

1957

Wydawnictwo - Książki
Biblioteka Nr. 5-9, 11-12, Duplekty

GOSPODARKA WODNA



021

19

C-III 557

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, STYCZEŃ 1952 r.

Nr 1

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

Od Redakcji	1
DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA	
Inż. Kazimierz Kars — Uwagi o organizacji projektowania gospodarki wodnej w przemyśle	2
Mgr Jerzy Zaleski — Planowanie jako podstawa rozwoju dróg wodnych na tle amerykańskich stosunków gospodarczych	4
DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA	
Prof. Dr Inż. Kazimierz Dębski — Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie (przykład metodyczny)	6
Inż. Franciszek Stryjewski — Zagadnienie nawodnień łąk na tle doświadczeń w powiecie kaliskim	14
DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE	
Inż. Władysław Mikulski — Ogólne dane o rozwiązaniu projektu melioracji „Bagna Kuwasy“	17
Inż. Stanisław Juniewicz — Nomogram do wyznaczania grubości dyli w drewnianych jazach ruchomych	22
DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO	
Inż. Włodzimierz Skoraszewski — Nowoczesne metody techniczne wzmacniania i uszczelniania gruntów nawodnionych w ZSRR	23
Inż. Stefan Baszyński — Zabijanie pali za pomocą wibrowania	27
Inż. Feliks Łowczyński — Zastosowanie walców faszynowych przy oszczędnościowych robotach regulacyjnych i zabezpieczających	32
Techn. Marian Siadak — Okładzina z elementów betonowych na koronie tam faszynowych	35
DZIAŁ V — EKSPLOATACJA	
Inż. Zenon Bączek — Manewrowanie zasuwami jazu	36
Inż. Franciszek Stryjewski — Nawodnienia w dolinach rzek w powiecie kaliskim	39
Przegląd wydawnictw	
Kronika	

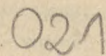
СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENS

От Редакции,	Editorial	Editorial.
Об организации проектирования водного хозяйства в промышленных предприятиях,	Sur l'organisation de la projetation de l'aménagement des eaux dans l'industrie.	On the organisation of designing the water management in industry.
Планирование как основа развития водных путей на примере американских экономических отношений,	Planification comme base de développement des voies navigables en vue des résultats obtenus dans les conditions américaines.	Planning as basis of the development of water-ways with the view to the results obtained under the American conditions.
Перспективный водный баланс и его разработка,	Bilan d'eau perspectivique et son élaboration.	Perspectivic water balance and its elaboration.
Вопрос одводнения лугов с точки зрения испытаний в калишском уезде,	Problème d'irrigation des prairies sur la base de l'experimentation dans le district de Kalisz.	Problem of irrigation of meadows on the ground of the results obtained in the district of Kalisz.
Общие данные об осуществлении проекта мелиорации „Болота Кувасы“,	Données générales sur la réalisation du projet d'amélioration du „Marécage Kuwasy“.	General data concerning the realization of the amelioration scheme of the „Marsh Kuwasy“.
Номограмма для определения толщины балок в деревянных передвижных плотинах,	Nomogramme pour la définition de l'épaisseur des madriers dans les barrages mobiles au bois.	Nomogram for establishing the thickness of deals in movable wooden dams.
Новые технические методы укрепления и уплотнения одводненных земель в СССР,	Methodes techniques modernes de renforcement et de calfatage des sols irrigués dans l'URSS.	Modern technical methods of reinforcing and tightening of irrigated lands in USSR.
Забивка металлических свай при помощи вибрации,	Enfoncement des pieux métalliques à l'aide de vibration.	Driving of metallic piles by means of vibration.
Применение фашинных валиков при производстве регуляционных и предохранительных работ,	Application des rouleaux à fascine dans les travaux de régularisation et de protection.	Application of fascine rollers in economical regulating and protecting works.
Облицовка из бетонных элементов на венце орашинных плотин,	Revêtement en éléments de béton de la tête de barrages en fascine.	Coating of concrete elements of the head of fascine made dams.
Маневрирование затворами плотины,	Manoeuvre des vannes dans les barrages mobiles.	Operating of water gates in weirs.
Одводнения речных долин в калишском уезде,	Irrigations dans les vallées de rivières dans le district de Kalisz.	Irrigation in river valleys in the district of Kalisz.
Обзор печати,	Revue de publications.	Review of publications.
Хроника.	Chronique.	Chronicle.

Nr 1 (62)



* * *

D58-35/69 loc

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. KAZIMIERZ KARS

Uwagi o organizacji projektowania gospodarki wodnej w przemyśle

Zagadnienie projektowania gospodarki wodnej w przemyśle, zarówno w swoim aspekcie ogólnym, jak i szczegółowym, jeśli chodzi o poszczególne zakłady przemysłowe, nie znalazło do tej pory właściwego ustawienia i rozwiązania.

Projektowaniem urządzeń i samej gospodarki wodnej w przemyśle zajmują się najróżnorodniejsze, luźno z przemysłem związane, instytucje lub poszczególne osoby w sposób niejednorodny i dorywczy, co w konsekwencji prowadzi do bezplanowego rozwiązywania palących nieraz zagadnień wodnych, w sposób zupełnie nieskoordynowany z całością gospodarki wodnej w kraju, ze szkodą dla całości gospodarki narodowej, a bardzo często i dla poszczególnych zakładów przemysłowych.

Dotychczas nie istnieje ani jedno biuro projektowania gospodarki wodnej w przemyśle ciężkim, lekkim, chemicznym, włókienniczym, czy jakimkolwiek innym, pomimo, iż przemysły te są bardzo dużym odbiorcą i użytkownikiem wody, pomimo tego, że jesteśmy już przy końcu drugiego roku Planu Sześcioletniego, podczas którego następuje ogromny rozwój przemysłu, a tym samym jest ogromne zapotrzebowanie wody jako surowca dla samej produkcji oraz dla jej pomocniczych faz.

Przyczyny tego stanu rzeczy są liczne i różnego rodzaju, zarówno natury ogólnej, jak i specjalnej. Spróbujmy je przeanalizować.

Przed wszystkim należy stwierdzić, że w resortach przemysłowych brak jest komórek planistycznych, które by ustawiały zagadnienie wody przemysłowej w sposób, jaki tego wymagają interesy resortowe gospodarki wodnej i potrzeby koordynacji tych zagadnień z całością gospodarki wodą, która stała się surowcem deficytowym, szczególnie ostro występującym w niektórych okręgach kraju.

Jeszcze niedawno istniał Urząd tzw. Delegata Ministra Przemysłu (ostatnio Górnictwa) do spraw wody przemysłowej, ale wówczas przemysł był skoncentrowany w jednym resorcie. Dziś mamy cały szereg resortów przemysłowych, które jednak nie posiadają swoich odpowiedników w dziedzinie gospodarki wodnej.

Nowopowołane Biuro dla Spraw Gospodarki Wodnej w PKPG planuje i koordynuje ogólnie całość zagadnień gospodarki wodnej, brak mu jednak swoich odpowiedników w poszczególnych resortach przemysłowych, szczególnie tych, które zużywają znaczne ilości wody.

Wobec wielkiego rozwoju przemysłu w Planie Sześcioletnim, wobec zarysowujących się nowych okręgów przemysłowych, jak: okręg staropolski, górno-notecki, kujawski, białostocki i inne, gdzie sprawy wodne będą odgrywały bardzo poważną rolę przy uruchamianiu nowych zakładów przemysłowych, staje się absolutną koniecznością takie ustawienie koordynacji planów gospodarki wodnej w poszczególnych resortach przemysłowych, aby nie zachodziły żadne sprzeczności w gospodarce narodowej.

Przechodząc do dalszej analizy tego stanu rzeczy na szczeblu poszczególnych zakładów przemysłowych,

należy stwierdzić, że zdarzają się wypadki, kiedy sąsiadujące ze sobą zakłady wyrwywają sobie nawzajem źródła zaopatrzenia w wodę oraz kiedy od umiejętności poszczególnych kierowników zakładów zależy zdobycie lepszego lub bardziej odpowiedniego pod względem jakości źródła pokrycia potrzeb wodnych.

Takie ujęcie sprawy nie jest właściwe, nie jest planowe i nie może mieć miejsca w dobie kładzenia podwalin gospodarki socjalistycznej.

Regulowanie tych spraw musi następować nie tylko w chwili koordynacji i zatwierdzania planów, ale sięgać od podstaw, od momentu ich powstawania, to znaczy od projektu, od myśli projektanta, który powinien być odpowiedzialnym nie tylko za rozwiązanie techniczne, ale i za celowość, racjonalność i oszczędność z punktu widzenia wszystkich potrzeb wodnych z jednej strony oraz potrzeb danego resortu przemysłowego z drugiej.

Stąd wysuwa się na czoło sprawa stworzenia odpowiednich ram organizacyjnych projektowania gospodarki wodnej w przemyśle i doboru odpowiednich kadr.

Analizując pod tym kątem widzenia istniejący stan rzeczy, należy stwierdzić, iż poszczególne przemysły lub zakłady przemysłowe, nie mogąc stworzyć samodzielnych zespołów projektowych z uwagi na nieliczność zatrudnionych fachowców wodnych we własnym zakresie, zwracają się i korzystają z usług instytucji od nich niezależnych, jak np. spółdzielnie projektowe lub prywatne jednostki fachowe.

Takie dorywcze załatwianie spraw wodnych powoduje konieczność zwoływania stosunkowo często różnego rodzaju konferencji uzgadniających z udziałem poszczególnych rzeczoznawców i specjalistów. Sposób ten jest niewłaściwy i nieekonomiczny. Po pierwsze brak jest rzeczoznawców, a ci którzy mogliby zająć się tymi sprawami nie rozporządzają większą ilością czasu, zwłaszcza gdy konferencje związane są z wyjazdem. Po drugie nie ma możliwości ciągle zapraszać tych samych rzeczoznawców, co powoduje niejednorodność w rozwiązywaniu poszczególnych zagadnień. Po trzecie konferencje tego typu niejednokrotnie zamiast przyspieszyć — hamują i przedłużają okres wykonania projektu.

Z chwilą powstania Centralnego Biura Studiów i Projektów Budownictwa Przemysłowego, utworzyła się tam z biegiem czasu komórka fachowców wodnych, grupująca wybitniejsze jednostki. Jednakże nie są oni w stanie objąć wszystkich zagadnień wodnych w przemyśle ani pod względem ilościowym, ani jakościowym, gdyż mamy do czynienia z olbrzymim wachlarzem rodzajów przemysłu, a tym samym różnym rodzajem użytkowania wody.

Zadne inne biuro projektowania przemysłowego, jak to już wspomniano wyżej, nie posiada samodzielnej komórki wodnej, zdolnej do projektowania na większą skalę. Są tam prawdopodobnie wszędzie poszczególne jednostki fachowe, które zajmują się raczej opiniowaniem i dopilnowywaniem zagadnień wodnych, rozwiązywanych przez kogo innego, ale nie zajmują się projektowaniem.

Wreszcie należy wymienić 3 duże instytucje, stosunkowo niedawno powstałe biura projektowe, do których zwraca się obecnie przemysł w większości wypadków, gdy chodzi o większe zagadnienia wodne.

Są to:

1. Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Wodnego czyli „Hydroprojekt” — podległe Ministerstwu Żeglugi,
2. Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego z Działem Techniki Sanitarnej — podległe Ministerstwu Gospodarki Komunalnej,
3. Biuro Projektów Wodno-melioracyjnych — podległe Ministerstwu Rolnictwa i Reform Rolnych.

Wszystkie te 3 biura posiadają dość liczny i dobrze wyszkolony wodny personel projektowy, a jedno z nich posiada nawet pracownię specjalizującą się w projektach zaopatrzenia w wodę przemysłową.

Przyczepienie jednak projektowych zagadnień wodnych szeregu resortów przemysłowych do jednego z wymienionych biur nie jest odpowiednie i nie może dać zadowalających rezultatów na przyszłość, gdy w miarę dynamicznego rozwoju przemysłu w Polsce, problemy będą narastały w coraz większej ilości i w coraz szerszym zakresie, wymagającym znajomości nie tylko zagadnień wodnych, ale i specyficznych cech procesów technologicznych poszczególnych przemysłów. Najlepsi fachowcy wodni, związani z pracą w resortach żeglugi, rolnictwa i gospodarki komunalnej, nie będą w stanie obsłużyć mniej bliskie im zagadnienia wodne w przemyśle.

Dlaczego jednak resorty przemysłowe nie posiadają do tej pory odpowiednich biur projektowych w zakresie gospodarki wodnej i dlaczego nie przyciągnęły znaczniejszej liczby fachowców wodnych do siebie, którzy zgrupowali się przeważnie w wymienionych resortach żeglugi, rolnictwa i gospodarki komunalnej.

Złożyły się na to hamulce, posiadające swe źródła w przeszłości, w spuściznie czasów gospodarki kapitalistycznej, która nie zajmowała się wcale racjonalnym wykorzystaniem zasobów wodnych, która nie posiadała wielkiego przemysłu, a więc i nie potrzebowała zupełnie żadnych fachowców do spraw wodnych w przemyśle.

Przedwojenną skądinąd nikłą gospodarkę przemysłową cechowała taka sama rabunkowość w stosunku do wody, jak i do innych surowców. Nie oglądając się na sąsiadów, nie biorąc pod uwagę potrzeb i zasobów całego kraju, z którego czerpało się ogromne zyski, prawie każdy przemysłowiec starał się zdobyć pokrycie swego zapotrzebowania wody wyłącznie dla siebie.

Nic więc dziwnego, że fachowcy wodni przed ostatnią wojną nie byli potrzebni przemysłowi i musieli szukać pracy w dostępnej im dziedzinie administracji i budowy dróg wodnych, melioracji lub wodociągów i kanalizacji, które również w tym czasie słabo się rozwijały.

Ten stan rzeczy posiadał swe odzwierciedlenie również i w dziedzinie studiów wyższych, gdyż na żadnej z stniejących przed wojną Politechnik nie było specjalizacji inżynierii wodnej, uwzględniającej potrzeby przemysłowe.

Niestety, trwały ja ta wciąż jeszcze trwa. Należy ją przełamać i dążyć w dwóch kierunkach:

- 1) przygotowania fachowych kadr wodnych obznajmionych z potrzebami przemysłu,
- 2) stworzenia odpowiednich ram organizacyjnych dla realizacji racjonalnego gospodarowania wodą w przemyśle.

Pierwszy z tych celów może być osiągnięty dwiema drogami:

a) przez szkolenie na uczelniach fachowców wodnych ze specjalizowaniem ich w dziedzinie przemysłowej,

b) przez komasowanie tych wszystkich fachowców wodnych, którzy pracując w przemyśle, a szczególnie w jego podległych biurach projektowych, nie zajmują się sprawami projektowania, natomiast są pochłonięci sprawami administracyjnymi.

Drugi z tych celów, który jest w tej chwili najważniejszy, tj. stworzenie odpowiednich ram organizacyjnych dla racjonalnego gospodarowania wodą w przemyśle, musi w pierwszym rzędzie być oparty na powołaniu do życia Centralnego Biura Studiów i Projektów gospodarki wodnej dla przemysłu, które początkowo w pierwszej fazie powstawania obsługiwałoby wszystkie przemysły, a następnie w miarę rozwoju Biura rozczłonkowałoby się na poszczególne branże przemysłowe.

Biuro to mogłoby powstać właśnie przy Ministerstwie Budownictwa Przemysłowego, jako łączącego w sobie przynajmniej wszystkie nowe inwestycje przemysłowe, w następnej zaś fazie — niezależnie od Centralnego Biura — zaczęłyby powstawać samodzielne biura projektowe dla spraw gospodarki wodnej w resortach przemysłu ciężkiego, chemicznego, włókienniczego itd.

W początkowej fazie trzonem tego Biura mogłaby być wspomniana grupa inżynierów wodnych z Centralnego Biura Studiów i Projektów Budownictwa Przemysłowego oraz ewentualnie pracownię z innych biur projektowych, specjalizujące się w projektach zaopatrzenia zakładów w wodę przemysłową. W następnej fazie rozszerzenia działalności Biura można byłoby już korzystać z wyszkolonego do tego czasu nowego narybku fachowców wodno-przemysłowych.

Na potwierdzenie tezy — konieczności utworzenia Biura Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej dla Przemysłu — warto przytoczyć kalkulację ekonomiczną, która pozwoli na zorientowanie się co do wielkości zagadnienia.

Pobieżna analiza Planu Sześcioltniego wykazuje, że na przemysł jest przeznaczonych 45% wszystkich kredytów¹⁾. Przyjmując orientacyjnie, że inwestycje wodne stanowią 2% inwestycji przemysłowych dojdziemy do kwoty 1,67 miliarda zł. Podnosząc jeszcze tę sumę o nakłady na elektrownie wodne, możemy ją zaokrąglić ogółem do 2 miliardów złotych nakładów na inwestycje wodne w przemyśle.

Przyjmując zaś orientacyjnie, że od 2% do 15% (średnio 5%) stanowi dokumentacja techniczna, otrzymamy wysokość przerobu dla nowopowstającego Biura 100 milionów zł w Planie Sześcioltnim.

Analogiczne pozycje dla innych Biur Projektowych wypadają:

CBS i PBW	— 75 milionów zł
CBS i PBK	— 175 „ „
BPWM	— 120 „ „

Widzimy stąd wyraźnie, że przerób Centralnego Biura Studiów i Projektów Gospodarki Wodnej dla Przemysłu jest co najmniej tego samego rzędu wielkości co innych biur projektowych i nie ma najmniejszego powodu, aby opracowanie projektów gospodarki wodnej dla przemysłu było wykonywane przez obce mu biura projektowe.

¹⁾ Porówn. Dziennik Ustaw R. P. Nr 37 z dnia 30.VIII.1950, poz. 344.

MGR JERZY ZALESKI

Planowanie jako podstawa rozwoju dróg wodnych na tle amerykańskich stosunków gospodarczych

Planowanie jako świadome kształtowanie przyszłości gospodarczej znalazło w kapitalistycznych ustrojach gospodarczych swój oddźwięk w wypaczonej i wadliwej formie. Zrozumiano, że na terenie zagadnień gospodarki narodowej poczynania planowe przyczyniają się do osiągnięcia wielu sukcesów. a przykładem tego stała się gospodarka Związku Radzieckiego. Jasnym też się stało, że jedną z gałęzi gospodarki narodowej, szczególnie wymagającej planowego podejścia, jest transport.

Dostosowanie jednak założeń gospodarki planowej do kapitalistycznych warunków ekonomicznych nie mogło przynieść efektów.

Planowe rozwiązywanie zagadnień śródlądowego transportu wodnego przyniosło w Związku Radzieckim poważne efekty. 40% ładunków przewożonych na radzieckich drogach wodnych z ogólnej puli przewozów krajowych wykazało, że drogi wodne w ramach planowej gospodarki mogą zająć czołowe miejsce wśród dróg komunikacyjnych. Trudno jest porównywać sytuację na odcinku transportu śródlądowego Związku Radzieckiego i Stanów Zjednoczonych Ameryki, z uwagi na ich zbyt różny charakter. Niemniej jednak stwierdzić należy, że drogi wodne Stanów Zjednoczonych, mając w przekroju znacznie lepsze warunki naturalne, nie spełniają ani w 50% tej roli w transporcie ogólnonarodowym, jaką mają rzeki i jeziora ZSRR.

Rząd Stanów Zjednoczonych A. P., zdając sobie sprawę z wagi podejścia planowego do usprawnienia gospodarki na terenie dróg wodnych, w poczynaniach swych oparł się na platformie trzech metod, które mają zastąpić możliwości państwa działającego w myśl zasad prawidłowej gospodarki planowej. Ekonomisci amerykańscy stworzyli nowe pojęcia, które w ramach tamtejszego ustroju gospodarczego mają przynieść pożądane efekty. Są to:

- Program gospodarczy
- Interwencja państwa
- Plany częściowe.

Programem gospodarczym można nazwać „plan“ b. prezydenta Stanów Zjednoczonych, znanego rzecznika wielkiego kapitału, Herberta Hoovera, który w gospodarce na odcinku dróg wodnych starał się uzdrowić, tworząc towarzystwa koleiowo-rzeczne, które miały umożliwić współpracę między tymi gałęziami transportu. Inwestycje tych towarzystw pływały tam, gdzie konkurencja kolei żelaznych nie stała na przeszkodzie w osiągnięciu odpowiednich zysków. Monopolizowały one poza tym przewozy na Missisipi, dzieląc ładunki między barki i kolej, równoległe do rzeki biegnąca, należąca zresztą do tego samego trustu. Pod tym kątem widzenia miała być i częściowo została przeprowadzona koncepcja rozbudowy rzeki Missisipi. Takie podejście do spraw żeglugi śródlądowej nie mogło przynieść żadnych efektów i było jedynie błędem po bezdrożach skuteczności, mając na celu jedynie jak największy zysk.

Drugą z kolei formą zainteresowania państwa w dziedzinie transportu śródlądowego jest interwencja państwa na polu ekonomicznym, gdy chce ono uchronić pewną gałąź transportu od całkowitego załamania się, spowodowanego konkurencją silniejszych od siebie jednostek gospodarczych. Przykładem tego może być ruch liniowy na Wielkich Jeziorach, który tracił z roku na rok na rzecz trampów duży odsetek towarów, jak wskazuje poniższe zestawienie:

R o k	% % przewiezionych ładunków	
	trampy	ruch liniowy
1920	62	38
1930	74	26
1940	89	11

Żegluga nieregularna opanowana jest z kolei przez concerny przemysłowe, rozwijające towary masowe związane bezpośrednio z produkcją własnych fabryk czy hut. Promy eksploatują zaś jedynie towarzystwa kolejowe. Znaczne dotacje, łożone przez rząd w celu utrzymania żeglugi liniowej niezależnej od concernów przemysłowych i kopalnianych, nie dały spodziewanego rezultatu, a wynosiły one w latach 1935 — 1940 przeszło 1 miln. dol. rocznie. Próba usadowienia choćby jednej linii rządowej (Inland Waterway Corporation) na trasie Chicago — Buffalo załamała się w roku powstania tej koncepcji (1938). Stosunkowo wysokie koszty stałe przedsięwzięć transportowych, a szczególnie żeglugi śródlądowej, musiały rozsądzić przedsiębiorstwo rządowe w otoczeniu przedsiębiorstw prywatnych.

Identycznie przedstawia się sytuacja na rzece i systemie Missisipi. Żegluga bardziej tu niż gdziekolwiek opanowana jest przez trusty oraz concerny górnicze i przemysłowe, przewożące na własnych barkach i statkach własne wyroby i surowce. Ciężką walkę toczą z nimi tzw. zrzeszeni spedycytorzy (common carriers) oraz rządowa Inland Waterway Corporation. Zrozumiałe jest, że eksploatacja własnego taboru przez wymienione towarzystwa przemysłowe i górnicze opłaca się lepiej i podstawy ekonomiczne takiego przedsiębiorstwa są mocniejsze.

Trzecią wreszcie formą jest plan częściowy, reklamowany przez ekonomistów liberalnych jako najnowsza zdobycz nowoczesnej myśli ekonomicznej. Wynika ona z możliwości jakie powstają z chwili uzdrowienia gospodarki na wodach śródlądowych pewnego zacofanego regionu i ta droga poszła amerykańska myślenie rządowa. Koncepcje te zostały uwiecznione pewnym powodzeniem, jednak w całości gospodarki nie mógł to być moment przełomowy. Plan częściowy, regionalny, w oderwaniu od ogólnonarodowego planu gospodarczego, nie spełni swoich zadań. Rozbudowa doliny Tennessee była takim właśnie planem i przyniosła na terenie rozpracowanego regionu rzeczywiście poważne zmiany. Jako fragmentaryczne uzdrowienie gospodarki wodnej na terenie odcinka systemu Missisipi było to osiągnięcie pozytywne, największym jednakże efektem tych prac wydaje się być przekonanie części opinii, że ingerencja państwa w sprawę transportu wodnego jest koniecznością gospodarczą. Plan częściowy, najsłabiej nawet opracowany, bez planu centralnego nie ma racji bytu.

Śródlądowe drogi wodne są w nowoczesnej polityce komunikacyjnej instrumentem szczególnie ciekawym, a prawidłowe działanie na ich polu nie jest łatwe. Możliwości ich są bardzo poważne i przy pewnych warunkach można je zrealizować. Jest to możliwość wykorzystania naturalnej drogi dla transportu przede wszystkim surowców, następnie fabrykatów, w celu odciążenia innych środków transportu (kolei żelazna), co przy dogodnym położeniu geograficznym rzek, wiążących źródła surowców z miejscem ich przeróbki lub portami wywozowymi, ma swe decydujące znaczenie w zwiększeniu produkcji czy masy eksportowej. Konieczna jest jednak w tym wypadku ścisła koordynacja poczynień poszczególnych środków transportu i harmonizacja transportu z ogólnymi wytycznymi ekonomicznymi państwa.

Zasadniczą rolę obok naturalnych dróg wodnych mają do spełnienia kanały, będąc sztucznym uzupełnieniem tych pierwszych lub nowostworzonymi przez człowieka drogami, gdzie rzek względnie jezior nie ma, a przeciętny transport kolejowy nie jest w stanie sprostać podaży ładunków. Konieczne są wtedy jednak inwestycje na nowe drogi wodne, przemysłane i idące po wypadkowej potrzeb gospodarki narodowej

oraz zniwelowanie konkurencji przez ustalenie stawek frachtowych dla poszczególnych typów transportu.

Rzeki i kanały — by spełniały rolę dobrej drogi komunikacyjnej — muszą odpowiadać pewnym warunkom podstawowym, jak odpowiednia głębokość, nie zmieniająca się podczas okresu nawigacyjnego, pewna stała w miarę możliwości szybkość prądu, brak na swej długości wirów, fal, katarakt, wodospadów itp.

Konieczne są jednak wtedy inwestycje konserwacyjne i celowe nakłady renowacyjne.

Powinna występować regulacja tych właśnie rzek i budowa tych właśnie kanałów, które z punktu widzenia gospodarki narodowej i społecznej, a nie interesów prywatnych przedsiębiorców, będą szczególnie potrzebne do spełnienia poważnych zadań. Konieczna jest wtedy jednak planowa dystrybucja i prawidłowy rozdział kapitału inwestycyjnego, dysponowanego centralnie, gdy dyspozytor ma na względzie jedynie dobro gospodarki państwowej.

Wszystkie te momenty warunkujące prawidłowy rozwój dróg wodnych mogą być uwzględnione i są uwzględnione w gospodarce opartej na socjalistycznym planowaniu. Jakiegokolwiek poczynanie planowe wymaga szeregu warunków, które gwarantują bezbłędny przebieg i realizację planowanych koncepcji. Są to:

- realny plan przestrzenny, opracowany merytorycznie jako zagadnienie rozwoju jakiegoś regionu z punktu widzenia rozwoju jego sieci wodnej, oparty na realnych przesłankach i potrzebach gospodarki narodowej,

- centralny ośrodek dyspozycyjny, zatwierdzający ten plan i kontrolujący przebieg prac,

- potrzebna suma środków finansowych i zapewnienie prawidłowego jej dopływu jako podstawy inwestycji,

- władza polityczna, będąca w możności wyeliminowania przeszkód natury zewnętrznej i nieprzewidzianej.

Wszystkie te warunki są do utrzymania w typie gospodarki socjalistycznej. Przykład ZSRR wykazał, że drogi wodne rozwijają się wtedy w podstawowy środek transportu, szczególnie korzystny dla gospodarki narodowej.

Przytoczone wyżej przykłady wykazują, że Stany Zjednoczone, jak zresztą w dobie obecnej większość państw kapitalistycznych, chcą iść po linii planowej organizacji swej gospodarki, co ma swój wyraz na terenie polityki komunikacyjnej. Stosują one jednakże namiastki gospodarki planowej, które nie mają żadnych widoków na powodzenie. „Gospodarka planowa” Stanów Zjednoczonych na polu dróg wodnych śródlądowych nie jest gospodarką planową. Nie może być taką z uwagi na brak ogólnej atmosfery gospodarczej, wśród której koncepcje planowego rozwiązywania zagadnień transportowych mogłyby zaistnieć.

Nawet wskazane przez nas namiastki gospodarki planowej, stosowane coraz częściej przez ekonomistów burżuazyjnych, natrafiały na ostry sprzeciw opozycji, reprezentującej się z przedstawicieli konserwatywnego kapitału. Wszystko, co choćby w minimalnym stopniu oznacza „postęp”, jest uporczywie zwalczane.

Próby Hoovera wprowadzenia systemu gospodarki transportowej, opartej na „rządowym programie gospodarczym”, nie natrafiały na poważne sprzeciwy o tyle, że reprezentowały skrycie interesy magnatów kolejowych. Poniosły one zresztą wyraźną klęskę, nie dając żadnych wyników na polu sytuacji żeglugi śródlądowej.

Już natomiast stosowanie interwencji państwa, jak ukonstytuowanie Inland Waterway Corporation, przyniosło ostre głosy protestu przeciw ograniczaniu wolnej konkurencji, hamowania inicjatywy itp. Głosy domagające się coraz śміalej likwidacji tej instytucji przynajmniej jako przedsiębiorstwa są coraz częstsze. Mają tu zresztą wpływ trudności, jakie spotykają to przedsiębiorstwo rządowe na terenie eksploatacyjnym.

Najostrzej jednak atakowane są tzw. „plany częściowe”, które noszą już w sobie załączek gospodarki normowanej. Przykłady usilnej walki o przyznanie

podstaw prawnych „Zwierzchności Doliny Tennessee” oraz 40-letnia dyskusja nad projektem drogi wodnej Św. Wawrzyńca są najlepszymi dowodami, że kapitał prywatny w planach rządu federalnego widział zachwianie swych dotychczasowych pozycji.

Skoro nawet pokonane zostaną pierwsze trudności i dany program czy plan zostanie przez Kongres akceptowany, w toku jego realizacji piętrzą się ustawicznie nowe przeszkody.

Plan rozpracowany na dany region nie harmonizuje z potrzebami gospodarki regionów sąsiednich, nie objętych planem. Fragmentaryczny jego charakter odbija od całości życia gospodarczego kraju i brak jest stałej wytycznej linii koordynującej zamierzenia z ogólnymi potrzebami gospodarczymi.

Brak jest centralnego ośrodka dyspozycji, nie ulegającego wpływowi ubocznym i kontrolującego plan po linii wykonawstwa. Dostawy np. prywatnych firm dla prac w dolinie Tennessee okazały się niewłaściwie poczynione i skarb państwa poniósł z tego tytułu duże straty.

Tempo dopływów środków inwestycyjnych podlega ciąglem zaburzaniu z uwagi na przerosty biurokratyzmu w instytucjach finansujących prace i brak zdecydowania w rozdziale tych środków. Elastycznie dopływający kapitał inwestycyjny jest podstawą prawidłowego wykonania planu.

Brak jest centralnej, służącej celowi gestii politycznej, będącej w stanie wyeliminować wszelkie poczynania zmierzające do storpedowania planu. Bowiem poważną trudnością okazał się sprzeciw wpływowego kapitału, który mając swych przedstawicieli w Kongresie próbował zniweczyć plany rządu federalnego z uwagi na zagrożenie zysków właścicieli linii kolei żelaznych przez budowę dróg wodnych.

Planowanie w systemie gospodarki kapitalistycznej jest jedynie mniej lub więcej udaną próbą planistycznego rozwiązywania trudności na polu dróg wodnych, jak i innych platformach gospodarczych. Brak podstawowych, wymienionych wyżej czynników, względnie ich wadliwe funkcjonowanie z uwagi na wadliwość całej gospodarki przekreśla możliwość wyprowadzenia planów na większą skalę.

Planowanie przestrzenne na polu rozwoju dróg wodnych nie może być jedynie oderwaną próbą uzdrowienia tego odcinka gospodarki bez uwzględnienia innych. Oznacza to, że plan rozwoju dróg wodnych na podstawie planu przestrzennego dla danej jednostki regionalnej załamie się, nie mając oparcia o centralny plan przestrzenny dla całego kraju, który koordynuje poszczególne, podporządkowane mu plany regionalne.

W Stanach Zjednoczonych mówi się coraz więcej o planowaniu. Jeśli jednak nawet plany regionalne, jak np. plan rozbudowy dorzecza Missisipi będą przeprowadzane, będzie to planowanie ułomne i wadliwe. Chociaż na pewnych odcinkach może być uwieńczone powodzeniem, to jednak na tle ogólnonarodowej gospodarki nigdy nie ztraci charakteru przypadkowości, która odbija się na funkcjonowaniu całości aparatu gospodarczego w sposób ujemny. Będą one zawiąły bezwzględnie pewne elementy gospodarki planowej, ale wypaczone swym fragmentarycznym charakterem, który na odcinku polityki komunikacyjnej nie tylko nie wyrówna ale jeszcze zaostrzy sprzeczności wewnątrz tej gałęzi gospodarki.

Planowanie gospodarcze, jako jedyny instrument uzdrowienia gospodarki, to pojęcie integralne, pojęcie wielkiego systemu gospodarczego, obejmującego całe bez wyjątku życie gospodarcze kraju, świadomie kształtujące jego przyszłość. W ramach tego systemu można i należy tworzyć poszczególne plany regionalne, podporządkowane one muszą być jednak jednemu ośrodkowi dyspozycyjnemu, włączone bez reszty w jeden integralny aparat planistyczny.

To rozwiązanie nie jest jednak możliwe w ustroju gospodarczym jaki obecnie ma miejsce w USA. Jedynym prawidłową gospodarką, opartą na społecznym podstawowych gałęzi gospodarki narodowej, zapewni pełne sukcesy w planowaniu, które postawi drogi wodne na należytych poziomach.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Perspektywiczny bilans wodny i jego opracowanie

(Przykład metodyczny)

Dane wyjściowe

Do opracowania bilansu perspektywicznego potrzebne jest:

- opracowanie surowego bilansu wodnego w przedziałach miesięcznych, oparte na zebranych materiałach obserwacyjnym i pomiarowym,
 - określenie zmian, którym podlegać będą poszczególne składniki bilansu pod wpływem zamierzonych robót wodno-melioracyjnych, w badanym dorzeczu, po upływie pewnego czasu.
- W pierwszej części pracy niniejszej¹⁾ zajmowaliśmy się obliczeniem bilansu surowego w przedziałach miesięcznych dwunastoletniego okresu obserwacji trwa-

jącego od 1.XI.1925 do 31.X.1937. Wyniki tego obliczenia zebrano w tab. IX części pierwszej. Znajdujemy tam w kolejności miesięcy szczegółowe wartości retencji początkowej (Z) i końcowej (R), dalej opadu, odpływu i parowania terenowego, wreszcie odnośne sumy bilansowe, wyrażające ilość wody obiegowej w dorzeczu, w poszczególnych miesiącach dwunastoletniego okresu.

Z liczb zawartych w tab. IX sporządzono obecnie zestawienie wysokości warstwy wyparowanej w poszczególnych miesiącach i latach (tab. XXVI) oraz warstwy retencionowanej przy końcu poszczególnych miesięcy (tab. XXVII).

TABLICA XXVI
Wysokość warstwy wyparowanej w zlewni Bugu po Wyszaków, w milimetrach.

Wysokość warstwy wyparowanej w zlewni Bugu po Wyszków, w milimetrach.																
Rok hyd-olo- giczny	M i e s i a c e												P ó ł r o c z e		R o k	
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zimowe	letnie		
1925/26	10,50	6,90	2,20	17,80	16,10	47,83	50,60	65,39	104,70	80,59	54,06	30,13	101,33	385,47	486,80	
1926/27	19,30	3,40	3,90	21,50	17,50	37,40	60,30	62,00	79,20	53,70	51,00	24,00	103,00	330,20	433,20	
1927/28	6,30	1,00	2,30	3,00	9,90	27,40	44,40	48,20	79,00	44,27	38,20	19,30	49,90	273,37	323,27	
1928/29	15,90	1,70	0,40	0,80	3,90	26,40	71,00	69,60	87,70	69,70	61,30	41,70	49,10	401,00	450,10	
1929/30	28,69	7,62	9,52	6,27	27,20	51,98	46,29	18,89	64,57	111,33	67,74	39,01	131,28	347,83	479,11	
1930/31	13,20	3,70	2,48	2,40	13,50	26,70	75,50	55,32	78,35	129,00	58,40	44,00	61,98	440,57	502,55	
1931/32	6,43	4,07	4,68	1,71	6,25	24,70	49,80	55,34	64,93	63,11	56,10	45,20	47,84	334,48	382,32	
1932/33	11,41	7,12	0,30	5,30	23,80	33,90	48,65	67,80	82,80	82,50	56,52	35,94	81,83	374,21	456,04	
1933/34	13,00	1,60	5,22	6,50	13,20	55,80	40,51	55,39	88,21	101,00	88,20	21,02	95,32	394,33	489,65	
1934/35	24,30	8,52	1,93	12,00	33,20	58,20	58,57	56,32	79,20	61,48	62,12	45,41	138,15	363,10	501,25	
1935/36	11,40	5,00	6,20	3,18	16,80	27,40	59,80	114,98	86,18	74,30	56,25	42,50	69,98	427,01	496,49	
1936/37	5,80	3,93	0,19	2,31	12,14	22,10	52,50	55,11	50,60	46,50	42,00	23,78	46,47	270,49	316,96	
Sumy	166,23	54,56	39,32	82,77	193,59	439,81	650,92	724,34	945,44	917,48	691,89	411,99	976,18	4342,06	5318,24	
Średnie	w mili- met- rach	13,85	4,55	3,28	6,90	16,13	36,64	54,24	60,36	78,79	76,46	57,66	34,33	82,35	361,84	443,19
	w pro- centach sumy rocznej	3,12	1,03	0,74	1,55	3,64	8,27	12,22	13,60	17,77	17,22	13,00	7,74	18,35	81,65	100,00

¹⁾ patrz „Gospodarka Wodna“ 1951. Nr 7 — 8.

TABLICA XXVII
Stany retencyjne w milimetrach, w końcu poszczególnych miesięcy, półroczy i lat hydrologicznych.

Rok hydrologiczny	Stan retencji w zlewni Bugu w końcu miesiąca														Stan retencji w końcu półrocza		Stan retencji w końcu roku
	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zimowego	letniego		
1925/26	10,0	21,52	45,78	58,05	46,05	40,25	12,10	24,20	74,84	28,30	19,80	18,20	64,20	12,10	64,20	64,20	
1926/27	—	44,49	67,37	69,04	57,67	39,61	29,01	5,90	8,81	7,19	5,65	15,72	4,19	29,01	4,19	4,19	
1927/28	—	48,40	52,56	82,92	94,18	81,80	77,06	70,33	65,63	10,20	16,16	3,00	7,45	77,06	7,45	7,45	
1928/29	—	23,07	54,34	70,15	84,87	94,38	75,09	45,16	39,89	24,53	24,54	4,61	9,35	75,09	9,35	9,35	
1929/30	—	13,90	28,68	22,65	24,87	21,05	7,40	17,70	6,40	16,00	6,50	8,17	12,75	7,40	12,75	12,75	
1930/31	—	46,40	60,51	88,56	100,68	99,55	29,63	12,10	5,00	3,54	5,30	42,53	19,30	29,63	19,30	19,30	
1931/32	—	28,04	51,20	38,12	56,72	55,69	9,59	10,90	8,03	3,48	36,62	4,27	19,15	9,59	19,15	19,15	
1932/33	—	20,13	26,10	39,69	62,56	30,22	10,35	10,10	19,77	24,90	5,85	0,94	13,20	10,35	13,20	13,20	
1933/34	—	38,11	54,91	52,95	58,62	55,08	6,47	5,06	4,09	95,52	69,48	8,70	23,80	6,47	23,80	23,80	
1934/35	—	47,12	36,79	53,95	75,39	33,10	6,47	2,35	8,53	18,33	7,40	10,54	12,20	6,47	12,20	12,20	
1935/36	—	8,97	27,43	45,02	70,57	42,95	45,22	6,18	10,60	12,70	10,08	10,63	14,40	45,22	14,40	14,40	
1936/37	—	28,23	28,43	41,24	65,70	58,70	54,25	10,10	3,74	3,74	43,55	22,34	4,60	54,25	4,60	4,60	
Sumy	—	368,38	534,10	662,34	797,88	652,38	362,64	220,08	255,33	248,43	250,93	149,65	204,59	362,64	204,59	204,59	
Średnie (w mm)	—	30,70	44,51	55,19	66,49	54,36	30,22	18,34	21,28	20,70	20,91	12,47	17,05	30,22	17,05	17,05	

Zestawienia te będą potrzebne do sporządzenia wykresu cyklu hydrologicznego dorzecza Bugu i do bliższego zbadania naturalnych stosunków opadu i odpływu w tym dorzeczu.

Wstępne ustalenie wielkości przyszłych zmian było przedmiotem rozważań i obliczeń zawartych w drugiej części pracy²⁾. Oparto je na pewnych założeniach wstępnych, które były koniecznym punktem wyjścia do tych obliczeń.

Założenia były następujące:

- 1) W dorzeczu zachodzi wyłącznie ta ewolucja bilansu wodnego, która spowodowana jest akcją wodno-melioracyjną i intensyfikacją produkcji rolnej. Nie brana jest natomiast pod uwagę ewolucja stosunków wodnych spowodowana przez rozwój innych gałęzi gospodarstwa narodowego, przede wszystkim przemysłu.
- 2) Do szczegółowej analizy ewolucji stosunków wodnych potrzebny był podział dorzecza na poszczególne obszary typowe i następnie potrzebne było określenie zmian jednostkowych na poszczególnych obszarach. Określenie zmian jednostkowych znajdujemy w tab. X, podającej zmiany wzrostowi produkcji rolnej o 35%. Tablicę ustawiono w oparciu o autorytatywne supozycje prof. Ostromęckiego, wynikające z doświadczeń radzieckich, niemieckich i innych.
- 3) Podział dorzecza na użytki gospodarcze i kategorie obszarów znajdujemy w trzech tablicach XI, XII, XIII, zakładających podniesienie produkcji rolnej w stosunku do roku 1950: o 25% w roku 1955, o 50% w roku 1965 i o 100% w roku 2000.

Wychodząc z tych założeń obliczono zmiany normalne odpływu, parowania i retencji w całym dorzeczu, w poszczególnych miesiącach i w wyniku tego ustawiono trzy tablice zmian normalnych, odpowiadających przypuszczalnemu stanowi dorzecza za lat 5 (tab. XXIII), za lat 15 (tab. XXIV) i za lat 50 (tab. XXV).

Mając te dane, moglibyśmy przystąpić do opracowania perspektywicznych bilansów wodnych na lata 1955, 1965 i 2000. Prowadzenie osobnych obliczeń dla każdego z tych lat nie jest jednakże potrzebne. Wystarczy sporządzić bilans perspektywiczny na rok 2000, jako najbardziej odległy. Bilanse lat wcześniejszych mogą być skonstruowane za pomocą interpolacji między odpowiadającymi sobie poszczególnymi wartościami z bilansu surowego doby obecnej i bilansu perspektywicznego na rok 2000.

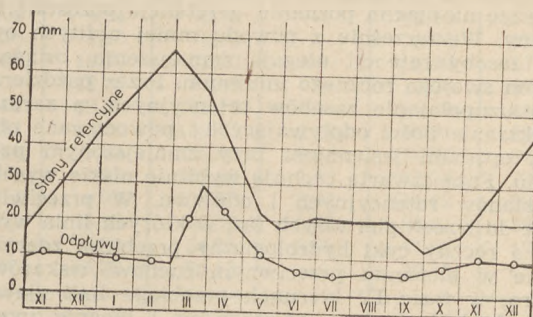
Roczny cykl hydrologiczny

Przed przystąpieniem do właściwego obliczenia trzeba było ustalić niektóre ważne relacje między opadem, odpływem, parowaniem i retencją, wynikające ze zbadania zebranego materiału empirycznego, a wywodzące się przede wszystkim z przyrodzonych właściwości dorzecza: jego klimatu, gleby, ukształtowania terenu i sieci wodnej. Relacje te, w małym tylko stopniu zależne od działania ręki ludzkiej, zachowują swą ważność także w zmienionych warunkach wodno-melioracyjnych, o ile tylko klimat, gleba, rzeźba terenu i sieć wodna dorzecza pozostaną bez zmiany. Zmiany normalne odpływu, parowania i retencji podane w tab. XXV nie mogą dokonać się niezależnie od tych relacji, lecz muszą być z nimi zharmonizowane.

Relacje, o których mowa, są nie tylko funkcją właściwości fizjograficznych dorzecza ale także funkcją pór roku i stanów retencyjnych dorzecza. Wskazują na to wykresy rocznego cyklu hydrologicznego sporządzone na podstawie zestawień wartości średnich miesięcznych, podanych w tab. XXVI i XXVII.

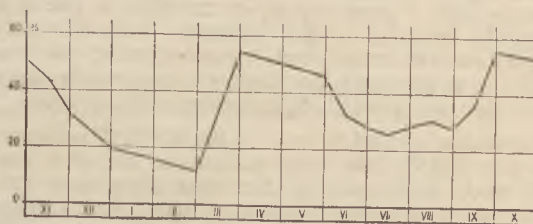
Pierwszy wykres (rys. 1) przedstawia normalny przebieg roczny terminowych stanów retencyjnych, przypadających na ostatnie dni poszczególnych miesięcy oraz analogiczny przebieg miesięcznych wysokości

warstwy wody odpływającej z dorzecza, obliczonych jako średnie arytmetyczne odnośnych wysokości corocznych. Obydwie zmienne wyrażone są w milimetrach.



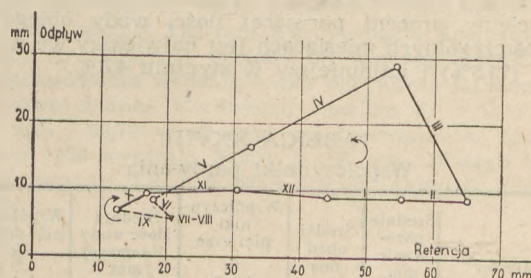
Rys. 1. Krzywe retencji i odpływu w normalnym przebiegu rocznym.

Drugi wykres (rys. 2) przedstawia normalny roczny przebieg w stosunku wysokości warstwy miesięcznego odpływu (w milimetrach) do wysokości warstwy retencyjonowanej w dorzeczu, w poszczególnych miesiącach roku, wyrażonej również w milimetrach.



Rys. 2. Odpływ miesięczny w procentach stanów retencyjnych (w przebiegu rocznym).

Trzecim jest wykres cyklu hydrologicznego dorzecza (rys. 3) przedstawiający wzajemny związek wysokości odpływu i retencji.



Po spłynięciu fali wiosennej zaczyna się faza IV cyklu hydrologicznego. Deszcze letnie z czerwca powiększają nieco zapasy retencji, nie zapobiegają jednak dalszemu zmniejszaniu odpływu. Przez lipiec i sierpień utrzymuje się pewien stan równowagi między opadem, parowaniem i odpływem. Odpływ utrzymuje się na niskim poziomie, a retencja pozostaje bez zmiany. We wrześniu z powodu mniej obfitych opadów zasoby retencji ulegają zmniejszeniu, osiągając poziom swojego rocznego minimum. Przez październik trwa uzupełnianie zasobów retencyjnych, a zarazem zwiększanie ilości odpływających, spowodowane obfitymi opadami jesiennymi przy zmniejszonym parowaniu. Fazę czwartą cechują wybitnie niskie wysokości stanów retencyjnych i odpływu. W przeciwieństwie do trzech pierwszych faz, w których linia wyrażająca roczny cykl hydrologiczny przebiega zdecydowanie w kierunku przeciwnym ruchowi wskazówek zegara, w fazie IV kierunek przebiegu linii zjawisk cyklu hydrologicznego odwraca się i biegnie zwykle zgodzie ze wskazówkami zegara.

Współczynniki parowania

Duża zależność zjawisk cyklu hydrologicznego od pór roku powoduje, że stosunek parowania terenowego do opadów zmienia się wraz z porami roku i przybiera z miesiąca na miesiąc coraz inne wartości.

Jakie to są wartości, widzimy w zestawieniu zawartym w tab. XXVIII. Znajdujemy tu przeciętne współczynniki parowania terenowego, wyrażające ilość wody wyparowanej w poszczególnych miesiącach, raz w stosunku do średniej ilości opadów atmosferycznych w tych samych miesiącach (współczynniki pierwsze), drugi raz w stosunku do średniej ilości wody obiegowej w danych miesiącach (współczynniki drugie).

Parowanie podane w kol. 1 tab. XXVIII zaczerpnięto z tab. XXVI, zaś opad podany w kol. 2 z tab. I. Ilość wody obiegowej w dorzeczu podana w kol. 4 wyraża sumę wysokości warstwy wody retencionowanej w dorzeczu na początku poszczególnych miesięcy (z tab. XXVII) i opadu podanego w kol. 2.

Współczynniki pierwsze (α) są to stosunki wartości z kolumn 1 i 2, zaś współczynniki drugie (β) są stosunkami wartości z kolumn 1 i 4.

Przeciętny procent opadów parujących w poszczególnych miesiącach jest największy w maju (paruje 107%) i we wrześniu (paruje 104%), najmniejszy jest w styczniu (paruje 13,9%) i w grudniu (paruje 15,8%). Przeciętny procent parującej ilości wody obiegowej w poszczególnych miesiącach jest największy we wrześniu (75,5%) i najmniejszy w styczniu 4,8%.

TABLICA XXVIII
Współczynniki parowania

Miesiąc	Średnie parowanie mm	Średni opad mm	Współczynniki pierwsze α 1 : 2	Średnia ilość wody obiegowej mm	Współczynniki drugie β 1 : 4
	1	2	3	4	5
listopad	13,85	37,98	0,365	55,48	0,250
grudzień	4,55	28,18	0,158	58,88	0,075
styczeń	3,28	23,55	0,139	68,06	0,048
luty	6,90	26,75	0,258	81,94	0,084
marzec	16,13	24,23	0,665	90,72	0,178
kwiecień	36,65	37,47	0,980	91,83	0,399
maj	54,24	50,72	1,070	83,44	0,650
czerwiec	60,36	69,99	0,865	88,33	0,684
lipiec	78,79	83,95	0,940	105,23	0,750
sierpień	76,46	83,15	0,920	103,85	0,735
wrzesień	57,66	55,40	1,040	76,31	0,755
październik	34,40	46,80	0,734	59,27	0,580

Współczynniki parowania w poszczególnych miesiącach różnych lat mogą się znacznie różnić od wartości przeciętnych zawartych w tab. XXVIII, głównie z po-

wodu różnej intensywności i różnego rozkładu opadów atmosferycznych w ciągu poszczególnych miesięcy.

Opracowanie bilansu poszczególnych lat

Opracowania bilansu perspektywicznego na rok 2000 nie można wykonać od razu dla warunków przeciętnych, albowiem musiałyby być do tego celu użyte wartości wypośrodkowane z całego okresu obserwacji, a te, jak wiemy, mogą się znacznie różnić od wartości realnych, zdarzających się w różnych latach. W związku z tym musimy układać bilanse perspektywiczne na tle warunków hydrologicznych, realnych, istniejących w dorzeczu, w poszczególnych latach okresu 1926—1937. Warunki te scharakteryzowane zostały dostatecznie dokładnie w tab. IX, zawierającej surowe bilanse wodne miesięczne.

Opracowanie bilansu perspektywicznego według warunków poszczególnych lat hydrologicznych prowadzimy w tablicach rocznych, w których zapisujemy wartości stanów retencyjnych początkowych (Z_1), opadów miesięcznych (P), sumy bilansowej (B) przedstawiającej ilość wody obiegowej w danym miesiącu, odpływu miesięcznego (H), różnicy tego odpływu (ΔH) i odpływu sprowadzonego do warunków roku 2000 ($H_1 = H + \Delta H$), dalej parowania miesięcznego (S), różnicy tego parowania (ΔS) i parowania sprowadzonego do warunków roku 2000 ($S_1 = S + \Delta S$), wreszcie stanów retencyjnych końcowych (R_1).

Stany retencyjne (Z_1) z listopada i (R_1) z października przepisujemy z tab. XXVII. Stany retencyjne pozostałych miesięcy wynikają z obliczenia. Sumy opadów miesięcznych (P) przepisujemy z tab. I, zaś wysokości odpływu miesięcznego (H) z tab. II. Wysokości warstwy wyparowanej powtarzamy z tab. XXVI.

Mając te dane, staramy się ułożyć perspektywiczne bilanse wodne poszczególnych, kolejnych miesięcy roku hydrologicznego według równania $Z_1 + P = H_1 + S_1 + R_1$, w którym $H_1 = H + \Delta H$, zaś $S_1 = S + \Delta S$. Trudność polega na należytych dobraniu różnic ΔH i ΔS . Różnice normalne odpowiadające warunkom ogólnym znajdujemy w tab. XXV. Chodzi o ich dostosowanie do warunków szczególnych danego regime'u hydrologicznego.

Dobierając odnośne wartości staramy się wypełnić następujące warunki:

- ażeby stosunek retencji i odpływu zachować w granicach uzasadnionych wzajemnym związkiem tych czynników hydrologicznych w normalnym przebiegu rocznym (stosowanie do wykresu rys. 2),
- ażeby stosunek parowania terenowego do sumy bilansowej zachować w granicach uzasadnionych współczynnikami parowania (według tablicy XXVIII).

Spełnienie tych warunków, a zarazem takie dobranie różnic ΔH i ΔS aby były, o ile możności, bliskie normom ogólnym, zawartym w tab. XXV, nie jest zawsze możliwe. Warunki te nie mogły być spełnione jednakowo dokładnie w opracowaniu lat poszczególnych. Kilka opracowań rocznych opisano poniżej.

Do właściwych wyników dochodzi się przez próby, przyjmując w każdym poszczególnym miesiącu wartości, które wydają się najstosowniejsze, a w wypadkach wątpliwych przerabiając dwa lub więcej wariantów. Dla przykładu opisano tutaj bilanse perspektywiczne dostosowane do regime'u lat hydrologicznych 1925/26 — 1928/29.

Bilans perspektywiczny roku 2000 na tle warunków roku 1925/26.

Rok ten był obfity w opady. Roczna ich suma wyniosła 695,4 mm, co było około 22% więcej od średniej dwunastoletniej, wynoszącej 568,2 mm. Z tego powodu również i odpływ był w tym roku obfity. Wyniósł on 154,4 mm, co stanowiło około 23% więcej od średniej (125,3 mm). Zastosowanie różnic ΔH i ΔS według tab. XXV nie nastąpiło w tych warunkach żadnych trudności. Obliczenie zawarto w tab. XXIX.

TABLICA XXIX

Obliczenie bilansu perspektywicznego roku 2000 na tle warunków roku 1925/26.

Rok	Miesiąc	Z_1	P	B	H	ΔH	H_1	S	ΔS	S_1	R_1
1925	XI	10,00	30,5	40,50	8,48	+ 0,06	8,54	10,50	—	10,50	21,46
	XII	21,46	36,2	57,66	5,04	+ 0,06	5,10	6,90	—	6,90	45,66
1926	I	45,66	34,0	79,66	19,53	+ 0,06	19,59	2,20	—	2,20	57,87
	II	57,87	19,5	77,37	13,70	—	13,70	17,80	—	17,80	45,87
	III	45,87	33,8	79,67	23,50	- 4,14	19,36	16,10	—	16,10	44,21
	IV	44,21	36,9	81,11	17,22	- 6,32	10,90	47,83	2,18	50,01	20,20
	V	20,20	75,9	96,10	13,20	- 5,31	7,89	50,60	6,31	56,91	31,30
	VI	31,30	128,0	159,30	11,97	- 4,75	7,22	65,39	7,35	72,74	79,34
	VII	79,34	71,7	151,04	13,54	- 4,59	8,95	104,70	7,12	111,82	30,27
	VIII	30,27	80,7	110,97	8,61	- 4,65	3,96	80,59	6,02	86,61	20,40
	IX	20,40	60,1	80,50	7,64	- 4,26	53,38	54,06	3,56	57,62	19,50
	X	19,50	88,1	107,60	11,97	+ 1,30	13,27	30,13	—	30,13	64,20
Rok		10,00	695,40	705,40	154,40	- 32,54	121,86	486,80	32,54	519,34	64,20

Sposób obliczenia: $Z_1 + P = B \quad B - (H_1 + S_1) = R_1$

Stany retencyjne mogły się utrzymać w całym roku 1925/26 stosunkowo wysoko. Odpływ obliczony H_1 nie spadł w okresie letniej niżówki poniżej wartości uzasadnionej przebiegiem stanów retencyjnych. Parowanie przebiegło zgodnie z przebiegiem roku realnego. Przyrost warstwy wyparowanej obliczono na 32,54 mm w całym roku. O tyle zmalałby odpływ.

Bilans perspektywiczny roku 2000 na tle warunków roku 1926/27.

Rok ten miał wysoki początkowo zapas retencji Z_1 wynoszący aż 64,20 mm. Dzięki temu odpływy wiosenne były stosunkowo wysokie. Opady w tym roku były jednak znacznie niższe od opadów roku poprzedzającego. Wyniosły one w sumie rocznej 544,3 mm, tj. nawet nieco mniej od średniej dwunastoletniej. Wskutek tego początkowe znaczne zasoby retencyjne stopniowo się zmniejszały. W czerwcu obliczona wartość (Z_1) wyniosła jednakże jeszcze 13,0 mm. W tych warunkach i przy stosunkowo znacznych opadach odpływ wody gruntowej nie mógłby spaść poniżej wartości realnego roku 1927. Przyjęto dla czerwca $\Delta H = 0$.

W ciągu dalszych miesięcy letnich nie było powodów, dla których mogłyby być przyjęte mniejsze wartości $S_1 = S + \Delta S$. Przyjęto je tedy bez zmniejszenia. W konsekwencji otrzymano malejące systematycznie stany retencyjne (Z_1) i odpływy (S_1).

We wrześniu stan retencji czynnej zbliżyłby się do zera i z tego powodu odpływ gruntowy we wrześniu również osiągnąłby wartość zerową. Tymczasem spadły znaczne deszcze. W bilansie perspektywicznym września musimy zmniejszyć parowanie, z powodu

małej retencji gruntowej i znacznych opadów atmosferycznych, na rzecz wsiąkania. Poprawiają się przez to stany retencyjne przy końcu roku hydrologicznego.

Przyrost warstwy wyparowanej w całym roku wyniósłby według tego obliczenia 26,01 mm. O tyle zmalałby odpływ. Szczegółowe dane zawarto w tab. XXX.

Bilans perspektywiczny roku 2000 na tle warunków roku 1927/28

Opady w roku tym wyniosły tylko 108,47 mm, a początkowy zapas retencji zaledwie 4,19 mm. Spływ fałi wiosennej rozpoczął się już w lutym i od tego miesiąca musiałby się zaznaczyć ubytek odpływu w perspektywie roku 2000. Ubytek parowania powinien przebiegać zgodnie z dotychczasowymi ustaleniami. W tych warunkach jednak stany retencyjne przy końcu marca wynosiłyby jeszcze 92,08 mm. Skoro warstwa odpływu zatrzymanego w lutym i marcu przekroczyła 10 mm, nie byłoby warunków zatrzymania dalszych ilości odpływu. Stąd konieczny byłby prawie niezmniejszony odpływ w kwietniu i niezmieniony odpływ w maju. Skoro retencja przy końcu maja wynosiłaby jeszcze 73,37 mm, a przy końcu czerwca 61,32 mm, odpływ wody gruntowej nie mógłby spaść w lipcu poniżej 3,83 mm. Parowanie w lipcu nie mogłoby być znacznie większe od wartości wynikającej z zastosowania współczynnika parowania do sumy bilansowej z lipca. Mielibyśmy bowiem $S_1 = \beta \cdot B = 0,75 \cdot 88,72 = 66$ mm, zaś parowanie w realnym lipcu 1928 wyniosło 79,000 > 66 mm. Dlatego trzeba było przyjąć $\Delta S = 0$. Stąd wypada retencja końcowa

TABLICA XXX

Obliczenie bilansu perspektywicznego roku 2000 na tle warunków roku 1926/27.

Rok	Miesiąc	Z_1	P	B	H	ΔH	H_1	S	ΔS	S_1	R_1
1926	XI	64,20	27,00	91,20	27,41	+ 0,06	27,47	19,30	—	19,30	44,43
	XII	44,43	41,70	86,13	15,42	0,06	15,48	3,40	—	3,40	67,25
1927	I	67,25	18,10	85,35	12,53	0,06	12,59	3,90	—	3,90	68,86
	II	68,86	14,90	83,76	4,77	—	4,77	21,50	—	21,50	57,49
	III	57,49	32,10	89,59	32,66	- 4,14	28,52	17,50	—	17,50	43,57
	IV	43,57	55,70	99,27	28,90	- 6,32	22,58	37,40	2,18	39,58	37,11
	V	37,11	55,10	92,21	17,91	- 5,31	12,60	60,30	6,31	66,61	13,00
	VI	13,00	74,70	87,70	9,79	—	9,79	62,00	7,35	69,35	8,56
	VII	8,56	84,20	92,76	6,62	- 3,14	3,48	79,20	7,12	86,32	2,96
	VIII	2,96	57,80	60,76	5,64	- 4,65	0,99	53,70	6,02	59,72	0,05
	IX	0,05	65,00	65,05	3,93	- 3,93	0,00	51,00	- 2,97	48,03	17,02
	X	17,02	18,00	35,02	5,53	+ 1,30	6,83	24,00	—	24,00	4,19
Rok		64,20	544,30	608,50	171,11	- 26,01	145,10	433,20	26,01	459,21	4,19

5,89 mm, przy której odpływ wody gruntowej nie mógłby spaść poniżej 2,87 mm. Analogicznie byłoby w miesiącach następnych.

Przyrost warstwy wyparowanej w ciągu całego roku wyniósłby w tych warunkach tylko 10,23 mm. Szczegółowe dane zawarte są w tab. XXXI.

Przy tym stanie retencji ilość wody gruntowej odpływającej wynosiłaby około 2,0 mm. Ilość wody parującej musi się dostosować do aktualnej ilości wody obiegowej. Według tego powinienoby wyparować w przybliżeniu $S_1 = 45,1 \times 1,04 = 47$ mm. W bilansie przyjęto, że wyparowała cała ilość wody obiegowej i że

TABLICA XXXI

Obliczenie bilansu perspektywicznego na rok 2000 na tle warunków roku 1927/28.

Rok	Miesiąc	Z_1	P	B	H	ΔH	H_1	S	ΔS	S_1	R_1
1927	XI	4,19	55,4	59,59	4,89	+ 0,06	4,95	6,3	—	6,3	48,34
	XII	48,34	9,8	58,14	4,64	+ 0,06	4,70	1,0	—	1,0	53,44
1928	I	52,44	37,5	89,94	4,84	+ 0,06	4,90	2,3	—	2,3	82,74
	II	82,74	31,2	113,94	16,94	— 4,14	12,80	3,0	—	3,0	98,14
	III	98,14	12,0	110,14	14,48	— 6,32	8,16	9,9	—	9,90	92,08
	IV	92,08	49,2	141,28	26,54	— 1,25	25,29	27,4	2,18	29,58	86,41
	V	86,41	54,1	140,51	16,43	0,00	16,43	44,4	6,31	50,71	73,37
	VI	73,37	50,4	123,77	6,90	0,00	6,90	48,20	7,35	55,55	61,32
	VII	61,32	27,4	88,72	3,83	0,00	3,83	79,00	0,00	79,00	5,89
	VIII	5,89	53,1	58,99	2,87	0,00	2,87	44,27	8,25	52,52	3,60
	IX	3,60	27,8	31,40	2,76	0,00	2,76	38,20	— 13,16	25,04	3,60
	X	3,60	27,1	30,70	3,35	1,30	4,65	19,30	— 0,70	18,60	7,45
Rok		4,19	435,0	439,19	108,47	— 10,23	98,24	323,27	+ 10,23	333,50	7,45

Bilans perspektywiczny roku 2000 na tle warunków roku 1928/29

W roku tym odpływała w marcu sama tylko woda gruntowa przy wysokich stanach retencyjnych. Roztopy zaczęły się dopiero w końcu marca i trwały przez kwiecień. Magazynowanie wody w glebie mogłoby się rozpocząć dopiero w kwietniu. W maju intensywność parowania staje się większa od intensywności magazynowania. Wnioskujemy stąd, że magazynowanie nie nastąpi i że w tym miesiącu odpływu powierzchniowej wody już nie będzie. Natomiast wysoki stan retencji (76,87 mm) podtrzymywał będzie odpływ wody gruntowej, tak że ten nie zejdzie poniżej 10,23 mm.

Odpływ wody gruntowej w maju, czerwcu i lipcu spowoduje zmniejszenie stanu retencji do 5,53 mm przy końcu lipca. Dodając do tego 74,3 mm opadów sierpniowych, mielibyśmy ilość wody obiegowej w sierpniu wynoszącą 79,83 mm. Przy współczynniku parowania $\beta = 0,735$ powinno wyparować w sierpniu około 58,6 mm. Wnioskujemy, że parowanie w roku 2000 nie powinno być większe od wartości 69,7 mm z realnego sierpnia 1929. Ilość odpływającej wody gruntowej spadnie do 1,4 mm, co odpowiada mniej więcej $\frac{1}{4}$ części zasobów retencji. Stan retencji z końcem sierpnia wyniósłby 8,73 mm.

retencja przy końcu września zbliżyła się do zera. Z opadów październikowych mogłoby wyparować 73,4% od 50,3 mm, tj. 36,8 mm. Przyjęto $S_1 = 37,06$ mm, zaś odpływ 3,89 mm.

Przyrost warstwy wyparowanej w całym roku wynosi w bilansie perspektywicznym tego roku 8,85 mm. Szczegółowe dane zawarte są w tab. XXXII.

Zmniejszenie odpływu w bilansie perspektywicznym

Dalszy ciąg obliczeń bilansów perspektywicznych przeprowadzono na tle warunków lat następnych 1930—1937 w sposób analogiczny, kierując się tymi samymi kryteriami: współczynników parowania, współczynników odpływu i stosunków odpływu i retencji.

W zależności od różnych warunków poszczególnych lat, a także od sposobu prowadzonych obliczeń wypadły odmienne wartości różnic wysokości warstwy wyparowanej w latach rzeczywistych i ich odpowiednikach za lat 50. Różnice te wykazują dość wyraźną zależność od wysokości warstwy odpływu w poszczególnych latach. Widzimy to w obok podanym zestawieniu pierwotnej rocznej warstwy odpływu H i obliczonych rocznych różnic odpływu ΔH (str. 11 u góry).

TABLICA XXXII

Obliczanie bilansu perspektywicznego na rok 2000 na tle warunków roku 1928/29.

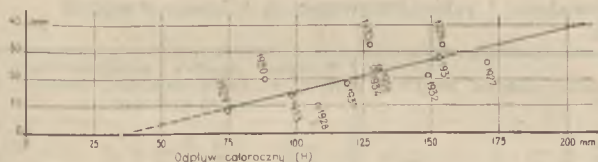
Rok	Miesiąc	Z_1	P	B	H	ΔH	H_1	S	ΔS	S_1	R_1
1928	XI	7,45	35,40	42,85	3,88	0,06	3,94	15,9	—	15,90	23,01
	XII	23,01	38,3	61,31	5,33	0,06	5,39	1,7	—	1,70	54,22
1929	I	54,22	19,5	73,72	3,29	0,06	3,35	0,4	—	0,40	69,97
	II	69,97	17,4	87,37	1,88	—	1,88	0,8	—	0,80	84,69
	III	84,69	18,2	102,89	4,79	—	4,79	3,9	—	3,90	94,20
	IV	94,20	30,5	124,70	23,39	— 4,14	19,25	26,4	2,18	28,58	76,87
	V	76,87	51,3	128,17	10,23	—	10,23	71,0	6,31	77,31	40,63
	VI	40,63	69,6	110,23	5,27	—	5,27	69,6	7,35	76,95	28,01
	VII	28,01	76,9	104,91	4,56	—	4,56	87,7	7,12	94,82	5,53
	VIII	5,53	74,3	79,83	4,59	— 3,19	1,40	69,7	—	69,70	8,73
	IX	8,73	45,1	53,83	3,70	— 1,70	2,00	61,3	— 9,47	55,83	0,00
	X	0,00	50,3	50,30	3,89	—	3,89	41,7	— 4,64	37,06	9,35
Rok		7,45	526,8	534,25	74,80	— 8,85	65,95	450,10	8,85	458,95	9,35

Rok	H	ΔH
1927	171,11	26,01
1926	154,40	32,54
1931	152,90	27,44
1932	149,42	31,13
1936	130,81	23,94
1934	128,85	23,95
1935	127,45	32,54
1937	119,44	18,22
1928	108,47	10,23
1933	98,51	14,27
1930	88,19	20,18
1929	74,80	8,85
Srednio		21,61

Liczby powyższe możemy przedstawić na wykresie (rys. 4) i wyrównać za pomocą linii prostej, której równanie opiewa:

$$H = 0,24 (H - 35) \text{ w mm.}$$

Zmniejszenie odpływu (ΔH)
w roku 2000



Rys. 4

Szczegółowe wyniki obliczenia

Szczegółowe wyniki obliczenia bilansu perspektywicznego na tle realnych lat hydrologicznych zebrano w następujących tablicach wynikowych:

- w tab. XXXIII, która podaje wysokości warstwy wyparowanej w bilansie perspektywicznym roku 2000, według warunków hydrologicznych poszczególnych lat realnych,
- w tab. XXXIV, która podaje analogicznie wysokości warstwy odpływu,
- w tab. XXXV, która podaje analogicznie wysokości stanów retencyjnych, w ostatnich dniach miesięcy.

Mając te tablice i podstawowe tablice odpływu, parowania i stanów retencyjnych w okresie 1926—1937 opracowano tablicę ostatnią, pt. Przegląd zmian wysokości warstwy wyparowanej, odpływającej i retencyjowanej, w bilansie wodnym roku 2000 (tab. XXXVI). Tablicami tymi kończymy opracowanie bilansu perspektywicznego na rok 2000. Gdybyśmy chcieli uzyskać analogiczne dane bilansowe wyznaczone na lata wcześniejsze 1955—1965, wtedy należałoby oprzeć się na tab. XXXVI i zmniejszyć podane tam wartości zmian bilansowych w stosunku 5 : 50 dla roku 1955, względnie 15 : 50 dla roku 1965.

Rekapitulacja i wnioski

Próba opracowania perspektywicznego bilansu wodnego, którą przeprowadziliśmy na przykładzie dorzecza Bugu, składa się z trzech części:

- opracowanie bilansu wodnego (surowego) w przedziałach miesięcznych okresu 1925—1937, w którym prowadzone były obserwacje stanów wody i pomiary przepływu,

TABLICA XXXIII

Wysokość warstwy wyparowanej w bilansie perspektywicznym na rok 2000, w milimetrach.

Rok hydrologiczny	M i e s i a c e												P ó ł r o c z e		R o k
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zima	lato	
1925/26	10,50	6,90	2,20	17,80	16,10	50,01	56,91	72,74	111,82	86,61	57,62	30,13	103,51	415,83	519,34
1926/27	19,30	3,40	3,90	21,50	17,50	39,58	66,61	69,35	86,32	59,72	48,03	24,00	105,18	354,03	459,21
1927/28	6,30	1,00	2,30	3,00	9,90	29,58	50,71	55,55	79,00	52,52	25,04	18,60	52,08	281,42	333,50
1928/29	15,90	1,70	0,40	0,80	3,90	28,58	77,31	76,95	94,82	69,70	51,83	37,06	51,28	407,67	458,95
1929/30	28,69	7,62	9,52	6,27	27,20	54,16	52,60	26,24	71,69	110,46	71,30	33,54	133,46	365,83	499,29
1930/31	13,20	3,70	2,48	2,40	19,00	39,00	81,81	53,44	79,80	123,10	68,06	44,00	79,78	450,21	529,99
1931/32	6,43	4,07	4,68	1,71	6,25	33,27	56,11	62,69	58,51	81,20	39,90	48,64	56,41	347,05	403,46
1932/33	11,41	7,12	0,30	5,30	23,80	36,08	54,96	75,15	89,92	75,67	55,60	35,00	84,01	386,30	470,31
1933/34	13,00	1,60	5,22	6,50	13,20	57,98	46,82	62,74	95,33	107,02	83,17	21,02	97,50	416,10	513,60
1934/35	24,30	8,52	1,93	12,00	33,20	60,38	64,88	63,67	86,32	67,50	65,68	45,41	140,33	393,46	533,79
1935/36	11,40	5,00	6,20	3,18	16,80	29,58	59,11	122,33	93,30	80,32	59,81	33,90	72,16	448,77	520,93
1936/37	5,80	3,93	0,19	2,31	12,14	24,28	58,81	63,89	53,60	44,45	42,00	23,78	48,65	286,53	335,18
Sumy	166,25	54,56	39,32	82,77	198,99	482,48	726,64	804,74	1960,43	958,27	668,04	395,08	1024,35	4553,20	5577,55
Srednie	13,85	4,55	3,28	6,90	16,58	40,21	60,55	67,06	83,37	79,86	55,66	32,92	85,37	379,43	464,79

TABLICA XXXIV

Wysokość warstwy odpływu, w bilansie prespektywicznym na rok 2000, w milimetrach.

Rok hydrologiczny	M i e s i a c e												P ó ł r o c z e		R o k
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	zima	lato	
1925/26	8,54	5,10	19,59	13,70	19,36	10,90	7,89	7,22	8,95	3,96	3,38	13,27	77,19	44,67	121,86
1926/27	27,47	15,48	12,59	4,77	28,52	22,58	12,60	9,79	3,48	0,99	0,00	6,83	111,41	35,69	145,10
1927/28	4,95	4,70	4,90	12,80	8,16	25,29	16,43	6,90	3,83	2,87	2,76	4,65	60,80	37,44	98,24
1928/29	3,94	5,39	3,35	1,88	4,79	19,25	10,23	5,27	4,56	1,40	2,00	3,89	38,60	27,35	65,95
1929/30	7,52	7,46	5,87	3,61	8,38	6,65	4,20	5,81	3,23	5,87	0,00	9,41	39,49	28,52	68,01
1930/31	15,51	13,25	9,63	5,08	12,09	31,50	5,82	2,74	0,00	0,00	9,21	20,63	87,06	38,40	125,46
1931/32	14,39	16,73	18,66	8,79	4,98	32,94	8,88	6,33	1,64	4,30	3,55	7,11	96,49	31,80	128,29
1932/33	6,87	7,27	4,17	10,53	16,10	5,15	6,30	5,63	7,77	5,85	0,00	8,60	58,09	34,15	84,24
1933/34	11,75	7,96	5,60	6,93	25,60	12,59	5,30	2,61	1,37	11,29	4,92	8,98	70,43	34,47	104,90
1934/35	10,24	12,97	4,67	8,66	19,25	12,11	5,94	4,75	2,21	1,50	4,28	8,33	67,90	27,01	94,91
1935/36	7,89	10,00	8,17	10,13	19,10	6,22	6,00	7,40	2,07	1,76	6,40	11,73	71,51	35,36	106,87
1936/37	12,83	12,23	8,56	7,53	30,72	12,73	8,05	0,00	0,00	0,00	3,81	4,76	84,60	16,62	101,22
Sumy	131,90	118,54	115,76	94,41	197,05	197,91	97,64	64,45	39,10	39,79	40,31	108,19	855,57	389,48	1245,05
Srednie	10,99	9,88	9,65	7,87	16,42	16,49	8,13	5,37	3,26	3,32	3,36	9,01	71,30	32,45	103,75

TABLICA XXXV

Stany retencyjne w bilansie perspektywicznym, w ostatnich dniach miesiący, w milimetrach.

Rok hydrologiczny	M i e s i a c a											
	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
1925/26	21,46	45,66	57,87	45,87	44,21	20,20	31,30	79,34	30,27	20,40	19,50	64,20
1926/27	44,43	67,25	68,86	57,49	43,57	37,11	13,00	8,56	2,96	0,05	17,02	4,19
1927/28	48,34	52,44	82,74	98,14	92,08	86,41	73,37	61,32	5,89	3,60	3,60	7,45
1928/29	23,01	54,22	69,97	84,69	94,20	76,87	40,63	28,01	5,53	8,73	0,00	9,35
1929/30	13,84	28,56	22,47	24,69	25,01	15,50	24,80	6,15	8,63	0,00	4,00	12,75
1930/31	46,34	60,39	88,38	100,50	98,01	52,11	3,58	0,00	0,00	12,00	43,83	19,30
1931/32	27,98	51,08	37,94	56,54	55,51	11,20	11,51	1,29	5,45	25,15	9,00	19,15
1932/33	20,07	25,98	39,51	62,38	34,18	18,45	11,89	14,21	12,22	0,00	1,30	13,20
1933/34	38,05	54,79	52,77	58,44	59,04	14,57	6,85	0,00	88,90	61,49	10,00	23,80
1934/35	47,06	36,67	53,77	75,21	37,06	14,57	9,45	13,03	20,30	8,00	11,84	12,20
1935/36	8,91	27,31	44,84	74,53	53,23	58,63	14,02	11,09	10,72	6,34	3,33	14,40
1936/37	28,17	28,31	41,06	65,52	62,66	62,35	11,89	0,00	0,00	44,85	23,64	4,60
Sumy	367,66	532,66	660,18	804,00	698,76	467,97	252,29	223,00	190,87	190,61	147,06	204,59
Srednie	30,63	44,38	55,01	67,00	58,23	39,01	21,02	18,58	15,90	15,88	12,25	17,05

TABLICA XXXVI

Przegląd zmian wysokości warstwy wyparowanej, odpływającej i retencjonowanej w bilansie wodnym roku 2000.

Miesiące	Wysokość warstwy wyparowanej (mm)			Wysokość warstwy odpływu (mm)			Wysokość warstwy retencjonowanej (mm) w końcu miesiąca, półroczu, roku hydrolog.		
	średnia w okresie 1926—1937 (S)	w perspektywie roku 2000 (S _i)	różnice S _i — S	średnia w okresie 1926—1937 (H)	w perspektywie roku 2000 (H _i)	różnice H _i — H	średnia w okresie 1926—1937 (R)	w perspektywie roku 2000 (R _i)	różnice R _i — R
XI	13,85	13,85	0,00	10,93	10,99	0,06	30,70	30,63	— 0,06
XII	4,55	4,55	0,00	9,82	9,88	0,06	44,51	44,38	— 0,12
I	3,28 (min.)	3,28 (min.)	0,00	9,59	9,65	0,06	55,19	55,01	— 0,18
II	6,90	6,90	0,00	8,56	7,87	— 0,69	66,49 (max.)	67,00 (max.)	0,51
III	16,13	16,58	0,45	20,23	16,42	— 3,81	54,36	58,23	3,87
IV	36,64	40,21	3,57	22,46 (max.)	16,49 (max.)	— 5,97 (min.)	30,22	39,01	8,79 (max.)
V	54,24	60,55	6,31	10,85	8,13	— 2,72	18,34	21,02	2,68
VI	60,36	67,06	6,70 (max.)	6,69	5,37	— 1,32	21,28	18,58	— 2,70
VII	78,79 (max.)	83,37 (max.)	4,58	5,74 (min.)	3,26 (min.)	— 2,48	20,70	15,90	— 4,80
VIII	76,46	79,86	3,40	6,48	3,32	— 3,16	20,91	15,88	— 5,03 (min.)
IX	57,66	55,66	— 2,00 (min.)	6,18	3,36	— 2,82	12,47 (min.)	12,25 (min.)	— 0,22
X	34,33	32,92	— 1,41	7,82	9,01	+ 1,19 (max.)	17,05	17,05	0,00
	81,35	85,37	4,02	81,59	71,30	— 10,29	30,22	39,01	8,79
	361,84	379,42	17,58	43,76	32,45	— 11,31	17,05	17,05	0,00
	443,19	464,79	21,60	125,35	103,75	— 21,60	17,05	17,05	0,00

2) wstępne opracowanie tablic zmian normalnych odpływu, parowania i retencji, które nastąpić mogą w poszczególnych miesiącach po 5, 15 i 50 latach, pod wpływem akcji wodno-melioracyjnej i agrotechnicznej, według wyników różnych doświadczeń,

3) uzgodnienie opracowania wstępnego ze szczególnymi warunkami hydrologicznymi rzeki Bugu i sporządzenie perspektywicznej tablicy zmian odpływu, parowania i retencji w poszczególnych

miesiącach roku przeciętnego i w latach o różnej charakterystyce hydrologicznej, po upływie lat 50.

Odnośnie pierwszej części opracowania zauważyć trzeba, że do obliczenia stanów retencyjnych i parowania terenowego w dorzeczu rzek nizinnych, w przebiegu rocznym, nieodzowne są wyniki spostrzeżeń stanu wód gruntowych. Wobec braku tych danych, z konieczności należało użyć innych wskaźników, a to

przepływu wody gruntowej w profilu kluczowym, jako wskaźnika parowania.

Rozwiązanie równań bilansu wodnego w przedziałach miesięcznych przy użyciu tych wskaźników polega na wyznaczeniu stanów retencyjnych w najważniejszych terminach roku hydrologicznego, a to w dniach 30.IV i 31.X, a nadto w kilku pośrednich terminach, w okresach niżówek letnich i jesiennych. Deficyt odpływu, przypadający na miesiące między tymi terminami, może być podzielony między nie — proporcjonalnie do sum niedosytów wilgotności, bez obawy popełnienia dużego błędu.

Odnosnie drugiej części opracowania pamiętać trzeba, że założenia, na których oparto wstępne obliczenie przyszłych zmian bilansu wodnego, dzielą się na 3 grupy.

Grupę pierwszą tworzą założenia dotyczące zmian jednostkowych odpływu, parowania i retencji na obszarach o różnej charakterystyce fizjograficznej, podlegających różnym zabiegom agrotechnicznym i wodno-melioracyjnym. Założenia te oparte są na doświadczeniach zrobionych w różnym czasie, przez różnych badaczy i w rozmaitych warunkach. Jako takie mają one charakter wybitnie empiryczny i hypotetyczny.

Grupę drugą tworzą założenia dotyczące podziału dorzecza na obszary typowe, do których odniesione być mogą przyjęte normy empiryczne. Gdybyśmy posiadali dokładną statystykę użytków rolnych w całym dorzeczu według stanu obecnego i stanu zakreślonego perspektywicznym planem intensyfikacji rolnictwa, moglibyśmy podzielić powierzchnię dorzecza na obszary typowe z potrzebną dokładnością. Niestety statystyka ma charakter wybitnie orientacyjny i tak też oceniać należy odnośnie założenia.

Trzecią grupę tworzą założenia dotyczące tempa rozwojowego akcji melioracyjnej. Przyjęto, że intensyfikacja produkcji rolnej po 5 latach wyniesie 25%, po 15 latach 50%, a po 50 latach 100% w stosunku do produkcji obecnej. Założenia te uważamy za część planu państwowego, zależną od jego realizacji.

Z przeglądu założeń wynika, że tablica zmian normalnych odpływu, parowania i retencji, którą otrzymaliśmy w wyniku wstępnego, empirycznego obliczenia, ma charakter tylko orientacyjny i ogólny. Gdybyśmy poprawili założenia, wtedy, stosując ten sam sposób obliczenia, moglibyśmy ustalić nowe normy, dokładniejsze od poprzednich.

Trzecia i ostatnia część opracowania polega na dostosowaniu norm ogólnych, opartych na wyżej omówionych założeniach, do hydrologicznego regime'u rzeki. W tym celu należało zbadać rok za rokiem, jak zmieniłyby się bilanse wodne miesięczne poszczególnych lat, pod wpływem zmian odpływu i parowania, określonych obliczonymi orientacyjnymi normami ogólnymi. Ażeby to zadanie można było wykonać, potrzebne było ustalenie podstawowych reguł regime'u hydrologicznego w badanym dorzeczu.

Reguły były następujące:

- odpływ wody gruntowej pozostaje w pewnym określonym stosunku do stanów retencji dorzecza, zmieniającym się w zależności od pory roku według cyklu hydrologicznego właściwego danemu dorzeczu,
- parowanie terenowe w poszczególnych miesiącach pozostaje w pewnym określonym stosunku do opadów i stanów retencji i odchyłać się może od tego stosunku na dość znacznych ale dających się określić granicach,
- odpływ powierzchniowy pojawia się, kiedy intensywność parowania i wsiąkania jest mniejsza od intensywności opadów.

Poza tym konieczne było zrobienie dwóch ważnych założeń upraszczających zagadnienie:

- 1) suma opadów atmosferycznych i ich przebieg roczny nie zmienia się pod wpływem zmian, które zachodzą w dorzeczu,

- 2) stany retencyjne dorzecza utrzymywać się będą na również niezmiennym poziomie.

Obydwa te założenia napewno nie są słuszne, natomiast:

- 1) zmiana krojobrazu wpłynąć musi niewątpliwie na zmianę klimatu, a zatem na ilość opadów atmosferycznych,
- 2) stany retencyjne dorzecza prawdopodobnie utrzymywać się będą na poziomie nieco niższym od obecnego.

Przyjmując pod uwagę prawdopodobieństwo pewnego błędu, oparliśmy się jednak na tych założeniach, albowiem ułatwiły one i uprościły znacznie bieg wszystkich obliczeń.

W wyniku obliczeń otrzymaliśmy obraz przyszłych zmian odpływu, parowania i retencji, dostosowany do regime'u dorzecza. Obraz ten znajdujemy poniżej w tab. XXXVII. Jest ona pewnym skrótem obszerniejszej tab. XXXVI, umożliwiającym porównanie jej z tab. XXV, w której podane były normy ogólne.

Widzimy, że około roku 2000, o ile spełnią się nasze założenia, liczyć się trzeba ze zmniejszeniem przepływu wody w korycie rzeki, którego przeciętną wielkość oceniać trzeba na 21,6 mm wysokości bezwzględnej, albo 17,2% w stosunku do przeciętnej wysokości warstwy odpływu z lat 1926—1937. Zarazem liczyć się trzeba z takim samym zwiększeniem wysokości warstwy wyparowanej w ciągu roku. W stosunku do przeciętnej wielkości parowania terenowego z lat 1926—1937 zwiększenie to wyniesie około 4,9%.

TABLICA XXXVII

Zmiany normalne odpływu parowania i stanów retencyjnych w poszczególnych miesiącach roku 2000, poprawione, w milimetrach.

Kwartał	Miesiące	ΔH		ΔS		$\Delta(R-Z)$	
		—	+	—	+	—	+
Zimowy	XI	—	0,06	—	—	0,06	—
	XII	—	0,06	—	—	0,06	—
	I	—	0,06	—	—	0,06	—
Wiosenny	II	-0,69	—	—	—	—	0,69
	III	-3,81	—	—	0,45	—	3,36
	IV	-5,97	—	—	3,57	—	4,92
Letni	V	-2,72	—	—	6,31	6,11	—
	VI	-1,32	—	—	6,70	5,38	—
	VII	-2,48	—	—	4,58	2,10	—
Jesienny	VIII	-3,16	—	—	3,40	0,23	—
	IX	-2,82	—	2,00	—	—	4,81
	X	—	1,19	1,41	—	—	0,22
Razem w roku		22,97	1,37	3,41	25,01	14,00	14,00
Zmiany roczne		21,60	—	—	21,60	0,00	0,00

Zmiany ilości wody odpływającej w poszczególnych miesiącach będą niejednakowe. W miesiącach kwartału zimowego (XI—I) zaznaczy się niewielka zwiększona odpływu gruntowego, kosztem zasobów retencyjnych. W miesiącach kwartału wiosennego (II—IV) zaznaczy się znaczne zmniejszenie przepływu wielkiej wody wiosennej, rosnące od lutego do kwietnia i odbywające się na rzecz magazynowania wody w gruncie i zbiornikach wodnych. Zmniejszenie ilości wody w rzekach, w stosunku do ilości płynących obecnie, trwać będzie w ciągu dalszych miesięcy lata aż do jesieni. Dziać się to będzie na rzecz pokrycia powiększonych potrzeb wodnych okresu wegetacyjnego. W październiku zaznaczy się przełom w dotychczasowej tendencji kształtowania przepływów rzecznych, ulegną one odciążeniu.

pewnemu powiększeniu dzięki mniejszemu parowaniu i dzięki jesiennemu opróżnieniu stawów i zbiorników używanych do nawodnienia gruntów.

Te tendencje generalne przejawiać się będą w różnych latach rozmaicie. W latach obfitych z wodę ubytek na rzecz parowania dojść może do 30 i wyżej milimetrów, w latach ubogich w wodę może spaść poniżej 10 mm. O tyle zmniejszy się wysokość warstwy odpływającej z dorzecza w ciągu poszczególnych lat w stosunku do wysokości odpływu w latach poprzednich (1926—1937).

Z a k o ń c z e n i e

Zakończyliśmy w ten sposób serię artykułów³⁾, których zadaniem było dostarczenie wzoru opracowania

³⁾ Pracę wykonano w Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrologii Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego, z inicjatywy i środkami Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych. Skorzystano przy tym z materiałów podstawowych dostarczonych przez inż. Kazimierza Mysiańskiego, prof. dr inż. Jerzego Ostromieckiego i dr Eugeniusza Hohendorfa, poza tym z danych hydrologicznych Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego. W pracach wstępnych brał udział inż. Tadeusz Chomiak, st. asystent Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego. Wymienionym osobom i Instytucjom składa autor w tym miejscu serdeczne podziękowanie.

Inż. FRANCISZEK STRYJEWSKI

Zagadnienie nawodnień łąk na tle doświadczeń w powiecie kaliskim*)

Klimat okolic Kalisza charakteryzuje się niskimi opadami, o długotrwałych okresach posuchy, stosunkowo wysoką średnią temperaturą roczną, wynoszącą 8,1° C i styczniową —2,5° C oraz nieznacznymi przymrozkami.

Opady wynoszą:

Średnie roczne z 20 lat (1891 — 1910) —	498,0 mm,
w tym w okresie 5 m-cy weget.	276,0 mm
Roczny z 1949 r.	448,2 mm 305,4 mm
„ „ 1950 r.	464,5 mm 192,5 mm

Teren powiatu należy całkowicie do zlewni rz. Warty, w tym 82% do zlewni rz. Prosnę. Rzeki cechują zbyt silne spadki, które przed I Wojną Światową były wykorzystywane do poruszania młynów wodnych. Po zlikwidowaniu młynów na rzekach Prośnie, Pokrzywnicy i Swędni nastąpiło zachwianie równowagi między siłą unoszenia i podłożem. Poziomy wód w rzekach obniżyły się o 2 — 5 m poniżej terenu. Na mniejszych rzeczkach, jak Pokrzywnicy górnej i Kielbańnicy erozję dna spowodowała regulacja wykonana w okresie ostatniej wojny. Silne obniżenie poziomu wody w rzekach przesuszyło użytki zielone na obszarze ponad 4000 ha, z których najlepsze stopniowo zamieniono na pola orne. W okresie powojennym ilość użytków zielonych zmniejszyła się z 17.726 ha na 15.477 ha, tj. o 2.249 ha. Proces zanikania i pogarszania się stałe łąk przez przesuszenie jest rolniczo niekorzystny i wpływa hamująco na rozwój gospodarki hodowlanej, co szczególnie uwidoczniło się w ostatnich posusznych latach.

W tych warunkach prace melioracyjne polegały na:

- opracowaniu projektów melioracji całych dolin rzecznych dla racjonalnego gospodarowania wodą,
- wstrzymaniu erozji dennej rzek,

bilansu wodnego przyszłości na tle obecnego stanu dorzeczy i w oparciu o bilanse wodne okresów minionych.

Bilans wodny przyszłości nazwaliśmy bilansem perspektywnym przez analogię do perspektywnych planów gospodarczych, wytyczających kierunki działalności różnych gałęzi gospodarki narodowej, a wodnej w szczególności. Nie nazwaliśmy go planowanym ani formowanym, jak to wynika z niektórych propozycji, albowiem możliwość kształtowania bilansu wodnego, a zatem i jego planowanie, jest ograniczone.

Pamiętać musimy, że istnieje jeszcze wiele czynników nie dość wyjaśnionych, które w ten czy inny sposób oddziaływać muszą na wypadkową naszych działań. Samo choćby zagadnienie wpływu robót wodno-melioracyjnych na opady atmosferyczne pozostaje nadal nierozwiązane. Zmiana krajobrazu dorzecza spowodować może znaczne przesunięcia w dotychczasowym rozmieszczeniu opadów nie tylko w tym dorzeczu ale także poza nim, przede wszystkim zaś na drogę panujących wiatrów. Te zaś nie zatrzymują się przed granicami państwowymi ani nawet przed granicami kontynentów.

Przyszłość dopiero ukaże wielkość i rodzaj zmian klimatycznych i zawiąże od nich ewolucję stosunków wodnych.

nawodnieniu łąk,

- opracowaniu systemu oszczędnego gospodarowania wodą i badaniu wyników rolniczych melioracji.

Prace nad projektami melioracyjnymi rozpoczęto od obszarów najbardziej przesuszonych i obecnie prawie wszystkie doliny rzek mają już szczegółową dokumentację techniczną. Najważniejszą jednak rzeką Prosną nie ma projektu regulacji stosunków wodnych, mimo, że około 3000 ha łąk zostało przesuszonych wskutek wcięcia się koryta do 5 m poniżej terenu (likwidacja młynów), przy czym procesy erozyjne trwają nadal.

Pierwszym zadaniem na terenach przesuszonych jest wstrzymanie procesu pogłębiania się rzek. Na Pokrzywnicy i Kielbańnicy głębokości koryt dochodziły do 2,5 m i trzeba było dążyć do podniesienia dna przez zamulenie i zarosnięcie. Zadanie to zostało rozwiązane przez pobudowanie gęsto rozstawionych, taniach jazów bezprzyczółkowych typu inż. Józefa Romańskiego, które po rozebraniu działają jako progi zerowe. W kilku wypadkach ścianka szczelna była podniesiona do 80 cm ponad stare dno i istniała obawa rozmywania koryta poniżej jazu. Tam, gdzie piętrzenia działają zespołowo, wszędzie osiągnięto zamierzony cel i niewiele dna zostało podniesione do planowanego poziomu. Wybudowane jazy pozwalają jednocześnie na swobodne gospodarowanie wodą. Są one bowiem zastawiane balami szerokimi na 25 — 30 cm i poziomem wody można dowolnie dysponować. Możliwość regulowania wodą ma ogromne znaczenie dla użytków zielonych. Krótkie obserwacje wyraźnie wskazują, że dla uzyskania najwyższych plonów niezbędny jest celowo regulowany, wahający się poziom wody gruntowej. Gdybyśmy teoretycznie obliczyli dla danych warunków najkorzystniejszą wodę gruntową i poziom jej utrzymywali jednakowy dla całego okresu wegetacyjnego, to w warunkach naturalnych plony siano byłyby znacznie niższe niż przy poziomie zmiennym i to bez względu na charakter gleby.

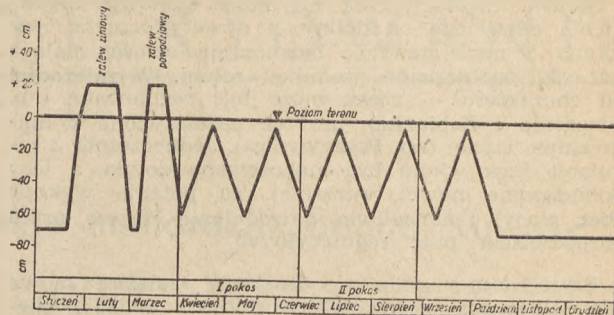
*) Referat wygłoszony na Zjeździe Naukowym w Kaliszu w dn. 31.8.51 r.

Obserwacje nawodnień wskazują, że najlepsze efekty rolnicze są tam, gdzie woda jest w stałym ruchu tak poziomym, jak i pionowym. Plony siana ilościowo i jakościowo wzrastają w miarę zwiększania się amplitudy wahań wodno-gruntowej, w granicach odpowiadających glebie i okresem wegetacyjnym. Zalewanie łąk jest szczególnie korzystne w fazie krzewienia się traw. Woda pobudza i skraca krytyczny czas odrastania pędów z węzłów krzewienia. Można tu zaryzykować twierdzenie, że pierwszy pokos w wysokim stopniu zależy od zalania łąki wiosenną wodą powodziową, a potrawy — od możliwości zalania w okresie 7 — 14 dni po sianokosach. Zastrzeżenia tyczyłyby się przymrozków wiosennych, które szczególnie ujemnie wpływają na roślinność po nawodnieniach, dlatego też w czasie ich trwania należy dążyć do ponownego zalania łąk, choćby to miało nawet spowodować czasowe zabagnienie. Czas zalewu musi być jednak krótki, gdyż stagnowanie wody wybitnie wpływa na porost turzyc. Jeżeli jednak woda po łąkach pynie cienką warstwą, to okres takiego zalewu korzystniej jest przedłużyć nawet do 15 dni. Po krótkim okresie zalewu poziom wody gruntowej winien być regulowany podsiąkowo.

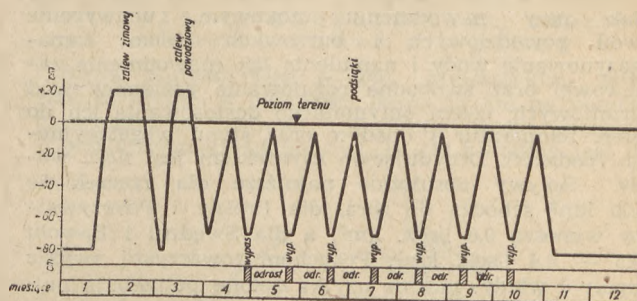
Zalewy winny być stosowane w czasie największych przepływów, a ze względów biologicznych w czasie krzewienia traw i trwania niskich temperatur. W fazie odrastania pędów z węzłów krzewienia — trawy potrzebują dużej ilości wilgoci, zwłaszcza że około 80% korzeni znajduje się wierzchniej, 10-centymetrowej warstwie. Podsiąg może nie wystarczyć, gdyż wilgoć nie wszędzie dojdzie do korzeni i krzewienie odbywa się długo i nierównomiernie.

Warstwa lodu na zalanej łące chroni rośliny przed wymarzaniem, a wolno przepływająca pod lodem woda umożliwia życie bakterii w darninie, a tym samym i gromadzenie substancji zapasowych, co przyspiesza wegetację traw o około 2 tygodni.

Nie uwzględniając opadów, opracowano schematy nawodnień łąk (rys. 1, 2 i 3) i pastwisk (rys. 4), któ-



Rys. 3



Rys. 4

niłkiem glebotwórczym, w silnym stopniu oddziałującym na przeobrażenie gleb łąkowych zwłaszcza aluwialnych i organo-genicznych. Melioracje winny dążyć do wzmoczenia działania wody celem korzystnego przeobrażenia gleby łąkowej. Prof. J. Tomaszewski w doskonałym podręczniku „Gleby łąkowe” opisuje nieudane odwodnienia błot Lubaszewskich i doliny rz. Waki, gdzie w wyniku „melioracji” torfy niskie zamienione zostały na przejściowe, deformując jednocześnie powierzchnię, co b. ujemnie wpłynęło na ich wartość rolniczą.

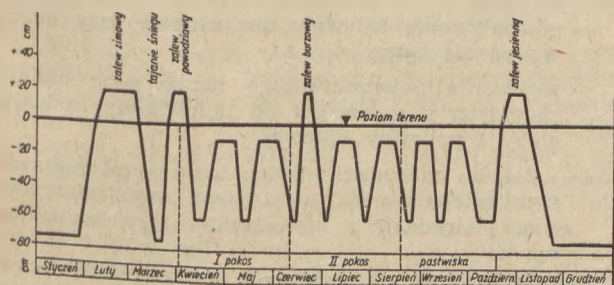
Zamiana torfowisk niskich na przejściowe odbywa się i bez pomocy melioranta. I tak w dolinie rz. Mołczadki w pobliżu wsi Mickiewice, przy dużym spadku podłużnym i poprzecznym (podobnie jak i w dolinie rz. Waki) powstały trzy odrębne, pasowe kompleksy torfowe, a mianowicie: 1) pas przy rzece-torfy niskie, turzycowe, zalewane wodami powodziowymi 2) pas środkowy-torfy przejściowe, mszysto-wielnankowe, 3) pas przyległy do pól-torfy trzcinowe i olszynowe, zasilane wodami powierzchniowymi z pól, źródłkami i wysiakami. Projekt melioracyjny przewidywał nawodnienie głównie pasa środkowego celem ponownego przeobrażenia torfu przejściowego na niski. Dokonana w 1938 r. ekspertyza 2000 ha torfów wysokich (rojstów) w maj. Sakowszczyzna przewidywała wykorzystanie wody jako czynnika glebotwórczego przez zalewanie torfowiska czynnymi wodami rzeki Berezyny. Podobnie czynił Jakobson na Polesiu gdzie przez zalewanie bagien wiosennymi wodami powodziowymi uzyskiwał duże efekty rolnicze.

Z powyższego wynika, że przez meliorację może nastąpić przeobrażenie gleb łąkowych tak w kierunku dodatnim jak i ujemnym i od tego zależy trwałość użytków zielonych i plony siana. Dążąc do zamulania i uwilgotnienia gleb prof. Tomaszewski zaleca zaniechanie regulacji rzeki i rozproszenie cieków wodnych na terenie doliny. Z koncepcją tą trudno jest się pogodzić, zwłaszcza w klimacie woj. poznańskiego, gdyż mała ilość wody zmusza nas do koncentrowania jej w dowolnym miejscu i nawodnienia wybranego terenu, a następnie wielokrotnego użycia wody, czego przy rozproszeniu cieków po całej dolinie nie dało by się osiągnąć. W koncepcji prof. Tomaszewskiego trudno byłoby również uzyskać najkorzystniejsze wahania poziomu wód gruntowych.

re mogą dać praktyczne wytyczne dla racjonalnego i oszczędnego gospodarowania wodą.

Woda jest jednak nie tylko dostarczycielką wilgoci dla roślinności łąkowej, jest ona głównym czyn-

Rys. 1



Rys. 2

Sprawa regulacji rzek nie może stanowić zagadnienia odrębnego od doliny, a nawet dorzecza, lecz winna z nimi stanowić harmonijną całość, mającą na celu podniesienie produkcji rolnej. W zależności od charakteru — rzeka może być regulowana (np. Śwędźnia i Żabianka), lub też pozostawiona w naturalnym stanie (np. Pokrzywnica). Jednocześnie z regulacją rzek winna być meliorowana dolina, a jazy pobudowane nawet wcześniej, co potania wykopy (bez wody) i umożliwia nawodnienie jeszcze przed rozpoczęciem prac regulacyjnych.

Systemy nawodnień zależne są od ukształtowania terenu, ilości wody i rodzaju gleby. Dla roślinności łąkowej najkorzystniejszy byłby taki system, który pozwoliłby jednocześnie na przepływ wody cienką warstwą po łące, tak jak przy nawodnieniu stokowym, uchwycenie wód powodziowych i burzowych celem zamagazynowania wody i namulenia łąk (nawodnienie zalewowe) oraz swobodne regulowanie poziomów wód gruntowych, celem optymalnego dostosowania ich do gleb, temperatur i opadów oraz stanu wegetacyjnego (podsiąk). Decydującym czynnikiem jest ilość wody. Spływy absolutnie najniższe dla rzeczek do 100 km² schodzą do zera, dla Prosn i Pokrzywnicy wynoszą 0,6 l/sek. km², a dla Śwędźni i Bawolu 0,5 — 0,4 l/sek. km². Posuchom towarzyszą zwykle upały i wtedy właśnie użytki zielone potrzebują najwięcej wody. Tymczasem stany wód w rzeczkach nie pozwalają nawet na podsiąk i w wyniku tego następuje zanik rozwoju roślinności łąkowej. Użytki zielone potrzebują w okresie wegetacyjnym ponad 600 mm wody na parowanie, gdy tymczasem opady w kaliskim w tym okresie schodzą poniżej 200 mm. W tych warunkach jasną staje się zamiana użytków zielonych na pola orne. Rola łąk i pastwisk jest ogromna nie tylko jako użytków produkujących najtańszą i najzdrowszą paszę, lecz również jako terenów akumulujących zmywy z pól i poprawiających strukturę gleb. Dlatego też proces zmniejszania się użytków zielonych powinien być zahamowany. Łąkom musimy dostarczyć wodę przez magazynowanie jej w glebie i zbiornikach retencyjnych, a do tego celu trzeba użyć wszystkie rozporządzalne wody. W kaliskim często zimy są bezśnieżne i wiosenne wody niejednokrotnie są niewystarczające, przeto konieczne jest wykorzystanie przepływów wód z całego roku, a więc i zimowych.

Nawodnienia zimowe są sporadycznie stosowane przez chłopów w kaliskim i kieleckim. Polega ono na zalaniu łąk w czasie największych mrozów tak, aby woda płynęła pod lodem. Gleba namula się i nie zamara, a chwasty, głównie mchy, giną. Łąka na wiosnę staje się ciemna od namulów i wcześniej wchodzi w okres wegetacyjny, zwłaszcza gdy przez nawodnienie wiosenne ochroni się ją od przymrozków. Jeżeli następnie przez podsiąk zapewniony będzie właściwy poziom wody gruntowej, to można się spodziewać obfitego, pierwszego pokosu. Oddziaływanie nawodnień zimowych przedłuża się i na następne pokosy, choćby łąka cierpiała na brak wilgoci. Łąki nawodniane zimą wyraźnie wyróżniają się od pozostałych. Czy nawodnienia zimowe zdołają sobie prawni obywatelskie na wszystkich łąkach o różnej kulturze i glebach, to sprawa badań i doświadczeń. Dotychczasowe wyniki uzyskane na ubogiej, piaszczystej dolinie górnej Pokrzywnicy i próbnym w dolinach Żabianki i Bawolu wykazały ogromne zalety i dlatego w roku bieżącym będą stosowane na szerszą skalę. Przez nawodnienie zimowe zamierza się między innymi poprawić strukturę gleby na małym obszarze przesuszonych i rozpylonych torfów w dolinie Żabianki, których nie można było w roku bieżącym nawodnić wskutek braku wody, mimo, że zastawki zostały wybudowane.

Konieczność wykorzystywania wszystkich przepływów wód z całego roku do nawodnienia użytków zielonych nakazuje stosowanie takich systemów nawadniających, które pozwolą na uchwycenie nawet krótkotrwałych wód burzowych. Do tego celu najlepiej nadaje się system zalewowy, tak zaprojektowany, żeby mógł działać w lecie jako podsiąkowy, a zimą i wiosną jako zalewowo-przepływowy. Przy większej ilości wody żyznej właściwszym może się okazać system stokowy, np. w dolinie Neru. Projektując melioracje użytków zielonych, trzeba pamiętać, że im mniej wody i gleba uboższa, tym mniejsze roboty ziemne, płytsze rowki, niższe grobelki, lecz zato gęściej rozmieszczone urządzenia piętrzące należy stosować.

Planowa gospodarka nakazuje koncentrowanie robót inwestycyjnych, szybkie ich wykonanie i oddanie do eksploatacji. Przy melioracjach użytków zielonych wiadomy jest czas rozpoczęcia robót, nie można jednak przewidzieć jego końca. Zawsze jest jeszcze coś do wykonania i uzupełnienia. Wydaje się, że nie wszędzie należy wykonać całość zaprojektowanych robót, zwłaszcza na łąkach piaszczystych, o małych ilościach wody do nawodnień. Przykładem tego może być dolina górnej Pokrzywnicy. Gdyby tu projekt zrealizować w ciągu jednego roku, to znacznie zwiększyłaby się przesiąkliwość przez zniszczenie darni i w rezultacie powstałby nieużytek wskutek niemożności nawodnienia całego obszaru. W podobnych warunkach stopniowe i ostrożne wykonywanie robót, a przede wszystkim stałe obserwowanie efektów rolniczych i dostosowanie do nich regulowania wody może przynieść najwłaściwsze rozwiązanie. Inwestycje na jednym obiekcie nie mogą jednak trwać wiecznie, przeto należałoby na użytkach zielonych rozszerzyć pojęcie konserwacji, które winny obejmować nie tylko utrzymanie, lecz i budowę niewielkich, nowych urządzeń melioracyjnych.

Obserwacje kaliskie w dziedzinie melioracji użytków zielonych są zbyt krótkotrwałe i nie oparte na ścisłych pomiarach i badaniach naukowych, dlatego też mogą być rozpowszechniane tylko w formie prób w podobnych warunkach klimatycznych i glebowych.

Przeanalizowanie i zbadanie przyczyn występowania omówionych wyżej zjawisk należy do nauki. W szczególności nasuwają się następujące zagadnienia:

- wpływ melioracji na kierunek przeobrażania się gleb łąkowych oraz trwałość i dynamikę rozwoju zespołów roślinnych,
- wpływ nawodnień zimowych na stan roślinności łąkowej i strukturę gleby,
- zależność plonów siana od ruchu wody w glebie i szybkości zmian poziomów wód gruntowych,
- oddziaływanie zalewów na przebieg fazy krzewienia się traw,
- wskazanie najwłaściwszego tempa prac melioracyjnych w zależności od ilości wody, rodzaju gleby i pokrywy łąkowej,
- ustalenie zależności między warunkami naturalnymi (gleba i woda) a sposobem zagospodarowania, pielęgnacji i użytkowania terenów zielonych.

Zainteresowanie się wybitnych naszych fachowców melioracjami w powiecie kaliskim najlepiej świadczy, że nauka przestała być oderwaną od życia i w ten sposób bierze udział w realizowaniu planów produkcyjnych. Doświadczenia i badania wychodzą poza obręb zakładów naukowych, co niewątpliwie przyczyni się do przyspieszenia ratowania ginących użytków zielonych i podniesienia z nich plonów.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. WŁADYSŁAW MIKULSKI

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

Ogólne dane o rozwiązaniu projektu melioracji „Bagna Kuwasy“

1. Wiadomości wstępne.

Zagospodarowanie bagna Kuwasy jest pierwszym etapem na drodze do przeprowadzenia melioracji bagien biebrzańskich, w skład których ono wchodzi. Roboty melioracyjne na bagnie Kuwasy rozpoczęto w okresie przedwojennym. Przed 1924 r. zostały tu wykonane zdjęcia sytuacyjno-niwelacyjne i opracowany projekt. Na podstawie projektu, który przewidywał odwodnienie tego kompleksu bagiennego regularną siecią rowów, zostały w latach 1933—39 wykonane główne kanały, jak: kanał Kuwaski na długości 14,4 km, kanał Szymański na długości 7,1 km, kanał Łamane Grondy na długości 2,6 km oraz sieć rowów odwodniających o rozstawie 40 m o łącznej długości około 60 km. Następnie przystąpiono do zagospodarowania łąk na przestrzeni 800 ha. W toku wykonywania prac melioracyjnych zauważono, że:

- w projekcie wadliwie zostały usytuowane trasy głównych kanałów, gdyż nie biegą one szlakiem najniższych wklęsłości podłoża mineralnego torfowiska;
- w zaprojektowanych niwelatach dna głównych kanałów nieuwzględniano zapasu na osiadanie torfowiska; w konsekwencji wywołało to zmniejszenie się spadków na niektórych odcinkach kanałów oraz ich nadmierne spływanie; w rezultacie zaśszych zmian w wykonanych kanałach, niektóre ich odcinki niedostatecznie odprowadzają wodę z bagna;
- przekopanie kilku kanałów głównych spowodowało dość znaczne osuszenie torfowiska, które w czasie wykonywania zdjęć były prawie niedostępne;
- na zaprojektowanych w drugiej kolejności i pobudowanych na głównych kanałach zastawkach, po ich zamknięciu nie udało się uzyskać pełnego spiętrzenia wody w okresie letnim — na skutek jej braku w zlewni bagna.

Ponieważ podczas drugiej wojny światowej zaginęły plany odwodnienia bagna oraz ze względu na konieczność zebrania danych do generalnego rozwiązania sprawy melioracji bagien biebrzańskich, w latach 1947—49 zostały przeprowadzone na tym terenie następujące studia:

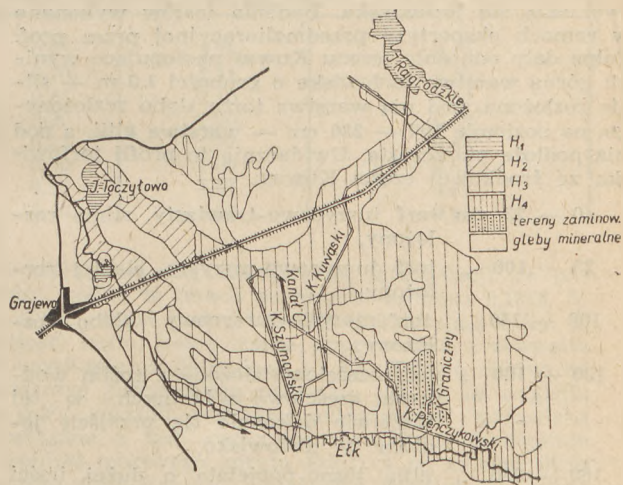
- W 1947—49 r. na polecenie Departamentu Wodno-Melioracyjnego MRIRR została wykonana przez Oddział Wodno-Melioracyjny w Białymstoku ekspertyza i badania terenowe, co do możliwości piętrzenia jezior Augustowsko-Suwańskich w celu magazynowania wody do nawodnień.
- W 1947 r. zostały obliczone potrzeby wodne użytków zielonych, prawostronnych dopływów rzeki Narwi od Orzycza do Biebrzy, przez inż. Rogińskiego przy współudziale prof. dra J. Ostrońskiego.
- W okresie od 25/VIII.1947 r. do 11/VIII.1948 r. zostały wykonane przez Krajowe Towarzystwo Melioracyjne zdjęcia sytuacyjno-niwelacyjne obszaru bagna Kuwasy na powierzchni 4806 ha.
- W 1949 r. wykonana została ekspertyza przedmelioracyjna przez prof. Tolpe i dra Niewiadomskiego na powierzchni około 60.000 ha bagien położonych w trójkącie Grajewo—Augustów—Goniadz, która objęła — z wyjątkiem terenów zaminowanych — część bagien nadbiebrzańskich¹⁾. (Ekspertyzę całości bagien biebrzańskich ukończono w 1951 r.).

¹⁾ Patrz: art. prof. Tolpy Nr 11 z 1951 r. oraz art. doc. dra Niewiadomskiego w Nr 7—8 z 1951 r.

Na podstawie powyższych studiów i badań terenowych Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych wykonało projekt melioracji bagna Kuwasy na obszarze 4194,4 ha.

2. Położenie geograficzne, ukształtowanie terenu i gleby

Bagno Kuwasy leży w woj. białostockim, pow. szczuczyńskim, w odległości około 10 km na północny-wschód od Grajewa i obejmuje obszar bagieny o powierzchni 4194,4 ha (rys. 1). Od południa jest on



Rys. 1

ograniczony martwym korytem rzeki Elki, a od wschodu graniczy z kompleksem bagien ciągnącym się do rzeki Jędrzni. Od północy dochodzi prawie do jez. Rajgrodzkiego i zamknięty jest wyższymi terenami. Zachodnią część meliorowanego terenu graniczy z jez. Toczyłowskim oraz z gruntami mineralnymi. Przez teren meliorowany w pobliżu jez. Rajgrodzkiego przebiega szosa łącząca Grajewo z Rajgrodem. Po gruntach mineralnych biegną drogi łączące wsie okoliczne oraz wsie położone wśród bagien na wyspach mineralnych. Poza tymi drogami, na obszarze meliorowanym znajdują się drogi polne, biegnące przeważnie po torfowiskach, umożliwiające komunikację jedynie w okresach suchych. Znikoma i chaotycznie rozrzucona sieć dróg, przeważnie polnych, jest niewystarczająca dla potrzeb gospodarczych terenu. Jedyną linią kolejową znajduje się w odległości ok. 6 km od bagna Kuwasy ze stacją kolejową w Grajewie.

Bagno Kuwasy rozpoczyna się na północnej swej krawędzi od jez. Rajgrodzkiego, skąd wychodzi wąska dolina o długości około 3,7 km. Średnia szerokość doliny wynosi około 1 km. Poniżej szosy Grajewo-Rajgród wąska dolina przechodzi w dużą płaszczyznę właściwego bagna Kuwasy o szerokości około 4,5 km. Płaszczyzna ta rozciąga się w kierunku z północy na południe, aż do martwego koryta rzeki Elki. Długość doliny wynosi około 8 km.

W kierunku północno-zachodnim torfowisko przechodzi w wąską dolinę o szerokości 800 m do jez. Toczyłowskiego. Od szosy Grajewo-Rajgród, która biegnie po gruntach mineralnych tworzących w tym miejscu dział wodny, dolina ma spadek do jez. Toczyłowskiego. W pobliżu jez. Toczyłowskiego wśród grun-

tów mineralnych znajdują się enklawy torfowisk o dużym spadku terenu do doliny torfowej. Również w pobliżu jez. Rajgrodzkiego, wśród gruntów należących do lasów państwowych znajduje się dolina torfowa o spadku naturalnym w kierunku do kanału Kuwaskiego.

Średni spadek terenu bagna Kuwasy w kierunku z północy na południe wynosi ok. 0,3⁰/00.

Na obszarze całego torfowiska znajdują się wysepy gruntów mineralnych użytkowanych przez ludność okoliczną jako grunty orne.

Grunty mineralne z jakimi mamy tu do czynienia są to piaski fluwioglacjalne, przesortowane przez wodę i wiatry, osadzone na krawędziach doliny. Gleby mineralne na terenie bagna Kuwasy zajmują powierzchnię wynoszącą 358 ha. Są one rozrzucone w postaci niewielkich wysepek wśród obszaru torfowego.

Pozostała część — to torfy niskie, powstałe po ustąpieniu lodowca w wytworzonym basenie — zastoisku. Nagromadzone i szeroko rozlane wody spływające z wyższych terenów mineralnych, spowodowały wytworzenie się jeziorzyska. Badania torfów wykonane w ramach ekspertyzy przedmelioracyjnej przez prof. Tolpe dały odnośnie terenu Kuwas następujące wyniki: górna warstwa torfowiska o grubości 1,0 m — silnie rozłożona, pod nią warstwa torfu słabo rozłożonego, na poziomie 160 — 230 cm — warstwa gitii, a pod nią podłoże piaszczyste. Uwidacznia to profil torfowiska ze środkowej części Kuwas:

- 0 — 25 cm torf turzycowo-trawiały, silnie rozłożony,
- 25 — 100 „ torf turzycowo-mszysty, słabiej rozłożony,
- 100 — 150 „ torf mszysto-turzycowy, słabo rozłożony,
- 150 — 160 „ torf częściowo złożony z roślin wodnych, częściowo z błotnych, w tej warstwie dokonało się przejście jeziora w torfowisko,
- 160 — 230 „ gitia jasno-popielata o dużej ilości węgla wapnia (muszle mięczaków),
- 230 — 240 „ siny ił piaszczysty,
- od 240 cm piasek gruboziarnisty.

Natomiast w płytszej, przybrzeżnej części bagna, sonda nie wykazuje już obecności gitii. I tak np. profil z przybrzeżnej części Kuwas pokazuje:

- 0 — 12 cm torf turzycowo-mszysty, silnie rozłożony,
- 12 — 50 „ torf turzycowo-mszysty, słabiej rozłożony,
- 50 — 125 „ torf olszynowy, silnie rozłożony, w spodzie przemity piasek.

Średnia głębokość torfów na terenie bagna Kuwasy, wynosi 2 — 2,5 m. Stopień rozkładu torfów w przeważającej części równy jest H₃, co wg 5-cio stopniowej klasyfikacji prof. Tolpe oznacza torf średniorozłożony. Znajdują się też tutaj i torfy silniej rozłożone, o stopniu rozkładu H₄, które położone są pomiędzy Kanałem Szymańskim a Kanałem Kuwaskim. Jedynie niewielkie obszary położone koło jez. Rajgrodzkiego wyróżniają się stopniem rozkładu masy torfowej równym H₁ i H₂. Badania rozkładu były prowadzone w warstwie powierzchniowej o grubości 0,50 m. Osuszające działanie kanałów spowodowało że torfy położone na środkowej części bagna z powodu obniżenia lustra wody gruntowej uległy szybkiemu rozkładowi i dzisiaj są już dobrze rozłożone (H₄).

Nad martwym korytem Elku, na powierzchni 68 ha mamy torf bardzo silnie rozłożony i przesuszony (wpływ Kanału Rudzkiego) o stopniu rozkładu H₅, który w następstwie działań wojennych uległ spaleni.

Stopień rozkładu masy torfowej podaje mapka rys. 1.

Skład mineralny torfów kuwaskich, podobnie jak całości bagien nadbiebrzańskich wyraża się w % suchej masy:

Warstwa pobranej próbki	pH	popiół	N	P ₂ O ₅	K ₂ O	CaO
0 — 20 cm	6,5	20,0	3,7	0,35	0,11	3,43
20 — 40 „	6,4	13,0	3,3	0,34	0,10	3,50

Bogactwo azotowe torfu jest widoczne, jak i zasobność w fosfor. Zawartość azotu ogólnego dochodzi niekiedy do 4% w absolutnie suchej masie. Dolne pokłady torfowiska są pod tym względem nieco uboższe. Zawartość fosforu wynosząca ok. 0,35% suchej masy pozwoli na zaoszczędzenie na nawozach fosforowych przez długie lata początkowego wykorzystywania torfowiska. Zawartość potasu jest niedostateczna. Zawartość torfów w tlenek wapnia jest wysoka i wynosi ok. 3,5% suchej masy, co jest czynnikiem powodującym alkalizację torfowiska, a równocześnie przynosi ze sobą niebezpieczeństwo destrukcji masy torfowej.

Zawartość popiołu w warstwie wierzchniej torfowiska od 0 do 20 cm wynosi ok. 20%. Na torfowiskach położonych po prawej i lewej stronie kanału Kuwaskiego procentowa zawartość popiołu wynosi 15%. W jednym tylko wypadku torfowiska położonego na terenach wsi Dziarniki i Miecze poniżej szosy Grajewo—Rajgród, w dolinie spadającej do jez. Toczyłowskiego, zawartość popiołu wynosi ok. 40%. Dolny pokład jest już mniej zasobny w składniki mineralne. Daje się to zauważyć w szczególności w pobliżu cieków naturalnych, na obszarach leżących w zasięgu działania namulającego wód powierzchniowych.

3. Szata roślinna

Łąki znajdujące się na obszarze bagna Kuwasy składają się w przeważającej części z wielkich i wąskolistnych turzyc ((*Magno-* i *Parvocaricetum*). Między innymi występują: trzcinnik prosty, welniarka wąskolistna i inne. Na przesuszonych terenach, położonych powyżej martwego koryta rzeki Elk przeważa na łąkach kostrzewa czerwona.

Łąki na terenie bagna dają plony siana mało wartościowego w wysokości do 20 — 25 q/ha.

Oprócz traw i roślinności wodnej teren bagna jest porośnięty rozrzuconymi grupami zarośli brzoźowych składających się z brzozy, wierzb szarej i laurowej. Obok tych zarośli występują torfiaste lasy olszynowe, składające z się olchy czarnej, brzozy, świerku, jesionu i innych.

Nad kanałem Kuwaskim występuje na łąkach zespół składający się z roślin wodnych: trzcina, pałka wodna, sitowie i manna.

4. Warunki hydrologiczne i klimatyczne

Bagno Kuwasy stanowi część zlewni rzeki Elk. Wody własne oraz wody powierzchniowe spływają do Elku, skąd kanałem Rudzkim są odprowadzane do Biebrzy pod Osowcem. Wykonane w okresie 1933 — 39 r. kanały: Kuwaski, Szymański, Łamane Grondy i Pieńczykowski spowodowały obniżenie lustra wody gruntowej i dzisiaj bagno Kuwasy posiada możliwe najlepiej uregulowane stosunki wodne wśród bagien położonych w dolinie biebrzańskiej. Wykonane kanały nie zawsze biegly po najgłębszych torfach, co najlepiej widać na trasie kanału Kuwaskiego, który na pewnym odcinku omija niekiedy torfową o grubości torfu ponad 4 m. Skarpy ich wynosiły 1:1,5, natomiast szerokość dna i głębokość były następujące:

Kanał Kuwaski — szer. dna 2,3 — 1,20 m, średnia głęb. 1,10 m.

Kanał Pieńczykowski — szer. dna 1,3 — 0,80 m, średnia głęb. 0,60 m.

Kanał Łamane Grondy — szer. dna 1,5 — 0,75 m, średnia głęb. 1,05 m.

Kanał Szymański — szer. dna 4,0 — 0,60 m, średnia głęb. 0,90 m.

Istniejąca sieć rowów osuszających położonych na terenach wsi Miecze na powierzchni około 100 ha po-

siada rozstawę ok. 40 m i wymiary: szer. dna 1,0 m, średnia głębokość 0,60 m, nachylenie skarp 1:1,5.

Stosunki wodne układają się tutaj następująco: w południowej części bagna, aż po obszar wsi Łamane Grondy i Pięńczykowo, woda gruntowa układa się głęboko pod terenem. Być może, że ujawnia się tutaj osuszające działanie kanału Rudzkiego, który przez nadmierne wcięcie dna w teren spowodował przesuszenie okolicznych terenów na dość znacznej powierzchni. Na północ, gleby torfowe posiadają lustro wody uregulowane na dostatecznie obniżonym poziomie, nie powodującym przesuszenia warstw wierzchnich torfowiska.

Część torfowiska znajdująca się w wąskiej dolinie od jez. Rajgrodzkiego do szosy Grajewo — Rajgród charakteryzuje się zmiennym poziomem wody gruntowej. Również wąska dolina torfowa wyciągnięta w kierunku pn.-zach. od szosy Grajewo — Rajgród do jez. Toczyłowskiego, charakteryzuje się stałym, wysokim poziomem wody gruntowej.

Wody torfowiska są słabo kwaśne, pH wynosi ok. 6,5 co ułatwia rozkład masy torfowej. Następnym zbyt silnego rozkładu masy torfowej jest zmniejszenie jej przepuszczalności i co za tym idzie zwolniony proces podsiąkania.

Opady na terenie bagna Kuwasy kształtują się następująco: dla stacji Rajgród za okres od 1928 do 1937 r. średnie miesięcznie w mm wynoszą:

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Razem
35	40	37	35	52	41	73	74	46	61	45	36	580
dla Grajewa za okres 1922 — 1937 wynoszą one:												
26	29	30	39	52	67	95	104	47	50	41	33	616

Oprócz zagadnień związanych z istniejącymi stosunkami wodnymi ważną sprawą jest znajomość stosunków cieplnych panujących na terenie bagna Kuwasy. Należy przypuszczać, że średnia temperatura panująca na terenie bagna wynosi 6,4°C, przyjmując ją ze średnich temperatur dla Osowca 6,7°C i Białobrzegów 6,1°C. Bagna biebrzańskie a wśród nich i bagno Kuwasy charakteryzują się ostrą zimą. Średnia temperatura stycznia na tym obszarze wynosi — 4,5°C. Przebiegająca przez obszar bagna Kuwasy izoterma lipcowa wynosi 18°C. Jest to najcieplejszy miesiąc w całym roku.

Temperatura okresu wegetacyjnego trwającego na terenie bagien biebrzańskich a więc i Kuwasy ok. 201 dni przedstawia się w sposób następujący: ok. 50 dni wiosennych o temp. 5°C, ok. 110 dni o temp. ponad 15°C w okresie letnim oraz w okresie jesieni ok. 14 dni o temp. ponad 5°C. Obecność dużych ilości wody w torfowisku oraz położenie bagien na północnej części kraju o średniej temp. rocznej ok. 5°C powoduje wydłużenie się okresu zimy trwającej ok. 116 dni i skrócenie wiosny do ok. 50 dni, a jesieni do ok. 40 dni, przy jednoczesnym wydłużeniu pory letniej do ok. 110 dni.

5. Potrzeby melioracyjne.

Bagno Kuwasy przedstawia dla rolnictwa bardzo dużą wartość, jednak z powodu zaniechania rozpoczętych na tym terenie melioracji grozi mu niebezpieczeństwo przekształcenia się w nieużytek. I dlatego przez przeprowadzenie odpowiednich zabiegów melioracyjnych i gospodarczych nie tylko należy zabezpieczyć je przed destrukcją, ale i uzyskać kilkakrotnie wyższe niż dotychczas plony, o dużo lepszej jakości. Obniżenie lustra wody gruntowej, wywołane wykonaniem kanałów osuszających na terenie bagna, przy jednoczesnej w warunkach przedwojennych niemożliwości dostarczenia wody do nawodnień, stanowi wielkie niebezpieczeństwo przesuszenia torfowiska w zasięgu bezpośredniego działania wykonanych rowów, a więc i szybkiego rozkładu masy torfowej.

Torfy niskie występujące na terenie bagna Kuwasy są słabo kwaśne, względnie obojętne (pH = 6 — 7). Chcąc zabezpieczyć torfowisko przed zbytnim prze-

suszeniem i postępową degradacją torfów na terenie bagna, a także dla zrównoważenia bilansu wodnego na terenie — po zmeliorowaniu i zagospodarowaniu należy zastosować nawodnianie. Potrzeby wodne wynikłe z konieczności dostarczenia brakującej ilości wody niezbędnej do wyprodukowania przewidywanej masy roślinnej obliczono na podstawie mapy potrzeb wodnych dra Ostromieckiego. Przy pomocy interpolacji ustalono, że mniej więcej środkiem Kuwasy przebiega izolinia 18 l/sek i km², wyrażająca niedobory wodne w roku średnim, które w odniesieniu do użytków zielonych na torfowiskach niskich zmeliorowanych należy uzupełnić w okresie kwiecień — czerwiec. W przeliczeniu na 1 ha potrzeby wodne netto wyniosą 0,1813 l/sek i ha w ciągu 91 dni. Potrzeby wodne w latach suchszych, względnie o wyższej temperaturze niż średnia, odpowiadające 75% prawdopodobieństwa pojawiania się, zostały obliczone na podstawie tabeli podanej przez prof. Ostromieckiego, zawierającej zależności maksymalnych potrzeb wodnych od potrzeb normalnych.

q_{norm} l/sek. i ha	$\gamma = \frac{q_{max.}}{q_{norm.}}$	$q_{max} = \gamma \cdot q_{norm.}$
0,05	3,75	0,19
0,10	2,51	0,25
0,15	2,10	0,32
0,20	1,90	0,38
0,25	1,77	0,44
0,30	1,69	0,51
0,35	1,63	0,57
0,40	1,59	0,64

Z tablicy tej znaleziono drogą interpolacji, że potrzeby wodne w latach suchszych wyniosą 0,1813 $\times$ 1,975 = 0,358 l/sek i ha. Wyżej wyliczone cyfry są to ilości netto, które trzeba doprowadzić z zewnątrz dla uzyskania ok. 50 q siana z 1 ha. Ilości te można by dostarczyć glebie drogą podsiąku, jednak ze względu na duży rozkład warstwy poddarniowej torfowiska i związane z tym częściowe zgrużenie (szczególnie w pobliżu martwego koryta Elku), a co za tym idzie i gorsze podsiąkanie — należałoby doprowadzić wodę odgórnie, to jest stosując nawodnienie zalewowe. Osiągnię się tutaj równocześnie możliwość zlikwidowania rozwijających się w torfach szkodników jak: drutowce i komornica.

Stosowanie wiosną nawodnienia zalewowego o wyższej temperaturze niż zmarznięty grunt przyspieszy jego rozmarznięcie, pobudzi wegetację i pozwoli na wcześniejsze stosowanie upraw. Dzięki temu przedłuży się okres wegetacyjny, który na tym terenie, jak wykazała ekspertyza, jest krótszy o 2—3 tygodnie niż na pozostałym obszarze kraju. Poza tym nawodnienie zalewowe będzie spełniało rolę nawożącą. Woda będzie doprowadzana z jez. Rajgrodzkiego. Nie należy się jednak spodziewać takich ilości żywnych namulów oraz takich skutków nawodnienia jak przy używaniu wody rzecznej. Spowodowane to będzie tym, że jez. Rajgrodzkie będzie spełniało rolę osadnika.

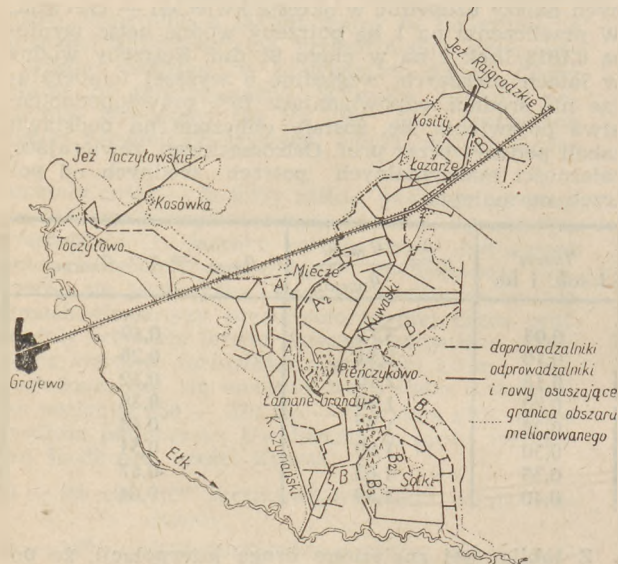
Aby osiągnąć w glebie optymalne warunki dla rozwoju roślinności należy po zakończeniu nawodniania szybko osuszyć glebę z nadmiaru wody, umożliwiając dostęp powietrza na jej miejsce. Jako czynnik osuszający rozumiemy tu rowy o dość gęstej rozstawie 60 — 80 m. W związku z koniecznością pobierania wody z jez. Rajgrodzkiego do nawodniania bagna, należy zwrócić uwagę na skład chemiczny używanej wody, który przedstawia się następująco (w mg na 1 litr):

Miejsce pobrania wody	Sucha subst.	Popiół	SiO ₂	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃	CaO	MgO	P ₂ O ₅	pH
jez. Toczyłowskie	298,2	180,4	40,2	2,2	88,3	18,8	6,0	7,54
jez. Rajgrodzkie	273,0	163,5	34,8	2,8	80,0	18,8	6,0	7,75

Jak widać z powyższego, wody jez. Rajgrodzkiego lepiej nadają się do użytku, mimo znacznej zasobności w wapień i magnez powodujących alkalizację wody. Właśnie ta duża ilość tlenków wapnia i magnezu jest niezbyt korzystna dla nawodniania, lecz z drugiej strony za użyciem jej do nawodnień przemawia duża zasobność w fosfor.

6. Opis rozwiązania projektu.

System odwodniający oparto na istniejących kanałach: Kuwaskim, Szymańskim, Łamane Grondy i Pieńczykowskim. Ponieważ wymiary dotychczasowe



Rys. 2

we tych kanałach nie są wystarczające dla nowych warunków wymaganych projektem, muszą one ulec przebudowaniu, dostosowując się do nowych potrzeb (rys. 2). Kanał Kuwaski oraz pozostałe odprowadzalniki biegną po swej dawnej trasie, która nie zawsze jest dobrze zaprojektowana, jak to już wspomniano wyżej. Niwelety dna kanałów założono tak głęboko, aby umożliwić szybki odpływ wody z kwater nawodnianych, przy czym uwzględniono osiadanie torfowiska, które mogłoby spowodować po wykonaniu spływanie kanału poniżej wymaganej głębokości, oceniając je na 15% miąższości warstwy torfowej.

Ubezpieczenie kanałów uzyskano przez zastosowanie u podstawy skarp kieszki faszynowej o $\varnothing$ 30 cm dla kan. Kuwaskiego i $\varnothing$ 20 cm dla pozostałych. Skarpy wydarniowano pasem szerokości 1,50 m i 1,20 m. Nadmierne spadki na odprowadzalnikach pokonywano przez zastosowanie bystrotoków faszynowych w wypadku dna torfowego, zaś betonowych na dnie mineralnym.

Ponieważ kanał Pieńczykowski odprowadza wody do martwego koryta rzeki Elk, wykonanie melioracji kompleksu obsługiwanej przez ten kanał możliwe będzie jedynie po odpowiedniej regulacji i pogłębieniu obecnie nieczynnego odcinka rzeki.

Oparty na tych kanałach odwodniający system rowów osuszających zaprojektowany został na całym obszarze bagna w postaci możliwie regularnej siatki. Rozstaw rowów przyjęto 80 m, licząc się z możliwością zastąpienia co drugiego rowu faszynowymi drenami w przewidywaniu stosowania w przyszłości mechanicznych upraw. Rozstaw 80 m przyjęto opierając się na następujących normach podanych przez:

prof. Baca dla torfów trawiastych 50 — 100 m.

prof. Brudastowa, który przyjmuje dla Białorusi 80 m,

prof. Zakaszewskiego, zalecającego dla łąk naturalnych na torfach głębokich 60 — 80 m norm NKZ — BSSR podających, że dla stworzenia na bagnach kulturalnej łąki z podsewem traw rozstawa rowów winna wynosić minimum 40 m, średnio 60 m, maksimum 80 m.

Na podstawie powyższych danych i biorąc pod uwagę wyniki ekspertyzy przedmelioracyjnej prof. Tołpy, wykonanej na terenie błot biebrzańskich zalecającej rozstaw 60 — 80 m, zdecydowano się przyjąć rozstaw 80 m. W razie konieczności można będzie uzupełnić odwodnienie drenami faszynowymi. Ewentualne obawy przed przesuszeniem torfowiska są bezpodstawne, ponieważ dysponuje się tutaj dostatecznymi ilościami wody z jez. Rajgrodzkiego do nawodnień. Wymiary rowów osuszających są następujące: szerokość dna 0,50 m, nachylenie skarp 1:1,5, średnia głębokość 1,20 m. Głębokość tę ustalono wychodząc z założenia, że dla łąk i pastwisk intensywnie nawodnianych pożądane obniżenie L. W. w środku łąki winno wynosić ok. 0,60 m. Spadek krzywej depresji przy rozstawie rowów 80 m i dla gruntów średnio przepuszczalnych, za jakie należy uważać torfy kuwaskie, wyniesie prawdopodobnie ok. 0,30 m. Głębokość rowów wypada więc 1,0 m, przewidując jednak osiadanie torfów po osuszeniu, głębokość tę zwiększono o 0,20 m. Spadki na rowach osuszających wynoszą ok. 1‰. W wypadkach koniecznych dla zgubienia spadów nadmiernych stosowano bystrotoki faszynowe. Umocnienia dna i skarp rowów osuszających nie przewiduje się; rowy zbiorcze natomiast winny być umocnione przy pomocy darniowania skarp pasem szerokości 1,0 m.

Zagadnienie doprowadzenia wody do nawodnień z jeziora Rajgrodzkiego rozwiązano przez zaprojektowanie głównych dwóch doprowadzalników A i B po wyższych gruntach mineralnych położonych na brzegach doliny torfowej. Dzięki temu górują one nad całym obszarem bagna i woda może być doprowadzona grawitacyjnie na każde miejsce. Jako odgąlenia doprowadzalników głównych projekt przewiduje pięć doprowadzalników bocznych A₁, A₂, B₁, B₂, B₃, dostarczających wodę do środka obszaru.

Szerokości dna doprowadzalników wahają się od 2,0 do 0,5 m, nachylenie skarp 1:1,5 z wyjątkiem doprowadzalnika A o skarpach 1:2 (dla pomieszczenia stosunkowo dużej ilości wody). Jako umocnienia zastosowano kieszki faszynowe o $\varnothing$ 0,20 m, a powyżej darniowanie skarp pasem szerokości 1,50 m. Na doprowadzalnikach zaprojektowane są zastawki piętrzące wodę, celem uzyskania odpowiednich poziomów wody do nawodnień oraz celem skierowania jej na odpowiedni kompleks kwater. Ujęcie wody do nawodnień uzyskano przez wybudowanie na kanale Kuwaskim przy jez. Rajgrodzkim śluzy wlotowej betonowej o wymiarach światła 2 × 3,20 m oraz wysokości piętrzenia 2,25 m.

Na zaprojektowanych doprowadzalnikach oparto system nawodnienia na obszarze bagna, przy czym z 3.583 ha obszaru meliorowanego z nawodnieniem — 2.752 ha ma być nawodniane zalewowo, 579 ha w okresie lata podsiękiem a na wiosnę zalewem i 252 ha — podsiękiem wodami własnymi. Obszar przeznaczony do zalewów podzielono na 66 kwater. Powierzchnia tych kwater jest różna i waha się od 8 do 125 ha. Przy projektowaniu kwater miano na uwadze wzgląd, aby grubość warstwy zalewu była możliwie równomierna i aby uzyskać możliwie małą kubaturę grobel. Pomimo wybitnie płaskiego terenu, który umożliwia osiągnięcie zalewów na dużych powierzchniach przy pomocy jednej zastawki — starano się aby powierzchnie kwater zalewowych nie przekraczały na ogół 100 ha ze względu na długość okresu nawodniania dużych kwater i wymiary zastawek wlotowych i spustowych. Dlatego też jedynie w dwu wypadkach granicę tę przekroczono. Kwatery nawodniane utworzone zostały przez usypanie grobelek z materiału wydobytego przy kopaniu rowów osuszających. Grobelki zaprojektowano o szer. korony 1,00 m, z nachyleniem skarp 1:3 i średniej wysokości 0,70 m, przypuszczając, że wysokość ta po osiądnięciu masy torfowej, z której grobelki będą w większości wykonywane, zmniejszy się do ok. 0,50 m. Zaznaczyć tu należy, że średnia głębokość zalewu letniego przewiduje się na 0,20 m, a wiosennego na 0,30 m.

Na obszarze 252 ha, przeznaczonych do nawodnień jedynie podsiękowych (położenie tych terenów nie pozwala na grawitacyjne doprowadzenie do nich wody

z doprowadzalników), przewiduje się na rowach budowę w odpowiednich miejscach zastawek piętrzących, którymi — ze względu na niewielkie własne zlewnie tych rowów — już wody wiosenne winny być zatrzymywane.

Jak stwierdzono w ekspertyzie przedmelioracyjnej sieć komunikacyjna na terenie bagna jest niedostateczna. Z tego też względu w projekcie uwzględniono rozbudowę sieci dróg. Pomyślano to w ten sposób, że przewidywane nowe drogi, biegnące wzdłuż grobli nad rowami po terenie kwatery, umożliwią dojazd na każdą kwaterę, a wewnątrz kwatery — poruszanie się na łąkach pomiędzy rowami. Po zaprojektowanych drogach poruszanie się jest możliwe w każdym kierunku, ponieważ mają one połączenie z szosą Grajewo—Rajgród oraz z drogami na gruntach mineralnych, łączącymi okoliczne wsie.

Celem umożliwienia swobodnego przejazdu po drogach z kwatery na kwaterę, na rowach zbiorczych przy zastawkach winny być wybudowane mostki leżające drewniane. Dzięki temu umożliwiona zostanie komunikacja ze środkową częścią bagna.

Zaprojektowane drogi nie mogą być drogami gruntowymi. Należy je podnieść nad teren i umocnić. Można tu wykorzystać wielkie ilości faszyny, porastającej powierzchnię bagna. Drogi należy wyłożyć dwiema warstwami wiązek faszynowych o $\varnothing$ 0,20 m i przykryć (dla udogodnienia przejazdu) torfem przemieszczanym w miarę możliwości z piaskiem. Podniesienie drogi nad powierzchnię bagna zapewni korzystanie z niej w ciągu całego roku, bez względu na warunki atmosferyczne.

Koszt wykonania melioracji na obszarze bagna Kuwasy należy podzielić na melioracje szczegółowe i podstawowe. Do melioracji szczegółowych zalicza się całkowite wyposażenie kwater w sieć rowów odwodniających, nawodniających, groble oraz budowlę piętrzącą na kwaterach. Do melioracji podstawowych zalicza się sieć głównych doprowadzalników oraz odprowadzalników. Koszt melioracji przedstawia tab. I.

W chwili obecnej wartość siana z 1 ha łąk wynosi przeciętnie 480 zł/ha (12 q po 40 zł), natomiast z całego obszaru, przyjmując, że w chwili obecnej tylko 50% łąk położonych na terenie bagna daje plony — 480 zł/ha · 1900 = 9.12.000 zł.

Po melioracji uzyskamy plony w wysokości 60 q/ha, co da 60 · 60 zł/q = 3600 zł/ha; 3600 zł/ha · 3120 = 11.232.000 zł.

Dochód brutto z 1 ha łąk dotychczasowych wynosi 912.000 zł : 3.800 = 240 zł, natomiast wartość zbioru z 1 ha łąk meliorowanych = 3600 zł.

Dochód z 1 ha łąk zmeliorowanych, zmniejszony o koszt corocznej pielęgnacji i nawożenia, wynoszący 116 zł/ha wyniesie 3600 — 116 = 3484 zł.

Nadwyżka roczna wartości plonów — 3484 — 240 = 3244 zł/ha.

Okres amortyzacji inwestycji przy wykonaniu przedsięwzięcia 7913: 3244 = 2,5 lat, a więc około 3 lat, przy wykonaniu gospodarczym sposobem 7333: 3244 = 2,3 lat, tj. ok. 3 lat.

Jest to oczywiście b. orientacyjne obliczenie. Jeśli byśmy uwzględnili koszt robocizny przy konserwacji urządzeń wodno-melioracyjnych i przy gospodarowaniu na łąkach, amortyzację włożonych kapitałów itp. — okres amortyzacji będzie prawdopodobnie dwukrotnie dłuższy.

Kolejność wykonania melioracji obszaru Kuwas ustalono przy następujących założeniach:

a) całość melioracji ma być wykonana w ciągu 6 lat,
b) w każdym następnym roku ilość wykonanych melioracji wyniesie o 50% więcej niż w roku poprzednim.

Wobec rozpoczęcia robót w br., zakończenia ich należy spodziewać się w 1956 r.

Melioracje, które rozpoczęto na bagnie Kuwasy są wstępem do melioracji bagien biebrzańskich. W czasie stopniowej realizacji tego projektu na gruncie win-

TABLICA I
Zestawienie kosztów melioracji w złotych

Wyszczególnienie	Robocizna	Materiały	Razem	Koszt na 1 ha
I. Melioracje podstawowe:				
bez generalii	2.629.081	755.965	3.385.046	$\frac{3.385.046}{3583} = 944,75$
z gen. przy wykonaniu systemem przedsięb.	4.762.354 (gen. 78 %)	914.718 (gen. 21 %)	5.677.072	$\frac{5.677.072}{3583} = 1.584,44$
z gen. przy wykonaniu sposobem gospodar.	4.420.574 (gen. 65 %)	854.241 (gen. 13 %)	5.274.815	$\frac{5.274.815}{3583} = 1.472,18$
II. Melioracje szczegółowe:				
bez generalii	7.175.749	861.351	8.037.100	$\frac{8.037.100}{3583} = 2243,12$
z gen. przy wykonaniu systemem przeds.	12.975.037 (gen. 78 %)	1.042.234 (gen. 21 %)	14.017.272	$\frac{14.017.272}{3583} = 3913,00$
z gen. przy wykonaniu sposobem gosp.	12.092.190 (gen. 65 %)	973.326 (gen. 13 %)	13.015.516	$\frac{13.015.516}{3583} = 3641,89$

Łączny koszt melioracji na 1 ha wyniesie: przy wykonywaniu systemem:

— przedsiębiorczym 5.497 zł,
— gospodarczym 5.114 zł.

Do powyższego kosztu dochodzi koszt zagospodarowania zmeliorowanego terenu, wynoszący na 1 ha: przy wykonaniu systemem przedsiębiorczym 2.416 zł, " " " gospodarczym 2.219 zł.

Całkowity koszt melioracji 1 ha wraz z zagospodarowaniem wynosi:

przy systemie przedsiębiorczym 7.913 zł,
" " " gospodarczym 7.333 zł.

ny być prowadzone stałe obserwacje w kierunku stwierdzenia, czy projektowane i zrealizowane rozwiązania techniczne i metody zagospodarowania rolniczego są słuszne i czy osiągnięte efekty gospodarcze odpowiadają przewidywaniom. Wnioski z tych obserwacji pozwolą na ewentualną korektę zaprojektowanych urządzeń wodno-melioracyjnych albo na zmianę sposobów zagospodarowania na terenach Kuwas jeszcze niezmeliorowanych i dadzą podstawę do rozwiązań projektów melioracji i zagospodarowania bagien biebrzańskich. Dlatego też ten obiekt należy traktować jako do pewnego stopnia doświadczalny.

Nomogram do wyznaczania grubości dyli w drewnianych jazach ruchomych

Obliczanie grubości dyli w jazach odbywa się rachunkowo posługując się znanymi wzorami, np.

$$d = l \cdot \sqrt{\frac{6\gamma h}{8\sigma_{dop}}}$$

gdzie oznacza:

d = grubość dyli w cm,

γ = ciężar właściwy wody w kg/cm^3 ,

σ_{dop} = dopuszczalne naprężenie na zginanie dla drzewa, równające się od 70 do 100 kg/cm^2 , zależnie od klasy drewna,

l = światło zasuwy w cm,

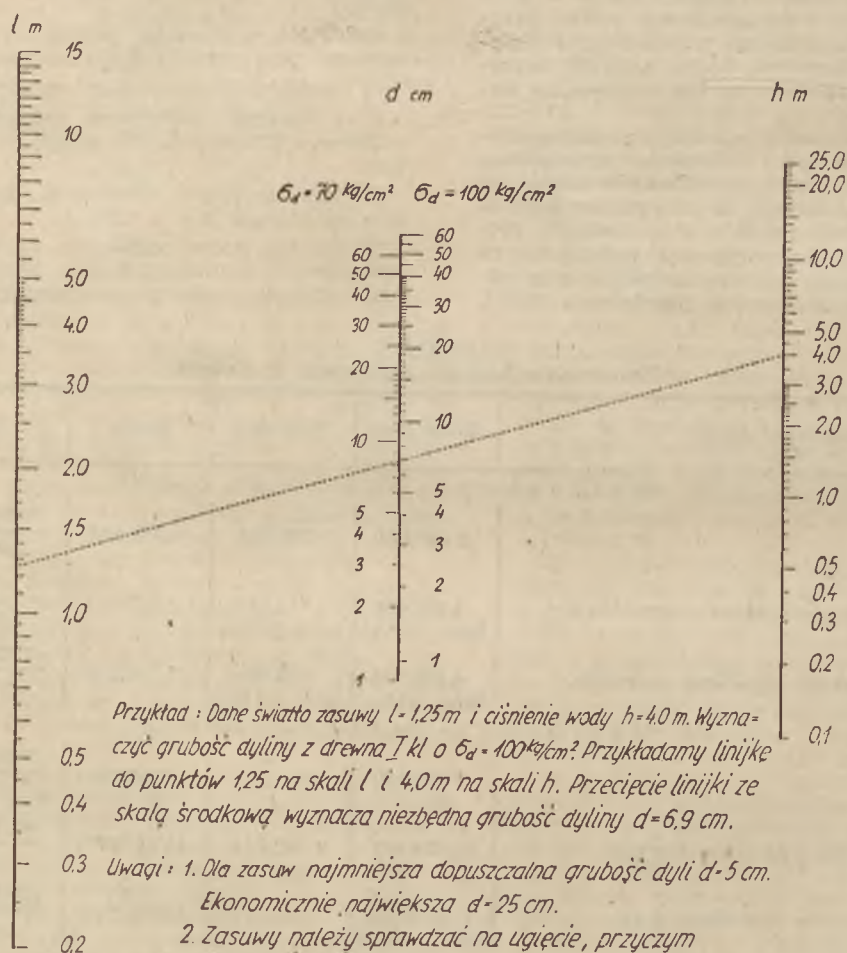
h = wysokość słupa wody (ciśnienie) w cm.

grubości drewna otrzymywanych w handlu. Nomogram może wtedy oddać znaczne usługi przyspieszając obliczenia i redukując je do kilkakrotnego przyłożenia do nomogramu linijki, dając poza tym wyniki bezbłędne.

Przy przeprowadzaniu wszelkiego rodzaju wodnych robót remontowych lub awaryjnych zazwyczaj muszą być zakładane jazy belkowe (szandory) lub ścianki zakładane, albo stawiane grodze, czy też robione drewniane skrzynie dla odgrodzenia się od wody. Często przy tym się zdarza, że inżyniera czy też technika nie ma na miejscu, a obliczenie grubości dyli wymaga wiadomości wykraczających poza ramy umiejętności niejednego majstra, posiadającego nawet znaczny zasób wiadomości praktycznych. Zastosowanie w tych

Nomogram inż. S. Juniewicza

do wyznaczania grubości dyli w drewnianych jazach ruchomych



Uwagi: 1. Dla zasuw najmniejsza dopuszczalna grubość dyli $d = 5 \text{ cm}$.

Ekonomicznie największa $d = 25 \text{ cm}$.

2. Zasuwy należy sprawdzać na ugięcie, przyczem $f_{dop} = (\frac{1}{100} - \frac{1}{100}) \cdot l$.

3. Do wyznaczania grubości belek zakładanych (szan-dorów) należy przyjmować $l = 1,05 l_0$.

Obliczenie zasuwy drewnianej o stałym przekroju nie nastęrcza większych trudności, jednakże przy zasuwach wysokich, spiętrzających wodę na kilka metrów, stosuje się najczęściej zmienne grubości dyli, powiększające się schodkowo ku dołowi. Obliczanie w tych przypadkach jest uciążliwsze, gdyż należy ustalić miejsca zmiany przekroju i dostosować je do

przypadkach nomogramu może przyspieszyć wykonanie robót i uchronić przed błędami.

Mając na celu te dwa względy: odciążenie projektantów w biurach projektów od roboty obliczeniowej oraz pomoc wykonawcom w terenie, opracowałem niniejszy nomogram i oddaję go do użytku naszym hydrotechnikom.

Inż. Stanisław Juniewicz

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INŻ. WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Nowoczesne metody techniczne wzmacniania i uszczelniania gruntów nawodnionych w ZSRR

Budownictwo napotyka największe trudności przy wykonywaniu robót w gruntach nawodnionych. Wielkość utrudnień zależy przede wszystkim od uziarnienia, powierzchni i spadku zwierciadła wody gruntowej w warstwie przecinanej.

Trzy zagadnienia zasadnicze ma do rozwiązania technik prowadzący roboty ziemne, mianowicie:

1. odwodnienie stałe lub czasowe gruntu
2. odwodnienie i wzmocnienie stałe lub czasowe
3. uszczelnienie i nadanie gruntowi odporności trwałej na rozmywanie czyli zapewnienie mu własności wodoodpornych.

W zależności od potrzeb stosujemy różne metody techniczne. Odwodnienie tak czasowe jak i trwałe jest operacją najprostszą, ale tylko w gruntach o pewnych właściwościach, daje się ono przeprowadzić stosunkowo łatwo. Decyduje tutaj porowatość i prędkość przepływu wody gruntowej. Im większa będzie porowatość, a jednocześnie mała prędkość przepływu, tym łatwiej usuwać wodę z gruntu, gdyż jest to wtedy funkcją ilości pomp i ich mocy.

Sprawa przedstawia się znacznie gorzej, gdy ziarno drobnieje a spadek zwierciadła wzrośnie. Przy pewnych uziarnieniach odwodnienie wykopu za pomocą zwykłego pompowania jest praktycznie niemożliwe, bowiem wymaga bardzo długich kresów czasu.

Ustalenie właściwej metody odwodnienia lub wzmocnienia gruntu zależy od rodzaju skały, z którą mamy do czynienia i jej specyficznych cech charakterystycznych z punktu widzenia hydrogeologii.

Dwie grupy skał obejmują w zasadzie wszystkie rodzaje gruntów:

- skały twarde monolityczne i spękane, zwane popularnie gruntami skalistymi,
- skały miękkie lub ziarniste, nazywane często gruntami piaszczystymi.

Twarde skały lite odznaczają się przeważnie wysoką wytrzymałością mechaniczną, dają się obrabiać na znaczną głębokość w kształcie ścian pionowych bez jakichkolwiek zabezpieczeń w postaci obudowy lub rozpór. Zawierają one nikiel ilości wody i zagadnienie odwodnienia nie odgrywa tam żadnej roli praktycznej. Natomiast, gdy masyw skalny zawiera liczne szczeliny wypełnione wodą, jak to ma miejsce w utworach krasowych, to może następczą trudności poważne, ale tylko charakteru ilościowego, jeżeli chodzi o osuszenie warstwy. Określenie teoretyczne ilości wody płynącej w szczelinach skalnych jest zawsze dość problematyczne i decyduje tutaj eksperyment. Jednakże metody depresji głębokiej lub drenażu poziomego pozwalają na stosunkowo łatwe opanowanie sytuacji.

Często zachodzi konieczność nie tylko odpompowania wody szczelinowej na czas budowy, ale i uszczelnienia gruntu w sposób trwały, tak aby uniemożliwić raz na zawsze filtrację i przepływ wody gruntowej w szczelinach skalnych. Ma to miejsce np. przy fundowaniu zapór wodnych, wiaduktów lub przyczółków mostowych. Musimy wtedy posiadać dane o chłonności szczelin, ponieważ środki uszczelniające wprowadzane do gruntu powinny wypełnić przestrzenie puste, przez które ma miejsce przepływ w stanie naturalnym.

Wodochłonność właściwa skały będzie w tym wypadku wyznaczała metodę odpowiednią.

Wodochłonność właściwą oznaczamy symbolem $W.w.$ i mierzy się ona ilością wody w litrach, którą przez otwór wywiercony możemy wtłoczyć do gruntu przy 1 m słupa wody ciśnienia, odniesione do 1 m filtru i minuty. Wymierność $W.w.$ określa się stosunkiem 1/m min.

W dalszym ciągu mówiąc o wodochłonności będziemy zawsze mieli na uwadze, że wyraża się ona $W.w. = a \cdot 1/\text{m min.}$, gdzie a jest funkcją właściwości naturalnych gruntu i określa się eksperymentalnie w każdym wypadku poszczególnym.

Jeżeli zwierciadło wody gruntowej w stanie nienaruszonym nie posiada żadnego spadku, oznacza to, iż mamy do czynienia z wodonośnym utworem soczewkowym, pozbawionym przepływu czyli posiadającym zapas wody ograniczony. Osuszenie takiej soczewki jest zabiegiem łatwym, jeżeli uziarnienie wodonośca znajduje się w granicach umiarkowanych. Zależy ono tylko od sprawności pomp i urządzeń odwodniających. Natomiast, gdy mamy do czynienia z wodonoścem o uziarnieniu bardzo grubym i dużym spadzie, sprawa się komplikuje dość istotnie. Jeszcze gorzej wygląda sytuacja, gdy ziarno jest bardzo drobne, a ciśnienie wód gruntowych znaczne.

Dziś posiadamy gotowe metody na każdą okoliczność hydrogeologiczną najwłaściwsze i najtańsze.

Dobór metody ekonomicznej i odpowiedniej do naszych celów musimy, operując w gruntach ziarnistych, oprócz na wyróżniku najbardziej popularnym i najlepiej charakteryzującym hydrogeologiczne właściwości gruntu. Wyróżnikiem takim będzie znany powszechnie współczynnik filtracji K .

Współczynnik K — oznacza prędkość wody w jednostce przekroju wodonośca, prostopadłej do kierunku ruchu, przy spadku $i = 1$.

Wymierność K wyraża się w m/sek lub m/dobę¹⁾. Jeżeli spadek zwierciadła wody w warstwie badanej i w stanie nienaruszonym przez pompowanie oznaczmy przez i , to prędkość przepływu wody w gruncie odniesiona do całości przekroju, a nie tylko porów, wyniesie $V = K \cdot i$.

Obliczenie takie jest oparte na założeniu, że ruch wody w gruntach porowatych i ziarnistych ma charakter laminarny, czyli prędkość jest wprost proporcjonalna do spadku zwierciadła lub ciśnienia

Inaczej mówiąc, K będzie współczynnikiem proporcjonalności. Oczywiście naprawdę nie jest to tak proste, ale do celów praktycznych zupełnie wystarczające. Osuszając grunt w ten lub inny sposób, musimy zawsze forsować warstwę wodonośną, tj. pobierać z niej w okresie obniżania zwierciadła więcej wody, niż otrzymuje ona z dopływu stałego. Oznacza to, że pompy nasze powinny mieć większą wydajność od normalnej wodonośca, a ponieważ nasz wzór uproszczony będzie dawał raczej pewien zapas, stąd oparte na nim obliczenie pomp będzie zawsze wystarczające do osiągnięcia celu.

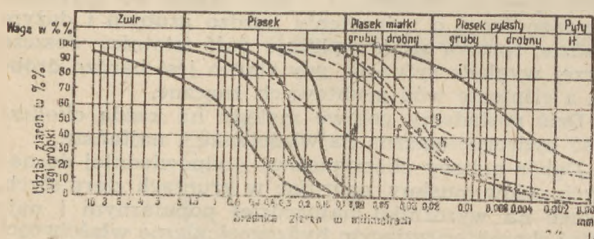
K można oznaczyć dokładnie tylko na podstawie próbnych pompowań dość długotrwałych. Jest to zabieg skomplikowany i kosztowny, więc przeprowadzić go trzeba i należy tylko w wypadkach gospodarczo uzasadnionych. Współczynnik ten jest funkcją różnych zmiennych niezależnych, spośród których rolę decydującą odgrywa wielkość i charakter uziarnienia, kształt ziaren, porowatość (tj. stopień zagęszczenia) i temperatura, od której znowu zależy lepkość wody. Dlatego też oznaczenie wielkości K najprawdopodobniej można uzyskać tylko w warunkach naturalnych i skali technicznej, zbliżonej do potrzeb rzeczywistych. Do oznaczeń przybliżonych i szacunkowych można się posługiwać metodami uproszczonymi, znacznie szybszymi a przeto i tańszymi, opartymi na analizach granulometrycznych gruntu (tablica I).

¹⁾ $K = b$ m/dobę lub c m/sek dla każdego wypadku rzeczywistego.

TABLICA I

Rodzaje gruntów wg wielkości uziarnienia.
Granice stosowalności różnych metod uszczelniania i wzmacniania gruntów w zależności od porowatości.

Lp.	Nazwa metody	Granica stosowalności	
		dolna	górna
I. Grunty szczelinowe i mokroporowate		Wodochłonność właściwa l/m min.	
1	Bitumowanie na gorąco	> 1	< 100
2	Glinowanie	> 0.1	< 100
3	Cementowanie	> 0.05	< 10
4	Bitumowanie na zimno	> 0.05	< 1
II. Grunty ziarniste drobnoporowate		Spółczynnik filtracji k m/doba	
1	Bitumowanie na gorąco	> 10	< 100
2	Sylikatyzowanie	> 2	< 80
3	Elektrochemiczna	> 0	< 2
4	Zamrażanie	Bez ograniczeń	



Sym bol	Nazwa	Hk	
a	Piasek żwirkowy	0,20 m	Hk = wysokość kapilarnego podnoszenia wody w porach gruntu
k	Piasek średni	0,26 „	
b	Piasek średni	0,31 „	
c	Piasek drobny	0,46 — 0,50 „	
d	Gлина	1,90—220 „	
e	Łłasty piasek drobny	4,00—450 „	
f	Gлина lessowa	Hk > 10,00 „	
g	Złilony piasek pylisty	Hk > 10,00 „	
h	Less	4,00 — 6,00 „	
i	Łł	Hk > 10,00 „	

Jeżeli więc wagę próbki gruntu ziarnistego przyjmujemy za 100% i przepuścimy całość przez układ sit o różnych wymiarach oczek, to średnice koła wpisanego w otwór sita, przez które przejdzie 10% badanego gruntu, przyjmujemy za średnice ziarna czynnego i oznaczamy symbolem $d_e = d_{10}$.

Analogicznie możemy określić d_{60} , tj. średnicę otworu sita, przez który przejdzie 60% wagi próbki. Stosunek $d_{60} : d_{10}$ nazywamy współczynnikiem nierównomierności $= S_n$, który jest zawsze większy od jednego, a im bardziej odbiega od tego poziomu, tym więcej różnorodne ziarna wchodzi w skład naszej próbki. Wyniki badań granulometrycznych pozwalają na obliczenia analityczne współczynnika K.

Mamy wiele formuł do obliczenia wielkości współczynnika filtracji K, w zależności od średnicy ziarna czynnego d_e i współczynnika nierównomierności S_n .

Jedną z najprostszych formuł opracowaną przez A. Hazen'a, wygląda jak następuje:

$$K = A \cdot c \cdot f \cdot d_e^2$$

gdzie:

A = współczynnik stały zależny od wymiarności K; dla K — m/dobę A = 1,

c = współczynnik charakteryzujący zanieczyszczenia gruntu (zamulenie). Wynosi on dla piasków czystych od 1000 do 700 zależnie od grubości uziarnienia. Dla piasków brudnych, zamulonych c = 700 — 500;

f = współczynnik zależny od temperatury
 $f = 0,7 + 0,03 t^0$ (temperatura mierzona w skali Celsjusza);

d_e = średnica ziarna czynnego w milimetrach wg krzywej granulometrycznej.

Formuła ta znajduje zastosowanie dla gruntów o współczynniku nierównomierności mniejszym od 5. Zakładając warunki przeciętne, przy których: $t = 10^{\circ}\text{C}$; $f = 1$; $c = \text{ok. } 850$ i d_e w mm otrzymamy formułę uproszczoną dla obliczeń orientacyjnych $K \text{ cm/sek} = \text{ok. } d_e^2$.

Wg tej formuły możemy się orientować szybko, w jakim kierunku warto prowadzić poszukiwanie metody odpowiedniej do warunków aktualnych. Podręczniki hydrogeologii podają wiele innych formuł dokładniejszych, jak Slichtera, Kozeny itp.

Uziarnienie gruntów skalnych składa się z rozmaitych kombinacji prawie wszystkich możliwych średnic. Zależnie od przewagi tych lub owych frakcji, grunt nabiera bardzo różnych właściwości. Rozmaity stopień nawilżenia powiększa ilość możliwości nieograniczone.

Budownictwo ZSRR, operujące w ogromnej skali na przestrzeni piątej części kuli ziemskiej, ma do czynienia z najrozmaitszymi rodzajami gruntów i wielką różnorodnością obiektów wznoszonych. Tak obszerny zakres działania i obfitość doświadczeń dały technice budowlanej ZSRR możliwość wypróbowania wszystkich metod osuszania, uszczelniania i wzmacniania gruntów. W rezultacie szerokiej gamy doświadczeń uczonych i praktyków, metody te usystematyzowano i uporządkowano w sposób naukowy wg znamion i wyróżników opisanych poprzednio oraz potrzeb budownictwa.

Tabela I podaje jakie metody mogą być stosowane z powodzeniem w zależności od stopnia przepuszczalności gruntu, czyli jest ułożona według rozmiarów porowatości w porządku malejącym. Stosowanie metody dobrej np. cementowania przy uziarnieniu zbyt drobnym nie może dać wyników praktycznie oczekiwanych, ale nie dyskredytuje to bynajmniej samej metody, a świadczy o nieumiejętności eksperymentatora. Jedynie zamrażanie nie zależy prawie zupełnie od charakteru uziarnienia. Tylko grunty krasowe o wielkim przepływie wody gruntowej czyli bardzo dużej wodochłonności właściwej muszą być pod tym względem traktowane ostrożnie.

W tabelicy II mamy znowu metody wyszczególnione na tablicy I, uporządkowane wg efektów, które pragnęlibyśmy osiągnąć. Operując w gruntach nawodnionych możemy dążyć do wyników następujących, jak:

TABLICA II

KLASY	WŁAŚNOŚCI GRUNTU WZMOCNIONEGO	G R U N T Y								ZAKRES STOSOWANIA	
		S K A L I S T E				P I A Ś C Z Y S T E					
		W _W Wodochłonność właściwa w l/m min.				Spółczynnik filtracji w m/doba					
		100-10	10-1	1-0,1	0,1-0,05	80-30	30-10	10-2	Pylaste gliny iły k mniejsze od 2m/doba		
I	Wytrzymałość mechaniczna i wodochłonność stała		Cementowanie			Sylikatyzowanie			Elektroosmoza elektrochemia	Wzmocnienie fundamentów przegrady	
II	Wodochłonność stała	Bitumowanie na gorąco		Bitumowanie na zimno			**			Przegrody	
		Glinowanie									
III	Wodochłonność stała									**	Umocnienie stoków przegrady
IV	Wytrzymałość mechaniczna i wodochłonność czasowa	Z a m r a ż a n i e									Przegrody

- uszczelnienie gruntów na stałe lub czasowo,
- poprawienie właściwości mechanicznych gruntu,
- nadanie gruntowi stałej lub czasowej wodoodporności czyli wytrzymałości na rozmywanie.

Potrzeby praktyczne mogą powodować, iż musimy nadawać gruntowi obrabianemu jedną lub wszystkie charakterystyczne cechy wymienione powyżej. Co i kiedy należy zastosować dla otrzymania wyników poprawnych ustalamy łatwo na podanej tablicy 2.

Teraz rozpatrzmy w zarysie ogólnym różne metody osuszania, uszczelnienia i wzmacniania gruntów na tle praktyki ZSRR.

O d w o d n i a n i e

Zabieg ten występuje najczęściej w budownictwie w ogóle, a w podziemnym jest koniecznością codzienną.

Rozróżniamy dwa rodzaje odwodnienia wykopów lub wyrobisk podziemnych:

- odwodnianie czasowe, czynne tylko w czasie budowy,
- odwodnianie stałe, działające trwale przez cały okres egzystencji danego obiektu budowlanego.

O d w o d n i a n i e c z a s o w e

Jeżeli współczynnik filtracji K gruntu, który odwodniamy, znajduje się w granicach od 10 do 100 m/dobę, to odwodnienie nie nastręcza większych trudności poza doбором pomp.

Metoda najwłaściwsza polega na stosowaniu studzien wierconych i pomp zatapianych. Rozstaw studzien, wydajność pomp, rodzaj filtrów dadzą się stosunkowo łatwo i prosto obliczyć i ustalić. Sprzęt potrzebny może być wykorzystany wielokrotnie, a zadanie istotne tej metody polega na tym, że wykop może być wykonany zawsze „na sucho”, jeżeli urządzenie odwadniające zostało zainstalowane dostatecznie wcześniej przed rozpoczęciem robót ziemnych.

Zamierzając zbudować obiekt zagłębiony w gruntach nawodnionych, należy roboty rozpocząć od instalacji odwodniającej.

Metoda depresji głębokiej stała się z chwilą wynalezienia pomp zatapianych zabiegiem najlepszym i najtańszym.

Sprawa zaczyna się wikłać, gdy współczynnik filtracji K spadnie poniżej 10 m/dobę i jednocześnie wzrośnie ciśnienie wód gruntowych.

Depresja głęboka za pomocą studzien wierconych jest w tym wypadku zawsze skuteczna, ale obniżenie poziomu wód gruntowych trwa długo i komplikują się bardzo urządzenia filtrów właśnie ze względu na drobne ziarno wodonośności, osiągające często rozmiary koloidów.

Budownictwo ZSRR stosuje tutaj urządzenie podobne w zasadzie do studzien wierconych, mianowicie tzw. filtry szpilkowe. Są to gotowe filtry siatkowe niewielkich średnic $\varnothing = 50-60$ mm, które można łatwo zapuszczać w grunt nawodniony za pomocą podmulania lub wibracji. Niewielka waga i taniość sprzętu pozwala na znaczne zagęszczenie filtrów w wykopie. Filtry szpilkowe ustawione w odległości 2-5 m od osi i połączone wspólnym przewodem ssawnym rozwijają szybko depresję nawet w gruntach pylastych.

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

Takie urządzenia wraz z ruchomymi przewodami przenośnymi muszą być produkowane fabrycznie i masowo, wtedy tylko będą tanie. Metoda ostatnia jest u nas zupełnie niestosowana, z powodu braku możliwości nabycia potrzebnego sprzętu, jedynie kanalizacja warszawska zaprojektowała i wykonała prototyp na niewielką skalę.

Reasumując stwierdzamy, że budownictwo ZSRR stosuje szeroko metody odwodniania czasowego gruntów pylastych za pomocą sprzętu zaprojektowanego i wykonanego w kraju.

O d w a d n i a n i e s t a ł e

Niezależnie od właściwości gruntu wodonośnego zachodzi często potrzeba odwodniania stałego różnych obiektów, tkwiących pod ziemią częściowo lub całkowicie.

W tym wypadku rozwiązanie polega tylko na drenażu. Drenaż z odpływem grawitacyjnym daje wyniki najlepsze, ale nie zawsze znajdujemy niezbędne do tego warunki terenowe. Wtedy pozostaje sieć drenażowa z odwodnieniem mechanicznym. Konstrukcja odwodniająca na stałe obiekty budowlane ma wielki wpływ na statykę budynku i dlatego musi być projektowana i wykonywana przez specjalistów. Projekty tego rodzaju powinny wyprzedzać część budowlaną, ponieważ mogą wywrzeć wpływ istotny na rozwiązanie konstrukcyjne fundamentów i całości budynków.

G l i n o w a n i e

Glinowanie jest pierwszym z zabiegów, mającym na celu uszczelnienie gruntu. Początków należy szukać w wiertnictwie. Metoda ta znalazła szerokie upowszechnienie i została zastosowana na dużą skalę techniczną w budownictwie ziemnym.

Glinowanie daje wyniki zadowalające w gruntach, w których wodochłonność właściwa znajduje się w granicach od 0,1 do 100 (tablica 1).

Polega ono na wtlaczaniu do gruntu przez studnie wiercone zaprawy gliniastej o ciężarze właściwym od 1,2 do 1,3. Ciężar właściwy zbiega się w tym wypadku z ciężarem objętościowym.

Grunty krasowe nadają się dobrze do uszczelnienia metodą glinowania. W miarę zapełniania porów i szczelin, ciśnienie tłoczenia zaprawy wzrasta do 20 atm. i więcej, wtedy woda zaprawy zostaje wyciśnięta do gruntu, a szczeliny zapełnione masą gliniastą, co nadaje gruntowi szczelność i hamuje ruch wody.

Sprawność operacji zależy od właściwego doboru zaprawy glinianej. Technika radziecka opracowała odpowiednią recepturę. Wyniki zabiegu poprawiają się znacznie, jeżeli do zaprawy dodamy takie środki chemiczne, które wywołują koagulację cząstek gliniastych i w ten sposób ułatwiają usunięcie nadmiaru wody. Dodatek cementu i siarczanu sodu powoduje szybsze ztwardnienie zaprawy glinianej w środowisku wodnym i bardzo ogranicza skurcz, co znowu zapewnia dobrą szczelność. Glinowanie można zalecać przy budowie w gruntach nawodnionych, krasowych szybów, zbiorników wodnych lub uszczelniania obudowy tuneli, pozwala to na znaczną oszczędność cementu przez zastąpienie tego tworzywa przemysłowego tanią gliną.

C e m e n t a c j a

Zabieg polega na wtlaczaniu do gruntu, który chcemy uszczelnić i wzmocnić, zaprawy cementowej

$$\text{o współczynniku } \frac{\text{cement}}{\text{woda}} = 0,1 \text{ do } 2.$$

Zaprawa cementowa wypełnia pory i szczeliny, a potem tęższe, nadając gruntowi szczelność oraz wzmacniając jego wytrzymałość mechaniczną. Doświadczenia laboratoryjne wykazały, że ruch zaprawy cementowej w gruncie jest możliwy tylko wtedy, gdy światło porów gruntu lub szczelin jest cztery do pięciu razy większe od średnicy ziaren cementu.

Cementy rynkowe mają większą część uziarnienia w granicach średnic 30-50 mikronów i dlatego dolna granica zastosowania cementu ogranicza się do porów i szczelin o świetle 0,15-0,20 mm. Proces zachodzi jeszcze stosunkowo łatwo przy szczelinach i porach o świetle ok. 1,15 mm.

Wyniki niekorzystne otrzymywane w praktyce dotyczyły właśnie gruntów pylastych o bardzo małych porach, co jednak nie dyskwalifikuje metody.

Granica górna stosowania cementowania zależy od szybkości przepływu wody w gruncie. Pokłady krasowe o dużych przekrojach szczelin nie nadają się do cementowania.

Cementowanie jako metoda prosta i niedroga nadaje się szczególnie dobrze do większych robót inżynierskich, gdzie należy osiągać:

- uszczelnienie zbiorników przez ograniczenie strat wody na filtrację,
- wzmocnienie podłoża fundamentów i zapewnienie dobrego połączenia pomiędzy podłożem naturalnym i konstrukcją fundamentowania,
- zmniejszenie ciśnienia wody gruntowej na fundamenty obiektu
- zapewnienie szczelności zapór ziemnych przez wytworzenie w osi obiektu przegrody wodoszczelnej.
- wykonanie podziemnych przegród wodoszczelnych dla osłony obiektów budowlanych.

Bitumowanie na gorąco

Sposób ten stosujemy w gruntach wodonośnych o dużej prędkości przepływu i wielkich porach. Bitum gorący wtłaczamy przez otwory wiertnicze analogicznie jak to miało miejsce przy cementowaniu gruntu, który chcemy uszczelnić. Bitum zastyga szybko pod wpływem niskiej temperatury środowiska i zakleja pory i szczeliny wodonośne.

Bitum nie rozpuszcza się w wodzie i nie ulega wypłukaniu, przeto nawet przy dość znacznych prędkościach wody gruntowej wypełnia nawet większe szczeliny i kawerny.

Przewodnictwo cieplne masy bitumicznej jest stosunkowo niewielkie, dlatego zastyganie jej w szczelinach większej objętości zachodzi wolno, co pozwala na osiągnięcie dość znacznego promienia zasięgu wokół otworu wiertniczego, przez który szczeliwo jest wtłaczane. Bitumowanie na gorąco jest jednak zabiegiem dość skomplikowanym z powodu konieczności doprowadzenia szczeliwa do gruntu przy możliwie najwyższej temperaturze, wymaga to podgrzewania rurociągów tłocznych. Znaczna lepkość właściwa bitumu ogranicza zakres jego zastosowania do gruntów o szczelinach powyżej 1 mm światła, a promień zasięgu w stosunku do otworu tłoczego do 0,75—1,50 m.

Strona słaba szczeliwa bitumowego wynika z jego dużego skurczu przy stygnięciu. Skurcz ten wynosi ok. 12%, co pozwala na osiągnięcie całkowitej szczelności zabezpieczanej warstwy.

Bitumowanie na zimno

Wodonośne piaszczyste o współczynniku filtracji wynoszącym od 10 do 100 m na dobę daje się dobrze uszczelniać za pomocą zastrzyków emulsji bitumicznych o znacznym stopniu dyspersji. Im grubsze ziarno wodonośności, tym dyspersja może być mniejsza. Emulsja wtłoczona do gruntu przez układ iniektorów, rurek perforowanych, ulega koagulacji i zakleja pory wodonośności, nadając mu szczelność. Szczelność całkowita jest osiągana zwykle, gdy ilość wtłoczonego bitumu wynosi około 70% objętości por. Doświadczenia uczonych techników radzieckich wykazały, że emulsja bitumiczna porusza się swobodnie w porach gruntu, gdy rozmiar cząstki zawiesiny jest 25—35 razy mniejszy od średnicy przeciętnej uziarnienia warstwy uszczelnianej.

Piaski przeciętnie wymagają do uszczelnienia emulsji o wymiarze cząsteczek w granicach od 1 do 3 mikronów.

Do uszczelniania piasków grubych można używać emulsje jak do robót drogowych, o rozmiarach cząsteczek zawiesiny w granicach od 1 do 30 mikronów.

Bitumowanie zimne stosuje się zwykle w kombinacji z gorącym. Emulsja zimna uszczelnia wtedy te pory, do których asfalt gorący nie mógł dotrzeć.

Sylikatyzowanie

Metoda dość znana i występująca coraz częściej przy różnych robotach inżynierskich. Polega ona na wtłaczaniu do gruntu roztworu szkła wodnego, a po nasyceniu tym preparatem następuje ponowne zastrzykiwanie chlorku wapnia lub baru. Zwykle używamy chlorku wapnia. Szkło wodne potraktowane chlorkiem wapnia tęższe i nadaje gruntem impregnowanym nie tylko wodoszczelność, ale i wzmocnia zna-

komicie ich wytrzymałość mechaniczną, osiągając przeciętnie ok. 50 kg/cm² na zginięcie, a w poszczególnych wypadkach nawet 100 kg/cm².

Lepkość szkła wodnego jest dość znaczna i z tego powodu sylikatyzowanie pod ciśnieniem rokuje powodzenie w gruntach piaszczystych o współczynniku filtracji wahającym się w granicach 2—80 m na dobę.

Sylikatyzowanie pod ciśnieniem można stosować i do uszczelniania oraz wzmacniania masywów betonowych.

W ZSRR zaimpregnowano w ten sposób tylko w latach ostatnich około 30.000 m³ betonu.

Sylikatyzowanie dwoma czynnikami wstrzykiwanymi kolejno jest zabiegiem dość uciążliwym i przewlekłym, toteż uczeni radzieccy opracowali sposób udoskonalony, a mianowicie zeskalenie przy użyciu tylko jednego roztworu kombinowanego. Dozując w sposób rozmaity czynniki chemiczne, można otrzymać wiązanie gruntu w czasie pożądanym, wynoszącym od 1 godz. do 24 godzin.

Jednakże opóźnianie wiązania zmniejsza wytrzymałość mechaniczną gruntu zeskalonego. Metoda jednego roztworu ma jednak dużą wartość dodatnią. Lepkość czynnika kombinowanego jest znacznie mniejsza, a przeto zabieg może być stosowany i w gruntach o współczynniku filtracji bardzo niskim dochodzącym do 1 m na dobę, co pozwala na skuteczną walkę z największym wrogiem budownictwa podziemnego, tj. z kurzawką.

Metody elektrochemiczne

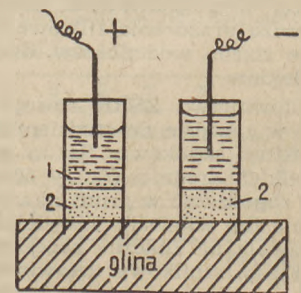
Grunty o współczynniku filtracji $K = 2 - 100$ m/dobę dają się stosunkowo łatwo uszczelnić i wzmocnić. Zagadnienie sprowadza się tylko do czasu i środków. Natomiast, gdy nasze wykopy i wyrobiska zaczynają wkraczać do pokładów pylastych, to sytuacja staje się dość kłopotliwa.

Bitumowanie, cementowanie lub sylikatyzowanie pod ciśnieniem nie rokują tu dobrych wyników. Musimy się przeto uciekać do sposobów najbardziej współczesnych, opartych na zabiegach elektrochemicznych. Stosujemy wtedy bądź sam prąd elektryczny, bądź też równoległą elektrolizę i środki chemiczne.

Prof. Uniwersytetu Moskiewskiego F. F. Reis odkrył w latach 1807 — 1808 i ustalił zasady wpływu prądu stałego na roztwory słabe elektrolitów oraz emulsji. Przeprowadzał on już wówczas laboratoryjne

próby odwodniania gliny, za pomocą prądu stałego (rys. 1). Metoda prof. F. Reisa została znacznie później zastosowana w przemyśle, gdzie np. do odwodnienia kaolinu lub substancji klejowych stosuje się już od lat kilkudziesięciu filtry oparte na zasadach elektroosmozy. Odwadnianie torfu w skali przemysłowej również korzysta z odkrycia uczonego rosyjskiego.

Budownictwo ziemne, szczególnie pośpieszenie adaptowało metody elektrochemiczne do szybkiego poprawiania własności gruntów budowlanych, a okresem szczególnego rozpowszechniania tych metod, były lata wojny i następne. Sposoby elektrochemiczne są już stosowane u nas jakkolwiek w małej skali i systemem chałupniczym, podczas gdy w ZSRR osiągnęły poziom przemysłu zorganizowanego na dużą skalę.



Schemat doświadczenia Reissa

1 - zawiesina gliny
2 - piasek

Rys. 2

Woda gruntowa jest zawsze słabym roztworem soli mineralnych z drobnymi domieszkami materii organicznych. W miarę drobnienia ziarna w gruncie, sumaryczna powierzchnia zewnętrzna wszystkich cząstek jednostki objętości zwiększa się odwrotnie proporcjonalnie do średnicy. Zmniejszenie średnicy od 1 mm do 1 mikrona spowoduje tysiąckrotnie powiększenie powierzchni sumarycznej. Tak drobne pyłki zawieszone w słabym elektrolicie zachowują się pod wpływem prądu zupełnie inaczej, niż np. grube piaszki czy żwiry.

Uczni radzieccy ustalili, iż w czasie elektrolizy gruntów pylastych zachodzą w nich równoległe następujące zjawiska zasadnicze:

- elektroosmoza dająca w rezultacie odwodnienie i trwałe zagęszczenie gruntu;
- reakcja wymiany sodu i wapnia na wodór i aluminium, przebiegi te są bardzo skomplikowane i niezbyt wyjaśnionej natury, a nie ulega kwestii, że rolę dość istotną odgrywa tu materiał elektrod;
- procesy elektrotwórcze minerałów powstających w rezultacie elektrolizy na tle tworzenia się żelu glinowego.

W rezultacie grunt nie tylko się odwodnił ale zmienia w pewnym stopniu swój charakter mineralny, a jego masa początkowa ulega trwałemu zagęszczeniu i uzyskuje lepszą wytrzymałość mechaniczną. Doświadczenia wspomniane wykazały, że przy rozstawianiu elektrod w granicach od 0,5 do 1 m i napięciu prądu stałego 50 — 100 V zużycie energii elektrycznej na 1 m³ gruntu odwodnianego i wzamcnianego wyniosło od 40 do 100 kWh, lub 6 do 160 kWh na 1 m³ wody odpompowywanej.

Udoskonalając opisany sposób, zastosowano jednocześnie elektrolizę i nasycanie gruntu środkami chemicznymi, spośród których szkło wodne i chlorek wapnia odgrywa rolę główną. Zabieg polega w zasadzie na tym, że rury perforowane wprowadzone do gruntu łączymy ze źródłem prądu stałego i przez anodę rurową wprowadzamy do gruntu pod pewnym ciśnieniem roztwór chemikalii wg ustalonej recepty. Prąd elektryczny dążąc od anody do katody przyspiesza nasycenie gruntu środkami chemicznymi a także i wiązanie. Taka kombinacja pozwala na rzadsze rozstawienie elektrod i szybsze osiągnięcie uszczelnienia i wzmocnienia gruntu o najdrobniejszym uziarnieniu.

Z a m r a ż a n i e

Jest to metoda dość stara ale rozwinięta i bardzo udoskonalona przez wielkie budownictwo ZSRR. Daje ona kompletną wodoszczelność i wielką wytrzymałość gruntu zamrażalnemu, ale tylko czasowo. Uziarnienie nie gra tu żadnej roli, tak że zastosowanie metody ogranicza tylko rozmiar potrzebnych urządzeń i gospodarność, bowiem ze strony teoretycznej patrząc, można by zamrażać przegrody wprost w wodzie. W krainach polarnych sposób ostatni jest używany dość często przy wykorzystywaniu niskich temperatur zewnętrznych. Zabieg sztuczny polega na krążeniu solanki o temperaturze 20°C — 40°C w studniach wierconych dookoła wykopu. Odległość studzien waha się w granicach 0,75 — 2 m, licząc osł od osi. Słabą stroną metody jest zmiana struktury gruntu w czasie zamrażania i odmrażania, mogąca mieć zły wpływ na konstrukcję obiektu wznoszonego w ochronie lodowej.

* * *

W ten sposób przejrzyliśmy pobieżnie zasadnicze metody wzmocniania gruntów, stosowane obecnie na skalę przemysłową w ZSRR.

Każda metoda w zasadzie jest dobra i może być gospodarczo uzasadniona, ale powodzenie gwarantuje jedynie zachowanie kilku prostych reguł. Oto one:

- zamierzając budować na gruntach słabych lub nawodnionych obiekty, których całość lub część znajdzie się na stałe pod zwierciadłem wód gruntowych, należy przede wszystkim rozwiązać zagadnienie odwodnienia lub wzmocnienia gruntu;
- nie robić eksperymentów, nie zdawać się na przypadek. Sprawę odwodniania i wzmocniania gruntu powierzać do rozwiązania specjalistom lub instytucjom biegłym w tych rzeczach;
- nie rozpoczynać robót pod żadnym pozorem, dopóki nie zostanie dokładnie opracowany sposób odwodnienia lub wzmocnienia gruntu;
- pamiętać, że ratowanie budowli wzniesionej bez uwzględnienia zagadnień hydrogeologicznych kosztuje dziesiątki razy więcej, niż te same zabiegi wykonane w porę, a może nie dać żadnych rezultatów.

Wreszcie musimy się zorientować w ekonomii tego zagadnienia. Metody odwodniania, uszczelnienia i wzmocniania gruntów ułożone wg kosztów wykonania dają taki szereg:

1. pompowanie,
2. glinowanie,
3. cementowanie,
4. bitumowanie,
5. sylikatyzowanie,
6. elektrochemia,
7. zamrażanie.

Sposoby 5, 6, 7 są bardzo kosztowne. W zależności od rozmiarów i objętości bloku operowanego, koszty odniesione do 1 m³ mogą się wahać w granicach 400—1000 zł. Stąd projektując zabieg, należy się ograniczać do potrzeb istotnych i nie przesadnie traktować niebezpieczeństwa. Zabezpieczenie na 200% kosztuje przynajmniej 5 razy więcej, niż tylko na 100%.

Jesteśmy w tym szczęśliwym położeniu, że obfita literatura przedmiotu ZSRR stoi przed nami otworem, możemy więc łatwo uniknąć niepotrzebnych kosztów.

L i t e r a t u r a

1. Pływuny kak osnowanie sooruzhenij i metody ich izsledowanja na mjestie postrojki prof. J. Abieliew. Strojizdat 1947. Moskwa.
2. Osnovy gieologii dla stroitiela B. M. Gumien-skij. Gosgeolizdat 1949 Moskwa — Leningrad.
3. Hołod. N. S. Komarow. Moskwa 1950,
4. Prikladnaja miechanika gruntow N. N. Ma-słow. Maszstrojizdat 1949.
5. Gidrawlika. A. M. Łatyszenkow i W. G. Łobaczew. Strojizdat Narkomstroje 1945. Moskwa — Leningrad.
6. Silikatizacja pieszczanych grutow. B. A. Rzianicyn. Maszstrojizdat 1949. Moskwa.
7. Tiechnologja elektrochimizieskich proiz-wodstw. W. G. Chomiakow, W. P. Maszowiec. Ł. Ł. Kuźmin. Goschimizdat 1949. Moskwa.
8. Zamoraziwanje gruntow w stroitielnoj indu-strii. H. G. Trupak 1948.
9. Gorjaczaja bitumizacja B. P. Szrejbez. Gose-nergoizdat 1951. Moskwa.
10. Dwizenie prirodnich zidkostiej i gazow w po-ristoj sredie. Z. S. Lejbenzon. Gostiechizdat 1947. Moskwa.
11. Filtracja w treszczinowatych porodach. G. M. Łomzin. Gosgeolizdat 1951. Moskwa.
12. Gruntowiednjenje W. A. Prokłonskij. Gosgeoliz-dat 1949. Moskwa.
13. Eliektriczestwo Nr 8 — 1951.

INŻ. STEFAN BASZYŃSKI

Zabijanie metalowych pali za pomocą wibrowania

Zasady bicia pali wibratorami oparte są na zaobserwowanym zjawisku osiadania fundamentów poddanych pionowym drganiom. Osiadanie takich fundamentów jest 10—100-krotnie większe od osiadania fundamentów obciążonych tylko siłami statycznymi. Zjawisko to stanowi dowód, że wytrzymałość gruntu obciążonego siłami statycznymi znacznie zmniejsza się, gdy występują zjawiska wibracji i wstrząsów.

Wytrzymałość gruntu charakteryzuje się wytrzymałością na przesuwanie się i zależna jest od tarcia i spoistości między poszczególnymi cząstkami gruntu.

Zmniejszenie się więc wytrzymałości gruntów przy wibrowaniu wskazuje pośrednio na zmniejszenie się tarcia i spoistości wewnętrznej.

Stwierdzono, że współczynnik tarcia wewnętrznego dla średnioziarnistego piasku przy wibrowaniu z przyspieszeniem równym g (przyspieszenie siły ciężkości) zmniejsza się o 50% w stosunku do współczynnika tarcia bez wibrowania.



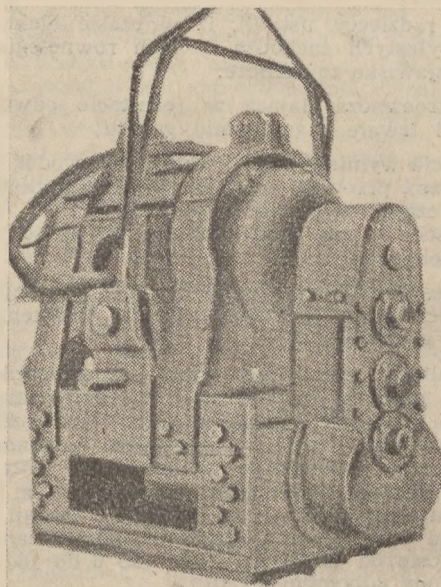
Rys. 1

Doświadczenia przy wyciąganiu zabitych dwuteowników i żelaznej ściany szczelnej wykazały, że opór wyciąganych pali przy wibrowaniu z przyspieszeniem około $2g$ zmniejsza się w przybliżeniu około 40 razy w stosunku do oporu przy wyciąganiu bez wibrowania. Ponieważ w zasadzie opór przy wyciąganiu powodowany jest tarciem między ciałem wyciąganym i gruntem, te powyższe doświadczenia dowodzą, że współczynnik tarcia między metalem i gruntem przy wibrowaniu z przyspieszeniem około $2g$ zmniejsza się do 3% współczynnika tarcia bez wibrowania. Jeśli więc pal poddać wibrowaniu z przyspieszeniem około $7—10g$, to współczynnik tarcia będzie zbliżał się do zera i grunt nie będzie dawał oporu przy wyciąganiu.

Należy podkreślić, że wibrowanie zmniejsza tarcie nie tylko w gruntach małoźwizłych, tak w piaskach,

żwirach ale też i w gruntach zwięzłych, jak gliny piaszczyste i gliny czyste.

W małoźwizłych gruntach mechaniczne oddziaływanie na siebie poszczególnych cząstek wyraża się siłami tarcia, a tylko w nieznacznym stopniu przyczepnością.



Rys. 2

W gruntach zwięzłych zasadniczy wpływ na zwięźłość wywiera przyczepność, a tarcie odgrywa nieznaczną rolę.

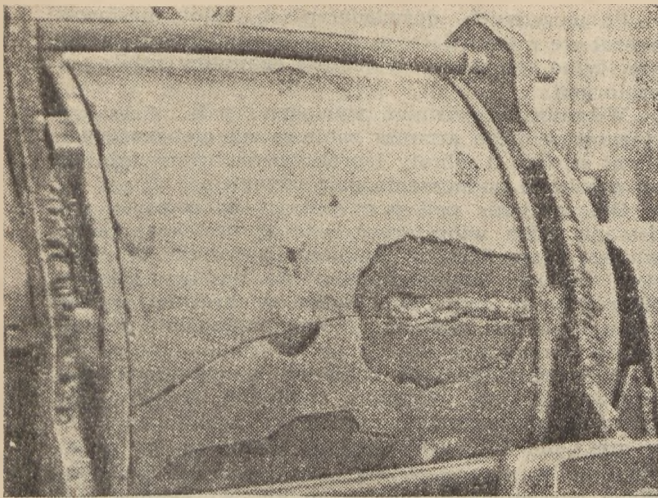
Z tego wynika, że w gruntach małoźwizłych wibrowanie wpływa nie tylko na tarcie zewnętrzne, ale i wewnętrzne. W gruntach zaś zwięzłych wibrowanie wpływa głównie na zewnętrzne tarcie i bardzo mały wpływ na siły działające między poszczególnymi cząstkami (przyczepność -- lepkość), a zatem i na wytrzymałość. To jest powodem, że grunty zwięzłe słabo zagęszczają się przez wibrowanie, natomiast piaski zagęszczają się bardzo intensywnie.

W gruntach małoźwizłych wibrowanie znacznie wpływa na zmniejszenie wewnętrznego tarcia i przez zastosowanie wibrowania o właściwym przyspieszeniu można grunty takie doprowadzić do takiego stanu, że opór na przesunięcie będzie minimalny. Stan taki upodobi te grunty do lepkiej cieczy. W gruntach tak zwibrowanych ciała ciężkie będą tonęły, a lekkie wypływały. Fakt ten potwierdza tonięcie metalowej kuli w wibrowanym piasku zupełnie jak w lepkiej cieczy.

Mechaniczne właściwości lepkiego środowiska określa się współczynnikiem lepkości. Również można określić mechaniczne właściwości wibrowanych gruntów za pomocą analogicznego współczynnika, który można nazwać współczynnikiem wibro-lepkości. Wielkość tego współczynnika zależy od charakteru wibrowania (określonego przyspieszeniem) i właściwości gruntu, a w szczególności od wilgotności i składu granulometrycznego. Cyfrowe wielkości współczynnika wibro-lepkości dla różnych gruntów mogą być ustalone przez obserwacje prędkości opadania w wibrowanych gruntach różnych ciał pod wpływem własnego ciężaru. W warunkach laboratoryjnych wygodnie jest ustalać współczynnik wibro-lepkości przez obserwacje prędkości opadania kulki metalowej w wibrowanym gruncie.

Doświadczenie przeprowadzone przez dra D. D. Barkana w (ZSRR¹) w piaskach i sztucznie spreparowa-

¹) „Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo“ 1950. Nr 3.



Rys. 3

ných glinach pozwoliło ustalić, że przy zwiększeniu przyspieszenia drgań od zera do pewnej krytycznej wielkości, współczynnik wibro-lepkości płynnie zmniejsza się. Zależność jego od przyspieszenia w przybliżeniu można wyrazić formułą:

$$r\eta = a$$

gdzie r — współczynnik wibro-lepkości,

η — stosunek przyspieszenia drgań do przyspieszenia siły ciężkości,

a — stała.

Przy niedużym zwiększeniu przyspieszenia drgań ponad wielkość krytyczną wielkości współczynnika wibro-lepkości ostro zmniejsza się i w zależności od przyspieszenia następuje przerwa. Przy dalszym przyspieszeniu drgań współczynnik ten znowu płynnie zmniejsza się, lecz znacznie intensywniej niż przy przyspieszeniach poniżej wielkości krytycznej. Dla średnio ziarnistych piasków, zbadanych w warunkach laboratoryjnych metodą opadającej kuli, ustalono krytyczną wielkość dla przyspieszenia drgań jako 1,4 g.

Przy zmianie przyspieszenia drgań od 0,1 g do 1,4 g wielkość współczynnika wibro-lepkości zmniejszyła się 7,5 razy. Przy zmianie przyspieszenia drgań od 1,4 g do 3,5 g współczynnik zmniejszył się 90 razy.

Z powyższych doświadczeń wynika wniosek, że dla wykorzystania wibrowania do zabijania lub wyciągania pali należy charakter vibracji tak ustalić, aby przyspieszenie drgań było większe od wielkości krytycznej, inaczej mówiąc, przyspieszenie drgań winno być dostatecznie duże.

Wiadomo, że przyspieszenie drgań jest proporcjonalne do amplitudy i kwadratu częstotliwości. Aby więc otrzymać znaczne przyspieszenie drgań należy stosować wibratory o dużej częstotliwości. Zwiększenie zaś przyspieszenia drgań kosztem zwiększenia amplitudy będzie wymagało wibratorów o dużych momentach kinetycznych, tj. wibratorów posiadających duże masy ekscentryków i znaczne wielkości mimośrodków. Konstrukcja takich małowartościowych wibratorów będzie zbyt masywna i ciężka.

Doświadczenia nad ustaleniem zależności współczynnika wibro-lepkości piasku od wilgotności jego dowiodły, że najmniejszy współczynnik posiada piasek suchy lub nasycony wodą, tak aby wszystkie pory były wypełnione wodą, co odpowiada stosunkowi wagowemu około 20%. Największa wartość współczynnika występuje przy zawartości wagowej wody równej 13,6%. Przy tej wilgotności piasku jego współczynnik wibro-lepkości jest 220 razy większy niż dla piasku suchego lub nasyconego wodą.

Z tego wynika, że znaczny wpływ na prędkość zabijania pali za pomocą wibrowania wywiera wilgotność piasku. Doświadczenia radzieckie na budowach potwierdzają ten wniosek. Na jednej z budów były przeprowadzone dwa doświadczenia z zabijaniem metalowych pali w piaszczyste grunty: doświadczenia te

różniły się głównie tym, że wilgotność gruntu przy jednym doświadczeniu była nieduża, a przy drugim — grunt znajdował się poniżej poziomu wód gruntowych, a tym samym pory jego były dokładnie wypełnione wodą. W grunt nasycony wodą szpuntpal na głębokość 4 m został zabity w ciągu jednej minuty, a w grunt ze stosunkowo małą wilgotnością, tym samym wibratorem, na tę samą głębokość, zabijanie trwało 6 minut.

Jak wynika z poniższego zestawienia współczynników wibro-lepkości dla różnych gruntów wahają się w szerokich granicach.

Grunt	Przyspieszenie drgań g	V kg/sek/cm ²	U w a g i
Drobno i średnio - ziarniste piaski zawierające otoczaki i żwir	7	600	Z doświadczeń zabijania dwuteówki Nr 18
Szare piaski poniżej poziomu wód gruntowych	10	420	Z doświadczeń zabijania dwuteówki Nr 40
Ścisłe gliny (brunatne)	12	2×10 ⁷	Z doświadczeń zabijania pali typu PZ-38

Z podanych wyżej liczb wynika, że współczynnik wibro-lepkości dla ścisłych glin jest dziesiątki tysięcy razy większy niż dla piasków.

Z mechanicznego punktu widzenia wibrujący mało-zwężły grunt stanowi lepkie środowisko. Rozwiązanie więc sprawy zabijania w taki grunt za pomocą wibrowania różnych ciał, a w szczególności metalowych pali, sprowadza się do pogrążenia ciał w lepkie środowisko, ze zmiennym współczynnikiem wibro-lepkości. Rozwiązanie tego zagadnienia możliwe jest tylko przy szeregu upraszczających założeń. W szczególności, jeśli pomniąć opór na przekrój poprzeczny, i traktować pal jako cienką płytę, to opór gruntu przy zabijaniu wyrazi się w przybliżeniu następująco:

$$T = q \cdot h \cdot 2 \left(\sqrt{\frac{s \cdot r \cdot V}{\pi \cdot h}} + \frac{a}{2} r \cdot V \right), \text{ gdzie}$$

q i h — perymetr i głębokość zabijania,

s i r — ścisłość gruntu i współczynnik wibro-lepkości odpowiadający przyspieszeniu drgań zabijanego ciała,

V — prędkość zabijania,

a — współczynnik ustalający zmniejszanie się amplitud drgań gruntu w miarę oddalania się od zabijanego ciała.

Jeśli pominąć wpływ drugiego składnika w nawiasie, co równoznaczne jest z założeniem, że wszystkie cząstki gruntu drgają z jednakowym przyspieszeniem, to opór gruntu będzie równy:

$$T = 2q \sqrt{\frac{srh}{\pi}} V^{3/2}$$

A zatem opór gruntu jest proporcjonalny do perymetru zabijanego ciała i zależy od ścisłości gruntu i głębokości zabijania.

Należy przy tym podkreślić, że wibrujące ciało wchodzi w grunt pod wpływem pionowego obciążenia, a w szczególności własnego ciężaru. Oczywiście jest, że ciało będzie wchodziło w grunt pod warunkiem, że pionowe obciążenie będzie większe od oporu gruntu, to jest gdy $Q > T$. Zakładając $Q = T$, otrzymamy na prędkość zabijania następujące wyrażenie:

$$V = \sqrt[3]{\frac{\pi Q^2}{4q^2 h s r}}$$

Z tego wynika, że przy tych samych warunkach prędkość zabijania w grunt będzie tym większa im większy będzie ciężar zabijanego ciała. Ten wniosek potwierdza się doświadczeniami.

Aby vibracja zabijanego ciała oddziaływała na grunt na całej głębokości zabijania, należy poddać zabijane ciało drganiom pionowym. Poprzeczne drgania nie mogą spowodować opadania ciała, gdyż amplituda drgań dla tak wiotkich konstrukcji jak pale, zbyt

prędko zanika w miarę zwiększania się głębokości. Wskutek czego wpływ wibrowania na przylegający grunt będzie nierównomierny na całej głębokości zabijanego ciała. Wreszcie znaczne poziome drgania będą niesprzyjająco wpływały na wibrator.

Tylko pionowe drgania zabijanego ciała otrzymuje się wtedy, gdy wibrator posiada parzystą liczbę ekscentryków obracających się parami w przeciwnych kierunkach. W takim wibratorze poziome składowe siły odśrodkowej (bezwładności) będą się wzajemnie równoważyły (znosiły), a pozostaną tylko składowe pionowe, które będą powodowały pionowe drgania zabijanego ciała.

Nie wchodząc w teorię pionowych drgań pali, można na jej podstawie przy zadanym przyspieszeniu drgań obliczyć parametry wibratora (jego częstotliwość, moc, moment kinetyczny itp.²⁾.

Pierwsze doświadczenia dla potwierdzenia możliwości zapuszczania pali za pomocą wibrowania uskutecznione były na małych palach długości 1 m i przekroju 10 × 10 cm. Potem były przeprowadzane połowe doświadczenia zapuszczania pali na nieduże głębokości. Dopiero na początku 1949 r. na jednej z budów po raz pierwszy były przeprowadzone badania bicia (zapuszczania) żelaznych pali w zwięzłe i mało zwięzłe grunty. (Doświadczenia były przeprowadzone przy współpracy kierownika robót inż. A. D. Jefimowa).

Do tych badań był zbudowany wibrator o dużej mocy i wysokiej częstotliwości. Przy tych doświadczeniach ustalono, że pal Nr PZ-38, posiadający najcięższy profil, zabijany był wibratorem w piaszczyste wilgotne grunty na głębokość 6,5 m w ciągu 1 minuty, a na głębokość 13,5 m w ten sam grunt zabijanie trwało 5 minut.

W ściśle brunatne gliny zabijanie pali wibratorami postępuje znacznie wolniej — zabijanie na głębokość do 3 m trwa 12 minut. Przy tym w przeciwnieństwie do zabijania w grunty piaszczyste nasycone wodą, w glinach prędkość zabijania pali zmniejsza się znacznie w miarę zwiększania się głębokości. Na głębokości 3 m prędkość wynosi tylko około 10 cm/min. Z tego wynika, że zabijanie pali w ściśle gliny za pomocą wibrowania praktycznie jest możliwe, ale na głębokości nie przekraczającej 3 m.

Jak wykazały doświadczenia, tarcie w zamkach pali, wbrew rozpowszechnionemu mniemaniu, nie wywiera istotnego wpływu na zabijanie pali za pomocą wibrowania. Wreszcie badania na placach budowy pozwoliły dokładniej ustalić parametry wibratora, wymagania dla jego konstrukcji, podstawowe zasady wykonywania robót i niezbędne przyspieszenia drgań. W szczególności ustalono, że zabijanie za pomocą wibrowania wymaga sztywnego połączenia wibratora z zabijanym palem. Przy połączeniu elastycznym wibrator będzie podskakiwał i pal nie będzie drgał. Amplituda swobodnych drgań powodowana częstymi uderzeniami wibratora będzie 2—3 razy mniejsza, wskutek czego zabijanie zwalnia się i może zupełnie ustać. Poza tym częste uderzenia bardzo niekorzystnie wpływają na trwałość wibratora i silnika.

* * *

Badania na placach budowy dowiodły technicznej i ekonomicznej celowości wprowadzenia tej metody bicia pali.

Wykorzystanie wibratorów do zabijania żelaznych pali po raz pierwszy w praktyce światowej w budownictwie wodnym zostało zastosowane przy budowie pewnej siłowni wodnej dla budowy grody z żelaznych pali.³⁾

Grodzę wykonano dla ochrony dołu fundamentowego od strony rzeki.

Dla zabijania grody kierownictwo posiadało jeden młot o napędzie Diesla, jeden młot pneumatyczny i wibrator.

²⁾ Bardziej szczegółowa metoda wibrowania podana jest przez dra Barbana w książce „Ustrojstwo Osnowanij Sooruzenij s prymienienijem wibrirowanija“.

³⁾ „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ 1950. Nr 6 — artykuł inż. S. R. Miedwiediewa.

Po pierwszych doświadczeniach młot dieslowski okazał się nieprzydatnym do tych warunków i zabito nim tylko trzy pale. Większość szpuntów zabito wibratorami.

Wibratorami również wyciągano pale. Czas wyciągania jednego szpunta zabitego na głębokość 9 m trwał średnio 2 minuty i praktycznie był uzależniony od prędkości podnoszenia pala dźwigiem.

Dla zabijania pali przy pomocy wibrowania zbudowano kilka wibratorów (według projektu opracowanego przez Instytut Naukowo-Badawczy Ministerstwa Budowy Przedsiębiorstw dla Budowy Maszyn). Wibratory te były zbudowane w krótkim okresie czasu i dla ich wykonania były zorganizowane specjalne warsztaty.

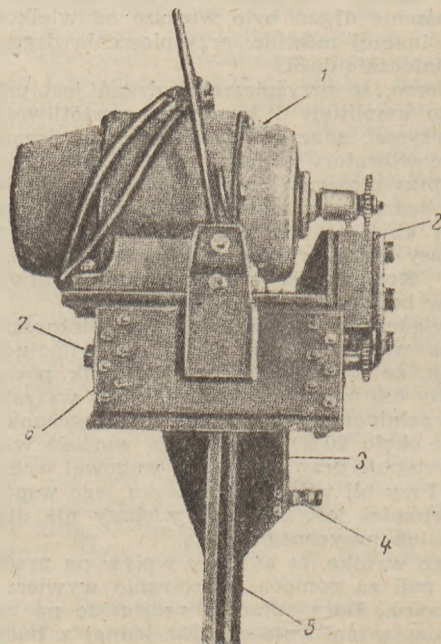
Wibrator składa się zasadniczo z czterech elementów: właściwego wibratora, reduktora, podstawy wibratora i silnika elektrycznego.

Właściwy wibrator składa się z dwóch wałów średnicy 80 mm, na które nasadzone są ekscentryki. Waga ekscentryków wynosi 70 kg. Na jednym wale znajdują się dwa ekscentryki. Jeden z nich jest zamocowany na stałe, a drugi może obracać się w stosunku do pierwszego i zamocowywać się w położeniach, przy których niezrównoważona siła bezwładności stanowi 1, 7/8, 3/4, 1/2, 1/4 i 0 maksymalnej wartości. Na drugim wale znajdują się cztery ekscentryki (dwie pary), waga których równa się wadze dwóch ekscentryków umieszczonych na pierwszym wale. Jeden z każdej pary jest zamocowany na stałe, a drugi może zmieniać położenie o te same kąty, jak i na wale pierwszym.

W ten sposób obrót jednej połowy ekscentryków w stosunku do drugiej pozwala regulować siłę zabijającą wytworzoną przez wibrator, a zatem i wielkość amplitudy drgań, od której przy stałej częstotliwości obrotu wibratora zależy prędkość zabijania pala.

Maksymalna prędkość zabijania pala występuje wtedy, gdy ekscentryki ustawione są w położeniu 1,0. W tym wypadku wielkość pionowej siły wytwarzanej wibratorem (przy 2300 obr/min.) będzie wynosiła 15,8 t.

Ze zwiększeniem siły zabijającej, a zarazem i wielkości amplitudy drgań, zwiększa się prędkość zabijania; ale proporcjonalnie do kwadratu siły zabijającej (właczającej) wzrasta zużywana przez wibrator moc, jak również pogarszają się warunki pracy wszystkich części konstrukcyjnych wibratora, a w szczególności zwiększa się wpływ wibracji na połączenia nitowane, łożyska itp. Należy więc tak ustawiać ekscentryki, aby zabijanie (właczanie) pala postępowало najlepiej,



Rys. 4

a zarazem nie pogarszało warunków pracy wibratora. Dla zabijania lekkiego szpunta na niedużą głębokość, optymalne warunki będą przy ustawieniu ekscentryków w położeniu 1/2. Przy zabijaniu dwóch takich szpuntów lub jednego ciężkiego należy ustawić ekscentryki w położeniu 3/4 lub 1,0, aby wykorzystać maksymalną moc wibratora.

Każdy wał wibratora umieszczony jest w czterech łożyskach, po dwa z każdej strony. Łożyska są wprawiane w korpus wibratora, który stanowią dwie płyty grubości 114 mm każda. Z jednej strony na wałach umieszczone są dwa zazębające się koła zębate, stanowiące synchronizator wibratora. Zawdzięczając tym kołom zębatym obrót jednego wału powoduje obrót drugiego dokładnie o ten sam kąt, lecz w przeciwnym kierunku. Wskutek zsynchronizowania obrotów wałów, poziome składowe siły bezwładności ekscentryków przy każdym położeniu wałów wzajemnie równoważą się, a pionowe sumują się i powodują tylko łączną siłę pionową, która wywołuje pionowe drgania zabijanego pala.

Synchronizator jest umieszczony w skrzynce wypełnionej oliwą, co zapewnia samoczynne smarowanie kół zębatych. Reduktor ma za zadanie zwiększyć ilość obrotów silnika do wymaganej wielkości (około 2300 obr/min.) i przenieść moment skręcający silnika na jeden z wałów wibratora. Reduktor składa się z kół zębatych (razem 7), wziętych z samochodu ZIS-5. Wszystkie koła reduktora wraz z osiami i łożyskami umieszczone są w skrzynce wypełnionej oliwą, co zabezpiecza ciągłość smarowania łożysk i kół zębatych.

Podstawa wibratora (nagołownik) służy do zapewnienia absolutnie sztywnego połączenia między wibratorem i zabijanym palem. Podstawę wibratora stanowi płyta (grubość 25 mm), posiadająca otwory dla śrub łączących podstawę z płytą i korpusami łożysk wibratora.

Do płyty podstawy przymocowuje się za pomocą śrub przechodzących przez płytę wibratora dwie masywne szczęki, między którymi umieszcza się zabijany pal. Szczęki podstawy i pal posiadają otwory, w które wbija się klin. Weiskanie klina wykonuje się śrubą umieszczoną w masywnej nakrętce, przymocowanej czterema śrubami do zebra jednej ze szczęk podstawy. Po zabiciu pala tą samą śrubą wyjmuje się klin i odłącza się wibrator od pala. Otwory w palach, wykonane gazowym palnikiem, winny być obrobione tak, aby górna krawędź otworu była niżej 1–2 mm górnej krawędzi otworu w szczęce podstawy. Takie położenie otworu zapewnia ściśle połączenie podstawy wibratora z palem.

Silnik elektryczny powoduje ruch wibratora. Najlepiej do wibratora używać silniki krótkozwarte, posiadające 715 lub 980 obr/min. Szczególnie zaleca się silnik dźwigowy typu PW-25. Silnik ten posiada mocniejszą konstrukcję, łatwiej przejmuje wibracje i może być na krótki okres czasu przeciążony do 200% swojej nominalnej mocy. Wyprodukowane wibratory były zaopatrzone w krótkozwarte silniki o mocy 29 kW i posiadające 980 obr/min. Silniki te będą sprawnie pracowały pod warunkiem, że sieć doprowadzająca będzie posiadała dużą przepustowość. Z tego względu pożądanym jest, aby na miejscu robót był transformator na 170–200 kW.

Początkowo do poruszania wibratora używano zwykłych, krótkozwartych silników elektrycznych o mocy 28 kW i 715 obr/min. Pomimo zastosowanych wzmocnień, silniki te okazały się mało odpornymi na drgania i ulegały przedkremu niszczeniu. Zastosowano wtedy silniki o mocniejszej budowie korpusu i zaopatrzone w podłużne żebra na korpusie. Silniki te posiadały moc 29 kW i 980 obr/min. Połączenie silnika z wibratorem było wzmocnione chomątami. Wibratory z zaopatrzonymi w te silniki zabito większość grodzy.

Silnik przymocowuje się na sztywno do górnej płyty wibratora i wskutek tego wibruje razem z wibratorem i zabijanym palem. Korpus silnika musi być objęty silnymi chomątami, przymocowanymi do płyt pancernych wibratora. Chomąta te odciążają śru-

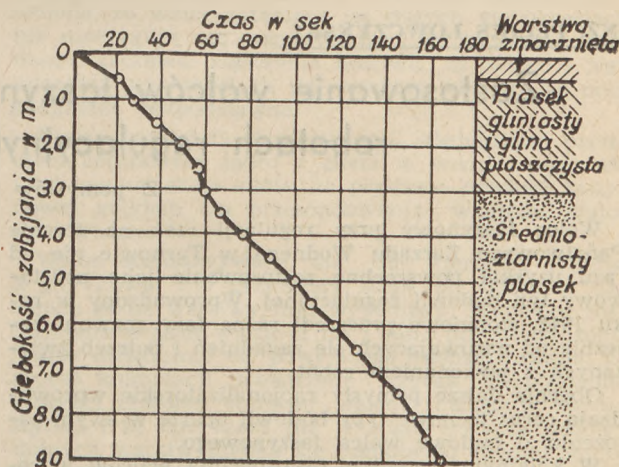
by mocujące i podstawę silnika od sił bezwładności. Nie można umieszczać silników na jakichkolwiek amortyzatorach, gdyż przy drganiach rozłączałyby się koła zębate silnika i reduktora. Ponieważ przyspieszenie drgań przy wibrowaniu dochodzi do 10 g, to silnik wibratora pracuje w bardzo niekorzystnych warunkach i jego okres pracy znacznie zmniejsza się; ale jeśli ten okres nawet nie przewyższy 200–300 godzin pracy, to będzie on wystarczający do zabicia 1000–2000 sztuk pali.

Waga wibratora wraz z silnikiem wynosi 1300–1350 kg.

Grunt, w który zabijane były pale, posiadał następujące uwarstwienie: do głębokości 3–4 m — lekki grunt piaszczysty i gliniasty, a dalej średnio-ziarnisty piasek. Woda gruntowa na głębokości 4 m.

Według projektu trzeba było pale, długości 15 m, zabijać na głębokość 9 m. Do zabijania używano zwyczajnych dźwigów wieżowych o nośności 3 t. Wibrator zawieszano na haku ramienia i zabijanie odbywało się bez specjalnych urządzeń do kierowania pala.

Przymocowywanie wibratora do pali odbywało się na ziemi. Wibrator opuszczano na ziemię i układano w takim położeniu, aby szczęki podstawy były w poziomie. Potem ręcznie podnoszono pal, wkładano go w szczęki podstawy i zamocowywano klinem. Po przymocowaniu wibratora podnoszono go dźwigiem wraz z palem i wprowadzano szpunt do zamku sąsiedniego. Smarowania zamków i ostrzenia pali nie stosowano.



Rys. 5

Czas zabijania jednego pala na głębokość 9 m nie trwał w zasadzie dłużej niż 3 minuty. Były wypadki, że czas ten zmniejszał się do 1,5–2 minut, a tylko w bardzo rzadkich wypadkach, gdy były zwichrzenia w zamkach, czas zabijania wynosił 6–8 minut. Przy toczonym wykresie (rys. 5) podaje czas zabijania pali na różne głębokości. Z wykresu tego wynika, że prędkość zabijania nie tylko nie zmniejsza się ze zwiększeniem głębokości, ale nawet zwiększa się. To świadczy o tym, że opór gruntów piaszczystych ze wzrostem głębokości nie tylko nie wzrasta, a nawet maleje. Dotychczasowe obserwacje wykazują, że na prędkość zabijania pali mają istotny wpływ nawet nieznaczne zmiany mechanicznych właściwości gruntu.

Po zabiciu pala na wymaganą głębokość, wibrator zatrzymuje się i odłącza. W całym cyklu bicia pala właściwe zabijanie wynosi około 3 minut.

Z powyższego opisu wynika, że zwiększenie wydajności wibratora może być osiągnięte przez mechanizację robót pomocniczych, głównie podnoszenie pala do wibratora, wkładanie go do szczęk podstawy, łączenie go z zamkiem sąsiedniego itp. Pomiarzy chronometryczne wykazały, że ręczne podnoszenie pali do wibratora i wkładanie ich do szczęk podstawy pochłania ponad 50% czasu całego cyklu robót przy zabijaniu. Nawet przy braku mechanizacji robót pomocniczych, wydajność jednego wibratora wynosiła

średnio 31 szt. na zmianę. Przy zastosowaniu tylko elementarnej mechanizacji robót pomocniczych, wydajność wibratora można będzie podnieść do 35—40 sztuk na zmianę.

Należy nadmienić, że znaczne podniesienie wydajności wibratora można już osiągnąć przez zastosowanie dwóch wibratorów, z których jeden będzie zabijał, a drugi w tym czasie będzie przymocowywany do pala lub przez jednoczesne zabijanie dwóch pali.

Już pierwsze — w światowej praktyce budownictwa — doświadczenie wykorzystania wibratora do zabijania pali wykazało, że sposób ten posiada szereg niewątpliwych zalet w porównaniu z zabijaniem metodą uderową. Zastosowanie wibratora nie wymaga ani pary, ani sprężonego powietrza. Konstrukcja wibratora jest bardzo prosta i łatwa do wykonania. Przy zabijaniu pali wibratorem zmniejsza się niebezpieczeństwo ich deformacji i zwichrzania się. Jak wykazały dotychczasowe doświadczenia, koszt zabijania wibratorem jest 2—3 razy mniejszy od zabijania metodą uderową, a wydajność jest dwa razy większa.

* * *

Inż. Miedwiediew na zakończenie w swym opisie przychodzi do następujących wniosków:

- Pierwsze doświadczenie praktycznego zastosowania wibratorów w budownictwie wykazało ich całkowitą przydatność i znaczne zalety w stosunku do uderowego zabijania pali.

INŻ. FELIKS ŁOWCZYŃSKI

Zastosowanie walców faszynowych przy oszczędnościowych robotach regulacyjnych i zabezpieczających

Z pomysłów racjonalizatorskich

Walec faszynowy przy regulacji rzek na terenie Państwowego Zarządu Wodnego w Tarnowie nie od razu uzyskał powszechne zastosowanie jako podstawowy typ budowli regulacyjnej. Wprowadzony w roku 1948, stopniowo przeszedł różne fazy rozwoju zależnie od nasuwających się zagadnień i potrzeb związanych z wykonaniem robót.

Obecnie dalsze pomysły racjonalizatorskie wprowadzają coraz to nowe typy budowli oparte w swym założeniu o budowę walca faszynowego.

W kolejnym porządku zastosowania walców wprowadzony został pomysł racjonalizatorski I.

Walec faszynowy średnicy 1,0 napełniony grubym kamieniem z odsypisk rzecznych do robót na rzece Dunajcu.

Charakterystyka miejsca budowy: dorzecze — 5560 km², I — 1⁰/₀₀, szerokość trasy dla NW — 56 m.

Na pewnej budowie wykonano przekop pod nowe koryto rzeki, długości prawie 1 km, średniej głębokości 2,2 m w grubym i silnie spoistym rumowisku rzeczonym, a więc wykonano robót ziemnych o dużym rozmiarze i bardzo kosztownych dla uzyskania kinety potrzebnej przy szerokości trasy 56 m.

Wykonanie projektowanych robót ziemnych w połączeniu z budową tamy kierującej wodę do przekopu oraz tam zamykających dawne łozysko rzeki Dunajca przekraczało możliwości finansowe Zarządu Wodnego, a też i wybranie odpowiednio głębokiej kinety okazało się utrudnione z powodu stale zmiennych stanów wody powodowanych sływem fali ze zbiornika w Rożnowie 2 × dziennie. Fala podtapiała każdorazowo wykonywane roboty ziemne oraz zamulała je.

W tym stanie sprawy dla zmniejszenia rozmiaru i przyspieszenia postępu robót ziemnych wykonano przekop szerokości tylko około 9 m i dla spowodowania rzeki Dunajca do samoczynnego poszerzenia i pogłębienia przekopu ułożono na tamie równoległej długości około 220 m, kierującej wodę do przekopu, walec faszynowy średnicy 1,0 m, wypełniony grubym kamieniem z przybrzeżnych szutownic. Walec od razu spowodował spiętrzenie wody o 1 m ponad koronę

— Dane zebrane na budowie przez oddział normalno-badawczy wykazują, że na sprawnie działający wibrator może być przyjęta norma 20 szt. na ośmiogodzinną zmianę przy zabijaniu pali w drobnoziarnisty piasek, a na młot pneumatyczny 12 sztuk. Zużycie energii elektrycznej dla wibratora jest prawie 4 razy mniejsze od zużycia dla młota pneumatycznego. Oszczędność na kosztach robocizny wynosi 46%.

— Doświadczenia wykazały, że silniki elektryczne normalnej produkcji nieprzystosowane do obciążeń wibracyjnych łatwo ulegają zniszczeniu. Ponieważ bicie pali wibratorami jest bardzo efektywne, przemysł elektrotechniczny powinien skonstruować silniki ze wzmocnionymi korpusami, łożyskami i wałami, uwzględniającymi specjalne warunki pracy silnika z wibratorem.

— Pierwsze zastosowanie elektrowibratorów na dużą skalę daje podstawę do zalecenia organizacji ich seryjnej produkcji, po uwzględnieniu potrzebnych ulepszeń zaleconych przez praktykę.

— Jednocześnie z wprowadzeniem konstrukcyjnych ulepszeń do produkcji elektromechanicznych wibratorów, należy opracować typ wibratora elektromagnetycznego, który nie będzie posiadał obracających się części i teoretycznie powinien być pewniejszy w pracy, niż stosowany dotąd wibrator elektromechaniczny.

tamy kierującej i tym samym zwiększenie o co najmniej 100% ilości wody kierowanej do przekopu. Przekop został znacznie poszerzony i pogłębiony, co umożliwiło przeprowadzenie dalszych robót i w ogóle wykonanie budowy mimo niedostatecznych funduszy.

Walec ułożony na tamie kierującej, mimo pozornie słabej konstrukcji, przetrwał bez większych napraw 2 lata, a po zupełnym zrealizowaniu przekopu do szerokości trasy regulacyjnej został rozebrany, bądź też stoczony na skarpę tamy dla ubezpieczenia jej stopy.

Na podkreślenie zasługuje fakt wytrzymałości walca przy stale zmiennych stanach wywołanych sływem fali ze zbiornika oraz wytrzymałości jego w czasie obmarzania i ruchów lodów w kierunku prawie prostopadłym do kierunku jego ułożenia.

Opisany wyżej system budowy walców przy wykonywaniu przekopów jest obecnie nadal używany i niezależnie od zalet natury technicznej powoduje bardzo duże oszczędności w kosztach budowy.

II z kolei etap rozwoju systemu budowy walców nastąpił przy budowie w Bogumiłowicach na Dunajcu, prowadzonej w czasie zimy 1948 — 1949 dla ochrony przyczółka mostu.

Charakterystyka miejsca budowy: dorzecze — 5.650 km², I — 1⁰/₀₀, szerokość trasy dla NW — 56 m.

Zagrożenie stałości przyczółka powstało na skutek zwałowania bezpośrednio w koryto rzeki Dunajca całych pociągów dużych brył kamienia łamanego dla ochrony prowizorycznych filarów mostu kolejowego. Masy kamienia, usytuowane poprzecznie do biegu rzeki w profilu pod mostem, utworzyły wysoki próg skalisty powodujący przy stanach średnio rocznych spiętrzenie zwierciadła wody prawie o 1 m. W rezultacie nastąpiło wybitcie dna rzeki bezpośrednio poniżej progu do głębokości 6 — 7 m i posuwanie się tych dołów w górę rzeki pod przyczółek i prowizoryczne filary mostu.

Ten stan zagrożenia wymagał bezzwłocznego wykonania robót zabezpieczających, mimo pory zimowej.

W tych warunkach, a w szczególności stałego zalewu miejsca budowy i zamarzania lodów anormalnej gru-

bości przy spływie fali 2 X dziennie, wykonanie projektowanej tamy równoległej i szeregu poprzeczek na silnie skoncentrowanym prądzie w formie zwykłych faszynek okazało się pod względem technicznym prawie niemożliwe, a pod względem finansowym przekraczało jak zwykle możliwości finansowe Zarządu Wodnego. Wykonano przeto całą podbudowę tam regulacyjnych w najgłębszych miejscach do wysokości około 1 m poniżej projektowanej korony tam z walców faszynek średnicy 1 m, wypełnionych żwirem z podkopów w odkrywkach na sąsiednich odsypiskach rzecznych.

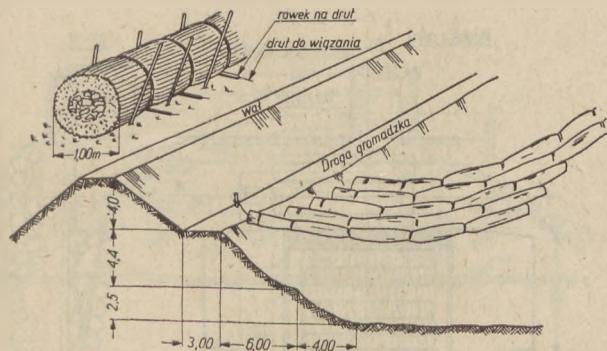
System budowy w Bogusławicach stał się niejako punktem zwrotnym w rozpracowaniu tego systemu dla masowego jego zastosowania.

W międzyczasie powstaje III pomysł racjonalizatorski zrodzony znowu nagłą potrzebą, gdy w czasie powodzi w lipcu 1949 r. nastąpiło katastrofalne zagrożenie wału powodziowego na Dunajcu w Sanoce.

Rzeka Dunajec w ostrym zakolu pod lewobrzeżny wał zrywała b. szybko wysoki piaszczysty grunt, stanowiący podstawę korpusu wału. Brzeg opadał dużymi płatami, tak że podstawa wału w kierunku przedłużenia linii skarpy znajdowała się w korycie rzeki. Brak materiału na miejscu, zorganizowanej obrony i małe prawdopodobieństwo wykonania w danych warunkach celowej budowy, nawet gdyby był materiał, czyniły sytuację beznadziejną, mimo szczytnych wysiłków ratunkowych komitetu przeciwpowodziowego. Tymczasem wody dalej wzbierały i same tylko falowanie wód powodziowych Dunajca, uderzających z impetem górskiej rzeki o sypek brzeg, powodowało coraz większą dewastację.

Przystąpiono do budowy wałców przy wale w kierunku wzdłuż brzegu w sposób najbardziej prymitywny bez warsztatu, galaru i innej pomocy.

Napełniając walec gruzem betonowym, żwirem itp., dowożonym samochodami i ciągnikiem, mocowano jeden koniec gotowego walca do brzegu, zaś drugi staczano po pochyłości terenu w kierunku biegu wody, tak że walec opadał ukośnie, kryjąc skarpe zrywanego brzegu. Drugi walec, już bez przytrzymywania jego górnego końca, stoczono, opiera się o pierwszy i tak dalej każdy następny (rys.).



Rys. 1

Roboty zorganizowane w kilku miejscach postępuje sprawnie przy niewielkiej ilości zatrudnionych i małego stosunkowo nakładu materiałów. Co ważniejsze, już pierwsze zaczątki opisanych robót powstrzymują proces podmulania brzegu, przestaje on się usuwać, tak że sytuacja okazała się opanowaną. Roboty prowadzone przy stanie wody około 4,5 m powyżej NW. Po opadnięciu wody stwierdzono, że walce mimo niedokładnego zesnurowania w czasie gorączkowej budowy i skrętów przy staczaniu po skarpie nie wykazywały uszkodzeń i w swoim ułożeniu dawały 100% pewności zabezpieczenia. Walce następnie strącono pod brzeg i podbudowane faszynadą stanowią opaskę brzegu.

Opisane pomysły racjonalizatorskie budowy walców stanowią początek właściwego zastosowania walców na dużą skalę przy regulacji rzeki Wisły.

Zadaniem było: opracowanie typu ograniczającego zużycie materiału faszynowego do minimum, zmniejsz-

szenie kosztów robocizny i wreszcie uniezależnienie postępu budowy od każdorazowych stanów wody.

Te wymogi stały się palącą potrzebą dla wykonania planu zabezpieczenia wałów wisłańskich i użegłownienia Wisły. Materiał faszynowy z własnych kęp nie pokrywał zapotrzebowania, zaś zakup materiału zastępczego z dostaw kolejną powodował tak duże wydatki i był pod względem jakości i terminowości dostaw tak nieekonomiczny w użyciu, że zmniejszał zadania planu o co najmniej 50%. Postęp robót uzależniony był stale od stanów wody na rzece, tak że plan robót opracowany na cały rok naprzód miał znaczenie wyłącznie teoretyczne i właściwie był w samym już założeniu nierealny.

Nasuwały się zatem 2 alternatywy postępowania, tj. ograniczenia rozmiaru robót w stosunku do czasu trwania odpowiednich warunków budowy, albo też wykonania robót wadliwie przy wyższych stanach wody.

W praktyce żadne z tych rozwiązań nie jest możliwe do przyjęcia i dlatego warunek wykonania budowy niezależnie od stanu wody posiada podstawowe znaczenie.

Mając te cele na uwadze opracowany został już w roku 1948 „prototyp walca“ napelnionego ziemią.

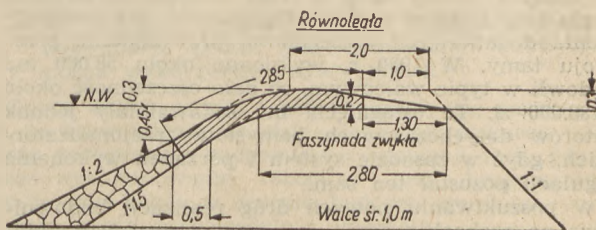
Jest to IV pomysł racjonalizatorski. Próby w początkowej fazie prowadzono przy wykonaniu poprzeczek walcowych na wodach spokojnych pod osłoną dawknych tam regulacyjnych, względnie też na brzegu wypukłym. Obawy, że ziemia z walców zostanie wymulona, że walce zatapiane na dużych głębokościach nie uszeregują się odpowiednio i że powstaną luki dające początek niszczenia budowli, że walec i jego wiązania przy skrętach się rozluźnią, okazały się przy badaniach bezpodstawne.

Pręcie materiału faszynowego, obejmujące płaszczem ochronnym jądro z ziemi w wodzie, pęczniało i tak się zaciskało silnie, że przebicie powłoki faszynowej kółkiem dla przesondowania wnętrza walca było trudne.

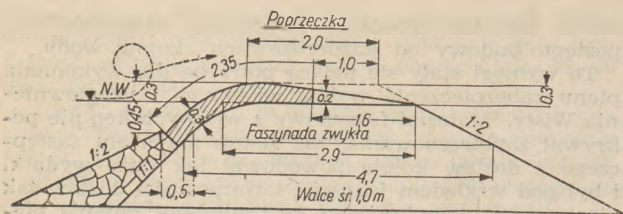
Walce dostosowywały się do kierunku rzutów, a gdy nawet nie przylegały ściśle do siebie to następne górne warstwy luki wypełniały. Wypadku rozluźnienia wiązań walca (3 na 1 mb.) nie stwierdzono. Nadto niezależnie od powyższego zaobserwowano, że proces kolmatacji przestrzeni łożyska bezpośrednio powyżej ułożonej warstwy walców następuje bardzo szybko i że dno rzeki już w ciągu trwania budowy dolnych warstw szybko się namula do równej wysokości z kładzioną warstwą. Okazało się, że proces namulania postępował szybciej, gdy budowa wykonywana była na wodzie bieżącej i w miejscach nieosłoniętych innymi robotami, hamującymi napływ ruchomych piasków dna.

Wobec gwarancji trwałości walców i na podstawie zaobserwowanych zjawisk zamulania wykonywano już w dalszym ciągu walce w nurcie i miejscach zagrożenia na zerwanie. Wykorzystując nadto szybkość kolmatację budowano niepełny profil projektowanej budowy, a tylko profil odcinkowy, ograniczony od dolnej wody bez zmiany linią skarpy (1:2), zaś od górnej skarpy schodkową w górę rzeki, tj. w ten sposób, że górne końce walców warstw następnych spoczywały nie na dolnych walcach, lecz na namulonym dnie rzeki.

Oszczędności w kosztach budowy w ten sposób prowadzonej były bardzo duże, niezależnie od oszczędności wygospodarowanych rzeczowym wykonaniem 1 mp budowli w normalnym, pełnym typie walcowym.

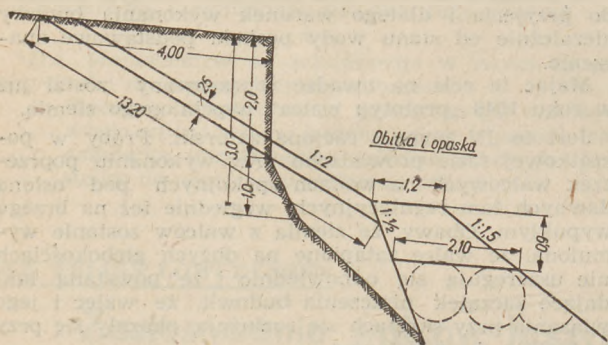


Rys. 2



Rys. 3

Całość przykryto normalną nadbudową ze zwykłej faszynówki, wzmocnionej w miarę potrzeby w koronie i skarpie od górnej wody obetonowaniem (rys. 2, 3, 4). Walce są wiązane $3 \times$ na 1 mb drutem czarnym $\varnothing 3$ mm, po silnym skrępowaniu łańcuchem lub linką drucianą.



Rys. 4

Dla orientacji zestawiono, że w 1949 r. wykonano ogółem około 48.000 mp budowli walcowej, co dało oszczędność około 30.000.000 zł, tj. 900.000 zł.

Do najważniejszych cech zrationalizowanego typu budowli walcowej zaliczyć należy możliwość jej wykonania również przy wysokich stanach wody, co zabezpiecza ciągłość produkcji tak ważnej dla planowego postępu budowy.

Następną dodatnią cechą systemu walcowego jest to, że gdy budowa zwykłej faszynówki wyprowadzona jest od razu na całej głębokości profilu, czym powoduje pogłębienie dna przed postępującą budową, to system budowy walcami, warstwami wysuwanych na wysokość (głębokość) tylko 1 m, pogłębienia tego nie powoduje, względnie w stopniu znacznie mniejszym. Odnosnie trwałości robót walcowych stwierdzono, że budowle wykonane w pierwszym etapie prób w jesieni 1948 r. zachowują się dotychczas dobrze i swe zadanie bez zarzutu spełniają.

Sama technika budowy w pierwotnym swym wykonaniu nie utrzymała się, lecz została usprawniona dodatkowymi pomysłami. Dotyczy to w szczególności użycia nie tylko ziemi do wykonania jądra walca, ale każdej nawet b. piaszczystej gleby, dogodnej do eksploatacji w bezpośrednim sąsiedztwie budowy.

Zużycie faszyn na 1 mp walca wynosi 0,55 mp, co w porównaniu z przyjęciem 1,2 m³ faszyny na 1 mp zwykłej faszynówki daje oszczędność w materiale około 54% faszyny i 100% oszczędności w kołkach faszynowych. Średnie wykonanie 1 mp walca wymaga około 2,8 godzin robocizny zespolonej. Ogółem koszty wykonania jednej tamy w typie walcowym wynoszą około 53% kosztów zwykłej faszynówki, bez uwzględnienia dodatkowych oszczędności przy zmianie przekroju tamy. W 1950 r. wykonano około 58.060 mp budowli w typie walcowym, co dało oszczędność około 1.138.000 zł. Te osiągnięcia nie zadowalały jednak autorów dotychczasowych pomysłów racjonalizatorskich, gdyż w zasadzie system i porządek wykonania regulacji pozostał ten sam.

W poszukiwaniu nowych dróg realizacji budownictwa na rzekach zrodził się nowy pomysł V z kolei, też oparty o wykonawstwo walcami.

Dotychczas wykonywano budowle w kierunku od brzegu do trasy (nurtu) rzeki, była to od dawien dawna podstawowa zasada przeprowadzenia regulacji, niezależnie od tego czy wykonawstwo tam obudowywanego odcinka zapoczątkowane było od dołu czy od góry rzeki. Tamy wyprowadzone z brzegu w kierunku na środek rzeki powodowały ruch piasków dna, a wędrujące ławice spychane przy poprzeczkach umykały z wytworzonym prądem w dół rzeki poza obręb budowy. Kolmatacja przestrzeni łóżyska rzeki pomiędzy poprzeczkami następowała w większym stopniu na końcach poprzeczek, tj. przy trasie, u nasady tam postępowała wolniej, tak że typowym obrazem stosunków zamulenia przestrzeni pomiędzy trasą a brzegiem są wysokie namuliska (wargi) przy trasie oraz dół koryta pod brzegiem.

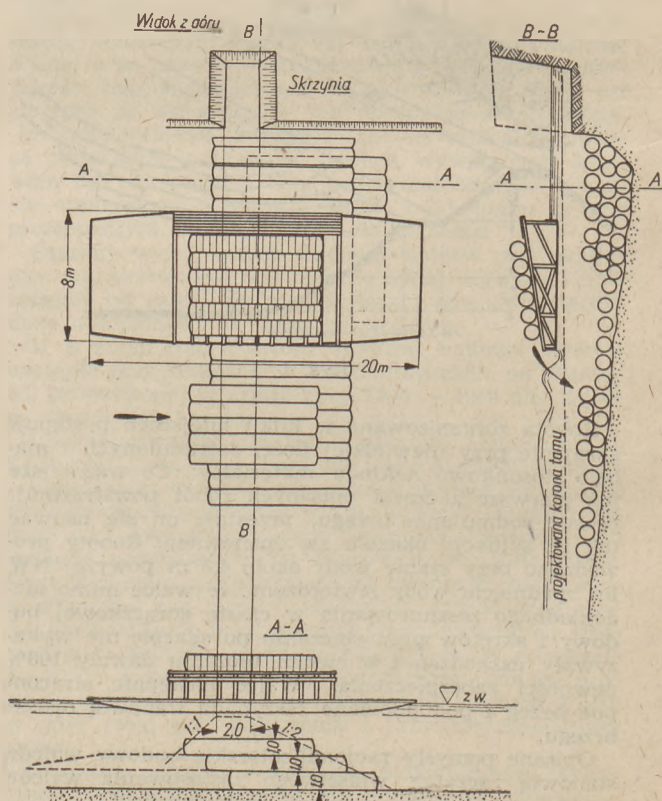
Takie ukształtowanie terenu nie jest pożądane tak ze względów komunikacyjnych, jak i stałości brzegu oraz trwałości samych budowli.

I znowu przy regulacji Wisły na odcinku w Szczuńcu wypróbowano nowy system budowy, wedle którego tamy poprzeczne nie są wykonywane od brzegu trasy, tylko miejsce wyjścia budowy, jej punkt początkowy znajduje się w środku rzeki przy trasie i budowa tam postępuje od trasy (nurtu) w kierunku na brzeg. Wtedy przy takim systemie budowy postępujące prądy wciągają ruchome piaski pod brzeg i już w zaczątkach budowy podnoszą teren przeznaczony do kolmatacji pod brzegiem. Zagrożenie brzegu przy takim toku budowy likwiduje się przez ubezpieczenia jego stopy walcami podłużnymi, co nie nasuwa żadnych trudności.

Opisany system przeprowadzono na budowie w Budziskach i w Kupieninie.

Zalety tego systemu są tak oczywiste, że przeprowadzenie dalszej analizy uważa się za zbędne, z tą tylko uwagą, że jest on możliwy tylko przy zastosowaniu walców.

VI pomysł racjonalizatorski polega na zastosowaniu walców zatapiających pojedynczo, jednym ciągiem w kierunku poprzecznym do biegu rzeki (prostopadle lub ukośnie do nurtu).



Rys. 5

Walce uzbrojone są szczotką z pręcia wiklinowego, utwierdzonego (wmontowanego) odziomkiem w jądrze walca.

Wykonano w ten sposób w kwietniu br. zamulniki na budowie w Surowej, na głębokości około 3 m, pod brzegiem wklęsłym. Szczotki takiej konstrukcji nachylają się lekko w kierunku za wodą i już po kilku dniach od chwili założenia powodują kolmatację oraz widoczną koncentrację nurtu. Pomyślane w ten sposób zamulniki zastosowane mogą być bez względu na głębokość

bokość oraz łączą typ budowli ciężkiej (walec) z budową lekką (szczotka).

Duże znaczenie dla usprawnienia, jak i dla dalszego zmniejszenia kosztów budowy walców ma pomysł racjonalizatorski budowy, odpowiednio wyposażonego do tych celów galaru. Jeden pomysł dotyczy budowy galaru dla seryjnego zatapiania walców o ograniczonej długości (rys. 5), drugi — budowy galaru do zatapiania walca jednym ciągiem.

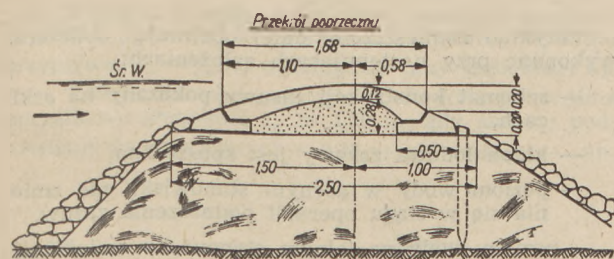
Racjonalizatorzy PZW Tarnów oczekują szybkiej realizacji tych pomysłów.

Okładzina z elementów betonowych na koronie tam faszynowych

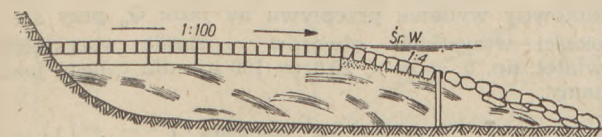
Na terenie Państwowego Zarządu Wodnego w Poznaniu, prowadzącego między innymi roboty regulacyjne na rzece Warcie, problemem jest obrukowanie korony tam. Bruk wymaga bowiem znacznych ilości odpowiedniego materiału kamiennego wraz z tłuczniem na podsypkę, poważnych ilości transportu lądowego i wodnego, a przede wszystkim wykwalifikowanych brukarzy, których obecnie jest trudno zaangażować na krótki sezon wodno-budowlany.

Zatem obrukowanie budowli regulacyjnych należy do najdroższych części robót i od której w dużej mierze jest uzależniona trwałość ostróg; nie może być ta sprawa połowicznie załatwiona, bo od tego zależy rentowność robót regulacyjnych.

W budownictwie wodnym przy regulacji rzek czyni się próby z brukowaniem za pomocą kamienia sztucznie formowanego np. trylinki czy dyblami, które jednak nie zupełnie mogą się przyjąć w szerszym zakresie, gdyż w cenie są nieco droższe od kamienia naturalnego i bruk z nich mniej klinowany wymaga częstszych poprawek, kiedy podsypka zostanie częściowo wymyta. Przede wszystkim na odcinkach gdzie istnieją możliwości przekolmatywowania brzegów i w obrębie większych osiedli bardzo starannie wykonane obrukowanie powinno być podstawowym sposobem umocnienia korony tam.



Rys. 1



Rys. 2

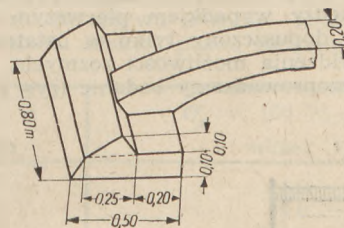
W obecnie obowiązującym typie ostrogi korona jej w przekroju poprzecznym ma kształt złożonego łuku, który wykonany jako (ściśle nie utrzymuje) bruk z kamienia skalnego, wzgl. betonowego po przejściu W. W. (—). Ze względu na profil korony i tytułem próby wykonano na ostrodze w Poznaniu okładzinę z elementów betonowych. Wynik tej próby jest zadowalający, gdyż wybudowana w 1950 roku faszynowa ostroga, z nałożonymi jesienią elementami, przetrwała tegoroczną zimę i wiosenną wodę bez najmniejszych uszkodzeń, podczas kiedy ułożony w sąsiedztwie bruk

z trylinek wymaga pewnych poprawek, bo wykazuje zapadnięcia kostek.

Załączone rysunki przedstawiają okładzinę z elementów na tamie.

Całość składa się z dwóch rodzajów elementów, a mianowicie z krawężników (0,048 m³), na które nakłada się elementy łukowe (0,0429 m³).

Elementy można produkować ze żwiru kopanego w nadbrzeżnych żwirowniach, wzgl. z grubego materiału dennego rzeki. Dla celów próbnych użyto w PZW Poznań do wyrobu 1 m³ masy elementów łukowych 250 kg cementu, a do wyrobu krawężników 200 kg cementu.



Rys. 3

W porównaniu z trylinkami albo z dyblami okładzina wykazuje następujące zalety:

- Przy wymiarach przedstawionych na rysunku uzyskuje się 33% oszczędności na masie betonowej, gdyż na 1 mb tamy 2,50 m szerokiej w koronie potrzeba:

$$2,5 \text{ krawężnika (1 szt.} = 0,048 \text{ m}^3) = 0,1200 \text{ m}^3$$

$$5 \text{ elementów łukowych}$$

$$(1 \text{ szt.} = 0,0429 \text{ m}^3) = 0,2145 \text{ m}^3$$

$$\text{R a z e m } 0,3345 \text{ m}^3$$

podczas kiedy na bruk z trylinki czy dybli 0,20 grubości potrzeba:

$$2,50 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 0,20 = 0,500 \text{ m}^3.$$

- Odpada problem i koszt brukowania, gdyż ustawiać elementy na ostrodze można natychmiast przy wyladowywaniu.
- Zmniejsza koszty transportu z betoniarni, gdyż pozwala na załadowanie na galary czy krypty materiału betonowego dla powierzchni zwiększonej o 33%.
- Nie potrzeba używać pod bruk tłuczni, gdyż na wypełnienie próżni pod elementami łukowymi można wykorzystać zwykły piasek.

Gdyby dalsze wyniki i próby okazały się pozytywne, to bezwzględnie okładzina taka jest pewnego rodzaju postępek w budownictwie regulacji rzek, gdyż przez wyeliminowanie robocizny przy brukowaniu skraca czas robót w sezonie budowy, zmniejsza poważnie koszty bezpośrednie i pośrednie.

Techn. Marian Siadak

DZIAŁ V – EKSPLOATACJA

Inż. ZENON BĄCZEK

„Hydroprojekt“.

Manewrowanie zasuwami jazzu

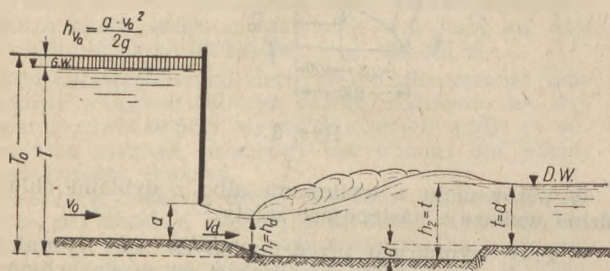
Regulowanie poziomem piętrzenia górnego stanowiska przeprowadza się dwoma sposobami:

- 1) manewrowaniem jednoczesnym, tzn. równocześnie otwieraniem wszystkich zasuw na jazie,
- 2) manewrowaniem kolejnym, tzn. kolejno wypuszczamy wodę przez poszczególne światła jazu, po kolei otwierając zasuwę.

Przy tych operacjach winny być doprowadzone do minimum możliwości wymywania koryta. Połączenie strugi wodnej z dolnym stanowiskiem może mieć następujące formy:

- odsuniętego hydraulicznego odskoku,
- bezpośrednio w dławionym przekroju odskoku,
- zatopionego odskoku przez dolne stanowisko.

Najwięcej niebezpiecznym w sensie rozmywania jest pierwszy wypadek, który też dlatego musi być wykluczony przy projektowaniu jazu. Najwięcej sprzyjającym jest wypadek trzeci. Drugi wypadek jest granicznym między wypadkiem pierwszym a trzecim i może być dopuszczony tylko w ostatcznym razie, z punktu widzenia możliwości rozmycia. W tym też wypadku przeprowadzamy badanie (rys. 1).



Rys. 1

Przy danych wartościach T_o i t , typ połączenia stanowisk zależy tylko od ilości wypuszczonej wody q , przy czym przy znanym stosunku:

$$\xi = \frac{t}{h_k}$$

odpowiadającym odskokowi w przekroju dławionym, tj. gdy $h_k = \frac{t}{\xi}$, otrzymujemy wielkość maksymalnej ilości wypuszczanej wody q_0 (max. przepływu) (h_k — głębokość krytyczna, t — głębokość w przekroju dławionym), przy której nie będzie odsuniętego odskoku. Tę wielkość $q_0 = \text{max. przepływu}$ jednostkowego nazywamy modułem wydatku; posiada on wartość

$$q_0 = \sqrt{\frac{g}{a}} \cdot h_k^{3/2} \cong 3 h_k^{3/2},$$

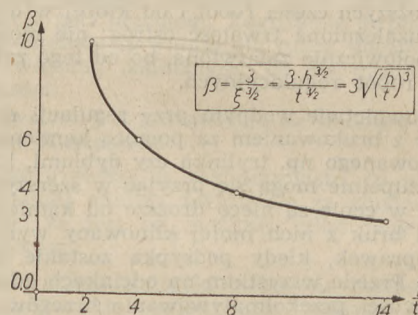
gdzie h_k ma znaczenie i wartość podaną poprzednio. Podstawiając otrzymamy:

$$q_0 = 3 \left(\frac{t}{\xi} \right)^{3/2} = 3 \frac{t^{3/2}}{\xi^{3/2}} = \frac{3}{\xi^{3/2}} t^{3/2} = \beta \cdot t^{3/2}$$

Wartości na β podano w poniższej tabelce:

$\frac{T_0}{t}$	$\beta = \frac{3}{\xi^{1/2}} = \frac{3 h^{1/2}}{t^{1/2}}$
2.0	1.0
4.0	0.6
8.0	0.4
14.0	0.3

Zamiast w przybliżeniu znajdować pośrednie wartości przez liniową interpolację, możemy je odczytać wprost z poniższego wykresu dlażądanego stosunku T do t .



Rys. 2

Przykład zamieszczony dalej obejmuje obliczenia wykonane przy następujących założeniach:

- schemat konstrukcji zasuw pokazany na szkicach,
- kłapa lodowa zasuw jest spuszczone,
- poziom wody w górnym stanowisku nie zmienia się w ciągu operacji podnoszenia zasuw,
- poziom wody w dolnym stanowisku zmienia się zależnie od ilości wypuszczanej wody,
- oznaczenia podano na szkicu; znaczenie i wielkości: T , Q_i , Q , Q_t , q , q_0 itd. podano w tekście.

Całkowity wydatek przepływu na jazie Q_0 przy szerokości wszystkich otworów = sumie wszystkich światłał, np. $b = 5 \times 20,0 = 100$ m; dla całości jazu mamy:

$$1) \quad Q_0 = q_0 \cdot b = \beta \cdot b \cdot t^2 = 100\beta \cdot t^2 = f_0(t);$$

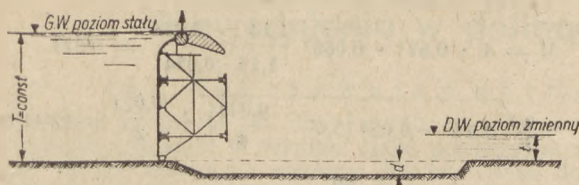
przy szerokości (długości przelewu) 1-ego otworu
 $b = 20 \text{ m}$, tzn. dla 1-go światła mamy:

$$2) \quad Q_0 = q_0 \cdot b = 20 \text{ г} \cdot \text{т}^2.$$

Krzywe wydatki $Q_o = f_o(t)$ można wykreślić dla:

- manewrowania jednoczesnego,
- manewrowania kolejnego dla kilku charakterystycznych (najczęściej zdarzających się) stanów spiętrzenia górnego stanowiska, który zakładamy, że przy podnoszeniu zawsze pozostaje bez zmiany (N. N. constans). Zaśdemu takiemu stanowi odpowiadają trzy sprzężone ze sobą krzywe (o których będzie mowa niżej) — Q_u , Q_o i Q_c .

Krzywe wydatku Q_o zestawiamy ze znaną krzywą przepływów w rzece (krzywą konsumcyjną) — Q_i



Rys. 3

Wykonamy obliczenie dla przepływów przez wszystkie światła jazu. Dla przyjętego stałego poziomu piętrzenia G. W. (piętrzenie otrzymane np. po całkowitym spuszczeniu kłapy lodowej przy normalnym piętrzeniu G. W.), mamy głębokość mierzona od progu $T = 5,0 \text{ m} = \text{const.}$ i przyjmując głębokość w rzece t , mierzone od progu jazu w dolnym stanowisku (tzn. takie jakie są rzeczywiście), znajdujemy stosunek $T : t$, której to wartości odpowiada wartość β z tablicy, względnie z wykresu. Mając β obliczamy wartość modułu wydatku:

$$q_o = \beta \sqrt{t^3}$$

i możemy wykreślić krzywą wydatku przepływu.

Dla stanu T (w metrach) i przyjętego t (w metrach) oraz równoczesnego manewrowania zasuwaniami, tzn.

$$B = \text{np. } 5 \times b = 5 \times 20,0 = 100 \text{ m,}$$

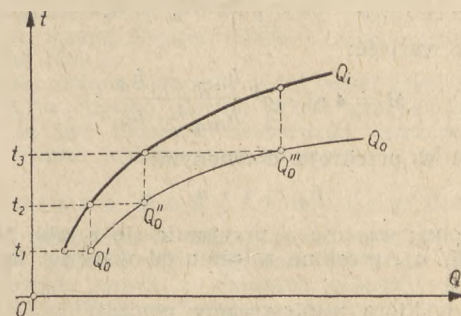
możemy obliczenia wykonać wg niżej zamieszczonej tabelki:

T m	t m	$\frac{T}{t}$	β	t^3	$\sqrt{t^3}$	$q_o = \beta \sqrt{t^3}$ m ³ /sek/mb	$Q_o = 100 \times q_o$ m ³ /sek
5,0	0,65	7,7	0,42	0,28	0,53	0,22	21,8
5,0	1,00	5,0	0,55	1,00	1,00	0,55	55,0
5,0	2,00	2,50	0,90	8,00	2,83	2,54	254,0
5,0	2,50	2,00	1,00	15,60	3,95	3,95	394,5

Z krzywej przepływu w rzece (krzywej konsumcyjnej) $Q_{istn.} = Q_i = f(t)$ oraz krzywej wydatku przepływu $Q_o = f_o(t)$ widzimy, że przy głębokości np. $t' = 2,20 \text{ m}$ dolnego stanowiska, do której wzrośnie początkowa głębokość $t_o = 1,70 \text{ m}$, gdy zasuwę podniesiemy na wysokość $a^1 = 0,33 \text{ m}$ nad progiem, — na-

leży wypuszczać przepływ $Q_o^1 = 180 \text{ m}^3/\text{sek}$ tak długo, aż głębokość t z kolei nie osiągnie wartości $t'' = 3,10 \text{ m}$. Z tą chwilą należy rozpocząć przepływ $Q_o'' = 310 \text{ m}^3/\text{sek}$ — do tej chwili, aż głębokość t podniesie się do głębokości $t''' = 4,40 \text{ m}$, — następnie można podnieść zasuwę całkowicie (rys 4).

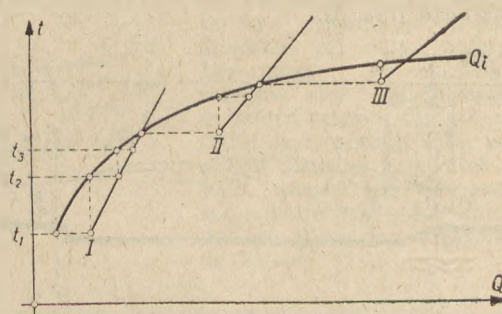
Przy manewrowaniu jednoczesnym zasuwaniami (rys. 5), operację podnoszenia zasuwy przeprowadza się we wszystkich światłach, a przy manewrowaniu kolejnym (rys. 6) przechodzimy od 1-ego światła do 2-go itd. Taki sposób manewrowania zasuwaniami nazywa się sposobem stopni hydraulicznych.



Rys. 5

Podnosząc zasuwę do góry, wypuszczamy taką ilość wody, aby nie przekroczyć wydatku przepływu, tzn. dla potrzebnego przepływu musimy znać wysokość podniesienia spodu zasuwy ponad prógiem jazu (próg

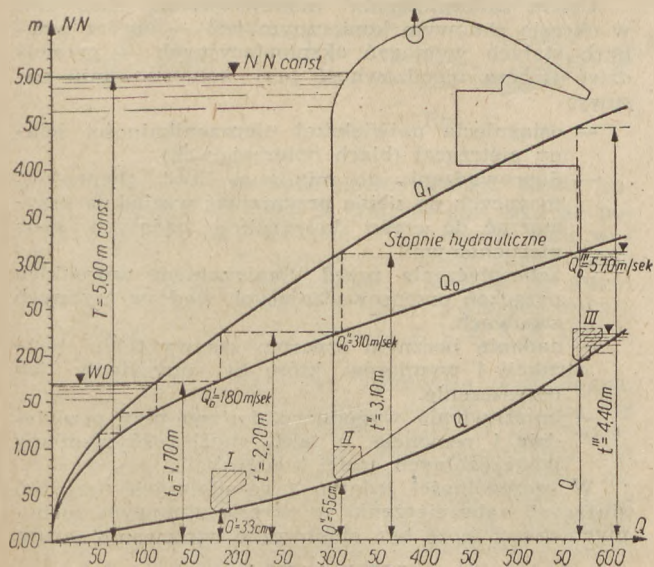
szeroki). Obliczenie wykonane jest jak dla strugi nieswobodnej zatopionej.



Rys. 6

W dalszych obliczeniach przyjmujemy następujące oznaczenia:

- $b = 100 \text{ m}$ — const. — szerokość światła jazu,
- a — zmienne — wysokość otworu, tzn. wysokość podniesienia spodu zasuwy nad progiem,
- $H = 5,0 \text{ m} = \text{const.}$ — głębokość przed otworem, tzn. ciśnienie wody na otwór pod zasuwą (ciśnienie pod jakim pozostaje wypływająca woda),
- $h_{istn.}$ — zmienne — głębokość za otworem (istniejąca głębokość w karycie rzeki po stronie dolnej wody), każdorazowo brana z wykresu krzywej wydatku odpowiednio do ilości wypływającej wody z pod zasuwy (Q_o).



Rys. 4

Z krzywej konsumcyjnej odczytujemy, że przy:

$$Q_o = 50 \text{ m}^3/\text{sek} \text{ mamy } h_{istn.} = 1,14 \text{ m}$$

$$Q_o = 180 \text{ " " } h_{istn.} = 2,20 \text{ m}$$

$$Q_o = 310 \text{ " " } h_{istn.} = 3,10 \text{ m}$$

$$Q_o = 570 \text{ " " } h_{istn.} = 4,40 \text{ m}$$

— dla jednoczesnego podnoszenia zasuw.

Współczynnik chyżości dla naszego wypadku przyjmujemy: $\varphi = 0,9$,

Współczynnik przepływu: $\mu = 0,65$.

Przepływ pod podniesioną zasuwą liczymy wg wzoru:

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \sqrt{2g(H_o - h_z)}$$

Potrzebną wartość:

$$M = 4 \mu^2 \cdot a^3 \frac{h_{istn.} - h_d}{h_{istn.} - h_d}$$

Głębokość w przekroju dławionym:

$$h_d = \varepsilon \cdot a,$$

zaś potrzebną wartość ε przyjmuje się z tabl. 24 — 1 na str. 307 u Agroskina zależnie od wartości funkcji

$\varepsilon = f\left(\frac{a}{H}\right)$, którą zamieszczamy poniżej:

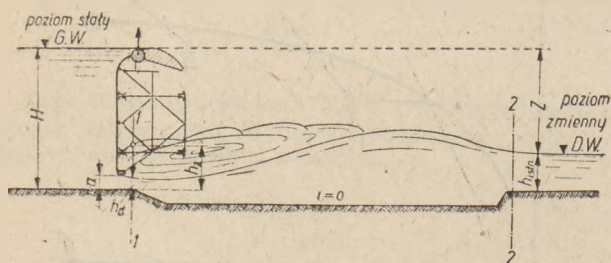
$\frac{a}{H}$	ε
0,00	0,611
0,10	0,615
0,15	0,618
0,20	0,620
0,25	0,622
0,30	0,625
0,35	0,628
0,40	0,630
0,45	0,638
0,50	0,645

Głębokość za zasuwą:

$$h_z = \sqrt{h_{istn.}^2 - M \left(H_o - \frac{M}{4} \right) + \frac{M}{2}}$$

(24 — 9 str. 308 u Agroskina).

Obliczenie przeprowadzamy dla manewrowania jednoczesnego (rys. 7).



Rys. 7

Na jaką wysokość a należy podnieść zasuwę, żeby przepływ wyniósł $Q = 50 \text{ m}^3/\text{sek}$ przy $H = 5,0 \text{ m}$, $\mu = 0,65$, $b = 100 \text{ m}$ i $h_{istn.} = 0,95 \text{ m}$.

$$a = \frac{Q}{\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g(H - h_z)}}$$

Liczymy dla $Q_o = 50 \text{ m}^3/\text{sek}$ i $h_{istn.} = 1,14 \text{ m}$.

Zadanie rozwiązujemy metodą kolejnych przybliżeń. Przyjmujemy jako I przybliżenie $h_z = h_{istn.}$ (jak doświadczenia wykazały jest zawsze $h_z < h_{istn.}$)

$$a = \frac{50}{0,65 \cdot 100 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 - 1,14}} = 0,088 \text{ m}$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0,088}{5,0}; \quad \varepsilon = 0,614;$$

$$h_d = 0,614 \times 0,088 = 0,054 \text{ m};$$

$$M = 4 \cdot 0,62^2 \cdot 0,088^2 \frac{1,14 - 0,054}{1,14 \cdot 0,054} = 0,021$$

$$h_z = \sqrt{1,14^2 - 0,021 \left(5,0 - \frac{0,021}{4} \right) + \frac{0,021}{2}} = 1,041 \text{ m},$$

$$a = \frac{50}{288 \cdot \sqrt{5,0 \cdot 1,041}} = 0,0871 \text{ m},$$

$$\frac{a}{H} = \frac{0,0871}{5,0}; \quad \varepsilon = 0,611,$$

$$h_d = 0,611 \cdot 0,0871 = 0,0534 \text{ m},$$

$$M = 1,69 \cdot 0,0871^2 \frac{1,14 - 0,0534}{1,14 \cdot 0,0534} = 0,063,$$

$$h_z = \sqrt{1,14^2 - 0,063 \left(5,0 - \frac{0,063}{4} \right) + \frac{0,063}{2}} = 1,023 \text{ m}$$

i ostatecznie:

$$a = \frac{50}{288 \cdot \sqrt{5,0 - 1,23}} = 0,087 \approx 0,09 \text{ m}.$$

Analogicznie dla: $Q_o = 180 \text{ m}^3/\text{sek}$ i $h_{istn.} = 2,20 \text{ m}$ — otrzymujemy $a = 0,33 \text{ m}$.

Dalej dla: $Q_o = 310 \text{ m}^3/\text{sek}$ i $h_{istn.} = 3,10 \text{ m}$ — otrzymujemy $a = 0,65 \text{ m}$.

A dla: $Q_o = 570 \text{ m}^3/\text{sek}$ i $h_{istn.} = 4,40 \text{ m}$ — $a = 1,89$.

Następnie podnosimy już zasuwę na całą normalną wysokość.

Na podstawie przeprowadzonych rozważań wyprowadza się następujące zasady manewrowania zasuwami jazu tak, aby możliwości rozmywania były minimalne:

- zasuwę jazu należy podnosić stopniowo na całą długość jazu,
- zasuwę jazu nie należy podnosić od razu na całą wysokość, lecz stopniowo tak, aby ilość wypuszczanej wody nie przekroczyła modułu wydatku — q_o ,
- wypuszczanie wody przez otwory jazu należy przeprowadzać planowo, przyjąwszy za podstawę tzw. stopnie hydrauliczne, otrzymane na wykresie krzywej wydatku jazu.

Celem zabezpieczenia manewrowania zasuwami w okresie zimowym koniecznym jest — oprócz pewnych stałych wymagań eksploatacyjnych — przewidzieć jeszcze nieodzowność przy konstruowaniu zasuw:

- osiągnięcia największej nieprzenikalności ścian piętrowej (blach opierających),
- doprowadzenia do minimum ilości elementów, mogących do siebie przymarzać względnie przymarzać do części konstrukcji będących stałe nieruchomymi,
- zabezpieczenia przed obmarzaniem wszystkich urządzeń przeprowadzających wodę w czynnych zasuwach,
- nadania bocznym szparom zasuw takiej konstrukcji i wymiarów, które by umożliwiły ich oczyszczenie,
- umożliwienia wygodnego dostępu przy przeglądzie i remoncie, a także możliwość wymiany poszczególnych części konstrukcji.

W szczególności jednym z zasadniczych urządzeń służących zabezpieczeniu w okresie zimowym ruchomych części może być elektryczne ogrzewanie zasuw.

LITERATURA:

1. Kalinowicz — Szluzowanie wodnych putiej.
2. Agroskin — Gidrawlika.

Inż. FRANCISZEK STRYJEWSKI

Nawodnienia w dolinach rzek w powiecie kaliskim

1. Dolina Pokrzywnicy górnej

Rzeczka o zlewni 97 km² została uregulowana w okresie okupacji, w wyniku czego przesuszone zostały użytki zielone na obszarze 498 ha. Gleba doliny jest wyjątkowo uboga, piaszczysta z dużą ilością rudy żelaznej, która częściowo została wyeksploatowana dla celów przemysłowych. Płytkie położenie rudy (20 do 50 cm od powierzchni terenu) uniemożliwia uprawę i zamianę gruntów na pola orne. Przed regulacją łąki były częściowo zalewane i namulane wodami powodziowymi, dzięki czemu dawały około 20 q/ha słabego siana; po regulacji łąki zamieniły się prawie na nieużytki, które dawały liche zbiory jedynie w lokalnych zagłębieniach na granicy pól, zwłaszcza, że rzeczka zniszczyła pobudowane progi i stale zwiększała głębokość dochodzącą do 2,5 m. W tych warunkach najpilniejszą sprawą było wstrzymanie erozji dennej i podniesienie poziomu wody gruntowej, celem ratowania ginących łąk i pastwisk.

W tym celu jesienią 1947 r. w najgłębszym miejscu rzeczki pobudowany został jaz nr 5 typu bezprzeczółkowego. Próg jazu wyniesiony został o 80 cm ponad wymyte dno, zaś poziom wody spiętrzonej dochodzi do 20 cm ponad poziom terenu. Dno rzeczki poniżej jazu umocniono narzutem z rudy żelaznej. Pierwsze nawodnienia zostały przeprowadzone zimą 1947 — 48 roku i polegały na spiętrzeniu i rozlaniu wody w czasie dość silnych mrozów. Woda przepływała pod utworzoną powłoką lodową w ciągu 15 dni, nawodniając obszar około 30 ha. Rezultatem tego nawodnienia było namulenie łąk oraz zanik chwastów, a zwłaszcza mchów, w miejsce których poczęły pojawiać się trawy, szczególnie zaś wyczyniec łąkowy. W lecie zastosowano podsiak.

Z nawodnionych łąk rolnicy zebrali w 1948 r. dwa dość dobre pokosy siana w wysokości 800 q, to jest

Wreszcie, tereny wyższe okupują mchy hypnowe, śmiełek darniowy, kostrzewa czerwona, tomka wonna, molinia i kłosówka wełnista. Obserwacje mikroreliefów dają szeroki wachlarz zmienności zespołów roślinnych, niezmiernie czułych na stosunki wodne.

Budowa jazów była tu jedynie pierwszym i najpilniejszym etapem nawodnień, następnym będzie budowa grobel, rowów i mniczków, które podzielią dolinę na szereg kwater. Dwie z nich wykonane zostały w 1950 r.

Użytki zielone stanowią w tej części rzeki Pokrzywnicy 5,1% obszaru zlewni, przeto gospodarka wodna musi tu być możliwie najbardziej oszczędna a roboty ziemne wykonywane stopniowo i ostrożnie.

2. Dolina Pokrzywnicy dolnej

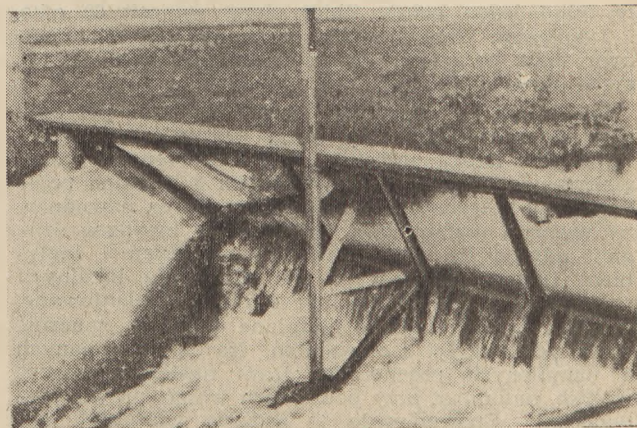
Łąki położone w dolnej części rzeki Pokrzywnicy (rys. 3) mają dostateczną ilość wody do nawodnień zalewowych nawet w okresach posuchy, przy czym woda ta obfituje w bogate zawiesiny. Gleba jest mąda średnio zwięzła, żyzna, doskonale nadająca się na użytki zielone. Pomimo dobrych warunków naturalnych, łąki zamienione zostały na nieużytki, na których rosły jedynie dziurawce, babki lancetowate, szczawie i inne chwasty. Jedynie po przepływie wód katastrofalnych, zalewających dolinę raz na kilka lat, łąki odżywały i dawały dobre plony. W latach posuchy zbiory siana były znikome, a na wyższych miejscach żadne. Przyczyną złego stanu łąk było przesuszenie, spowodowane zbyt dużym wcięciem koryta rzeki w teren, wynoszącym 2,0 do 2,5 m. Pokrzywnica, o zlewni 450 km² silnie serpentynuje, o przeciętnym spadku podłużnym 0,9‰. Koryto rzeczki posiada skarpy dość strome, lecz utrwalone darnią i olszyną. Nadmiar energii unoszenia powodował erozję denną i stałe pogłębianie się koryta, co z kolei ujemnie wpłynęło na stan łąk. Przed 30 laty istniały tu 2 młyny wodne, które redukowały spadek i utrzymywały wysoki poziom wody gruntowej, co przyczyniało się do częściowego zabagnienia doliny, pozwalając jednak na znacznej jej części zbierać dobre plony. Po zlikwidowaniu młynów stan łąk pogarszał się w miarę pogłębiania się rzeczki. Ostatnie posuszne lata uczyniły z łąki zupełnie nieużytek i dlatego zostały na wzniesieniach zamienione na pola, które jednak co kilka lat narażone były na zalewy.



Rys. 1

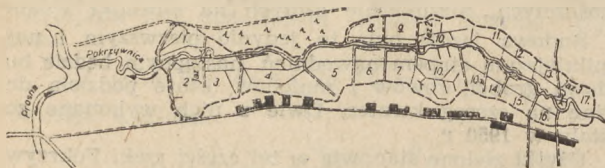
o 500 q więcej, niż przed nawodnieniem. Koszt budowy jazu wyniósł 2.850 zł, podczas gdy wartość powiększonego zbioru siana już w pierwszym roku wynosiła 12.000 zł. W następnych latach zbiory siana wzrastały. Rezultat ten zachęcił rolników do starania się o budowę dalszych 4 jazów, z których czwarty pobudowany został w 1949 r., a 1, 2, 3 w 1950 r. (rys. 1 i 2).

Obecnie erozja dna jest całkowicie wstrzymana, a łąki poprawiają się z każdym rokiem. Wydaje się, że pożądanym byłoby bronowanie, podsiew oraz nawożenie organiczne i mineralne. Wadą nawodnienia jest jego nierównomierność, lecz jest to jednocześnie zaletą pod względem dydaktycznym. Tam, gdzie woda siągnęła przeważają turzycy, gdzie zaś przepływa grubsza warstwa rośnie moczka trzcinowata a nawet marna wodna. Najlepsze warunki wykorzystuje wyczyniec łąkowy, kostrzewa łąkowa i wiechlina błotna na glebach numulonych, o słabo przepływającej wodzie.



Rys. 2. Zastawka koźłowa na Pokrzywnicy górnej.

Dla uratowania łąk wykonane zostały w grudniu 1949 r. 2 jazy bezprzyczółkowe w przekopach, przecinających b. ostre serpentyny. Dna przekopów i progów jazowych są wzniesione ponad dno starych koryt o około 70 cm, a poziomy wód spiętrzonych dochodzą do 40 cm ponad teren. W okresie od maja do sierpnia 1950 r. wykonanych zostało 10 kwater zalewowych o łącznej powierzchni 110,42 ha, a obecnie 6 kwater o powierzchni 36 ha.



Rys. 3.

Pierwsze nawodnienia rozpoczęto 10 maja 1950 r. na kwaterze 10, pozostałe w miarę postępu robót.

Przed nawodnieniem 80% łąk nie było koszonych, gdyż porost traw był mizerny, a powierzchnia pełna kretowisk. Gleby węższe obfitowały w szczeliny, powstające wskutek wysychania gleby. W pierwszym rzędzie wykonywane były rowy prowadzące wodę oraz groble wraz z przyległymi rowami. Boczne rowy odwodniające wykonano całkowicie w kwaterze 10, w pozostałych ograniczając się jedynie do najgłówniejszych. Rowy osuszające będą stopniowo kopane w miarę powstającej potrzeby. Groble o koronie 80 cm i nachyleniu skarp 1:1,5 są wzniesione o 30 cm ponad przewidziany poziom wody spiętrzonej. Głębokość rowów w granicach 50 — 70 cm. Mając na uwadze dalsze nawodnienia, projekt przewiduje możliwość wielokrotnego wykorzystania wody.

Pierwsze nawodnienia wymagały dużych dopływów, gdyż poziom wody gruntowej wynosił przeciętnie 150 cm pod terenem, zwłaszcza, że kretowiska i spękania glebowe powodowały duże straty, przyczyniając się do podmywania mniczków i grobli. Wyniki nawodnień przeszły oczekiwania, mimo, że na łąkach zastosowano tylko nawozy sztuczne. Już po 10 dniach pojawił się gęsty porost szlachetnych traw jak wyczyniec, tymotka, mozga trzcinowata, kostrzewa łąkowa, wiechlina i inne. Na górnych kwaterach po zebraniu 1 pokosu zastosowano powtórne nawodnienie. Kwatery dolne były tylko raz nawodniane i dały tylko jeden pokos. Zbiór siana wynosił 60 q/ha z 2 pokosów. Wartość zebranego siana pokryła w jednym roku poczynione wydatki inwestycyjne, wynoszące około 1.200 zł/ha.

Progi jazowe zatrzęsały erozję denną i przyczyniły się nawet do częściowego zarośnięcia i spłycenia dna. Rzeka pozostała tu w pierwotnym, poserpentynowanym stanie, za wyjątkiem 3 krótkich przekopów, w których pobudowano jazy. Teren nawodniany wymaga wyrównania, zwłaszcza w kwaterze drugiej, gdyż pełen jest małych wzniesień i zagłębień. Dlatego też zalewy nie pokrywają lokalnych wzniesień, które winny być z czasem splantowane. Niewielkie powierzchnie niezalane odniosły znacznie mniejsze korzyści z nawodnień. Na łąkach zalanych i namulonych regeneracja traw następuje bardzo szybko, natomiast przy podsiąkach wolno, prawie niewidocznie. Spowodowało to żądanie właścicieli łąk wyżej położonych, pobudowania dodatkowych grobli i kwater. Dla nawodnienia lokalnych wzniesień w

dziale czwartym wykonano próbę nawodnienia rowkami rozlewowymi.

Wadą powyższych melioracji jest zbyt słabe odwodnienie kwater, a zwłaszcza możliwość pewnych zniszczeń przez wody katastrofalne, które mogą być szczególnie groźne w okresie wczesnej wiosny.

Uregulowanie i ogroblenie rzeki zabezpieczyłoby roboty od szkód powodziowych, koszty byłyby niewspółmiernie wysokie w stosunku do ewentualnych korzyści.

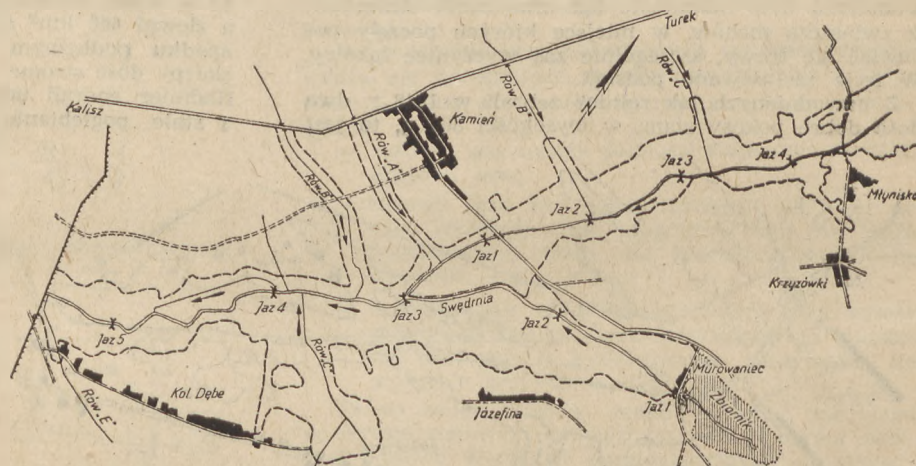
3. Dolina rzeki Swędrni i Żabianki.

Projekt regulacji rzeki Swędrni był opracowany w 1927 r. przez Krajowe Towarzystwo Melioracyjne i przewidywał szerokość dna 12 m. Obecnie jest na ukończeniu nowy projekt, uwzględniający nie tylko regulację rzeki, lecz i meliorację całej doliny. Szerokość dna została zmniejszona do 6,5 m, przy czym jako umocnienie użyto tylko darni, bez płotków (brak faszyny). Trasa rzeki była bardzo silnie poserpentynowana i stale zmieniająca się, stąd konieczność regulacji, mimo znacznego wcięcia się koryta w teren (około 1,5 m), spowodowanego dużym spadkiem (0,80/00). Gleby doliny mułowo-torfowe, na porzeżach silnie przesuszone i rozpylone, dalej błotnotorfowe w zależności od układu hipsometrycznego — przesuszone lub zabagnione.

Łąki w dolinie dawały zwykle tylko 1 pokos a na miejscach wyższych stanowiły nieużytek.

Roboty rozpoczęto od budowy jazów, a następnie przystąpiono do regulacji rzeki.

Na odcinku uregulowanym o długości 4 km pobudowane zostały 3 jazy. Konieczne są dalsze roboty melioracyjne, które w roku bieżącym obejmują tylko łąki PGR Dębe (rys. 4).



Rys. 4.

Brak kredytów nie pozwala na kontynuowanie robót wszczętem włączenia do produkcji obszernej gleby łąkowej, dla nawodnienia których projekt przewiduje budowę zbiornika o pojemności około 1 miliona m³. Efekty rolnicze nie są pełne, gdyż brak tu jest zagospodarowania i opieki łąkarza, niemniej na terenach w roku ubiegłym przesuszonych i rozpylonych osiągnięto silny porost roślinności łąkowej, z przewagą jednak chwastów.

Łącznie z melioracją doliny rzeki Swędrni są wykonywane roboty w dolinie dopływu Żabianki, która została uregulowana na długości 13 km i na której pobudowano 9 jazów. Glebą doliny Żabianki jest w dolnej części torf, a w górnej piaski z dużą ilością rudy. Torfy i mursze są obecnie zagospodarowywane, natomiast piaski są przesuszone z powodu braku wody, mimo to regulacja rzeczki była konieczna ze względu na odwodnienie podmokłych pól i poprawienie stosunków sanitarnych przyległych wsi. W roku bieżącym zostanie tu przy 4 jazach zastosowane nawodnienie zimowe, a następnie wiosenne.

CO KAŻDY PALACZ KOTŁOWY WIEDZIEĆ POWINIEN

Inż. mech. **BOLESŁAW JUNOSZA-HUMIEŃSKI**

Warszawa 1951, Państwowe Wydawnictwa Techniczne,
str. 70.

Książka podaje podstawowe wiadomości z zakresu budowy i obsługi kotłów parowych najprostszych typów, wypełniając lukę, jaką powodował brak popularnego podręcznika do szkolenia i samokształcenia palaczy kotłowych.

Autor omawia systemy kotłów, zjawisko pary wodnej i ciśnienia, spalanie i paleniska, przegrzewacze pary i podgrzewacze wody, zasilanie kotłów wodą, manometr i zawory bezpieczeństwa, powstawanie zanieczyszczeń w kotle i usuwanie ich, wybuchy kotłów, zasady obsługi kotłów, urzędowe rewizje i próby wodne kotłów, na koniec pojęcie ciepła i temperatury oraz własności paliw.

Materiał podany jest w postaci pytań i odpowiedzi, co przyczynia się do przejrzystości tekstu i ułatwia przyswojenie wiadomości.

O ile poszczególne kwestie omówione są w sposób zwięzły lecz na ogół wystarczająco jasny i wyczerpujący, a wiele wskazówek podano bardzo konkretnie i praktycznie, jak np. obsługa palenisk, budowa i obsługa przyrządów zasilających, czyszczenie kotłów i in., o tyle sprawa wody kotłowej została zbyt skąpo potraktowana. W dobie obecnej nawet palacz obsługujący prosty kocioł winien więcej wiedzieć o przygotowaniu wody zasilającej niż tylko to, że woda twarda „bywa oczyszczana w specjalnych aparatach, w których do odpowiednio podgrzanej wody dodaje się sody i wapna, a następnie przepuszcza się ją przez filtry”. Również krótką tylko wzmiankę znajdujemy na temat odoliwiania kondensatu, podczas gdy awarie prostych kotłów, zwłaszcza płomienicowych, spowodowane są najczęściej osiadaniami tłuszczu na wewnętrznych ściankach kotła. Oddziaływanie podczas ruchu kotła środkami chemicznymi na wodę w nim zawartą dla zapobiegania kamieniowi kotłowemu wspomniane jest mimochodem przy omawianiu czyszczenia kotła, przy czym ze środków przeciw kamieniowi wymieniona jest tylko soda zwykła. Nie ma w książce wzmianki o spuszczeniu wody z kotła celem usunięcia gromadzącego się na powierzchni tłuszczu oraz górnej warstwy wody, zawierającej największą koncentrację soli. Czynność taka zwana szumowaniem kotła odbywa się przy pomocy osobnego górnego zaworu. O szlamowaniu zaś kotła, omawianym zresztą w rozdziale o przyrządach zasilających kocioł, podano wiadomości zbyt ogólnikowe jak na tak ważną i odpowiedzialną czynność. Sięgając do praktyki radzieckiej w dziedzinie kotłów statkowych spotykamy się z wymaganiami, aby szlamowania nie wykonywać przy ciśnieniu wyższym niż 3 atm., podczas gdy autor upoważnia palacza do szlamowania kotła nawet przy pełnym ciśnieniu pod dość problematycznym warunkiem, iż przyrządy spustowe kotła są mocno zbudowane.

Powyższe świadczą o niedocenianiu zagadnienia wody przy niewielkich kotłach najprostszych typów, jakim książka jest w zasadzie poświęcona.

Wśród podanych na wstępie książki wiadomości ogólnych o kotłach brak informacji o urzędowym dozorze kotłów oraz wyjaśnienia, jakie kotły mu podlegają oraz jakie są zasady tego dozoru.

W rozdziale o paleniu i paleniskach omówiony jest skład spalin uchodzących do kolumny, a wśród nich spotykamy dwutlenek węgla pod nazwą „gazu zupełnie spalonego”. Określenie takie zaciemnia zjawisko spalania czytelnikowi, który przed tym dowiedział się, iż dwutlenek węgla jest węglem zupełnie spalonym.

Książka inż. Humieńskiego trafi niewątpliwie również i do rąk pracowników żeglugi. Niestety, specyfika kotłów statkowych nie została przez autora zupełnie uwzględniona poza wzmianką o typie kotła okrętowego zwrotnego. Czytelnik nie dowie się np., że w kotłach statkowych linię ogniową ustala się przy poprzecznym przechyle statku o 40°, że zawory bezpie-

czeństwa muszą być sprężynowe, a manometry, szkła wodowskazowe i kurki probiercze — podwójne; że drugim urządzeniem zasilającym kocioł na statku nie może być smoczek, lecz pompa itp.

Popularne wydawnictwo o znacznym nakładzie (10.000 egz.), poświęcone prostym, niewielkim kotłom parowym, nie powinno pomijać tej licznej ich grupy, jaką reprezentuje żegluga, przede wszystkim śródlądowej, której kotły podlegają wspólnemu nadzorowi urzędowemu z kotłami lądowymi.

Przyjmując, iż z treścią omawianej książki zetkną się pracownicy posiadający już pewną praktyczną znajomość kotłów parowych można się spodziewać, iż wydawnictwo rozszerzy i ugruntuje wśród zainteresowanych podstawowe wiadomości, potrzebne przy eksploatacji kotłów w mniejszych zakładach przemysłowych.

Dla kotłów statkowych należałoby pomyśleć o wydaniu osobnego podręcznika obsługi, raczej już obszerniejszego, biorąc pod uwagę, że w naszej literaturze technicznej niczego jeszcze na ten temat nie posiadamy.

Inż. L. Nekanda-Trepka.

BADANIA NAD EROZJĄ GLEB W POLSCE

Praca zbiorowa pod redakcją St. Baca i J. Ostromieckiego.

Wydanie Państwowych Wydawnictw Rolniczych i Leśnych.

Książka zawiera 198 stron druku, liczne wykresy i fotografie.

Na trzecie składają się osobne prace:

A. Reniger — Próba oceny nasilenia i zasięgów potencjalnej erozji gleb w Polsce,

S. Bac — Wpływ pracy pługa na przemieszczanie gleb,

A. Reniger — Zalesienie i zadrzewienie śródpolne jako czynnik ochronny gleb Polski przed erozją,

J. Ostromiecki — Wpływ erozji na żyzność gleby i pionowania w krajobrazie moreny dennej,

A. Oświecimski — Przemieszczanie gleb na polu ornym i pastwisku w terenach podgórskich,

S. Ziemiński — Zapobieganie i zwalczanie erozji gleb na lessach,

S. Rogiński — Doświadczalne pokazowe pole przeciwoerozyjne w Minikowie.

Celem książki jest danie poglądu na zagadnienie erozji gleb w naszym kraju na tle zjawisk erozji i zabiegów przeciwoerozyjnych w świecie, a ponadto zaznaczenie czytelnika z pracami podjętymi przez nasze placówki naukowe w zakresie uchwycenia zjawisk i pokierowania procesami zapobiegającymi erozji wodnej, na różnego rodzaju glebach i użytkach.

Praca stawia problem i podkreśla jego wagę w warunkach Polski, wskazując na przyczyny i rejon występowania erozji. Oświeclając wagę zagadnienia poszczególni autorzy dzielą się z czytelnikiem swoimi spostrzeżeniami, zaczerpniętymi ze wstępnych wyników prowadzonych badań i systematycznych doświadczeń na polach przeciwoerozyjnych — w Krzyżowej pow. Świdnica, w Stawnie k. Lublina i Minikowie k. Bydgoszczy.

Książka składa się jak gdyby z dwóch części. Pierwsza to prace: Renigera, Baca i Ostromieckiego, mówiące czym jest, z jakich przyczyn i gdzie występuje erozja, z próbą przedstawienia mierników jej nasilenia. Druga — to prace pozostałe, mówiące o tym, że zostały rozpoczęte ciekawe i ważne badania, które nie tylko należałoby śledzić, ale dołożyć starań, by zostały one rozwinięte i przeniesione na grunt praktyczny.

Bogatą treść słowną zaopatrzoną licznymi zestawieniami poszerzają znakomicie wykresy i fotografie. Dla rolnika i melioratora książka jest poważnym przyczynkiem do poszerzenia wiadomości z dziedziny, która dopiero wchodzi w orbitę ważnych zagadnień rolniczo-melioracyjnych w Polsce.

J. P.

POLSKIE TOWARZYSTWO METEOROLOGICZNE
I HYDROLOGICZNE

Powołane do życia z końcem 1947 r. Polskie Towarzystwo Meteorologiczne i Hydrologiczne grupuje w swych szeregach najwybitniejszych ludzi nauki i miłośników tych dwu dziedzin. Celem T-wa jest popieranie rozwoju meteorologii, hydrologii i nauk pokrewnych. Organizacyjne Walne Zgromadzenie wybrało na prezesa Zarządu Głównego prof. dra St. Leszczyckiego, który pełnił tę funkcję w okresie 1947—49.

Działalność P.T.M. i H. zamierzono skoncentrować w następujących kierunkach:

- organizacja studiów wyższych w zakresie geofizyki,
- utworzenie własnego wydawnictwa,
- ustalenie polskiego słownictwa meteorologicznego,
- popularyzacja meteorologii i hydrologii.

W 1948 r. wydano pierwszy numer własnego czasopisma — Kwartalnik „Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny” pod redakcją prof. Górczyńskiego. Numer ten przyniósł kilka ciekawych artykułów interesujących nas od strony gospodarki wodnej, a to: dr Gumiński — „Próba wydzielenia dzielnic rolniczo-klimatycznych w Polsce”, Prof. Dębski — „Parowanie terenowe i jego gradient południkowy na ziemiach niżu sarmackiego”, Prof. Bac — „Meteorologia a melioracje rolnicze”, Prof. Ostromięcki — „Parowanie okresu zimowego”, Inż. Skibniewski — „Zanieczyszczanie wód płynących” i inne.

Numer następny (2—4), wydany za pozostałe 3 kwartały 1948 r., poza artykułami ogólnymi zawiera: Inż. Skibniewski — „Drogi wodne w Polsce”, A. Rojecki — „Materiały dotyczące organizacji szkolenia specjalistów w zakresie nauk geofizycznych ze szczególnym uwzględnieniem meteorologii”.

W 1949 r. wydano pod redakcją prof. Stenzy nr 1—4, w którym znaleźć można m. in. następujące prace: Prof. Dębski — „Systematyka hydrologii”, Prof. Stenz — „Sieć wodna Afganistanu”, Dr Schmuck — „Przebieg dobowy parowania we Wrocławiu oraz bogaty dział bibliograficzny i informacyjny.

Na ukończeniu znajduje się rocznik 1950, poświęcony 50-leciu pracy naukowej prof. Górczyńskiego oraz I Kongresowi Nauki Polskiej. Udział T-wa w pracach przygotowawczych do Kongresu był znaczny. Wspólnie z Podsekcją Geofizyki organizowano zjazdy i konferencje poświęcone zagadnieniom meteorologii i hydrologii. W pracach poszczególnych grup roboczych członkowie T-wa brali czynny udział.

Największą bodaj zasługą P.T.M. i H. jest jego wkład w zorganizowanie Studium Geofizyki przy Wydz. Mat.-Fiz. Uniwersytetu Warszawskiego. Na

Studium przewię PW 3105/Gk-Gd./30

łach: fizyce litosfery, fizyce atmosfery i hydrosfery (w dwóch poddziałach: hydrologii kontynentalnej i oceanografii). Utworzenie tych specjalności przyczyni się waleń do zlikwidowania braku kadr meteorologicznych i hydrologicznych. W chwili obecnej czynne są dwie katedry geofizyki: I — prof. dr Edward Stenz i II — prof. Teodor Kopcewicz. Trzecia katedra znajduje się w stadium realizacji.

Wśród terenowych prac naukowych prowadzonych od 1949 r. na wyróżnienie zasługują:

- badania nad polami „wiecznych” śniegów i zbiorników wodnych w Tatrach,
- badania nad termiką jezior tatrzańskich,
- badania limnoaktywnometryczne w Jeziorach Mazurskich.¹⁾

Akcja popularyzacyjna prowadzona jest poprzez odczyty i zebrania naukowe, jakie odbywają się w poszczególnych Oddziałach T-wa. Z ciekawszych odczytów wymienić należy:

Prof. Stenz — Sieć rzeczna i klimat Afganistanu. Inż. Kajetanowicz — Aktualne problemy służby hydrologicznej w Polsce. Dr Matusewicz — Temperatura wód płynących. Inż. Jarocki — Poprzeczna cyrkulacja wody i jej zastosowanie w hydrotechnice. Prof. Bac — Obserwacje zimowe nad ruchem gleby. Mgr Żmijewski — Pojęcie o wiatrach wybrzeża. E. Kinszenstein i B. Wojtowicz — Pomiar limnoaktywnometryczne na Jeziorach Mazurskich. Dr Hohen-dorf — Zagadnienie zmiany agroklimatu. Prof. Bac — Sposób pomiaru wysokości opadów atmosferycznych. Inż. Karwowski — Studium procesów brzegowych południowego Bałtyku. Inż. Kajetanowicz — Wielkie powodzie w Karpatach.

Two posiada Oddziały w Toruniu, Wrocławiu, Krakowie i Gdańsku.

W chwili obecnej Zarząd Główny pracuje w następującym składzie:

Prezes — Prof. Dr Edward Stenz,
I v-prezes — Dr Inż. Julian Lambor,
II v-prezes — Doc. Dr Romuald Gumiński,
Sekretarz — Dr Stanisław Zych,
Skarbnik — Ananiasz Rojecki,

Członek Zarządu — Prof. Dr Stanisław Leszczycki oraz Przewodniczący poszczególnych Oddziałów.

Siedzibą P.T.M. i H. jest chwilowo Zakład Geofizyczny U. W., ul. Hoża 74.

¹⁾ O wynikach tych badań traktuje artykuł prof. Stenzy i inż. Mikulskiego zamieszczony w zeszycie grudniowym z 1951 r. „GW”.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,
Inż. Z. SOCHOŃ, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

Redakcja: Warszawa, ul. Mickiewicza 18. Tel. 10-62-26.

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

Konto PKO I-19873/110