfu wypada wykonać ręcznie.

Małorolni chłopcy w okolicach Bydgoszczy oraz koło Nakła zagadnienie powiązania eksploatacji na opał i dla celów rolniczych rozwiązują w ten sposób, że kopią torf na swoich działkach bardziej planowo. Corocznie wykopują oni pewną powierzchnię na głębokość 100 — 120 cm, a powstały doł zarzucają wierzchnicą (darni, ewentualnie namuły mineralne nie nadające się do opału o miąższości 30 — 40 cm) i wyrównują. Wodę odprowadzają przy pomocy płytkich bruzd do rowów głównych. Już w pierwszym roku sadzą na potorfii warzywa, głównie kapustę, a następnie zostawiają na samozasiewającą się łąkę. Po kilku latach osiągają niezłą łąkę o wydajności 20 — 40 q/ha siana średniej jakości.

Niektórzy rolnicy eksploatując w ten sposób torf, otrzymują w końcu równą powierzchnię całej łąki, obniżoną względem dawnego poziomu o 40 — 70 cm. Na torfach głębokich obserwuje się powtórne kopanie torfu (a nawet niekiedy trzykrotne), wskutek czego powstają łąki dwu- i trzypłaszczytowe, zwłaszcza na pobrzeżach doliny, gdzie spadki są większe i łatwiej można teren osuszyć.

Taras wyższe są silniej osuszone i dlatego przeznaczają się na najczęściej pod kultury polowe i łąki przemienne. Tarasy najniższe bywają słabo osuszone, wskutek czego utrzymują się na nich łąki z przewagą roślinności kwaśnej. Na potorfiach odpowiednio osuszonych porost nie różni się od porostu torfowisk nieeksploatowanych, dając plony 40 — 60 q/ha siana.

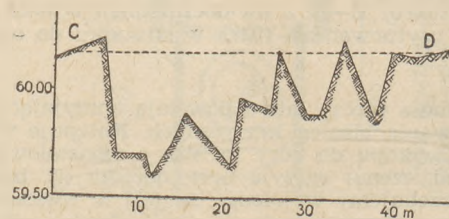


Rys. 1. Przekrój starych potorfi w Minikowie

W Dolinie Bydgosko-Nakielskiej część dolów potorfowych w pobliżu kanału została wypełniona (zarefulowana) mułem, pochodzącym z czyszczenia dna kanału. W ten sposób uzyskano wyrównanie terenu i po odpowiednim osuszeniu zamieniono je na dość wydajne łąki, których powierzchnia jest niewiele obniżona w stosunku do terenu nienaruszonego.

W Zakładzie Doświadczalnym w Minikowie na torfach dolinowych namulonych, położonych w dolinie Kanału Bydgoskiego, doły potorfowe zajmują 5% powierzchni. Wiek ich jest różny. Najstarsza część o obszarze 1,4 ha była wyrównana i już w okresie międzywojennym użytkowana jako łąka jednokośna typu trzęślicy jednokolankowej. Poziom tego potorfia jest obniżony tylko około 30 cm względem torfowiska nieeksploatowanego (rys. 1 — przekrój EF). Wydajność łąki wynosi około 20 q/ha siana lichej jakości. Poziom darniowy jest dość silnie związany korzeniami i do uprawy może być użyty traktor gąsienicowy lub nawet traktor o kołach poszerzonych. Próba orki w 1950 r. potwierdziła powyższe obserwacje i część dołu została zaorana. Jednak wysoki poziom wody gruntowej i brak pielęgnacji jest przyczyną niskiej wydajności.

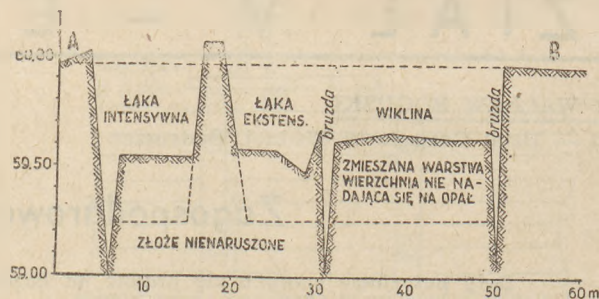
W 1949 r. w Minikowie rozpoczęto doświadczenie z zagospodarowaniem dolów potorfowych powstałych 20 — 30 lat temu. Torf był tu kopany ręcznie na głębokość 100 — 120 cm. Wierzchnicę zrzucano do dołu, bez jej wyrównania, wskutek czego potworzyły się kępy i zagłębienia, w których woda stała na powierzchni (rys. 2 — przekrój CD). Wyrosły tam: wierzba krzaczasta, trzcina pospolita, pałka wodna, turzyce kępkowe, sadzic konopnica, mięta, wierzbowka białoróżowa, mech i inne rośliny błotne. Dół w ciągu kil-



Rys. 2. Przekrój potorfia niezagospodarowanego w Minikowie

kunastu lat uległ częściowo zarośnięciu, częściowo zaś podniósł swoje dno przez pęcznienie i podpływanie do góry głębszych warstw, o czym świadczy zmniejszenie się ciężaru objętościowego masy torfowej o kilkadziesiąt gramów na litr. Niewątpliwie też powierzchnia terenów przyległych osiadła na skutek pogłębiania rowów osuszających w trakcie konserwacji.

Ostatecznie powierzchnia potorfia po splantowaniu ułożyła się o 50 cm niżej względem powierzchni torfowiska. Potorfie to osuszono w 1948 r. przy pomocy bruzd osuszających o głębokości 50 — 60 cm i rozstawie 18 m (rys. 3 — przekrój AB). Następnie wykarczowano krzewy i wyrównano powierzchnię przez ścięcie kęp.



Rys. 3. Przekrój potorfia zagospodarowanego w Minikowie

Doświadczenie założono wiosną 1949 r. w następujących kombinacjach:

- Potorfia niezagospodarowane (dzikie) — 0,10 ha,
- Łąka intensywna (zasiew mieszkanki traw) — 0,10 ha,
- Łąka ekstensywna (samozasiewająca się) — 0,18 ha,
- Plantacja 6 odmian wikliny — 0,06 ha.

Na potorfii niezagospodarowanej istnieje nieużytek, który nie uległ zmianie i jest siedliskiem chwastów. Na części

Tablica 1 Skład botaniczny siana z zagospodarowanych dołów pofortowych w % — Minikowo 1952 r.

| Nazwa roślin                 | Łąka<br>lintensywna |             | Łąka<br>ekstensywna |             |
|------------------------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------|
|                              | I<br>pokos          | II<br>pokos | I<br>pokos          | II<br>pokos |
| <i>Festuca Pratensis</i>     |                     |             |                     |             |
| Kostrzewa łąkowa             | 13,3                | 11,8        | 0,1                 | —           |
| <i>Dactylis glomerata</i>    |                     |             |                     |             |
| Kupkówka                     | 52,9                | 56,9        | —                   | 0,3         |
| <i>Lolium perenne</i>        |                     |             |                     |             |
| Rajgras angielski            | +                   | —           | —                   | —           |
| <i>Poa trivialis</i>         |                     |             |                     |             |
| Wiechlina szorstka           | 0,9                 | 0,2         | 16,2                | —           |
| <i>Poa pratensis</i>         |                     |             |                     |             |
| Wiechlina łąkowa             | 5,5                 | 4,3         | 17,5                | 5,2         |
| <i>Festuca rubra</i>         |                     |             |                     |             |
| Kostrzewa czerwona           | 11,9                | 15,6        | 28,8                | 60,9        |
| <i>Triticum repens</i>       |                     |             |                     |             |
| Perz rozłogowy               | 0,4                 | 0,2         | —                   | 0,1         |
| <i>Bromus mollis</i>         |                     |             |                     |             |
| Stokłosa miękka              | 0,1                 | —           | —                   | —           |
| <i>Molinia caerulea</i>      |                     |             |                     |             |
| Trzęślica jednokolankowa     | +                   | —           | +                   | —           |
| <i>Aira caespitosa</i>       |                     |             |                     |             |
| Śmiełek darniowy             | 0,4                 | 0,4         | 4,2                 | 5,4         |
| <i>Phragmites communis</i>   |                     |             |                     |             |
| Trzcina pospolita            | —                   | —           | 0,5                 | 3,8         |
| <i>Holcus lanatus</i>        |                     |             |                     |             |
| Kłósówka wełnista            | —                   | —           | +                   | 5,9         |
| <i>Avena pubescens</i>       |                     |             |                     |             |
| Owsiak omszony               | —                   | —           | 21,6                | 0,3         |
| <i>Anthoxanthum odoratum</i> |                     |             |                     |             |
| Tomka wodna                  | —                   | —           | +                   | —           |
| <i>Agrostis alba</i>         |                     |             |                     |             |
| Mietlica biała               | —                   | 0,2         | —                   | 3,6         |
| Razem trawy                  | 85,4                | 89,6        | 88,9                | 85,5        |
| <i>Carex sp.</i>             |                     |             |                     |             |
| Turzyce                      | +                   | —           | 0,8                 | 0,7         |
| <i>Scirpus silvaticus</i>    |                     |             |                     |             |
| Sitowie leśne                | —                   | 0,5         | —                   | +           |
| <i>Juncus sp.</i>            |                     |             |                     |             |
| Sity                         | —                   | —           | —                   | 0,1         |
| Razem trawy kwaśne           | —                   | 0,5         | 0,8                 | 0,8         |
| <i>Trifolium repens</i>      |                     |             |                     |             |
| Koniczyna biała              | —                   | —           | +                   | 0,1         |
| <i>Ranunculus acris</i>      |                     |             |                     |             |
| Jaskier ostry                | 1,3                 | —           | —                   | —           |
| <i>Ranunculus repens</i>     |                     |             |                     |             |
| Jaskier rozestany            | 0,5                 | —           | —                   | 0,3         |
| <i>Achillea millefolium</i>  |                     |             |                     |             |
| Krwawnik pospolity           | +                   | —           | 0,5                 | 1,0         |
| <i>Cirsium arvense</i>       |                     |             |                     |             |
| Ostrożeń polny               | —                   | 0,4         | —                   | 6,5         |
| <i>Cirsium oleraceum</i>     |                     |             |                     |             |
| Ostrożeń warzywny            | 6,8                 | 5,8         | 3,9                 | —           |
| <i>Sonchus arvensis</i>      |                     |             |                     |             |
| Mleczeń polny                | +                   | —           | 1,1                 | 0,7         |
| <i>Urtica dioica</i>         |                     |             |                     |             |
| Pokrzywa zwyczajna           | 4,4                 | 1,8         | 3,0                 | 1,8         |
| <i>Rumex crispus</i>         |                     |             |                     |             |
| Szczaw kędzierzawy           | —                   | 0,1         | —                   | 1,1         |
| <i>Lythrum salicaria</i>     |                     |             |                     |             |
| Krwawnica pospolita          | —                   | —           | —                   | 0,1         |
| <i>Mentha arvensis</i>       |                     |             |                     |             |
| Mięta polna                  | —                   | —           | —                   | 0,1         |
| Chwasty nieoznaczone         | +                   | —           | 0,2                 | —           |
| Razem chwasty                | 13,0                | 8,1         | 8,7                 | 11,6        |
| Odpady                       | 1,6                 | 1,8         | 1,6                 | 2,0         |
| Ogółem                       | 100,0               | 100,0       | 100,0               | 100,0       |

zagospodarowanej obniżyć się przez osuszenie poziom wody gruntowej i waha się w granicach 29 — 53 cm, średnio w okresie wegetacyjnym 38,2 cm (obserwacje z 1952 r.). Na działce obsianej w 1949 r. mieszaną traw istniejącą dobra łąka typu kupkówki, o wydajności: 1951 — 88,4 q/ha siana, 1952 — 94,4/ha siana. Na łące ekstensywnej, powstałej na potorfii tylko osuszonym i wyrównanym, porost koszony i nawożony z roku na rok ulega poprawie. Chwastów jest na niej coraz mniej, a porost staje się coraz bardziej zwarty. Zbiór w 1951 r. wyniósł 68,6/ha siana, a w 1952 r. — 71,8 q/ha siana.

Analizy botaniczne siana z 1952 r. podaje tablica I. Z tablicy tej widać, że na łące otrzymanej przez zasiew mieszanki traw siano jest dobrej jakości i niewiele różni się od siana z łąki na torfowisku nieeksploatowanym. Siano natomiast z łąki powstałej przez samozasiewanie się traw ma przewagę traw niskich i jest średniej jakości.

Dobre wyniki osiągnięto również z plantacji wikliny. Użytkowane płony wici przedstawia tablica II, z której widać, iż najlepszą odmianą na doły potorfowe typu minikowskiego jest amerykańska, która daje wysokie płony wici dobrej jakości. Dobrą również okazała się *Salix Russeliana*. Pozostałe odmiany ze względu na silne uwilgotnienie gleby (poziom wody gruntowej śr. 38 cm) oraz silne a późno występujące przymrozki wiosenne, są do takich warunków siedliskowych mniej przydatne. Duże szkody w plantacji wikliny wyrządzały sarny, które zgryzały w okresie wiosennym młode pędy. Uszkadzały one odmianę *Salix coprea lanceolata*, *Salix amygdalina discolor* oraz najsilniej *Salix amygdalina fusca*, którą corocznie zgryzały doszczętnie.

T A B L I C A II  
Płony wikliny na potorfiach

| Nazwa wikliny                    | Płon w q/ha |       |       |       | Razem |
|----------------------------------|-------------|-------|-------|-------|-------|
|                                  | 1949        | 1950  | 1951  | 1952  |       |
| <i>Salix americana</i>           | 84,8        | 174,5 | 148,6 | 160,5 | 567,8 |
| <i>Salix Russeliana</i>          | 76,2        | 190,5 | 120,0 | 104,1 | 491,2 |
| <i>Salix purpurea</i> Piast      | 58,7        | 84,0  | 71,0  | 79,0  | 292,7 |
| <i>Salix caprea lanceol.</i>     | 61,2        | 53,5  | 18,4  | —     | 133,1 |
| <i>Salix amygdalina discolor</i> | 112,9       | 186,0 | 65,0  | 92,0  | 455,9 |
| <i>Salix amygdalina fusca</i>    | 109,5       | —     | 18,5  | —     | 128,0 |

Osiągnięcia chłopów indywidualnych oraz doświadczenie przeprowadzone w Minikowie wyraźnie wskazują, że doły potorfowe mogą być zamienione na wydajne użytki rolnicze. Najlepszym ze sposobów zagospodarowania w warunkach doliny Noteci okazuje się założenie łąki, która wymaga najmniej robocizny oraz powoduje związanie korzeniami górnych warstw potorfia, wskutek czego nawet przy słabszym osuszaniu jest możliwe użycie koni i maszyn do sprzętu siana, co byłoby niemożliwe przy uprawie kultur polowych i ogrodowych. Równocześnie stwierdzono, iż najlepiej jest na potorfii od razu wykonać pełny obsiew mieszaną traw. W razie trudności przygotowania gleby do obsiewu, z powodu silnego rozrzedzenia górnej warstwy, należy w pierwszych latach dążyć do wytworzenia łąki przez samozasiewanie się traw. Będzie to początkowo łąka z dużą ilością traw kwaśnych i chwastów, ale drogą koszenia i nawożenia możemy wytworzyć dość zwartą darń, która wiąże korzeniami górną warstwę i umożliwi wprowadzenie tam maszyn i narzędzi. W ten sposób uzyskamy łąkę średniej jakości, którą w miarę możliwości będziemy mogli dalej zamienić na lepszą łąkę przez zaoranie i obsiew odpowiednio dobrą mieszaną traw.

Jednym z ważnych zadań w zakresie rozwoju bazy paszowej jest zagospodarowanie nieużytków na dołach potorfowych oraz niedopuszczenie do dalszego powiększania tych nieużytków. Należy więc przede wszystkim uświadomić rolników eksploatujących torf do celów opałowych o konieczności zaprzestania rabunkowej gospodarki. Torf nadający się do opału powinien być kopany planowo, najlepiej zespołowo, przez specjalnie do tego celu powołane spółdzielnie. Wydobycie torfu powinno być przeprowadzone w ten sposób, aby teren ten w przyszłości można było nadal użytkować rolniczo w postaci stawów rybnych, użytków zielonych lub innych, w zależności od miejscowych warunków siedliskowych i ekonomicznych.

## PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

## HYDROMECHANIZACJA ROBÓT NA BUDOWLACH KOMUNIZMU

Budowa największych hydrotechnicznych obiektów, zmieniających geografię krajów ZSRR, byłaby niemożliwa bez zastosowania mechanizacji wszystkich robót pracochłonnych, bez zastosowania najnowocześniejszych maszyn i zespołów, zastępujących pracę dziesiątków, setek tysięcy ludzi.

Na tych największych budowlach wodnych pozostaje do wykonania z górą 1 miliard m<sup>3</sup> robót ziemnych (bez systemu robót trygacyjnych), które mają być wykonane w ciągu 5 lat.

Praktyka budownictwa wodnego wykazała, że najbardziej efektywną w zakresie mechanizacji robót ziemnych jest mechanizacja wodna, przy zastosowaniu której zostaje osiągnięta największa spójność nasypu, obwałowań i zapór.

Efektywność hydromechanizacji polega na tym, że stanowi ona pełny cykl pracy, w której siłą napędową jest woda. Kubatura robót ziemnych, wykonywanych sposobem mechanizacji wodnej na budowlach komunizmu przedstawia się następująco:

- na budowie drogi wodnej Wołgo-Dońskiej i Cymlańskiej Elektrowni Wodnej — do 40 miln. m<sup>3</sup>,
- na budowie Kujbyszewskiej i Stalingradzkiej Elektrowni Wodnej — powyżej 100 miln. m<sup>3</sup>,
- na budowie Głównego Turkmeńskiego Kanału — kilkaset miln. m<sup>3</sup>.

Na budowie elektrowni wodnych wykopy ziemne sytuowane są przeważnie pod wodą, a wobec tego na odpowiedniejszym sprzętem do ich wykonania są aparaty ssące. Tylko niewielkie objętości wykopów wykonywa się przy pomocy hydromonitorów.

Przemysł ZSRR produkuje rozmaite typy aparatów ssących, o charakterystyce wykazanej w tablicy I.

TABLICA I

| T y p   | Wydajność gruntu m <sup>3</sup> /godz. | Napór m | Zasięg transportu m |
|---------|----------------------------------------|---------|---------------------|
| 40/50   | 40                                     | 30      | —                   |
| 110/35  | 100                                    | 35      | 1500                |
| 300/40  | 300                                    | 40      | 2000                |
| 500/60  | 500                                    | 60      | 3000                |
| 1000/80 | 1200                                   | 80      | 4000                |

Ze zwiększeniem mocy agregatów ssących zmniejsza się stosunkowo zużycie energii elektrycznej na 1 m<sup>3</sup> ziemi i powiększa się przerób na jednego robotnika. Dzięki temu wzrasta zastosowanie najbardziej ekonomicznych potężnych agregatów ssących, których techniczno-ekonomiczne wskaźniki podane są w tablicy 2.

TABLICA II

| Podstawowe wskaźniki techn.-ekonomiczne                                          |                       | Typy agregatów ziemnych |        |        |         |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------|--------|--------|---------|
|                                                                                  |                       | 110/35                  | 300/40 | 500/60 | 1000/80 |
| Wydajność gruntu                                                                 | m <sup>3</sup> /godz. | 100                     | 300    | 600    | 1200    |
| Największa głębokość spuszczenia spulchniacza                                    | m                     | 7                       | 11     | 15     | 15      |
| Ciepota agregatu ziemnego z pływającym rurociągiem                               | t                     | 92                      | 430    | 580    | 1100    |
| Zużycie energii elektrycznej na 1 m <sup>3</sup> ziemi odtransportowanej na 1 km | kWh                   | 2                       | 1,5    | 1,3    | 0,83    |
| Wydajność miesięczna w tys. m <sup>3</sup> wg gruntu I kategorii                 |                       | 30                      | 120    | 240    | 480     |

Jednym z podstawowych obiektów cymlańskiego wezła wodnego jest zaporę ziemna, o objętości 29 miln. m<sup>3</sup>, namulona w ciągu niecałego roku. Takiego tempa namulania nie notowała dotąd praktyka światowa. W ciągu poszczególnych miesięcy w trzon zapory wprowadzano do 5 miln. m<sup>3</sup> ziemi. Dla porównania przypomniemy, że na budowie Kanału im. Moskwy w ciągu 5 lat ułożono w trzon zapory i obwałowań do 10 miln. m<sup>3</sup>, tj. ilość jaką układano na Zaporze Cymlańskiej w ciągu 2 miesięcy.

Niezależnie od powyższego, sposób mechanizacji wodnej ma znaczną przewagę pod względem jakości wykonywanych robót. Przy namulaniu zapory jej podstawa ulegała w okresie budowy znacznemu nawodnieniu i uszczelnieniu. Zdarzające się przecieki nie miały charakteru groźnego. Przy zastosowaniu sposobu suchego, przecieki podstawy zapory powstawałyby nieuchronnie w okresie użytkowania, przy napelnionym zbiorniku, co mogłoby spowodować dalsze uszkodzenia.

Podczas poszczególnych godzin pracy agregaty 500/60 rozrzucały wydajność 700—800 m<sup>3</sup>, odprowadzając ziemię na odległość 3 tys. m. Maksymalna wydajność wszystkich agregatów ziemnych osiągnęła 215 tys. m<sup>3</sup> na dobę, zaś średnia wydajność na dobę w okresie III kwartału 1951 r. wynosiła 150 tys. m<sup>3</sup>.

Wobec zastosowania potężnych agregatów ziemnych powstała potrzeba jednoczesnego zmechanizowania robót pomocniczych. W latach 1950—1951 pomocnicze zaopatrzenie mechanizacji wodnej zwiększyło się jak wykazuje tablica III.

TABLICA III

| Rok  | Spychacze | Ciągniki | Cieżarówki | Układacze rur | Koparki | Pływające windy |
|------|-----------|----------|------------|---------------|---------|-----------------|
| 1949 | 100       | 100      | 100        | 100           | 100     | 100             |
| 1950 | 400       | 300      | 700        | 800           | 200     | 200             |
| 1951 | 700       | 1000     | 2000       | 2300          | 700     | 800             |

Ażeby aparaty ziemne mogły wydajnie przeprowadzać namulanie zapory, należało wykonać wielkie roboty przygotowawcze. Cała namulona zaporę została rozbita na 30 odcinków — sekcji namulania. Dla doprowadzenia do tych sekcji przewodów mieszanki piaskowo-wodnej, należało wybudować 180 km estakad, na których układano rury. Wysokość tych estakad wynosiła od 3 do 7 m. Dla przystosowania sekcji do odbioru mieszanki zostało wykonane, przy pomocy spychaczy, kopaczek i innych maszyn, obwałowanie sekcji, zdjęto warstwę ziemi roślinnej, założono instalację drenażową dla doprowadzenia wody spływającej z mieszanki. Kubatura tych robót wyniosła około 1 miliona m<sup>3</sup>.

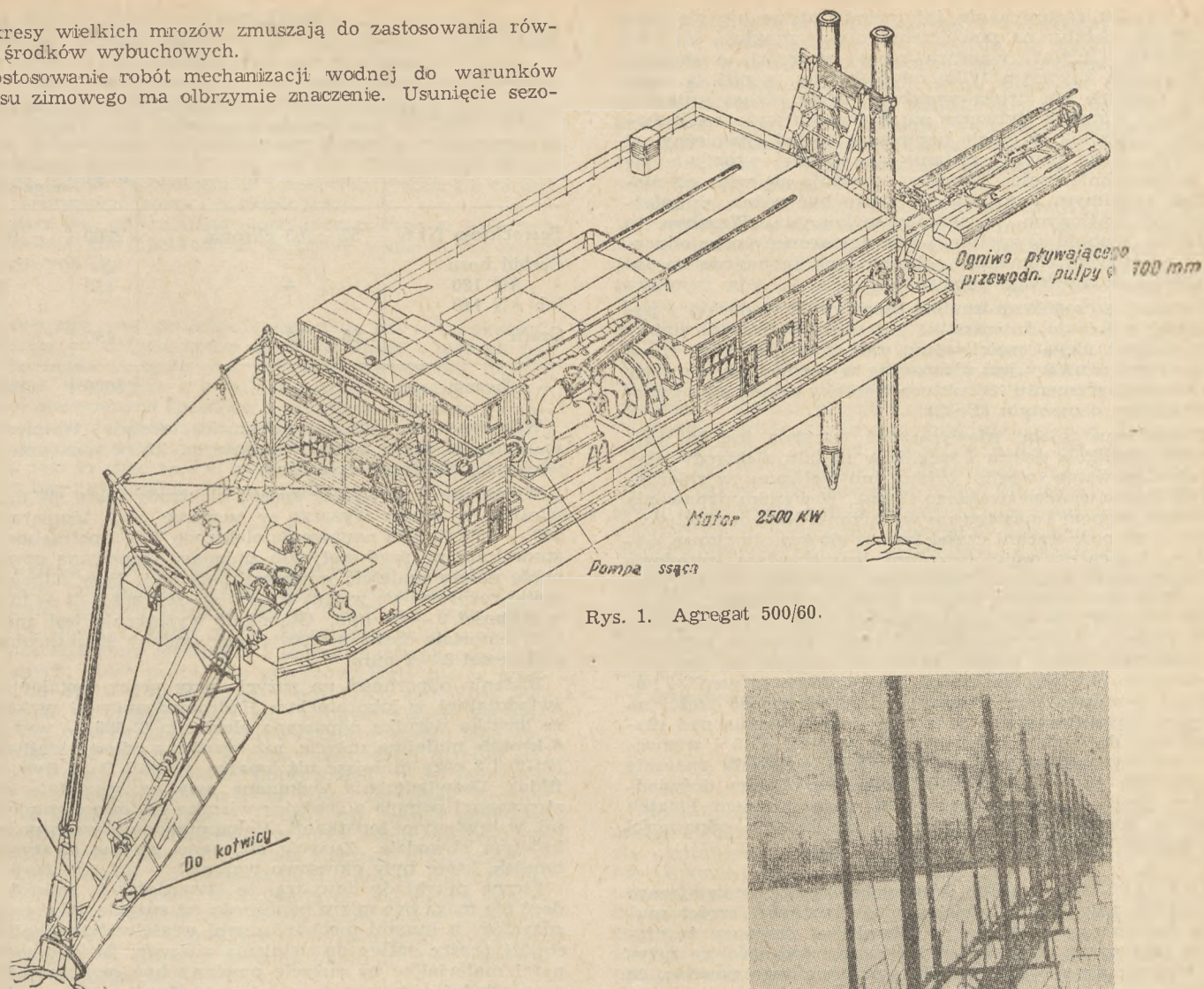
Ułożenie przewodów mieszanki — metalowych rur średnicy 400—800 mm, zostało przeprowadzone przy pomocy specjalnych układaczy rur o napędzie własnym. Ogółem wypadło ułożyć około 120 km magistrali rurociągowej. Rurociągi, w czasie rocznego okresu namulania zapory, były przekładane dziesięciokrotnie. Do czasu wykonania Zapory Cymlańskiej było przyjęte, że maksymalny wzrost nasypu nie może przekraczać 25—40 cm na dobę, z uwagi na to, że przy większej szybkości namulania grunt przesiąknięty wodą może spowodować osuwanie się ziemi. Na budowie kanału Wołga-Don został osiągnięty światowy rekord namulania w ciągu doby — 80 cm, przy wielkiej spójności trzonu zapory. Zadanie to zostało rozwiązane przez zastosowanie szeroko zakrojonego systemu drenażowego, odprowadzającego szybko wody z trzonu zapory.

Na budowie Zapory Cymlańskiej wykonano z powodzeniem próbę zastąpienia drewnianych estakad, które zazwyczaj pozostawały na stałe w trzonie zapory, przez metalowe, rozbierane, które po zakończeniu namulania zostają wyciągnięte przy pomocy vibratorów.

Na budowie kanału Wołga-Don przeprowadzono z powodzeniem próby wykorzystania mechanizacji wodnej w okresie zimowym. Próby te wykazały, że przy odpowiednim przygotowaniu i przy zastosowaniu specjalnych technicznych środków zapobiegawczych, można prowadzić roboty sposobem hydromechanizacji przy temperaturze —20°C i niższej. Dla utrzymania w ruchu agregatu ssącego i pływających przewodów mieszanki wodno-piaskowej, konieczne jest utrzymanie wokoło nich powierzchni wody wolnej od lodu. W tym celu stosowano kilka sposobów. Jeden z nich polegał na utrzymaniu dokoła agregatu ziemnego ciągłego ruchu wody. Wiadomo, że dolna warstwa wody jest cieplejsza od górnej, przy czym różnica temperatury wynosi 3°—4°. Specjalne pompy, zainstalowane na pokładzie agregatu ziemnego, podnoszą wodę z głębokości 5—6 m i wyrzucają ją wzdłuż burty. Cyrkulacja wody z powodzeniem zapewnia utrzymanie dokoła aparatu ziemnego powierzchni wolnej od lodu.

Okresy wielkich mrozów zmuszają do zastosowania również środków wybuchowych.

Dostosowanie robót mechanizacji wodnej do warunków okresu zimowego ma olbrzymie znaczenie. Usunięcie sezo-



Rys. 1. Agregat 500/60.

nowości w zastosowaniu mechanizacji wodnej pozwala półtorakrotnie zwiększyć wykonywaną objętość robót, pozwala stworzyć stałe zespoły wykwalifikowanych robotników, mechaników wodnych, rozszerzyć znacznie zakres zastosowania mechanizacji wodnej i skrócić terminy budowy. Jednocześnie zmniejszają się wydatki na koszty konserwacji agregatów ziemnych w okresie przerwy zimowej.

F. B.

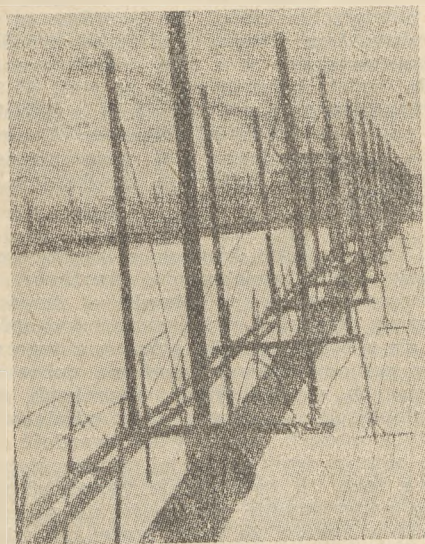
(„Mechanizacja Stroitelstwa” nr 6/52).

### TRWAŁOŚĆ CZĘŚCI MASZYN BUDOWLANYCH

W radzieckiej prasie technicznej ukazał się ostatnio szereg artykułów i książek na temat zwiększenia odporności na zużycie niektórych części maszyn budowlanych („Transport Rzemysł” Nr 3/51, 5/51, 2/52, „Mechanizacja Budownictwa” Nr 10/50, „Zasady metaloznawstwa” inż. Kaszczenko).

Doniosłe znaczenie tego zagadnienia w oszczędnej eksploatacji maszyn stosowanych w budownictwie hydrotechnicznym (przede wszystkim pogłębiarek i koparek) skłania redakcję do podania czytelnikom obszernego omówienia zastosowanych metod i osiągniętych wyników.

Odporność na zużycie części maszyn może być zwiększona drogą stosowania różnych sposobów, a między innymi przez utworzenie na powierzchni materiału stopu o znacznej wytrzymałości. Osiągamy to najłatwiej przez napawanie twardej metalami. Proces ten polega na topieniu specjalnej elektrody w łuku elektrycznym i spływaniu stopionego metalu na powierzchnię części obrabianej. Łuk jarzy się pomiędzy elektrodą a powierzchnią napawaną. W zależności od gatunku użytych elektrod otrzymujemy warstwy napawane o różnych składach chemicznych i własnościach me-



Rys. 2. Estakada metalowa.

chanicznych. Napawanie powoduje podhartowanie się metalu części napawanej na pewnej głębokości, a w pewnych warunkach azotowanie, na skutek rozpuszczania przez roztopiony metal azotu powietrza. Przy zastosowaniu innych specjalnych elektrod osiągnąć możemy nawęglenie (cementację). Na utwardzanej powierzchni części maszyny powstaje zewnętrzna warstwa bardzo twarda i odporna na zużycie.

Sposób ten znajduje duże zastosowanie w przemyśle dla utwardzania różnego rodzaju narzędzi.

Przy stałym natężeniu prądu, grubość nałożonej warstwy zależy od czasu trwania napawania. Jakość nałożonej warstwy oraz jej silne powiązanie z materiałem rodzimym powierzchni napawanej zależą od odpowiedniego doboru gatunku elektrody, natężenia prądu oraz od umiejętności spawacza wykonującego napawanie.

W r. 1949 inż. Kiczkin opracował nową metodę wzmacniania stalowych i żeliwnych części, polegającą na tym, że dla zwiększenia odporności napawanej warstwy z twardego stopu, poddaje się ją krótkotrwałej obróbce termicznej łukiem elektrycznym. Prąd czerpiemy ze spawalnicy użytej przy napawaniu.

W wyniku zastosowania tej metody otrzymuje się inną strukturę metalu: na powierzchni części znajduje się niewyżarzona („biała”) warstwa różnej grubości, o składzie chemicznym zależnym tylko od elektrody, a pod tą warstwą znajduje się druga warstwa, także różnej grubości. Ta druga warstwa wytwarza się w wyniku wyżarzania materiału przez łuk w czasie napawania; skład chemiczny tej warstwy ulega pewnej zmianie na skutek wtopienia się w powierzchnię części. Warstwa znajduje się więc na materiale rodzimym i grubość jej może być różna, w zależności od ustalonych warunków wykonania. Warstwa ta zwiększa grubość zewnętrznej twardej skorupy oraz odporność na zużycie elementów, obrobionych tą metodą w porównaniu do zwykłego napawania.

Bardziej szczegółowa analiza warstwy zewnętrznej i pośredniej wykazuje, że warstwa pośrednia w procesie opisanej obróbki ulega częściowemu zahartowaniu, gdyż masa wyżarzanej warstwy jest nieznaczna w porównaniu do masy obrabianego elementu. Struktura warstwy składa się z twardych ziaren cementytu ( $Fe_3C$ ).

Zewnętrzna „biała” niewyżarzona warstwa jest to warstewka węglików żelaza i węglików metalu elektrody użytej do napawania (węgliki tytanu lub wolframu w zależności od zastosowanego twardego stopu). W wyniku napawania twardym stopem i następnego wyżarzania łukiem elektrycznym — na powierzchni części tworzą się twarde ziarna węglików, leżące na mniej twardym, lecz trwałym, częściowo zahartowanym podłożu. Odporność części pokrytych twardym stopem w znacznej mierze zależy od twardości i trwałości warstwy, na której znajduje się warstewka węglików. Przy pracy w środowisku, powodującym ścieranie, cząsteczki materiału (gлина, piasek, kamienie) ślizgają się pod ciśnieniem po powierzchni części. Im twardsze są węgliki nałożonej warstwy, tym większa będzie odporność części na zużycie. Przeprowadzone w r. 1950 doświadczenia nad płytami pras do cegieł, sporządzonych ze stali St-3 i wzmocnionych wyżej wymienionym sposobem wykazały znacznie zwiększoną odporność płyt na ścieranie. Druga doświadczalna praca przeprowadzona nad wzmocnieniem łopatek wirnika pompy ziemnej wykazała zwiększenie odporności na zużycie 2,5 raza.

\*

Inż. Aristow, autor drugiego artykułu omawiającego poruszone zagadnienie zwiększenia odporności części maszyn (w zastosowaniu do pogłębiarek) — zaznacza, że niektóre propozycje dotyczące zwiększenia odporności na zużycie okazały się nieodpowiednie, głównie z tego powodu, że metody przy pomocy których uzyskano dobre wyniki dla części pracujących w specjalnych warunkach, zastosowano do części pogłębiarek nie uwzględniając odmiennych warunków pracy tych maszyn. Jakkolwiek twardość powierzchni w znacznym stopniu wpływa na jej odporność na ścieranie, nie wynika z tego, że zwiększenie twardości musi pociągnąć za sobą podwyższenie odporności na zużycie w ogóle. Inż. Aristow uważa, że autor wyżej omawianego artykułu inż. Kiczkin, należycie doceniając znaczenie wzmocnienia stalowych i żeliwnych części za pomocą krótkotrwałej termicznej obróbki łukiem elektrycznym — nie ustalił ściśle skutków zachodzącego procesu, zakładając, że otrzymanie drugiej warstwy ze stopienia rodzimego metalu części z nałożonym twardym metalem, wpływa tylko na zwiększenie ogólnej grubości warstwy „posiadającej zwiększoną mikrotwardość”.

Zdaniem inż. Aristowa „biała” nawęglona warstwa na częściach pogłębiarek nie tylko nie jest pożyteczna z punktu widzenia zwiększonej odporności na zużycie, lecz raczej szkodliwa, natomiast dyfuzyjne przenikanie węglików tytanu, wolframu i innych twardych składników jest bardzo pożądane, gdyż wówczas skład chemiczny podstawowego metalu nabiera charakteru stopu przeciwnego. Inż. Aristow podaje wyniki prac Zjednoczenia „Hydromechanizacja” które w r. 1950 zaczęło stosować specjalne elektrody do napawania części pomp ziemnych. Zastosowanie elektrod ze specjalną otuliną powoduje utworzenie się w warstwie napawanej pewnej ilości węglików boru, co znacznie zwiększa odporność na zużycie pomp refuleterowych i daje możliwość przedłużenia czasu ich pracy, bez obniżenia wydajności. Stosowana do napawania elektroda T-590 jest to metalowy pręt z niskowęglowego drutu spawalniczego, o średnicy 3—4 mm, długości 450 mm, zaopatrzony otuliną grubości 2,3 — 3 mm o składzie chemicznym wskazanym w załączonej tablicy.

TABLICA I.

Skład otuliny elektrod, które powodują obecność węglików boru w warstwie napawanej.

| Nazwa materiału                     | Zawartość ulepszających elementów w materiale | Zużycie na jedną porcję |                        |
|-------------------------------------|-----------------------------------------------|-------------------------|------------------------|
|                                     |                                               | w gr                    | w % do ogólnego składu |
|                                     | %                                             |                         |                        |
| Ferrochrom Nr 6                     | 57 — 63 chromu                                | 2700                    | 90                     |
| Karbid boru<br>AN 120<br>lub AN 140 | —                                             | 150                     | 5                      |
| Grafit                              | 68 — 72 C                                     | 150                     | 5                      |
| Razem . .                           | —                                             | 3000                    | 100                    |

Wskazana w tablicy mieszanka zostaje wymieszana w płynnym szkłe wodnym sodowym, którą następnie powleka się elektrody dwa razy.

Wykonane w powyższy sposób elektrody suszy się na powietrzu, a potem wyżarza w suszarce przy temperaturze 200 — 250° C. Dla napawania elektrodą T-590 potrzebna jest spawalnica na prąd stały lub zmienny. Napawaną powierzchnię należy umieścić w pozycji poziomej. Przy napawaniu metal rozplywa się wstęgą (napojną) szerokości 12 — 15 mm, o grubości 2 — 2,5 mm. Głębokość wyżarzania jest znaczna i w materiale części powstają duże zmiany strukturalne do głębokości 8 — 9 mm.

Badania odporności na zużycie przy pracy instalacji doświadczalnej w laboratorium Hydromechanizacji wykazały, że łopatką wirnika napawaną elektrodą T-590 — wykazała 6-krotnie mniejsze zużycie, niż łopatką z odlewu stalowego (St-2) i 3 razy mniejsze niż łopatką ze stali G-13 (typ Gad-filda). Doświadczenia wykonane były na specjalnie skonstruowanej pompie o średnicy wirnika 180 mm z zamiennymi, wstawianymi łopatkami. Półkę przepompowano po zamkniętym obwodzie. Zużycie obliczano według straty wagi łopatek, które były okresowo ważone.

Liczne przykłady dowodzą, że „twardość” i „mikrotwardość” nie mogą być miarą odporności na zużycie, gdyż między zużyciem, a innymi mechanicznymi właściwościami nie zachodzi prosty, łatwy do ustalenia związek. Badania odporności materiałów na zużycie powinny być przeprowadzone z uwzględnieniem pracy części w konkretnych warunkach.

Inż. Aristow podaje, że na jednej z pogłębiarek refuleterowych na Woldze podczas okresu żeglugowego w 1950 r. w miejscach znacznego „wyżarzenia” materiału zostało zastosowane pokrycie warstwą gumy, przymocowanej śrubami. Po pewnym okresie pracy płyty gumowe nie wykazały znacznego zużycia, natomiast łebki śrub do mocowania gumy bardzo szybko się zużywały i wymagały częstej wymiany.

\* \* \*

Sprawę zastosowania gumy dla powiększenia odporności na zużycie części pogłębiarek omawia inż. Sobolew, autor jeszcze jednego artykułu w tej sprawie. Wskazuje on, że części mechanizmów, pracujących na ścieranie, powinny posiadać odpowiednią odporność. Można to osiągnąć w sposób dwojaki:

1) drogą zastosowania części z materiałów nie ulegających łatwo ścieraniu,

2) drogą pokrycia części warstwą zabezpieczającą.

Najtańsze są różne warstwy zabezpieczające: twarde stopy lub materiały odporne na ścieranie, zwłaszcza w wilgotnym środowisku (jednym z takich materiałów jest guma).

W tych gałęziach przemysłu, gdzie stosuje się separatory, koryta lub nury przerabiające lub transportujące materiały powodujące ścieranie, z korzyścią stosuje się ochronne pokrycia gumowe, które zabezpieczają od ścierania mechanizmy i urządzenia. Przy zastosowaniu gumowego pokrycia na woltańskiej pogłębiarce, o której mowa była powyżej — łebki śrub zostały nie pokryte, co było omyłką. Należałoby i łebki śrub pokryć gumą albo zamocować gumę sposobem stosowanym w przemyśle gumowym. Aby ustalić zakres stosowania gumy jako pokrycia ochronnego metalu przed ścieraniem, a w szczególności pokrycia części pogłębiarek, należy wciągnąć do prac eksperymentalnych instytucje naukowo-techniczne.

Odpowiednie dobranie gatunku gumy dla ochronnego pokrycia części metalowych, a także wybór właściwego sposobu zamocowania pokrycia na metalu, umożliwi znaczne przedłużenie okresu pracy mechanizmów pogłębiarek. Praktyka wykazała rentowność zamiany brązowych tulei wsporników wałów śrub okrętowych szybkoobrotowych — tulejami gumowymi. Wykorzystanie gumy w urządzeniach refulujących może przyczynić się do zastosowania gumy także do innych mechanizmów transportu rzeczno, co pozwoli zredukować koszt ich eksploatacji.

Możliwa jest np. zamiana stopu łożyskowego w nasadach mimośrodów kół łopatkowych, pokrycie gumą łożysk pomp refulerowych itp.

\* \* \*

Interesująca jest propozycja inż. Gecowa zwiększenia odporności na zużycie części silników Diesla i maszyn parowych. Istotą pomysłu jest pokrycie powierzchni trących pierścieni tłokowych i łożysk twardymi stopami jednym z wyżej omówionych sposobów i następnie napawanie obrabianej powierzchni przeciwnym stopem (cyn, ołowiu i in.), który zapełni wszystkie nierówności pierwszego pokrycia. Jest to więc sposób zwiększenia okresu pracy części maszyn bez zwiększania ich twardości.

\* \* \*

Jak wynika z treści powyżej strzeszczonych artykułów i doświadczeń, niezmiernie ważną sprawą zwiększenia trwałości części maszyn zajmują się w ZSRR nie tylko liczni praktycy, stosujący różne próby napawania metali na części, ulegające ścieraniu, lecz także i szereg placówek naukowo-badawczych, które prace swe przeprowadzają nie w odczynie od życia praktycznego i nie tylko publikują swe osiągnięcia w czasopismach lub wydawnictwach książkowych, lecz równocześnie przeprowadzają w swych laboratoriach szkolenie spawaczy, w napawaniu części maszyn stopami odpornymi na ścieranie. Doprowadziło to do znacznego zmniejszenia zapotrzebowania na części zapasowe. Instytut Naukowo-Badawczy Maszyn Drogowych szkolili spawaczy w napawaniu części koparek za pomocą taśmy żeliwnej lub odpadków blach stalowych (zamiast elektrod) o zawartości C około 0,6%. Sposób ten zastosowano do szczęk łamaczy ziemni (które po napawaniu wytrzymują do 300 godzin pracy), krawędzi łyżek koparek itd. Wyszkołeni nawet początkujących spawaczy w napawaniu i wytwarzaniu odpowiednich zastępczych elektrod zajmuje około 10 dni praktycznej nauki w Instytucie.

Ilość powtórnych napaw na tej samej części jest prawie nieograniczona, nawet kompletnie zniszczone części można odnawiać, toteż stosowanie napawania może przynieść ogromne korzyści. Jakkolwiek sprawa pokrywania części pogłębiarek gumą jest środkiem ochronnym przed ścieraniem i zająć się nią powinny przede wszystkim instytuty naukowo-badawcze, nie wyklucza to możliwości i celowości prowadzenia prób i doświadczeń w tym kierunku przez poszczególnych praktyków.

Inż. Ludwik Dyakowski

#### WYMIAROWANIE OBLICZANIE WEWNĘTRZNEGO W SZTOLNIACH I RUROCIĄGACH (PRZY ZAKŁADACH WODNYCH)

Przy budowie siłowni wodnych częścią bardzo ważną i kosztowną są sztolnie i rurociągi.

Dla sztolni górne obciążenie jest podstawowe, a dla rurociągów obciążenie od zasypanego gruntu. Przy dużych wewnętrznych przekrojach mogą mieć również większe znaczenie obciążenia własne i obciążenia wodą, przy jej swobodnym przepływie.

Pod wpływem tych obciążeń w przekroju pionowym wzduż osi na wewnętrznych powierzchniach licówki w części górnej (zwornika) i dolnej (podstawy) jako w przekrojach najbardziej niebezpiecznych powstać mogą pęknięcia. Natomiast w przekroju poziomym wzduż osi w przekrojach ścianek powstaje ściskanie mimośrodowe. Te przekroje są mniej niebezpieczne, a więc i pęknięć licówki należy spodziewać się po stronie zewnętrznej licówki.

Projektując sztolnie i rurociągi, wymiarowanie licówki należy oprzeć na rzeczywistych naprężeniach występujących w wymienionych przekrojach.

Wiadome jest, że maksymalny przepływ uzyskujemy przy swobodnym przepływie i niecałkowitym napełnieniu. Okre-

sowe napełnianie sztolni i rurociągów o swobodnym przepływie jest niedopuszczalne, ze względu na mogące powstać uderzenia hydrauliczne, wywołane przez pozostające i zamknięte powietrze w zworniku. Przy większych przekrojach wewnętrznych zwornik nie znajdzie się pod bezpośrednim działaniem wody. Nie istnieje więc tu niebezpieczeństwo z powodu filtracyjnego przenikania wody przez beton, a więc i sprawdzenie w tym przekroju licówki na pęknięcia jest właściwie zbędne.

Natomiast w przekroju pionowym podstawy, tj. fundamentu rurociągu, na stronie wewnętrznej mogą powstać pęknięcia i takie ich rozwarcie, że może nastąpić korozja stali zbrojeniowej. Dlatego przekrój ten należy bezwzględnie przeliczyć, aby nie wystąpiło w nim rozciąganie. Mogą powstać obawy, iż stal zbrojeniowa ulegnie korozji przy powstaniu pęknięć licówki w przekrojach, które wg niniejszej notatki nie wymagały sprawdzenia ze względu na powstawanie szczelin. Z badań kandydata nauk AA. Korolewa wynika, że obawę rdzewienia uzbrojenia można uważać obecnie za obaloną przede wszystkim dlatego, że uzbrojenie rurociągów wodnych zawsze znajduje się pod działaniem wody filtrującej się pod ciśnieniem przez beton, a jednak pod wpływem długoletnich obserwacji dotychczas ujemnych skutków nie zauważono. Aby zmniejszyć filtracyjne przenikanie wody, należy w wewnętrznej powierzchni żelazobetonowych rurociągów pokrywać bitumem lub innym wodonieprzepuszczalnym materiałem izolacyjnym.

Rezygnując ze sprawdzenia przekroju w zworniku na powstawanie pęknięć, możemy uzyskać znaczne zmniejszenie grubości ścianek rurociągów, a więc dużą oszczędność betonu. Przykład statycznego obliczenia, dającego pogląd na oszczędność betonu, należy przestudiować w oryginalnym artykule.

(„Gidrotechničeskoje Stroitelstwo“ nr 8/51).

Inż. A. Kasprzycki

#### NOWE ZAGADNIENIA Z ZAKRESU WÓD GRUNTOWYCH

Rozwój nauki o wodach gruntowych doszedł obecnie do swego stadium krytycznego. Wśród sfer technicznych już się ugruntowało przeświadczenie o konieczności prowadzenia odpowiednich badań, lecz wyłoniło się nowe zagadnienie należytego zorganizowania tych badań i wyciąganie na ich podstawie właściwych wniosków. Opanowanie całokształtu zagadnień, związanych z występowaniem wód gruntowych, jest sprawą trudną i wymaga dość wszechstronnego przygotowania teoretycznego oraz dłuższej praktyki w tym dziale, zamieszczamy więc streszczenie artykułu prof. W. Koehnego, specjalisty z zakresu wód gruntowych, który wyjaśnia kilka nie znanych u nas zagadnień z tego działu.

\* \* \*

Kierunek spływu wód gruntowych na większej powierzchni nie był jeszcze systematycznie badany, lecz w dość ograniczonym zakresie w ramach poszczególnego obiektu budowlanego i rozmiarach uzależnionych od będących do dyspozycji środków budżetowych. Przed lokalizacją każdej większej budowy należałoby jednak zbadać zasoby wód gruntowych okolicy, celem stwierdzenia, czy wystarczą one dla zaopatrzenia danego obiektu i czy czerpanie wody przez nową budowę nie odbije się ujemnie na zaopatrzeniu istniejących zakładów. Po zbudowaniu nowego obiektu należy jeszcze założyć odpowiednio zagęszczoną sieć obserwacyjną, aby sprawdzić obliczenia i stwierdzić, czy dodatkowy pobór wody gruntowej nie spowodował obniżenia się jej poziomu w najbliższej okolicy. Wszelkie badania powinny być prowadzone pod nadzorem kompetentnej instytucji naukowej lub fachowej.

Dla oznaczenia kierunku spływu wód gruntowych istnieje cały szereg metod, jednakże ze względu na trudności z tym związane należy wyniki sprawdzać zawsze drugą możliwą do zastosowania metodą spośród znanych metod, mogących scharakteryzować ruch wód gruntowych. Jedną ze stosowanych tu metod polega na określeniu przekroju glebowego i stopnia jego przepuszczalności, a druga ma na celu badanie bilansu wodnego. Pierwsza metoda polega na zastosowaniu prawa Darcy, według którego ilość wody przepływającej przez przekrój glebowy przy ruchu laminarnym jest proporcjonalna do spadku. Prawo Darcy daje dobre wyniki, o ile jest właściwie zastosowane, tj. dla przepływu wody gruntowej w piasku i piaszczystym żwirze w najbliższej odległości od studni. Na podstawie prawa Darcy dla użytku praktycznego zestawiono pewną ilość wzorów,

które dają błędne względnie niedokładne wyniki i mogą być zastosowane tylko w ściśle określonych warunkach.

Drugi sposób, mający na celu określenie kierunku i zasobności cieków wody gruntowej, polega na badaniu związku między poszczególnymi składnikami bilansu wodnego: opadem, odpływem i parowaniem. Przy tych badaniach konieczne jest uświadomienie sobie zasadniczych stosunków z dziedziny wód gruntowych.

Istnieje już od dawna przeświadczenie, że z ogólnej sumy opadów 1/3 spływa po powierzchni, 1/3 wsiąka w glebę i 1/3 paruje. Długo nie przyjmowano pod uwagę, że znaczna część przesiąkającej wody również paruje. Na to zjawisko zwrócił uwagę dopiero geolog Albrecht Penck w 1896 r. Jego prace kontynuował mistrz hydrologii Keller ze swym asystentem Fischerem. Aby znaleźć związek między opadem a odpływem, należy przede wszystkim ustalić podziemny obszar zlewni.

O podziemnych obszarach dorzeczy pokutowały do niedawna fantastyczne pojęcia. Istniało przekonanie, że wody gruntowe z pasa wyżyn środkowych przez obszar Niżu Europejskiego spływają do morza za pośrednictwem potoków podziemnych, płynących równoległe do rzek. Wyjaśnić sprawę można było posługując się mapą wód gruntowych. Instytut Geologiczny w Berlinie posiadał taką mapę dla okolic Berlina. Rzędne krawędzi sond dla wykreślenia tej mapy przyjęto według warstwic terenowych, bez zastosowania niwelacji kontrolnej. Powstały wskutek tego tak zasadnicze błędy, że wymieniona mapa była wprost nie do użycia. Dopiero po wykonaniu niwelacji można było ją wykorzystać. Na tej podstawie ujawniono zupełnie dokładnie, że woda gruntowa, jeśli nie jest wykorzystana przez wodociągi, dopływa częściowo do Haweli i częściowo do kanału Teltow; zatem transport wody z okolic wyżynnych odbywa się za pośrednictwem rzek. Ciekły wód podziemnych są tylko lokalnymi doprowadzalnikami. Tym samym upadła wersja o ciekach wody podziemnej, przecinających Niż Europejski; pozostała jeszcze hipoteza, że większe ciekły podziemne płyną wzdłuż pradolin. Tę sprawę również udało się wyjaśnić na podstawie obserwacji poziomów wód gruntowych w pradolinie między Luckenwalde i Brandenburgiem.

Można było zatem i tu sporządzić mapę wód gruntowych, na podstawie której można było dowiedzieć, że woda gruntowa nie spływa wzdłuż pradolin, lecz płynie rowami, strumykami i rzekami, wobec czego pradolina nie prowadzi większych cieków. Osiągnięcia te wyjaśniły pewne punkty reżimu wód gruntowych i posunęły znacznie naprzód naszą wiedzę z tego zakresu. Jeśli wiadomo, że woda gruntowa dopływa do najbliższych cieków, to z szeregu pomierzonych przepływów możemy wysunąć wnioski o lokalizacji i intensywności cieków wód gruntowych. Dotyczy to specjalnie okresu, gdy przez dłuższy czas nie ma opadów ani też fali powodziowej.

Ilość punktów obserwacyjnych wód gruntowych w Niemczech jest dość znaczna i kilkakrotnie przewyższa ilość stacji opadowych. Celem opanowania obszernego materiału wyników obserwacji, należy zastosować wykresy stanów wód gruntowych. Pruski Instytut Hydrologiczny w tym celu ustalił dla wykresów skalę wysokości 1 : 20, zaś skalę czasu 1 rok — 20 mm. Skale te są o tyle wygodne, że wyniki obserwacji z kilku dziesiątków lat mogą być łatwo porównywane przez nakładanie na siebie małego formatu kalek milimetrowych z wykresami. Tego rodzaju metodę porównywania stanów wód gruntowych zastosowano przez Zarząd Budowy Kanału Śródlądowego oraz inne instytucje z bardzo dobrym wynikiem.

(„Wasserwirtschaft — Wassertechnik“ Nr 9, 1952).

L. S.

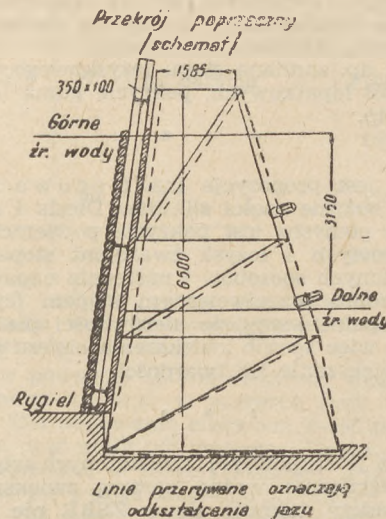
## WYMIANA KRATOWNICY JAZU POD NAPIEDEM WODY

Zewnętrzną oznaką uszkodzenia kratownicy jazowej w części podwodnej jest przesunięcie korony jazu i pochylenie jej w kierunku dolnej wody.

Po stwierdzeniu uszkodzenia, kratownicę wymienia się zachowując następujące kolejności:

- 1) Początkowo zmcowuje się 4 sąsiednie kratownice za pomocą żelaznych lub drewnianych belek umieszczonych w płaszczyźnie podpór od dolnej wody i przywiązuje się je łańcuchami lub drutem na węzłach tak, że uszkodzona kratownica znajdująca się pośrodku zostaje uwolniona od parcia wody.
- 2) Od górnej wody umieszcza się grodzę na szerokości 2 sąsiednich sekcji, złożoną z szandorów ułożonych

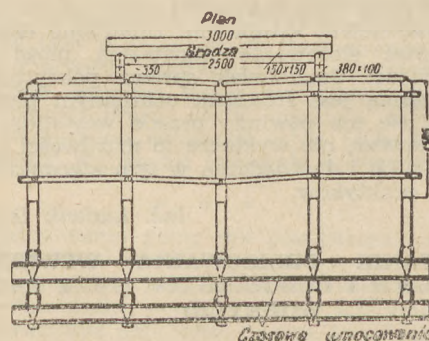
na ramie z 2 słupów i rygla. Ramę opuszcza się z łódek, przy czym dla przyspieszenia tej czynności, należy stworzyć sztuczny prąd wody przez otwarcie górnych zastawek w odgradzanych sekcjach. Odległość pomiędzy szandorami a zastawkowym zamknięciem jazu ustala się w zależności od kąta nachylenia kratownicy



Rys. 1. Przekrój poprzeczny jazu (schemat)

po zdjęciu jej z łożysk. W danym wypadku wynosi ona 0,35 m. Osadzanie szandorów dokonuje się przy pomocy ręcznej baby przez stopniowe nasuwanie szandorów nad zw. wody. W tym wypadku jak również i przy opuszczaniu samej ramy, należy otworzyć górne zastawki, przykrywające sekcje, aby przez parcie wody na grodzę utrzymać szandory od wypłynięcia.

- 3) Obie części jazu rozdzielone uszkodzoną kratownicą przymocowuje się do odpowiednich przyczółków brzegowych za pomocą lin.
- 4) Następnie zdejmuje się belki tymczasowe z podpór od dolnej wody.



Rys. 2. Plan sytuacyjny uszkodzonego odcinka jazu w naprawie

- 5) Z kolei otwiera się zastawki w 2 oddzielonych grodzach sekcjach, po czym
- 6) zdejmuje się uszkodzoną kratownicę z łożysk za pomocą kranu pływającego lub z mostku służbowego jazu za pomocą ręcznego wyciągu i ustawia się nową kratownicę.
- 7) Zamyka się zastawki w 2 odgradzonych sekcjach i wreszcie
- 8) rozbiera się grodzę z szandorów, zamykając na głucho zastawki jazu, co w konsekwencji wywołuje wypłynięcie wszystkich części grodzę.

TRS

(„Riecznej Transport“ nr 5/51).

**JAN WIERZBICKI. Działanie wód ściekowych na glebę.** Wrocław 1952 r. 92 str. Nakładem Wrocławskiego Towarzystwa Naukowego.

Skromne nasze piśmiennictwo z zakresu rolniczego wykorzystania ścieków wzbogaciło się o nową cenną publikację. Zagadnienie działania wód ściekowych na glebę nie tylko u nas, lecz i za granicą było dotąd traktowane dość pobieżnie. Lukę tę wypełnia nowo wydana praca prof. J. Wierzbickiego. Autor dał tu krótką, lecz treściwą syntezę całości problemu rolniczego wykorzystania ścieków, następnie scharakteryzował wody ściekowe pod względem ich składu chemicznego i własności biologicznych. W temacie zasadniczym zostały szczegółowo omówione: wpływ gleby na mineralizację organicznej substancji ścieków oraz stosunki wodne w glebach nawodnionych. Najbardziej cennym działem wymienionej pracy jest zanalizowanie glebotwórczego działania wód ściekowych. W dużej mierze na podstawie badań własnych Autor analizuje proces namulania oraz zjawisko wzbogacania gleby w próchnicę przy nawodnianiu ściekami. Nie zostało przy tym pominięte działanie ścieków na zmniejszenie gleby oraz wzrost jej kwasowości. Jako usterkę można by tu przytoczyć zbyt małe uwypuklenie oddziaływania na glebę ścieków przemysłu spożywczego, które zakwaszają glebę bardziej intensywnie niż ścieki miejskie. Nie zmniejsza to jednak wartości pracy prof. J. Wierzbickiego, która wydatnie posunęła naprzód naszą wiedzę o rolniczym wykorzystaniu ścieków.

Do cech dodatnich należy jeszcze zaliczyć zwięzły, a jednocześnie jasny styl książki, jej estetyczny wygląd oraz staranną korektę.

L. S.

### MAŁY PODRĘCZNIK INŻYNIERII

Warszawa 1952. Państwowe Wydawnictwa Techniczne.  
str. 576, cena zł 50.—

Opracowany przez zespół pracowników naukowych Politechniki Wrocławskiej pod redakcją inż. Stanisława Juniewicza **Mały Podręcznik Inżynierii** stanowić ma zwięzły zarys encyklopedyczny wiedzy inżynierskiej — lądowej i wodnej — na poziomie wyższym i średnim. Z uwagi na stosunkowo niewielką objętość i mały format (B6) zadanie postawione przez autorów jest dość trudne. W konsekwencji bowiem ograniczyć się musiano do podania najniezbędniejszych wzorów i tablic spotykanych najczęściej w pracy zawodowej. Przypnać też należy, że w ogólnych zarysach rezultat został osiągnięty.

Zasadniczą treść „Podręcznika” poprzedzają „Tablice liczbowe”, a więc: potęgi, pierwiastki, logorytmy, funkcje trygonometryczne i inne, którym ze względów wyżej opisanych poświęcono dość dużą ilość stron.

„Matematyka” w opracowaniu inż. Hlibowickiego podana jest w bardzo wielkim skrócie, ograniczając się jedynie do najniezbędniejszych definicji z przewagą geometrii. Również „Statyka, wytrzymałość i mechanika” w opracowaniu inż. Negrusza potraktowane są dość pobieżnie. Nadmienić jednak trzeba, iż zagadnieniu parcia ziemi, najczęściej spotykanemu w pracy hydrotechnika, poświęcono aż 10 stron.

Znacznie obszerniej potraktowano „Materiały budowlane”. Inż. Zachara starał się ująć treść pod kątem użyteczności praktycznej, dając szereg tabel z właściwościami poszczególnych materiałów. Celowym byłoby tu omówienie ważniejszych, a szeroko dziś stosowanych, prefabrykatów. Wprawdzie w jednym z końcowych rozdziałów znajdujemy wzmiankę o nich, jednak zbyt pobieżną.

Włączenie do krótkiego rozdziału „Miernictwo” (w znaczeniu geodezji) pomiarów wodnych nie wydaje się być właściwe, nadto zarówno zakres tych pomiarów jak i ich opis są bezwzględnie nie wystarczające, nawet w tak encyklopedycznie pojętym podręczniku.

Następnie znajdujemy rozdziały: „Budownictwo ziemne” w opracowaniu inż. Arkuszeńskiego (właściwszą wydaje się tu ogólnie przyjęta nazwa „Roboty ziemne”) i „Fundamenty” (prof. Gabryszewski), zawierające omówienie, badanie i wzmacnianie gruntów, wykonanie wykopów i zabezpieczenia przed wodą gruntową, wykonywanie fundamentów a w zakończeniu nieco o sprzęcie pomocniczym. Pokróćce potraktowano też „Budowę dróg” (inż. Zachara i inż. Gołański).

Osobną uwagę poświęcimy „Budownictwu wodnemu” w opracowaniu inż. Juniewicza. Po krótkim wprowadzeniu na temat prawa wodnego przechodzi autor do sposobów obliczenia objętości przepływu przytaczając jedynie

wzory Iszkowskiego oraz normy splywu wg Tolkmitta. Po tym następuje omówienie ruchu wody w łożyskach naturalnych i sztucznych. Niestety nie znajdujemy tu ani słowa o potrzebie korzystania z wieloletnich obserwacji stanów wody, pomiarów przepływu, czy wreszcie z krzywej konsumpcyjnej. Zagadnienie to jest w dalszym ciągu traktowane po macoszemu przez wielu hydrotechników, natomiast jako receptę zaleca się wzory empiryczne. Sporo miejsca poświęcono obliczeniom rurociągów i jazów, po czym znajdujemy omówienie materiałów budowlanych i elementów budowlanych, wchodząc w zakres regulacji rzek, jednak bez podania najprostszyszych zasad tego działu hydrotechniki. Dalej mamy kilka słów o jazach i nieco szerzej potraktowane melioracje rolne. W sumie dość przypadkowy zbiór wiadomości.

Znacznie lepiej przedstawiają się „Wodociągi i kanalizacja” podane w zwięzłym skrócie przez prof. Gabryszewskiego. Przejrzysty układ rozdziału i uwypuklenie najważniejszych elementów zagadnienia powodują łatwość korzystania z materiału. W zakończeniu kilka słów o przepustach.

Dalsze rozdziały opracowane przez prof. Mromlińskiego, to „Budownictwo drewniane”, „Budownictwo stalowe”, oraz „Budownictwo betonowe, żelbetowe i roboty murarskie” wydają się ujęte dość zwięźle i jasno. Podobnie, jak i ostatni rozdział „Maszynoznawstwo” (inż. Zakrzewski), któremu z uwagi na wzrastającą mechanizację i usprętlwienie prac inżynierskich poświęcono większą ilość miejsca.

Jak już wspomniano na wstępie, całość opracowania, ogólnie biorąc, spełnia swe zadanie i wypełnia do pewnego stopnia lukę w tego rodzaju literaturze. Tym bardziej, że publikowanie rozpoczętego przed kilku laty przez firmę Trzaska, Evert i Michalski „Podręcznika Inżynierii” wydanego w połowie (2 tomy) utknęło na martwym punkcie z przyczyn bliżej niewiadomych. Należałoby koniecznie pomyśleć o jego ukończeniu, gdyż tego rodzaju wydawnictwo (obszerniejsze) znacznie lepiej spełnia rolę podręcznika encyklopedycznego.

Z. M.

**INŻ. FELIKS ROSIŃSKI — Jak meliorować grunty orne.** Warszawa. 1951. PWR i L., str. 48, cena zł 2.

Państwowe Wydawnictwa Rolnicze i Leśne, w dążeniu do szerokiego upowszechnienia wiedzy rolniczej, wydały ostatnio kilka popularnych broszur poświęconych melioracjom rolnym.

Broszura inż. Rosińskiego „Jak meliorować grunty orne” wyszła w serii Biblioteki Rolniczej „Gromady”. Autor stara się w sposób dostępny dla szerokiego ogółu rolników wskazać zasadnicze wytyczne dla melioracji rolnych w ogóle, a gruntów ornych w szczególności. Broszura omawia w zwięzłym skrócie całokształt prac melioracyjnych.

Po wprowadzeniu ogólnym na temat roli wody w życiu roślin i zwiększeniu plonów wskutek melioracji oraz omówieniu naszego klimatu i gleb podaje Autor zadania i rodzaje melioracji rolnych, wskazując na korzyści stąd płynące oraz przytacza wstępne przedmelioracyjne badania gruntów. Twierdzi przy tym słusznie, iż „melioracje są pracami dającymi najlepsze wyniki, gdy prowadzone są zbiorowo lub zespołowo”.

Dalsze rozdziały broszury poświęca się odwodnieniu gruntów ornych rowami, a następnie drenowaniem zwykłym i krecim.

Liczne i przejrzyste rysunki ułatwiają zrozumienie tekstu, a tym samym i zasad melioracji rolnych.

**F. ROSIŃSKI — Melioracje rolne.** Warszawa. 1952. PWR i L., str. 44.

Druga broszura inż. Rosińskiego ukazała się w serii „Agrotechnika”, wchodzącej w cykl broszur pod nazwą „Upowszechnienie Wiedzy Rolniczej”.

Autor omawia na wstępie wpływ melioracji na produkcję rolną, pragnąc tym samym wykazać znaczenie prac melioracyjnych dla zwiększenia plonów. Dalsze rozdziały zawierają omówienie roli wody w produkcji roślinnej, znaczenie klimatu i opadów na ziemiach polskich, dalej cel i znaczenie odwodnień i nawodnień, z uzasadnieniem potrzeby nawodnień i rodzajów wody nadającej się do tego celu.

Kilka słów poświęca Autor wstępnym badaniom gruntów oraz bardzo istotnej sprawie zespołowej organizacji wyko-

nawstwa i konserwacji robót wodno-melioracyjnych. W tekście znajdujemy kilkanaście rysunków, dostatecznie ilustrujących treść broszury.

S. ROWIŃSKI — **Melioracje rolne**. Warszawa. 1952. PWR i L, str. 44, cena 50 gr.

Również w ramach serii „Agrotechnika”, tym razem dla szkolenia masowego w PGR, wyszła broszurka inż. Rowińskiego „Melioracje rolne”. Wyjątkowo trafne i zwięzłe ujęcie przedmiotu przez Autora pozwala sądzić, że broszurka będzie życzliwie przyjęta przez zainteresowanych.

Zadanie jej określa najlepiej Autor, pisząc we wstępie: „...Zapoznanie się z zagadnieniami melioracji przez wszystkich agronomów, brygadzystów i członków brygad polowych, łaskawcy, a nawet służbę zootechniczną i traktorzystów jest niezbędne dla racjonalnego prowadzenia gospodarki wodnej gleby, przez właściwe wykorzystanie urządzeń melioracyjnych”.

W treści broszury znajdujemy pobieżne omówienie wszystkich ważniejszych elementów prac melioracyjnych, ze szczególnym uwzględnieniem służby melioracyjnej PGR. Z początku podane są ogólne wiadomości o krążeniu wody w przyrodzie i jej znaczeniu dla roślin, wodzie gruntowej i przyczynach zabagnienia gruntów, dalej podano sposoby odwodnień oraz systemy nawodnień i korzyści z nich wynikające. Kilka słów poświęcono robotom ziemnym, budowlom i ich konserwacji oraz wykonawstwu robót i zagospodarowaniu pomelioracyjnym.

Ogólnie broszurka robi bardzo dobre wrażenie i szkoda, że wydawnictwo nie przeprowadziło starannej korekty, w wyniku czego znalazło miejsce kilka błędów w postaci przekreślonych rysunków, czy zmienionych wyrazów.

Tego rodzaju wydawnictwa są nader przydatne, gdyż przyczyniają się waleśnie do popularyzacji melioracji rolnych i robót wodnych w ogóle wśród najszerzszych rzesz pracowników rolnych, którym ta dziedzina hydrotechniki ma w pierwszym rzędzie służyć.

Na zakończenie należy wspomnieć, iż dokładny wykaz popularnych wydawnictw rolniczych znaleźć można w „Katalogu książek rolniczych dla Spółdzielni Produkcyjnych”, wydanym z okazji I Krajowego Zjazdu Spółdzielczości Produkcyjnej”.

Z. M.

K. W. SZYMKO „Ciepłe zasady normowania zużycia węgla w przewozach rzecznych”.

Na półkach księgarskich pojawiła się książka K. W. Szymko „Ciepłe zasady normowania zużycia węgla w przewozach rzecznych” (Tieplotiechničeskie osnowy normirovanija raschodu topliva na riecznom transportie). Praca ta oparta została na zasadach normowania, opracowanych przez komisję paliw Wszechzwiązkowego Naukowo-Badawczego Instytutu Sprzętu Transportowego. Dla opracowania książki został wykorzystany obszerny materiał badań statków rzecznych, przeprowadzonych przez wybitnych specjalistów.

Książka porusza następujące zagadnienia:

- Zasadnicze charakterystyki maszyn parowych, charakterystyki wykresów indykatorowych, sposoby obliczania zużycia pary. Obliczanie właściwego zużycia pary na 1 KM/h (ze wskazaniem wykresów ułatwiających tę czynność).
- Zużycie pary i ciepła przy różnych obciążeniach maszyn parowych.
- Silniki spalinowe (zasadnicze charakterystyki eksploatacyjne zużycia paliwa przez silniki różnych typów i różnych charakterystyk eksploatacyjnych).
- Kotły parowe rzeczne (charakterystyki cieplne, tryb pracy, straty ciepła).
- Obliczenie wskaźnika termodynamicznej sprawności kotłów.
- Ogólne normy zużycia węgla i paliw płynnych z przykładami obliczenia technicznych norm zużycia.
- Zasady normowania zużycia paliw przy trakcji holowniczej.
- Eksploatacyjno-techniczne normy zużycia paliwa.

W książce ujęte zostały w ten sposób wszystkie zagadnienia, z którymi stykają się w swej pracy energetycy i technicy gospodarki cieplnej.

Aczkolwiek wyposażenie taboru naszego różni się od wyposażenia taboru radzieckiego, jak również różne są warunki pracy i gatunki używanego paliwa, to jednak wobec podania przez autora różnych współczynników proporcjonalności wynika możliwość wykorzystania wniosków autora dla konkretnie posiadanych warunków pracy.

Doceniając wagę użycia różnych rodzajów paliwa w instalacjach statkowych, autor przy opisie spraw normowania zużycia paliwa największą uwagę poświęca normowaniu zużycia paliwa dla głównych elementów wyposażenia statku: maszyn parowych, kotłów parowych, silników spalinowych, jak również sprawie zespolonych wskaźników zużycia paliwa w przewozach wodnych.

Szczegółowo opracowane są sposoby normowania zużycia paliwa na przewozową pracę taboru rzecznego. Uwzględniając trudności i wagę obliczenia norm zużycia węgla na transportową pracę każdej jednostki taboru rzecznego autor podaje zasadnicze sposoby normowania zużycia paliwa.

Książka przeznaczona jest dla inżynierów i techników.

Inż. L. Dyakowski

JERZY SZYMAŃSKI — **Hydraulika**. Warszawa 1952. Państw. Wyd. Szkoln. Str. 367, cena zł 12.10.

Podręcznikowa literatura hydrotechniczna na poziomie średnim praktycznie u nas nie istniała, bo też i szkolnictwa średniego w dziedzinie hydrotechniki, poza liceami wodno-melioracyjnymi, nie było. W okresie powojennym wraz ze wzrostem liczby szkół średnich i kursów zawodowych zaczęło rozwijać się zawodowe piśmiennictwo średnie. Państwowe Wydawnictwa Szkolenia Zawodowego, które przejęły akcję wydawniczą w tym zakresie, poszczycić się mogą kilkudziesięcioma pozycjami wydanych podręczników o dobrym poziomie naukowym i przystępnej cenie. Jednakże daje się tu w dalszym ciągu zauważyć brak literatury wodnej. Jedną z pierwszych była tu praca inż. Jarockiego „Jazy i przegrody dolin”, omówiona przez nas poprzednio.<sup>1)</sup>

Obecnie ukazał się podręcznik hydrauliki inż. Szymańskiego, przeznaczony dla wydziałów ogrzewania i wentylacji, wodociągów i kanalizacji oraz miejskich urządzeń sanitarno-technicznych i techników budowlanych. Poza wydanymi w 1949 r. przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny podręcznikiem inż. Dębskiego „Hydrologia i hydraulika”, który przeznaczony był w pierwszym rzędzie dla potrzeb służby hydrologicznej, jest to jedyny, na poziomie średnim, podręcznik hydrauliki dość obszernie przy tym ujęty.

Materiał opracowany jest bardzo jasno i przystępnie, a niemniej wnikliwie. Układ rozdziałów jest następujący:

Wstęp. Mechanika cieczy.

I. Ciecze i ich fizyczne własności.

II. Hydrostatyka.

III. Hydrodynamika cieczy doskonałej.

IV. Hydrodynamika cieczy rzeczywistej.

V. Ruch cieczy w przewodach pod ciśnieniem.

VI. Wpływ cieczy przez otwory i przystawki.

VII. Ruch cieczy w korytach otwartych.

VIII. Przelewy.

IX. Ruch wód gruntowych.

X. Wykorzystanie energii wodnej.

XI. Pomiarы wodne.

Zaletą pracy jest m. in. zamieszczenie wielu tablic podających wartości różnych współczynników oraz licznych przykładów znakomicie ułatwiających obliczenia. Zwraca uwagę wyzerpujące oświetlenie poszczególnych zagadnień wraz z podaniem przykładów obejmujących w zasadzie wszystkie typowe przypadki. Ponadto opierając się na literaturze radzieckiej podano wiele nowych wzorów i rozwiązań.

Ostatnie dwa rozdziały poświęcone są wykorzystaniu energii wodnej i pomiarom wodnym, orientując przez to czytelnika w podstawowych zasadach hydrometrii.

W sumie należy przyznać, iż praca inż. Szymańskiego stanowi poważny wkład w literaturę hydrotechniczną, jest cenną i przydatną jej pozycją.

Z. M.

<sup>1)</sup> „Gospodarka Wodna”, nr 2/53.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI, inż. JAN WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — JÓZEF IŻYCKI

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

# Konkurs na recenzję książki technicznej

W walce o nową, przyspieszającą postęp książkę techniczną — twórcza krytyka w formie recenzji dopomaga, ułatwia, udoskonala pracę autora i wydawcy oraz zwiększa czytelnictwo piśmiennictwa technicznego.

Zarówno w samej książce, jak w jej ocenie powinny być uwzględnione przede wszystkim: najnowsze zdobycze polskiej myśli technicznej naszych uczonych, racjonalizatorów, wynalazców, nowatorów, olbrzymie osiągnięcia przodującej nauki i techniki radzieckiej rewolucjonizującej metody pracy ludzkiej, dorobek techniczny krajów demokracji ludowej, krytycznie ocenione prace z dziedziny techniki w innych krajach oraz powiązanie treści i ujęcia z praktyką ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb czytelnika-robotnika.

Dotychczasowy stan recenzji omawiający krytycznie wydawaną w Polsce książkę techniczną nie jest zadowalającym zarówno pod względem ilościowym jak i jakościowym.

Dążąc do pobudzenia ruchu recenzyjnego i wzmocnienia pracy twórczej w tym zakresie Państwowe Wydawnictwa Techniczne (PWT) ogłaszają konkurs na najlepsze recenzje książek technicznych wydanych przez PWT.

## WARUNKI KONKURSU

1. Recenzja powinna dotyczyć wydanej przez PWT książki, oryginalnej lub tłumaczonej, z wyłączeniem instrukcji oraz prac badawczych instytutów naukowo-badawczych.
2. Przedmiotem konkursu są podpisane recenzje, opublikowane w czasopismach wydanych za rok 1953, a mianowicie:
  - 2.1. w czasopismach technicznych wydawanych przez Naczelną Organizację Techniczną (NOT) i PWT — wszystkie wydrukowane recenzje, bez specjalnych zgłoszeń,
  - 2.2. w innych czasopismach — po zgłoszeniu do PWT egzemplarza czasopisma z wydrukowaną recenzją, z zaznaczeniem na egzemplarzu: „Konkurs na recenzję“.
3. Przy ocenie recenzji brane będą pod uwagę przede wszystkim następujące kryteria:
  - 3.1. twórcza krytyka i ocena treści recenzowanej książki, a w szczególności następujących jej cech:
    - 3.1.1. walory ideologiczne,
    - 3.1.2. przydatność i aktualność tematu dla potrzeb gospodarki narodowej,
    - 3.1.3. oryginalność ujęcia i opracowania tematu,
    - 3.1.4. poprawność opracowania tematu (zgodność ze współczesną nauką, jasność ujęcia i wy-czerpanie, układ itd.),
    - 3.1.5. dostosowanie ujęcia tematu do poziomu czytelnika, dla którego przeznaczono książkę, ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb robotnika,
    - 3.1.6. poprawność słownictwa technicznego,
    - 3.1.7. poprawność językowa,
    - 3.1.8. celowość, trafność i poprawność zilustrowania treści rysunkami, fotografiami, wykresami,
  - 3.2. twórcza krytyka i ocena wykonania edytorskiego recenzowanej książki, a w szczególności następujących elementów:
    - 3.2.1. układ typograficzny,
    - 3.2.2. szata zewnętrzna,
    - 3.2.3. poprawność wykonania technicznego,
  - 3.3. poprawność opracowania recenzji,
  - 3.4. okres czasu, jaki dzieli ukazanie się książki od ogłoszenia recenzji.
4. W skład Sądu Konkursowego wchodzi przedstawicielem:  
Naczelnej Organizacji Technicznej,  
Centralnego Instytutu Dokumentacji Naukowo-Technicznej,  
Państwowych Wydawnictw Technicznych.
5. Wyniki konkursu ogłoszone będą do dnia 30 czerwca 1954 r.
6. Autorom najlepszych recenzji zostaną przyznane następujące nagrody:

|                           |          |
|---------------------------|----------|
| — nagroda pierwsza        | zł 2 000 |
| — dwie nagrody drugie po  | „ 1 500  |
| — trzy nagrody trzecie po | „ 1 000  |
7. Jeśli na podstawie oceny Sądu Konkursowego zajdzie potrzeba podziału każdej z przewidzianych nagród albo zmniejszenia ogólnej liczby nagród, to Państwowe Wydawnictwa Techniczne zastrzegają sobie prawo dokonania takiej zmiany.

Wszelkich dodatkowych wyjaśnień dotyczących konkursu udziela Dział Informacji i Propagandy PWT, Warszawa, ul. Mazowiecka 2/4, tel. 749-92 do 98.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Warszawa, luty 1953 r.

Nakładem Państwowych Wydawnictw Technicznych została wydana i ukazała się w sprzedaży księgarskiej książka opracowana przez Naczelną Organizację Techniczną pt.

## GOSPODARKA REMONTOWA

format B5, s. 304, rys. 96, tablice, cena zł 8.—

Książka napisana w oparciu o materiały i rezolucje Pierwszej Krajowej Narady Remontowej oraz doświadczenia techniki radzieckiej, stawia po raz pierwszy w Polsce zagadnienie gospodarki remontowej pod kątem całości rozwiązań organizacyjnych i technicznych. Celem jej jest mobilizacja kadr technicznych do walki o przedłużenie życia maszyn oraz o maksymalne wykorzystanie zdolności produkcyjnej zakładów wytwórczych.

Książka omawia szereg konkretnych tematów z zakresu postępowych metod technologii remontów oraz podaje obszerną bibliografię liczącą ponad 700 pozycji z literatury polskiej i zagranicznej, szczególnie radzieckiej.

„GOSPODARKA REMONTOWA” może być z pożytkiem wykorzystana przez wszystkich pracowników służb produkcyjnych, w szczególności konserwacyjno-remontowych, może również służyć jako lektura pomocnicza w szkołach średnich i wyższych technicznych.

Książkę „Gospodarka Remontowa” można nabywać w księgarniach technicznych Domu Książki oraz zamawiać (do przesyłki pocztą) w następujących ekspozyturach Domu Książki:

Warszawa — ul. Wiejska 16  
Bydgoszcz — ul. Parkowa 2  
Poznań — pl. Kolegiacki 17  
Łódź Fabr. — ul. Piotrkowska 96  
Kielce — ul. M. Buczka 33  
Lublin — ul. Dąbrowskiego 8  
Białystok — ul. Sienkiewicza 2  
Olsztyn — pl. Wolności 2/3

Gdańsk — ul. Miszewskiego 16  
Koszalin — ul. Grunwaldzka 1  
Szczecin — Wojska Polskiego 29  
Zielona Góra — Rynek Drzewny 1  
Wrocław — ul. Rynek 60  
Opole Główne — ul. Kropidły 5  
Stalinogród — pl. Wolności 12a  
Kraków — ul. Smoleńsk 33  
Rzeszów — ul. Asnyka 18.

# PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

## Nowości wydawnicze

- Aleksiejew A. E.:** Konstrukcja maszyn elektrycznych. Tłum. z ros. W. Pełczewski. 1953, s. 374, zł 59,50 (w oprawie)
- Birszenk A.:** Piece mieszkaniowe i trzony kuchenne. Budowa i użytkowanie. 1953, s. 144, zł 7,80
- Blauth T., Dębowski Z.:** Dozór i konserwacja maszyn budowlanych. 1953, s. 133, zł 7,70
- Byszewski S.:** Chłodnie automatyczne w sieci dystrybucyjnej. 1953, s. 148, zł 8,80
- Chwała A.:** Pomocnicze środki chemiczne w przemyśle włókienniczym. Tłum. z ros. J. Gosiewski i L. Żółtowski. 1953, s. 320, zł 41,— (w oprawie)
- Ciborowski J.:** Inżynieria chemiczna. Część 2. 1953, s. 233, zł 27,— (w oprawie)
- Dąbrowski L.:** Ochrona pracy w młynarstwie zbożowym. 1953, s. 183, zł 10,—
- Elastomery i plastomery. Tom I — Podstawy teoretyczne.** Tłum. z ang. zespół. 1953, s. 476, zł 47,— (w oprawie)
- Garliński B.:** Architektura polska 1950—1951. Album. 1953, s. 211, zł 110,— (w oprawie)
- Groszkowski J.:** Technologia wysokiej próżni. 1953, s. 348, zł 36,— (w oprawie)
- Jarosz K., Stein R., Zięborak K.:** Odwadnianie spirytusu. 1953, s. 208, zł 12,50
- Kamler J., Kamler W.:** Pralnie. 1953, s. 162, zł 13,50
- Karpiński P. A.:** Metoda inż. Kowalowa w hutnictwie. Tłum. z ros. Z. Corradini. 1953, s. 26, zł 1,30
- Lech W.:** Pitne soki owocowe. 1953, s. 116, zł 5,90
- Lis B.:** Liczniki energii elektrycznej. Działanie — Użytkowanie — Instalowanie. 1953, s. 140, zł 7,50
- Magazynowanie produktów spożywczych w zakładach żywienia zbiorowego. Praca zbiorowa. 1953, s. 168, zł 9,—**
- Nowacki W., Dąbrowski R.:** Silosy. Metody obliczeń i konstrukcja. 1953, s. 301, zł 27,50 (w oprawie)
- Oświetlenie zakładów przemysłowych. Stowarzyszenie Elektryków Polskich. Polski Komitet Oświetleniowy. 1953, s. 336, zł 20,50**
- Pozin M. E.:** Technologia soli mineralnych. Tłum. z ros. zespół. 1953, s. 548, zł 46,—
- Szwarcztajn E.:** Przemysł papierniczy w Planie 6-letnim. 1953, s. 86, zł 4,—
- Troicki Ch. L.:** Eksploatacja i remont maszyn budowlanych. Tłum. z ros. W. Dzik. 1953, s. 320, zł 18,80 (w oprawie)

## Książki wydane poprzednio

- Akimow G. W.:** Podstawy nauki o korozji i ochronie metali. Tłum. z ros. M. Orman. 1952, s. 359, zł 56,—
- Gosztowtt L.:** Usprawnienie obsługi i modernizacja pras hydraulicznych. 1952, s. 88, zł 11,25
- Gosztowtt L.:** Uszczelnienia. 1951, s. 250, zł 22,—
- Kataliza i katalizatory. Praca zbiorowa. 1952, s. 373, zł 59,—**
- Kowalski F.:** Egzamin mechanika motopompy. 1952, s. 166, zł 12,— (w oprawie)
- Kreid F.:** Obrona i sprzęt przeciwpożarowy w pożarnictwie. 1952, s. 121, zł 7,—
- Lipowicz R.:** Urządzenia chłodnicze sprężarkowe. Działanie i obsługa. 1952, s. 92, zł 10,—
- Maślanka K.:** Korozja i ochrona przed korozją magnezu i jego stopów. 1950, s. 63, zł 16,50
- Nowakowski W.:** Metody oczyszczania wody zasilającej kotły parowe. 1951, s. 203, zł 25,—
- Olczakowski W., Ficki Z.:** Woda w zakładach przemysłowych. 1952, s. 252, zł 35,—
- Olczakowski W.:** Zmiękczenie wody w wymiennikach sodowych. 1953, s. 51, zł 2,60
- Oszczędna gospodarka węglem. Praca zbiorowa. 1951, s. 338, zł 38,—**
- Przychodzki J.:** Straty ciśnienia w armaturze wodociągowej. 1952, s. 25, zł 13,—
- Riedel A.:** Drogi wodne w Planie sześcioletnim. 1952, s. 67, zł 6,—
- Riedl B.:** Urządzenia i ruch gazowni. Tłum. z czeskiego L. Obidowicz i J. Czaplicka. 1952, s. 586, zł 80,—
- Rosner M.:** Kontrola ruchu urządzeń do ulepszania wody. 1950, s. 95, zł 10,—
- Sawaszyński J.:** Przeciwpowozarowe zaopatrzenie wodne. Wyd. 1, część 1. 1950, s. 152, zł 9,—. Część 2. 1950, s. 338, zł 16,50. Część 3 i 4. 1950, s. 203, zł 12,50.
- Stefanowski B.:** Chłodnictwo. 1952, s. 367, zł 60,—
- Tolloczko B.:** Kotły parowe. Tom. 1. Zeszyt 1. 1951, s. 92, zł 8,—. Zeszyt 2. 1952, s. 51, zł 5,—
- Woloszyn S.:** Wykaz materiałów stosowanych do wyrobu urządzeń odpornych na korozję. 1952, s. 142, zł 14,—

Do nabycia w księgarniach technicznych Domu Książki.

Technika ochrony pracy służy zachowaniu przy życiu i zdrowiu największego dobra narodu, jakim jest człowiek pracy, zwiększaniu jego wydajności i usprawnieniu produkcji.

Każdy inżynier i technik, pracujący zarówno w terenie, jak i w instytucjach centralnych, powinien znać i stosować przepisy o ochronie pracy, jak również śledzić postęp myśli technicznej, lekarskiej i społecznej w tym zakresie.

## Miesięcznik „Ochrona Pracy“

przeznaczony dla inżynierów i techników ruchu

- zawiera wiele pożytecznych informacji i danych z wszelkich dziedzin związanych z ochroną pracy, wskazuje konieczność oparcia metod postępowania w bezpieczeństwie i higienie pracy na podstawach naukowych,
- daje przykłady sposobów, metod, wzorów konstrukcji, rozwiązań, etc. z terenu kraju oraz Związku Radzieckiego i krajów demokracji ludowej,
- porusza nowe problemy techniczno-organizacyjne, wiąże nową technikę z ochroną pracy.

Technicy i inżynierowie ruchu! Jesteście odpowiedzialni za stan bezpieczeństwa i higieny na swoim odcinku pracy.

Czytajcie „Ochronę Pracy“, która Wam niesie pomoc w Waszych codziennych obowiązkach.

Prenumeratę przyjmuje PPK „RUCH“ w Warszawie i Oddziałach prowincjonalnych; prenumerata roczna — 48 zł, prenumerata półroczna — 24 zł. Konto PKO I-17400/110.