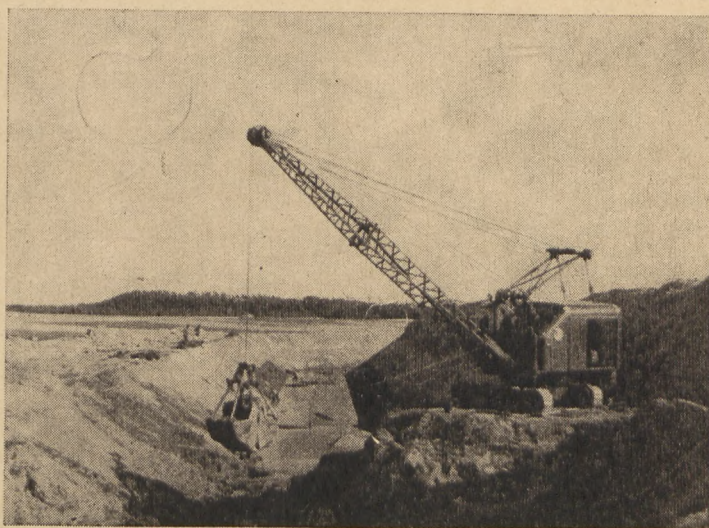


Instytut
det. Wydział Szkoły Pedagogicznej
w GDAŃSKU
K. Geoge Gosp.

GOSPO DARKA WODNA



Nr 2
1954

MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

<i>Prof. dr inż. Jerzy Ostromecki i inż. Ryszard Obrączka</i> — Zadania Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych na tle dotychczasowych prac	41
<i>Inż. Andrzej Bayer i Wacław Kwiatużyński</i> — O właściwe oblicze przemysłu stoczniowego	44

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Dr inż. Michał Strzemiński</i> — „Czarne ziemie” jako wskaźnik odwodnienia kraju	46
<i>Dr inż. Marian Czerwiński</i> — Wpływ wahań wód gruntowych w dolinie rzeki na wegetację roślin	47
<i>Inż. Czesław Bielenia</i> — Zapory ziemne i groble w świetle nowoczesnego gruntoznawstwa	52
<i>Inż. Stefan Inhatowicz</i> — Ochrona metali przed korozją w urządzeniach i konstrukcjach stosowanych w budownictwie wodnym (dokończenie)	54
<i>Prof. dr inż. Tadeusz Skawina i mgr Stanisław Janiczek</i> — Ocena wód rzecznych na tle zjawiska korozji betonu	57
<i>Inż. Władysław Jankowski</i> — Torfy jako grunt budowlany. Podstawy do obliczeń statycznych posadowienia	61
<i>Inż. Stefan Rogiński</i> — Przegląd ostatnich prac radzieckich i niemieckich, dotyczących umacniania ścianek sączków kre- cici	67
<i>Dr inż. Józef Matusiewicz</i> — Uwagi do artykułu dra inż. Juliana Lambora pt. „Nomenklatura charakterystycznych stanów wody i przepływów w rzekach”	69

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Inż. Felicja Witulska</i> — O możliwościach i korzyściach typizacji elementów małych elektrowni wodnych	70
--	----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

<i>Inż. Julian Kiersnowski</i> — Rozruch urządzeń gospodarki wodnej zakładu przemysłowego	73
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	78
LISTY DO REDAKCJI	80

Содержание

SOMMAIRE

CONTENTS

Задания Института Мелиорации на фоне последних работ
К рациональному лицу верфяной промышленности,
Черноземы как указатели осушения страны,
Влияние колебаний уровня грунтовых вод в долине реки на произрастание растительности,
Земляные плотины и запруды с точки зрения новейшего знания грунтов,
Охрана металлов от коррозии в устройствах и конструкциях применяемых в гидротехническом строительстве (окончание).
Оценка речных вод с точки зрения коррозии бетона
Торфы как строительный грунт, основа к статическому расчету.
Обзор последних советских и германских работ в отношении укрепления кротового дренажа.
Примечания к статье Доктора Инж. Ю. Лямбора „Нomenclatura характеристических уровней воды и речных дебитов”.
О возможностях и материальных выгодах типизации элементов малых гидроэлектрических станций,
Приведение в действие устройства водоснабжения на промышленном предприятии,
Обзор печати
Письма в Редакцию.

Tâches de l'Institut d'Hydraulique Agricole sur le fond des travaux recents
Sur de propre visage de l'industrie des bateaux
Terres vegetales comme index d'irrigation du pays
Influence d'oscillation des eaux du sol dans la vallée d'un fleuve sur la vegetation des plantes
Barrages à terre et remblais au point de vue de la mécanique recente du sol
Protection des métaux contre la corrosion dans des aménagements et constructions hydrauliques (fin)
Evaluation des eaux fluviales au point de vue des phénomènes de corrosion du béton
Tourbes comme fondement de constructions. Base du calcul statique
Revue des derniers travaux soviétiques et allemands, concernant consolidation du drainage de taupe
Observations à l'article du Dr Ing. J. Lambor „Nomenclature des niveaux et des debits caracteristiques des rivières”
Possibilités et avantages de la typisation des éléments des petites centrales hydrauliques
Mise en marche des aménagements hydrauliques d'un établissement industriel
Revue des publications
Lettres à la Redaction

Tasks of Agricultural Water Institute in the background of recent works
On proper face of ship-yard industry
Humus as a sign of country drainage
Influence of oscilation of soil water levels in a river valley on the vegetation of plants
Soil dams and dikes in the point of view of recent soil mechanics
Protection of metals against the corrosion in the managements and water engineering constructions (end)
Estimation of river waters on the ground of the phenomena of corrosion of concrete
Peat as a construction ground Basis of statics calculation
Review of recent Soviet and German works concerning groving strength of mole drainage
Remarks to the article of Dr J. Lambor „Nomenclature of characteristic water levels and flows”
Possibilities and profits of typisation of elements of small water power stations
Putting in motion of water managements in an industry establishment
Review of publications
Letters of readers

Warunki prenumeraty:

		Przedpł. norm.	Przedpł. ulgowa
Numer pojedynczy	8.—	24.—	13.50
		48.—	27.—
		96.—	54.—

Kwartalna
Półroczna
Roczna

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ą C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIV

WARSZAWA, LUTY 1954 R.

Nr 2 (87)

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI I INŻ. RYSZARD OBRĄCZKA

Zadania Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych na tle dotychczasowych prac naukowo-badawczych w tym zakresie

Do szeroko rozbudowanej w Polsce Ludowej sieci instytutów badawczych, przybyło jeszcze jedno ogniwo, wzmacniające prace nad podniesieniem produkcji rolniczej. W końcu 1953 r. zorganizowany został Instytut Melioracji i Użytków Zielonych, którego potrzebę od dawna odczuwała nasza praktyka rolnicza i melioracyjna.

W okresie międzywojennym nie posiadaliśmy specjalnego ośrodka badań melioracyjnych. Wprawdzie parę lat (1930—1931) istniał Instytut Melioracyjny prowadzony przez prof. Skotnickiego i prof. Turczynowicza, lecz na skutek zamknięcia i tak niesłychanie szczupłych kredytów państwowych nie zdołał rozwinąć szerszej działalności.

Prace naukowo-badawcze ogniskowały się przy paru katedrach na wyższych uczelniach, w kilku rolniczych zakładach doświadczalnych oraz okresowo pod kierunkiem prof. Baca w jednym z działów Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego (PINGW) w Puławach. Skutkiem takiego rozproszenia, tematyka badań obejmowała tylko niektóre zagadnienia, trudna była do koordynacji i wynikała raczej z chwilowych możliwości danej placówki oraz indywidualnych zainteresowań badaczy. Pomimo niekorzystnych warunków organizacyjnych, ograniczonych kredytów i braku planowości, zdołano w niektórych dziedzinach, jak np. w melioracji torfowisk, podstaw bilansów wodnych, potrzeb nawodniania itd., uzyskać pozytywne wyniki teoretyczne i praktyczne.

W toku wojny i okupacji i tak już nieliczne prace badawcze uległy zahamowaniu lub całkowitej przerwie, dlatego też bezpośrednio po wyzwoleniu Kraju stała konieczność nie tylko wznowienia badań, lecz ich rozbudowy do potrzeb przeobrażenia gospodarki narodowej.

Wobec szczupłości kwalifikowanych kadr nie było jednak możliwości stworzenia placówki samodzielnej, tym niemniej już w kwietniu 1945 r. pod kierownictwem prof. Baca powstał w ramach PINGW Wydział Melioracyjny w Puławach, organizując również oddziały w Bydgoszczy i Wrocławiu. W 1950 r. Wydział Melioracyjny przeszedł jako Dział Gospodarki Wodnej do nowopowstałego Instytutu Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa (IUNG), w którym utworzono też Dział Użytków Zielonych. Oba te działy, będące obecnie zębem kadrowym części Instytutu Melioracji i Użytków Zielonych, skupiły początkowo główne swe wysiłki na problemie wyszkolenia własnych kadr naukowych, budowie bazy materialnej w postaci laboratoriów i pól doświadczalnych, nie zaniedbując rozwijania właściwych prac badawczych zarówno doraźnych, jak i długofalowych, perspektywicznych. Zagadnienie kadr i bazy materialnej zostało w ciągu paru lat w zasadzie rozwiązane, prace badawcze posuwały się naprzód również dzięki nowym formom pracy, mianowicie poprzez włączanie we wspólny plan tematyczny katedr wyższych uczelni i organizowaniu zespołów dla poszczególnych problemów.

Przegląd badań wykonanych dotychczas przez omówione placówki wypada rozpocząć od zagadnień hydrometeorologicznych, stanowiących ważną część podstaw dla planowania melioracyjnego.

Na odcinku rolnictwa Dział Gospodarki Wodnej uzupełniał pracę PIHM, względnie inicjował badania w zakresie: poznania bilansów surowych i perspektywicznych, określenia potrzeb

wodnych produkcji roślinnej, metodyki bilansowania wód dla celów melioracyjnych, oceny wpływu czynników klimatycznych na produkcję roślinną i wreszcie prowadzenia specjalnych obserwacji meteorologicznych w rolniczych zakładach doświadczalnych.

Dla wypracowania poglądów dostosowanych do konkretnych warunków zachodziła jednak potrzeba wykonania wielu prac przygotowawczych o charakterze rejestracyjnym. Tak więc w ramach współpracy z PIHM zestawiono część opadową do bilansu wodnego surowego zlewni Wisły w przedziałach miesięcznych za lata 1921 — 1937 w kilkudziesięciu przekrojach wodowskazowych. Dane te, łącznie z wielkościami odpływu są wykorzystywane w projektowaniu wodno-melioracyjnym i służą do dalszych opracowań bilansowo-wodnych.

Planowe gospodarowanie wodą wymaga poznania bilansów perspektywicznych, a dla ich zestawienia oprócz bilansu surowego niezbędne są liczby ilustrujące potrzeby wodne rolnictwa w naszych warunkach. Zwrócono zatem uwagę na parowanie terenowe przede wszystkim z powierzchni użytków zielonych, jako rozchodzących znaczne ilości wody i wypośredkowane normy przydatne w projektowaniu nawodnień. Opracowano mapę częstości występowania miesięcy posusznych, mapy niedoborów opadowych, mapy rozkładu niedosytów wilgotności, zanalizowano jednostkowe zmiany hydrologiczne zachodzące w glebie i zlewni pod wpływem melioracji i agrotechniki. Materiały powyższe pozwoliły na wstępną charakterystykę przyszłych potrzeb wodnych rolnictwa w Polsce i wysunięcie sposobów pokrycia niedoborów.

W zakresie meteorologii rolniczej opracowano pod względem klimatu monograficznie kilka rejonów, prowadzono stałe obserwacje dla potrzeb doświadczalnictwa rolniczego, poddano analizie występowanie szkodliwych z punktu widzenia rolnictwa czynników meteorologicznych, a w latach ostatnich zajęto się zagadnieniem zadrzewień śródpolnych, organizując sieć obserwacyjną w obszarze niskich opadów. Z pomiarów tych wnioskować można, że nie przesadzając form i typów zadrzewień, wprowadzenie ich na wylesionym niżu naszego kraju będzie korzystne dla wywołania zmian mikroklimatu i stosunków wodnych terenu, aczkolwiek działanie zadrzewień zaznaczy się zapewne mniej intensywnie, niż w stepowych rejonach Związku Radzieckiego.

Dotychczasowe badania hydrometeorologiczne przyczyniły się niewątpliwie do utrwalenia wśród melioratorów poglądu o konieczności zapewnienia równowagi bilansowej drogą nawodnień i magazynowania wody dla rolnictwa, co znalazło już swój wyraz w konkretnych robotach wykonawczych i przejawiało się w poważnym traktowaniu potrzeb wodnych rolnictwa w opracowywanych planach wykorzystania naszych wód dla energetyki i żeglugi.

Z zagadnieniami bilansu wodnego łączy się tematycznie ochrona gleb przed erozją. Przejęcie w rolnictwie z gospodarki indywidualnej na wyższe społeczne formy wymaga wprowadzenia stosownych zabiegów ochronnych i zwalczających w terenach potencjalnie podatnych na erozję lub już nią dotkniętych. Ochrona gleb przed erozją, oprócz bezpośredniego podniesienia plonu i przywrócenia żyzności gleb, wpłynie też korzystnie na bilans wodny całych zlewni, przekształcając odpływy powierzchniowe w gruntowe.

Po wstępnej ocenie tego zjawiska obejmującego około 20% powierzchni kraju, wyodrębniono rejonu o silniejszym zaawansowaniu procesów erozyjnych i przystąpiono do ich szczegółowego rozpoznania. Poprzez badania terenowe, obserwacje i doświadczenia polowe stwierdzono ilościowe straty w plonach i w żyzności gleby, zachodzące u nas na skutek erozji, jednocześnie zaś postępowały prace nad jej zwalczaniem i ochroną gleb. Przebądano na polach doświadczalnych różne systemy zabiegów typu agrotechnicznego i hydrotechnicznego, wskazując, że procesy zmywów mogą być u nas w wielu przypadkach przerwane i opanowane stosunkowo prostymi metodami, jak zmianą układu pól i kierunków orki, wprowadzeniem trwałych użytków i doбором piodozmianów. Stwierdzono również, że zniszczenie gleb w terenach falistych spowodowane bywa nie tylko zmywaniami, ale także przez niewłaściwe zabiegi uprawowe, przede wszystkim orki wzdłuż spadów.

Ekspertyzy przedmelioracyjne i badania terenowe były ważnym ogniwem łączącym badania naukowe z praktyką wodno-melioracyjną. W zakresie większych ekspertyz organizowano zespołowe badania doliny Wisły na powierzchni 1.200 km², pogłębiając studia florystyczne studiami gleboznawczymi i hydrologicznymi i uzyskując materiały obrazujące dynamikę przeobrażenia się doliny, w związku z regulacją i obwałowaniem. Dla celów projektowania melioracyjnego organizowano też względnie brano udział w ekspertyzach kilku zlewni większych, jak Biebrzy, Wieprza itd. Poza tymi studiami podstawowymi corocznie wykonywano kilkanaście ekspertyz charakteru lokalnego. W zakresie metodycznym opracowano wytyczne do ekspertyz generalnych oraz wstępną klasyfikację łąk dla celów melioracyjnych.

Z zagadnień techniczno-melioracyjnych zajęto się jedynie drenowaniem krecim i nawodnieniem łąk. W konstrukcji pługów krecich Dział Gospodarki Wodnej uczestniczył pośrednio, kładąc natomiast nacisk na ocenę przydatności i trwałości drenowania kreciego w naszych warunkach. Kilkuletnie doświadczenia na ten temat dały już materiał do sporządzenia instrukcji dla praktyki. W zakresie nawodnienia użytków zielonych zwrócono uwagę na zagadnienia hydrologiczne i nawodnienia powierzchniowe, nie tylko w dolinach, lecz i w terenach podgórskich.

Zapoczątkowano też doświadczenia na Żuławach (przejęte w roku 1953 przez specjalny zakład) w związku z koniecznością rekonstrukcji szczegółowej sieci odwodniającej, która w obecnym stanie utrudnia mechanizację rolnictwa.

Wreszcie przedmiotem prac badawczych w związku z rozbudową miast było użytkowanie rolnicze ścieków miejskich, które nie powinno być traktowane wyłącznie pod kątem obciążenia jakie powodują dla miasta w procesie oczyszczania, lecz które z uwagi na wartość nawozową mogą stać się cennym surowcem.

Po dokonaniu inwentaryzacji i rejestracji istniejących pól irygacyjnych, udzielono porad dla ich prawidłowej eksploatacji, uruchomiono też szereg doświadczeń nad niezbędnym stopniem oczyszczania wstępnego, dawkowanym, systemami nawodnień oraz nowymi kulturami.

W Dziale Użytków Zielonych, który nie posiadał w dawnym P. I. N. G. W. odpowiednika, lecz powstał dopiero w r. 1950 przy organizowaniu IUNG, przy skromnej ilości około 10 pracowników naukowych (w tym 2 samodzielnych) rozpracowano zagadnienie dotyczące doboru gatunków traw do koniecznych mieszanek polowych w związku z wprowadzeniem trawopólno-go systemu Williama w Polsce. Zajęto się sprawą podniesienia produktywności trwałych użytków zielonych drogą nawożenia mineralnego i organicznego, opracowując metody regeneracji starych łąk torfowych drogą nawożenia bez potrzeby uciekania się do kosztownego pełnego obsewu z przeoraniem starej darni.

Prace Sekcji Gospodarki Górskiej w Krakowie prowadzone głównie w Gorcach na Turbacz, w Jaworkach oraz w Lipowej na Żywiecczynie wyjaśniły szereg spraw dotyczących nawożenia łąk i pastwisk górskich, oraz wpływu nawożenia na jakość siana i zawartość karotenu. Opracowano również nowe metody koszarzenia owczych pastwisk halnych oraz nowe metody zestawiania mieszanek traw do przemennych użytków zielonych dla okolic podgórskich, pozwalające na znaczną oszczędność materiału siewnego.

Na tle pozytywnych osiągnięć w dotychczasowym dorobku naukowym i organizacji omówionych placówek badawczych, zarysowały się jednak pewne braki. Mianowicie, zarówno działy PINGW, jak i IUNG nie obejmowały całości zagadnień melioracyjnych, ponadto w tematyce zagadnienia przyrodnicze i hy-

drologiczne przeważały nad zagadnieniami konstrukcyjno-technicznymi, tak ważnymi w bieżących pracach służby wodno-melioracyjnej.

Wreszcie podkreślić trzeba, że rozwój planowania gospodarki wodnej kraju w związku z programem Frontu Narodowego i powołaniem Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk wykazał jak wiele powstało w międzyczasie nowych problemów wymagających rozwiązania.

Ten ostatni moment, tj. postawienie przed melioracjami w Polsce Ludowej szeroki, dotychczas nigdy nie wysuwanych koncepcji i perspektyw co do opanowania żywiołowego obiegu wody i przekształcenia go w obieg planowy, zabezpieczający kompleksowo rozwój rolnictwa, energetyki, żeglugi, przemysłu i osiedli, kazał zwrócić uwagę na dysproporcję między potrzebami i zamówieniami praktyki a możliwościami istniejącej produkcji naukowej w dziedzinie melioracji.

W wyniku akcji podjętej przez stowarzyszenia techniczne i po dyskusji na łamach czasopisma „Gospodarka Wodna” stwierdzono konieczność zorganizowania nowej melioracyjnej placówki badawczej, a Rząd Polski Ludowej zapewnił realizację postulatów, powołując w 1953 r. uchwałą Prezydium Rady Ministrów Instytut Melioracji i Użytków Zielonych (IMUZ).

Przy układaniu zakresu działania, programu i planu pracy IMUZ, nad którego organizacją prace rozpoczęto już w drugiej połowie 1952 r., uwzględniono potrzeby wynikające z planowego rozwoju gospodarki narodowej w dziedzinie rolnictwa i łączące się z tym potrzeby instytucji, zajmujących się realizacją planów gospodarczych, szczególnie z zakresu melioracji wodnych. Ponadto kierowano się wytycznymi PAN dla opracowywania planu badań naukowych szczególnie ważnych dla rozwoju gospodarki i kultury narodowej oraz opiniami rzeczoznawców radzieckich — akademika Szarowa i prof. Bielikowa.

Zgodnie ze statutem siedzibą Instytutu jest Warszawa, jednak ma on prawo tworzyć terenowe ośrodki badawcze, których w obecnej chwili posiada cztery oraz rolnicze zakłady badawcze, które będą tworzone w 1954 r. Rozmieszczenie ośrodków oraz zakładów badawczych powinno umożliwić Instytutowi prowadzenie badań dostosowanych do różnorodnych warunków glebowo-klimatycznych, istniejących w naszym kraju.

Zadania Instytutu, ustalone w statucie, przewidują prowadzenie prac naukowo-badawczych w dziedzinie melioracji rolnych oraz w dziedzinie trwałych użytków zielonych.

Pod względem organizacyjnym IMUZ dzieli się na dwa pionier naukowe: A) naukowo-badawczy, którego zakres pracy stanowi właściwe rozwinięcie oraz uzupełnienie pracy działów przekazanych przez Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa oraz B) z pionu naukowo-technicznego, obejmującego zagadnienia związane z techniką projektowania i wykonawstwa melioracyjnego, które w dotychczasowej pracy IUNG uwzględniane nie były.

Zakres pracy poszczególnych działów oraz najważniejsze zagadnienia w planie badań na rok 1954 przedstawiają się następująco:

A) w pionie naukowo-badawczym:

Dział Kształtowania Środowiska Przyrodniczego prowadzić będzie badania z zakresu:

- kształtowania środowiska przyrodniczego, drogą regulacji stosunków glebowych i wodnych oraz oddziaływania przy pomocy zalesień, zadrzewień i innych zabiegów,
- opracowywania syntetycznego zagadnień związanych z gospodarką wodną w rolnictwie.

Plan na 1954 r. przewiduje kontynuację prac Działu Gospodarki Wodnej IUNG, związanych z kształtowaniem klimatu lokalnego, ustalenie potrzeb wodnych roślin w okresie wegetacji i zmian bilansowych pod wpływem zabiegów agrotechnicznych, dalsze badania dotyczące zasięgów erozji i zabiegów przeciwoerozyjnych, a także doskonalenie metodyki ekspertyz melioracyjnych generalnych i studiów wstępnych.

Dział Hydrologiczny zająć się:

- badaniem stosunków hydrometeorologicznych dla potrzeb melioracji rolnych;
- ustaleniem metodyki opracowywania bilansu wodnego dla potrzeb rolnictwa;
- opracowywaniem normatywów hydrologicznych.

W pierwszym okresie pracy Dział ustali metodę układania równań bilansów wodnych dla mniejszych zlewni, opracuje podstawowe bilanse dla zlewni większych i średnich oraz normy dopuszczalnych prędkości maksymalnych i minimalnych w ciekach, a także normy wielkich wód zimowych i letnich. Po-

nado zamierza się zapoczątkować badania nad warunkami powstawania wody zawieszanej w gruncie oraz nad wpływem lasu na stosunki wodne zlewni, zależnie od jego typograficznego rozmieszczenia.

Dział Użytków Zielonych prowadzić będzie nadal badania dotyczące zwiększenia bazy paszowej. Plan tematyczny przewiduje:

- a) badania nad doбором mieszanek traw i motylkowych dla łąk przemysłowych;
- b) ustalenie zasad agrotechniki na trwałych użytkach zielonych, obejmujących pielęgnowanie, nawodnienie, odpowiednie dawki i okresy nawożenia (włączając w to badania nad nowymi środkami nawozowymi, wivianitem, tufem i fosforytami) i podsiewu.

Na łąkach i pastwiskach górskich zamierza się podnieść produktywność drogą nawożenia organicznego, ustalając zasady nowego systemu koszarzenia.

Włączając się do kompleksowych badań prowadzonych w dołinie Noteci, Dział zapoczątkuje szczegółowe badania, zmierzające do unormowania gospodarki łąkowej i pastwiskowej w tej wielkiej bazie użytków zielonych.

W 1954 r. prowadzone także będą próby z różnymi metodami typologii i inwentaryzacji łąk, jako wstęp do inwentaryzacji terenów łąkowych, która ma być przeprowadzona w latach następnych na terenie całego kraju.

Do zakresu działania Działu Melioracji należy przede wszystkim ustalenie systemów melioracji na użytkach zielonych i gruntach ornych oraz zagospodarowania gruntów zmierzających i eksploatacja urządzeń melioracyjnych.

Obecnie Dział ten prowadzić będzie nadal badania nad metodami wykorzystania ścieków miejskich oraz metodą i techniką nawodnień i odwodnień łąk i pastwisk. Planuje się zapoczątkowanie badań nad nawodnieniem gruntów ornych oraz metodyką układania harmonogramów eksploatacji urządzeń melioracyjnych w połączeniu z pracami rolniczymi.

Dział Ekonomiki Melioracji Rolnych zapoczątkuje badania nad podnoszeniem rentowności nakładów melioracyjnych. W związku z tym będzie on ustalać metodykę dla opracowania uzasadnień ekonomicznych przy ekspertyzach generalnych oraz zajmie się analizą wyników nakładów inwestycyjnych i kosztów eksploatacyjnych przy różnych zrealizowanych w praktyce systemach melioracji i zagospodarowania.

Ponieważ badaniem Żuław zajmuje się Zakład działający w ramach Centralnego Instytutu Rolnictwa (CIR), **Dział Melioracji i Zagospodarowania Terenów Depresyjnych** prowadzić będzie prace na terenach w Zalewie Szczecińskim, nadodrzańskim i nad Lebą, dla których zamierza się wykonać w roku bieżącym ekspertyzy wstępne oraz współpracować przy ustaleniu wytycznych pozwalających na tymczasowe zagospodarowanie tych terenów.

Nad wykorzystaniem torfów w rolnictwie pracował dotychczas Instytut Torfowy w Elblągu. Ograniczał się on jednak do zagadnień związanych z wprowadzeniem ściółki torfowej oraz wynikami stosowania humianów na produkcję rolną, a obecnie prowadzić będzie nadal prace związane z przemysłową eksploatacją złóż torfowych oraz przemysłowym przetwórstwem torfu dla potrzeb rolnictwa. **Dział Wykorzystania Torfu** dla celów rolniczych w IMUZ będzie badać zagadnienia związane z kompleksowym zagospodarowaniem przestrzennym i melioracjami na torfowisku.

W związku z tym zamierza on zająć się uzupełnieniem istniejącego katastru torfowego (co pozwoli na pełną inwentaryzację terenów torfowych w celu ich melioracji i zagospodarowania) oraz ustaleniem warunków technicznych dla projektowania gospodarki przestrzennej na torfowisku.

Ponieważ na torf zwraca się coraz większą uwagę, jako na środek nawozowy i opałowy, Dział Wykorzystania Torfu zamierza opracować metody eksploatacji torfu w ramach i dla potrzeb gospodarstwa rolnego, posiadającego torfowisko.

Ostatnia komórka w pionie naukowo-badawczym — **Główne Laboratorium Gleboznawczo-Wodne** będzie pełnił funkcje usługowe w stosunku do działów merytorycznych, wykonując wszelkie niezbędne analizy biologiczne, chemiczne oraz badając właściwości fizyczne gleb. Z biegiem czasu Laboratorium będzie również pracować naukowo według własnego planu tematycznego.

B) w pionie naukowo-technicznym:

Dział Mechanizacji i Organizacji Robót Melioracyjnych zajmować się będzie

podniesieniem wydajności pracy na robotach wodno-melioracyjnych, przez polepszenie organizacji pracy oraz zastosowanie mechanizacji. Plan tematyczny przewiduje wytypowanie i zbadanie działalności szeregu maszyn, mogących mieć szersze zastosowanie na robotach melioracyjnych, opracowanie założeń technicznych dla nowych typów maszyn, szczególnie do konserwacji rowów, plantowania ziemi z rowów, zasypywanie rowów drenarskich, żrzynaczy krzaków itd.

W zakresie organizacji pracy Dział zamierza ustalić metody projektowania organizacji placu budowy oraz przeanalizować składniki kosztów robót melioracyjnych pod kątem zgodności z kosztorysem oraz obniżki przez zastosowanie mechanizacji.

Dział Urządzeń Melioracyjnych zajmie się ustaleniem warunków technicznych dla projektowania budowli wodno-melioracyjnych. Jako najważniejsze zagadnienia wytypowano:

- a) badania dotyczące trwałości uregulowanych i naturalnych koryt rzecznych w różnych warunkach terenowych i gruntowych, które odbywać się będą na wytypowanych ciekach wodnych, w celu ustalenia najwłaściwszych elementów technicznych dla regulacji rzek;
- b) wybór najbardziej racjonalnych typów umocnień na rowach, kanałach i rzekach w gruntach torfowych i mineralnych;
- c) wybór typów małych budowli dla celów nawodnienia i odwodnienia;
- d) ustalenie normatywów technicznych dla wykonawstwa niektórych robót wodno-melioracyjnych, dotyczących zarówno materiałów, jak i warunków wykonania;
- e) wstępne studia nad wykorzystaniem energii wodnej na małych ciekach.

Do zakresu pracy **Działu Zaopatrzenia** w Wodę będzie należeć ustalenie warunków technicznych dla stosowania wodociągów i kanalizacji w ośrodkach gospodarki rolnej. W związku z tym Dział zbierze odpowiednie materiały i dane zarówno bibliograficzne, jak i terenowe oraz opracuje szereg typów urządzeń wodociagowych, studziennych i kanalizacyjnych.

W dalszej pracy Dział opracuje wytyczne dla lokalizacji studni, w zależności od warunków hydrogeologicznych, zajmie się zbadaniem możliwości oraz ustaleniem normatywów dla wykorzystania wód powierzchniowych i gruntowych do celów pitnych.

W pionie naukowo-technicznym prowadzone będą również prace wstępne nad utworzeniem **Głównego Laboratorium Hydrotechnicznego i Materiałoznawstwa**, w którym z biegiem czasu odbywać się będą badania hydrauliczne budowli wodnych na modelach, badania wytrzymałości gruntów związane z posadowieniem budowli melioracyjnych, badania na modelach projektów regulacji cieków oraz przydatności poszczególnych materiałów dla budownictwa wodno-melioracyjnego.

Ponadto utworzone zostały: **Dział Planowania Badań Naukowych** oraz **Działowy Ośrodek Dokumentacji**, jako komórki usługowe. W celu jak najszybszego przekazywania wyników prac naukowych praktyce powstała komórka **Doświadczeń i Masy**, która zajmować się będzie popularyzacją osiągnięć przy pomocy radia i prasy, jak również prowadzić pokazowo-dydaktycznie doświadczenie w terenie.

Ustalony zakres prac IMUZ jest bardzo szeroki. Wynika on z potrzeb praktyki melioracyjnej oraz konieczności prowadzenia tych badań, które w wyniku końcowym pozwolą na ustalenie naukowych podstaw melioracji rolnych i maksymalne podniesienie produkcji rolnej przez planowe przekształcenie środowiska przyrodniczego.

Mimo że właściwe formowanie się IMUZ odbywa się dopiero od kilku miesięcy, szereg działów, zwłaszcza w pionie naukowo-badawczym, znacznie powiększył swe kadry i poczynił przygotowania do pracy nad realizacją obszernej tematyki zamieszczonej w tegorocznym planie badań.

Na pierwszej naradzie produkcyjnej pracowników naukowych IMUZ odbytej w dniu 2.I.1954 r., w związku z włączeniem się nauki do realizacji wytycznych IX Plenum KC PZPR, poddano analizie metody i plan pracy na rok 1954 oraz przyjęto szereg zobowiązań produkcyjnych. Zobowiązania te zmierzają w kierunku ścisłego powiązania z praktyką i udostępnienia jej badań naukowych oraz udzielenia konkretnej pomocy rolnictwu dla wykonania zadań w latach najbliższych, zwłaszcza w zakresie powiększania produktywności użytków zielonych oraz w racjonalnym projektowaniu i wykonawstwie wodnych melioracji.

INŻ. ANDRZEJ BAYER I WACŁAW KWIATUSZYŃSKI

Biuro Konstrukcyjne Taboru Rzecznego

O właściwe oblicze przemysłu stoczniowego

Wśród poszczególnych punktów Programu Frontu Narodowego zagadnienia wodne w całym swym najbardziej różnorodnym aspekcie zajmują jedno z czołowych miejsc. Fakt ten, ciesząc serce każdego związanego ze śródlądziem pracownika, wymaga jednak skrupulatnego przeglądu sił i możliwości, by w porę wyłowić wszelkie braki, o które potknąć mogłaby się realizacja zapowiadanych zadań.

Dla utrzymania i eksploatacji dróg wodnych podstawę stanowi przemysł stoczniowy, produkujący i utrzymujący w stanie przydatności eksploatacyjnej środki techniczne: tabor pływający techniczny i przewoźowy. O konieczności ożywienia i rozwinięcia naszego stoczni rzecznych mówi się nie od dziś, ale dziś dopiero istnieją warunki, w których rozwój stoczni rzecznych może być właściwie zaplanowany i realnie dokonany.

Rozpatrzmy bowiem proces budowy (lub poważnego remontu) jednostki pływającej. Choć zakładem wykonującym budowę jest w zasadzie stocznia, to jednak w rzeczywistości w produkcji stoczniowej zaangażowanych jest wiele gałęzi najróżnorodniejszych przemysłów, od hutnictwa i przemysłu maszynowego poczynając, poprzez przemysł lekki, elektrotechniczny, chemiczny, drzewny, do zdobnictwa i galanterii. A więc podstawowym warunkiem rozwoju stoczni jest co najmniej dostateczny ogólny poziom uprzemysłowienia kraju. Dlatego też, pomijając nawet fakt braku atrakcyjności spraw wodnych dla kapitału w warunkach Polski przedwrześniowej, nie mogło być mowy o rodzimym przemyśle stoczniowym. I gdyby nawet ówczesni rządcy kraju zechcieli nagle stocznie rozwinąć, to w niesprzyjających warunkach mogłyby powstać jedynie sztuczne twory, pozbawione oparcia.

W pierwszych latach po wyzwoleniu, w okresie odbudowy zniszczeń i rozpoczęcia rekonstrukcji naszej gospodarki, na właściwy rozwój przemysłu stoczniowego było jeszcze zbyt wcześnie, brakowało bowiem wspomnianej wyżej podstawy tego rozwoju — odpowiedniego poziomu uprzemysłowienia kraju. Dopiero plan 6-letni, tworzący zasadnicze podstawy własnego przemysłu budowy środków inwestycyjnych, stwarza realną możliwość wyprowadzenia istniejących zakładów stoczniowych z zaułka, w którym znajdują się one do dziś, pomimo tych czy innych fragmentarycznych, przy tym nie zawsze szczęśliwych zmian, i stworzenia właściwego przemysłu stoczniowego.

Rozpatrzmy teraz charakterystyczne właściwości przemysłu stoczniowego, odróżniające ten przemysł od innych.

Pierwszą z tych właściwości jest wspomniana już wyżej wyjątkowo ścisła zależność od innych gałęzi przemysłu. Kooperacja jest więc warunkiem sine qua non rozwoju nowoczesnego przemysłu stoczniowego.

Drugą charakterystyczną właściwością jest bardzo duża zmienność zarówno pod względem jakościowym, jak i asortymentowym.

Obie powyższe właściwości występują jednakowo jaskrawo zarówno w stocznjach morskich, jak i rzecznych. Natomiast różnią się stocznie rzeczne od morskich tym, że stocznie rzeczne mają o wiele większe możliwości zorganizowania seryjnej budowy obiektów pływających o takiej wielkości serii, jaka w stocznjach morskich jest praktycznie nieosiągalna. Ta właściwość stoczni rzecznych w dużej mierze powinna ułatwić współpracę ich z innymi przemysłami, czyniąc zapotrzebowania stoczni rzecznych dla przemysłu bardziej atrakcyjnymi.

Powyższe charakterystyczne właściwości przemysłu stoczniowego trzeba mieć zawsze na uwadze zarówno przy próbach reorganizacji istniejących zakładów stoczniowych, jak i projektowaniu zakładów nowych.

Z zasadzie zakłady stoczniowe dla taboru pływającego śródlądowego można podzielić na 3 grupy:

- 1) stocznie uniwersalne,
- 2) stocznie produkcyjne,
- 3) stocznie remontowe.

Stocznie uniwersalne, szczególnie częste pod koniec pierwszego etapu rozwoju przemysłu stoczniowego, powstawały jako zakłady, które większość zasadniczych części składowych jed-

nostki pływającej wytwarzały we własnym zakresie. W miarę jednak komplikowania się konstrukcji statków i ogólnego postępu techniki coraz więcej części musiało być dostarczane z zewnątrz, gdyż wszelkie próby wykonania ich we własnym zakresie prowadziły do nienormalnego wyolbrzymiania poszczególnych wydziałów, zwłaszcza pomocniczych. W tych warunkach zakład tracił swój charakter stoczniowy, a ponadto następował tyle trudności techniczno-organizacyjnych, że ten kierunek rozwoju został całkowicie już zaniechany. Z tego też względu to tradycyjne znaczenie przymiotnika „uniwersalny” w odniesieniu do zakładu stoczniowego straciło swój sens. Dziś mówiąc o rzecznej stoczni uniwersalnej rozumiemy, że jest to zakład zdolny zarówno do wykonywania budowy nowych jednostek, jak i do przeprowadzania remontów. Rzecz jasna, że zakład taki łatwiej może przystosować się do zmian w obciążeniu, jednakże nigdy nie jest w stanie ani w produkcji, ani w remoncie osiągnąć wysokiej wydajności i ekonomicznie zużytkować własne środki techniczne.

Stoczniami produkcyjnymi są zakłady nastawione w zasadzie na zmontowanie jednostki z części uprzednio wykonanych. Prefabrykacja części maszynowych z reguły dokonywana jest poza stocznją, zaś prefabrykacja części kadłubowych może być w mniejszym lub większym zakresie wykonywana przez zakład. Stocznie takie przeznaczone są wyłącznie do budowy nowych jednostek i osiągają znaczną wydajność. Dla sprawnego działania muszą mieć jednak ustalony odpowiedni do swych możliwości program produkcyjny. Mogą być one przy tym wyposażeniem swym przystosowane do budowy wszelkiego rodzaju lub niektórych tylko typów taboru pływającego. Im ściślej jest ograniczona specjalizacja zakładu, tym taniej i z większą wydajnością może on budować. Jednakże tę właściwość musi on okupić zwiększoną wrażliwością na wszelkiego rodzaju zmiany w programie produkcyjnym.

Granice ustalające zakres działalności fabrykacyjnej stoczni nie są przy tym ustalone. Odwrotnie, nawet w różnych poszczególnych przypadkach są one bardzo od siebie odległe. Biorąc przypadki krańcowe, mamy bądź stocznję otrzymującą wyłącznie walcowaną stal kadłubową, obrabianą całkowicie w ramach zakładu, bądź też stocznję otrzymującą z zewnątrz gotowe przestrzenne sekcje jednostek, montowanie których jest istotnym jej zadaniem. W zależności od przyjętego zakresu prefabrykacji zmienia się jakość (i oczywiście ilość) środków technicznych, a zwłaszcza specjalnych obrabiarek i urządzeń podnośnikowo-transportsowych.

Stocznie remontowe mają za zadanie przywrócić do stanu pełnej gotowości eksploatacyjnej istniejący tabor pływający. Dla tego celu, wobec wielkiej różnorodności napraw, ich wyposażenie techniczne stanowi obrabiarki i urządzenia uniwersalne, przy pomocy których metodą jednostkową, lub małoseryjną może być wykonana każda prawie praca, jaka zaistnieć może w związku z remontem jednostki pływającej.

Jakie zakłady powinien posiadać nasz przemysł stoczni rzecznych, a więc czy wszystkich wymienionych wyżej typów, czy tylko niektórych, jakie są kryteria dla ustalenia ilości zakładów poszczególnych typów i zakresu działania tych zakładów, oraz wreszcie czy mogą i powinny istnieć zakłady o typie mieszczonym — wszystko to są pytania, od których właściwego rozwiązania zależne jest właściwe oblicze przemysłu stoczniowego.

Potrzeba posiadania stoczni remontowych żadnych zastrzeżeń nasuwać nie może. Podstawowe ich zadanie — doprowadzanie uszkodzonego lub zużywającego się taboru pływającego technicznego i przewoźowego do pełnej gotowości eksploatacyjnej — musi być wykonywane. Ilość ich zależna jest zarówno od ilości taboru pływającego jaką muszą one obsłużyć, jak i od stanu technicznego tego taboru. Z punktu widzenia zarówno jakości remontu, jak i jego opłacalności, ogólne zapotrzebowanie na prace remontowe powinno być rozdzielone na możliwie najmniejszą ilość zakładów, z tym że każdy z tych zakładów byłby stosunkowo duży. Natomiast z punktu widzenia opłacalności żeglugi, a ten punkt widzenia musi być decydujący, potrzebna jest możliwie największa ilość zakładów, a więc małych, roz-

rzuconych możliwie najęściej na wszystkich szlakach wodnych, eksploatowanych przez żeglugę. Tutaj trzeba jasno powiedzieć, że opłacalność takich stoczni remontowych zależna jest w pierwszym rzędzie od terminowego i zgodnego z planem dostarczenia im do remontu zarówno obiektów pływających, jak i potrzebnej dokumentacji technicznej (oczywiście z wyjątkiem obiektów po awariach). Każde zakłócenie tej terminowości powoduje doraźne nasilenie, bądź brak zatrudnienia zakładu, co w konsekwencji, bez winy tych zakładów, wpływa ujemnie na terminowość prac i na kształtowanie się kosztów własnych.

Jeśli mamy budować tabor pływający, musimy posiadać stocznie produkcyjne. Zdawałoby się, że plany rozbudowy dróg wodnych i rozwoju żeglugi, ustalając ilości i terminy potrzebnego taboru pływającego, decydują tym samym o ogólnym potrzebnym potencjale przemysłu stoczniowego, będącego znowu podstawą do ustalenia wzorców potrzebnych zakładów i ich ilości. Ale tak nie jest, gdyż w grę wchodzi jeszcze zagadnienie, jaki winien być zakres bezpośredniej pracy przemysłu stoczniowego przy budowie nowych obiektów pływających.

Cały cykl produkcyjny nowej jednostki można by podzielić na 3 etapy, oczywiście w odniesieniu do jedynie dziś ekonomicznej budowy seryjnej i sekcijnej, co możliwe jest dopiero po uprzednim stypizowaniu taboru:

- 1) etap prefabrykacji części,
- 2) etap montażu wstępnego,
- 3) etap montażu ostatecznego.

Z tych kolejnych etapów tylko ten ostatni jest na tyle branżowy, że stanowi charakterystyczną cechę stoczni. Oba pozostałe mogą być wykonywane poza stoczną. Zlokalizowanie ich w przemysle stoczniowym lub poza nim winno być uzależnione od wielkości zadań produkcyjnych i ich rozłożenia w czasie. Jeżeli zadaniem miałyby być jednorazowe wyprodukowanie pewnej ograniczonej liczby jednostek w krótkim czasie, wówczas należałoby raczej przebroić zakład lub zakłady innego przemysłu, tak aby wykonały one części i przeprowadziły wstępny montaż, niż budować stocznice z własnym zapleczem fabrykacyjno-montażowym. Jeśli jednak mówimy o rozwoju produkcyjnego przemysłu stoczniowego, co w naszych warunkach jest prawie równoznaczne ze stworzeniem go od podstaw, wówczas sprawa przedstawia się inaczej. W takim przypadku, zachowując zasadę jak najracjonalniejszych metod produkcyjnych, należałoby już w założeniach przyjąć zasadę włączenia do zakresu prac przemysłu stoczniowego wszystkich trzech etapów cyklu produkcyjnego i dokonania w związku z tym specjalizacji zakładów. Jako kryterium specjalizacji można by przyjąć bądź przeznaczenie, bądź też typ budowanych jednostek, albo oba naraz. Doszlibyśmy wówczas do oddzielnych stoczni dla barek, holowników i taboru technicznego. Ze względu na różnicę w wyposażeniu, odmienna byłaby na każdej z tych stoczni struktura wydziałów montażu ostatecznego. Jeśli chodzi o montaż wstępny i fabrykację części, to przy trwałych zadaniach wynikających z planu długofalowego, byłoby oportunistycznym przerzucić te czynności na inny przemysł. Czynności te winny znaleźć się w stocznicach. Ale czy w każdej? Trzeba uświadomić sobie, że wydajność wyspecjalizowanych urzędzeń fabrykacyjnych jest tak wielka, że ten dział jednej stoczni obsłużyć może wiele zakładów. Celowe więc wydaje się, by na kilka stoczni produkcyjnych wykonujących montaż wstępny i ostateczny, istniała jedna, posiadająca również dział prefabrykacyjny. Wymagałoby to wprowadzić bardzo starannego wykonywania prac traserskich i kontrolnych oraz troskliwego przygotowania szablónów, co zresztą przy większych seriach jest i tak najbardziej pożądane, natomiast gwarantowałoby w zamian pełne wykorzystanie wszystkich możliwości produkcyjnych drogich urzędzeń technicznych.

Z powyższych wywodów nie należy jednak wysnuwać wniosku, że stocznie typu remontowego i stocznie produkcyjne zaspokoilyby wszelkie potrzeby w dziedzinie taboru pływającego. Pamiętać należy, że prócz serii stypizowanych jednostek budowane być muszą jednostki specjalne. Wstawienie ich do planu stoczni produkcyjnych byłoby sprzeczne z założonym dla nich seryjnym procesem budowy, zaś stocznie typowo remontowe nie byłoby w stanie ich wykonać. Indywidualna budowa pojedynczych obiektów byłaby więc zadaniem specjalnego typu stoczni, zbliżonego w pewnej mierze do omawianej wyżej stoczni uniwersalnej. Drugim zadaniem takiej stoczni byłoby wykonywanie prototypów jednostek przeznaczonych do seryjnej budowy. Wkładanie tych zadań na zakłady, które mają w przy-

szłości jednostki takie budować seryjnie, byłoby niewskazane. Stocznie produkcyjne mają bowiem ściśle określone zadania, sprowadzające się do montażu statków z części prefabrykowanych i do prefabrykacji w niektórych stocznicach poszczególnych części składowych kadłuba. Mogą one produkować szybko i tanio tylko obiekty o ostatecznie ustalonej konstrukcji. Obciążanie ich budową prototypów, a więc budową indywidualną, wymagającą ciągłych zmian, uzupełnień i poprawek, przekreśliłoby praktycznie wartość tych zakładów jako stoczni produkcyjnych, a prócz tego z uwagi na odmienną wyposażenia wymagałoby znacznych środków na ich doinwestowanie.

A więc posiadanie zakładów stoczniowych o typie zbliżonym do tzw. stoczni uniwersalnej jest również konieczne, przy czym z uwagi na warunki ich pracy miałyby te stocznie w dużej mierze charakter zakładów doświadczalnych, ściśle współpracujących z biurami projektowymi i konstrukcyjnymi. Oczywiście, że takie warunki pracy wymagałyby oparcia oceny ich działalności w odniesieniu do kosztów na zupełnie innych kryteriach.

Z powyższego wynika, że polski przemysł stoczniowy potrzebuje zakładów wszystkich 3 typów, z tym że zakłady winny być o typie całkowicie wyraźnym, a nie mieszanym, gdyż to tylko umożliwi wykonanie wszystkich ciężących na przemysle stoczniowym zadań najlepiej, najtaniej i najprędzej.

Jest rzeczą jasną, że przestawienie istniejących już stoczni na stocznie ściśle określonego typu nie może być wykonane od razu. Wymagać to będzie z uwagi na podstawowy warunek przestawienia — niezakłócanie obowiązujących te zakłady planów produkcyjnych — okresu czasu dość długiego. Należałoby jednak przyjąć jako obowiązującą zasadę już teraz, że

- nowe stocznie budowane będą tylko o ściśle określonych typach;
- wszelkie reorganizacje w stocznicach już istniejących dokonywane będą pod kątem przybliżenia ich struktury do ustalonego dla nich na przyszłość typu.

Wszystkie rozważania powyższe oparte były na podstawowym założeniu, że tabor pływający będzie budowany seryjnie, co możliwe jest wyłącznie tylko przy istnieniu długofalowego planu perspektywnego i stypizowaniu taboru. Ustalenie więc tego planu i dokonanie typizacji taboru pływającego powinny stanowić pierwszy krok na drodze rozwoju przemysłu stoczniowego. Zagadnienie to ma jeszcze jeden aspekt. Wspomniany wyżej ogólny dostateczny poziom uprzemysłowienia kraju jest wprowadzie dla rozwoju przemysłu stoczniowego warunkiem koniecznym, lecz bynajmniej nie wystarczającym. Jeśli stocznie z racji wykonywania swych zadań będą musiały współpracować z nimi przemysłem stawiać wymagania podyktowane specyficznymi warunkami pracy taboru pływającego i odpowiednimi przepisami, to chcąc budować szybko i tanio będą mogły stawiać takie wymagania tylko wówczas, jeśli odnosić się one będą do zapotrzebowań o odpowiedniej wielkości i jak najmniejszym zróżnicowaniu. Wielkość zapotrzebowań zależna jest od istnienia planu długofalowego, zaś małe zróżnicowanie możliwe jest tylko wtedy jeśli tabor zostanie stypizowany. A więc dokonanie tego pierwszego kroku jest również podstawowym warunkiem kooperacji przemysłu stoczniowego z innymi przemysłami.

Reasumując, aby rozwiązać problem stoczniowy należy:

- ustalić racjonalne optimum co do rozmieszczenia i wielkości stoczniowych zakładów remontowych;
- przeprowadzić typizację taboru jako podstawę do asortymentowego określenia programu produkcji stoczniowej;
- na bazie szczegółowej analizy połoków towarowych i typizacji taboru ustalić ilościowe zapotrzebowanie na tabor w układzie perspektywnym;
- ustalić zasady współpracy międzystoczniowej oraz kooperacji przemysłu stoczniowego z innymi przemysłami;
- rozważyć zagadnienie budowy stoczni uniwersalnych.

Obecne wytyczne Programu Frontu Narodowego otworzyły przed nami perspektywy na okres najbliższego planu gospodarczego. Dane te, za którymi musi przyjść i odpowiedni plan perspektywny, muszą nas zmobilizować do radykalnego rozwiązania problemu stoczni rzecznych tak, aby stały one na poziomie równorzędnym z innymi gałęziami przemysłu budowy środków technicznych transportu, odpowiednio do roli, jaka wyznaczona została żegludze śródlądowej i całości spraw wodnych w Polsce.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

DR INŻ. MICHAŁ STRZEMSKI

IUNG — Puławy

„Czarne ziemie” jako wskaźnik odwodnienia kraju

Od szeregu lat na zjazdach naukowych, konferencjach i na łamach „Gospodarki Wodnej” toczy się dyskusja na temat postępującego osuszania się terenów roboczych Polski. Jako jeden z głosów w tej długiej i ciekawej dyskusji redakcja zamieszcza artykuł dr M. Strzemskiego (Instytut Uprawy Nawożenia i Gleboznawstwa).

Gleby czarnoziemne dzielimy (wg Sł. Miklaszewskiego) na dwa odrębne typy, a mianowicie na czarnoziemy właściwe i czarne ziemie. Czarnoziemy właściwe pochodzą z zasobnych w węgielny gleb darniowych, ukształtowanych następnie przez bujną roślinność tzw. stepu łąkowego. Są to więc gleby stepowo-łąkowe.

Zupełnie inaczej przedstawia się geneza czarnych ziem. Ich „macierzystą” formę wyjściową stanowią gleby bagienne (w najszerszym pojmowaniu tego słowa), które na skutek odwodnienia uległy przeobrażeniu w gleby wysoko próchniczne.

Proces tworzenia się czarnych ziem jest łatwo zrozumiały. Odwodnienie prowadzi do napowietrzenia gleby. W toku likwidacji anaerobiozy następuje mniej lub więcej intensywne utlenianie mineralnych i organicznych składników gleby — tak np. połączenia żelazawe przechodzą w żelazowe. Substancja organiczna ulega częściowemu spaleni, a częściowo zmienia całkowicie swą naturę. Substancje torfowe murszeją*), a następnie przechodzą w postać trwałej próchnicy właściwej, zwanej w języku międzynarodowym humusem. Jeszcze szybciej ulegają rzeczywiście humifikacji bezpostaciowe formy tzw. próchnicy bagiennej, której skład (zmienny zresztą) nie został jeszcze poznany, a która stanowi póspolity składnik wielu gleb mulowobagiennych (wg J. Tomaszewskiego „mulowobitnych”).

Niektóre czarne ziemie powstawały w sposób naturalny, na skutek wielkich przeobrażeń stosunków przyrodniczych dokonywających się w skali geologicznej. Udział człowieka w tych przeobrażeniach mógł być istotny, ale nie decydujący. Do takich naturalnych czarnych ziem zaliczamy przede wszystkim wysoko próchniczne gleby kompleksów czarnoziemnych Kujaw i Pyrzyc. Wchodzą tu w grę gleby bardzo stare, których „czarnoziemna tradycja” sięga głęboko w zamierzchłą przeszłość i wyprzedza niewątpliwie ustalenie się poważniejszego wpływu gospodarki ludzkiej na rozwój gleb w Europie środkowej.

Inaczej przedstawia się sprawa gleb czarnoziemnych kompleksu Sochaczewskiego. W rejonie tym mamy do czynienia ze stosunkowo młodymi glebami pobagiennymi, które w dolnej części swych profilów zawierają jeszcze substancje storfiałe i murszowate. Zdaże się nie ulegać żadnej wątpliwości, że geneza ich jest związana ze wzrastającą suchością ogółu gleb Polski, spowodowaną przez wylesienie i nieskoordynowane zabiegi odwadniające.

Analogi czarnych ziem sochaczewskich są w Polsce ogromnie pospolite. W wielu przypadkach są to gleby tak młode, że jesteśmy w stanie ustalić dokładnie pełną ich genealogię. Powstanie wielu czarnoziemnych utworów pobagiennych mieści się chronologicznie w granicach życia aktualnego pokolenia, dobiegającego dzisiaj lat średnich. Jak się okazuje — najwięcej tzw. czarnych ziem ukształtowało się w ostatnich dziesiątkach lat z łąkowych gleb smużnych, które charakteryzowały się płytkim zatorfieniem i zamuleniem substancji torfowej przez spływy natury deluwialnej.

Na podstawie obserwacji i licznych wywiadów z ludnością terenów powstawania świeżych, próchnicznych gleb pobagiennych, możemy ustalić, że dość znaczna ilość utworów glebowych tego typu stanowi wynik lokalnych akcji wodno-melioracyjnych. Nie trzeba wszakże sądzić, że takie, bezpośrednio przez

człowieka stworzone czarne ziemie stanowią większość. Wręcz przeciwnie. Przewaga ilościowa znajduje się po stronie młodych czarnych ziem, których tereny występowania nie podlegały żadnym, bezpośrednim zabiegom. Świadczy to zupełnie wyraźnie o poważnym obniżeniu poziomu wód gruntowych i postępującym wysuszeniu się gleb całego kraju.

Powstawanie próchnicznych gleb pobagiennych łatwo jest zaobserwować na całym niżu polskim, a zwłaszcza w obrębie obydwóch wielkich nizin środkowych (Mazowiecko-Podlaskiej i Kujawsko-Wielkopolskiej), oraz Niziny Sandomierskiej. Na podstawie literatury, niemieckich materiałów kartograficznych i osobistych wywiadów udało się autorowi ustalić, że analogiczny proces przybrał znacznie intensywniejsze formy na terenie Niziny Brandenburskiej (wschodnie Niemcy nadodrzańskie). Tempo tego procesu jest tak wielkie, że rolnicy Przyodrzy zauważyli miejscami roczne postępy degradacji łąk smużnych, nie podlegających żadnym bezpośrednim zabiegom melioracyjnym. Wiele takich „zdegradowanych” łąk zamieniono na użytki orne w okresie międzywojennym i podczas drugiej wojny światowej.

Powstaje teraz pytanie czy ogólny proces wysuszania się gleb Polski (i całej Europy środkowej) nie wykazuje czasem pewnych dodatnich stron, pomnażając nasze grunty orne i wzbogacając je w gleby wysoko próchniczne.

Przykład kujawskich lub pyrzyckich czarnych ziem rodzi tutaj ponętne sugestie, które łatwo mogą być powodem dużych nieporozumień. Otóż gleby kujawskie i pyrzyckie kształtowały się powoli i na dość korzystnych substratach mineralnych, o składzie mechanicznym zbliżonym częściowo do lessów. Aktualnie powstające ich analogi tworzą się zbyt szybko, aby zawarta w nich substancja organiczna mogła ulec pełnowartościowej humifikacji. Substancja ta murszeje zwykle fizycznie, a po osiągnięciu wysokiego stopnia dyspersji „wypala się” kompletnie, albo przechodzi w formy nie odpowiadające właściwemu humusowi. Formy te posiadają bardzo słabo wyrażone właściwości strukturotwórcze i w przypadku substratu piaszczystego nie są zdolne do jego zgrużlenia. Mówimy wtedy popularnie, że „próchnica sobie, a piasek sobie”. Inaczej mówiąc — taka szybko powstała próchnica pobagienna tworzy z piaskiem luźną mieszaninę bezagregatową. Silnie rozpylona próchnica tego rodzaju bywa często wywiewana przez wiatry w okresach silnej suszy i przy niedostatecznej ochronie ze strony pokrycia roślinnego.

Jeśli w grę wchodzi utwory cięższe, to substancja organiczna ulega powolniejszym przemianom i uzyskuje lepszą jakość. Jednak nawet i w tym ostatnim przypadku rozwój czarnych ziem jest nie zawsze korzystny. Proces kształtowania się tych gleb może być zbyt raptowny, nawet na ciężkich glinach lub ilach.

Większość czarnoziemów właściwych waha się bonitacyjnie pomiędzy klasą I i III. Bonitacja czarnych ziem charakteryzuje się rozleglejszymi wahaniami. Poza rejonami Kujaw i Pyrzyc gleby te „skłaniają się” zazwyczaj ku klasom gorszym. Często ulegają one nawet dość skrajnej degradacji bonitacyjnej, zwłaszcza w obrębie utworów lekkich. Nierzadki jest fakt przechodzenia torfiasto-mineralnych gruntów łąkowych (szczególnie smużnych) napiaskowych klasy IV w orne „czarne ziemie” klasy VI.

A więc nie radujmy się zbyt widokiem ciemnych skib, odsłaniających się naszym oczom wiosną i jesienią. Nie zawsze oznaczają one zwycięski podbój przestrzeni przez użytki orne. Częściej bywają zapowiedzią klęski. Stanowią one bowiem groźne świadectwo przesuszenia naszych gleb, zbyt daleko posuniętego odwodnienia całego kraju.

*) Mursze są produktami wietrzenia torfów (niekiedy głównie fizycznego). Tworzą się one na wszystkich odwadnianych torfowiskach. W takich wypadkach, gdy proces torfotwórczy jest periodycznie przerywany (wahaniami wód gruntowych) nie powstają w ogóle torfy właściwe lecz mursze.

Gleby bagienne i podmokłe mają w naszym kraju pełne prawo obywatelstwa. Możemy wprawdzie ograniczać ich przestrzeń, ale tylko pod warunkiem zabezpieczenia sobie środków regulacji stosunków wilgotnościowych. Jednokierunkowe przemiany tych stosunków, a więc w danym przypadku wyraźne odwodnienie się ogromnych połaci naszych ziem, to poważne niebezpieczeństwo, któremu trzeba zacząć jak najenergiczniej zapobiegać. Nie można dopuścić do kompletnego zachwiania się

równowagi hydrologicznej na olbrzymich obszarach gruntów rolniczych polskiego niżu.

„Inwazja” czarnych ziem pobagiennych, to doskonały i niezwykle czuły wskaźnik spadku poziomu wód gruntowych i ogólnego wysuszania się gleb. Powstawanie tych gleb, to sygnał alarmowy, który powinien wzmocnić naszą czujność w dziedzinie gospodarki wodnej.

DR INŻ. MARIAN CZERWIŃSKI

Wpływ wahań wód gruntowych w dolinie rzeki na wegetację roślin

Artykuł dra Czerwińskiego zawiera wyniki studiów przeprowadzonych nad zachowaniem się wód gruntowych w dolinie Wisły na odcinku Krakowa. Temat ten ma istotne znaczenie, chodzi bowiem o odpowiedź na pytanie, czy w ogóle poziom wody w cieku decyduje w każdym przypadku o możliwości wyzyskania wód gruntowych przez rośliny.

Artykuł jest streszczeniem pracy, wykonanej w Zakładzie Inżynierii Rolniczej, Wyższej Szkoły Rolniczej we Wrocławiu.

Regulatorem poziomu zwierciadła wód gruntowych w dolinie jest poziom wody w cieku, zależny od stabilizacji jego dna; pogłębianie się więc koryta wpływa zasadniczo na depresję zwierciadła wody gruntowej. Z tego zatem wynika, że należałoby w każdym przypadku ustalić stopień pogłębiania się koryta przy równoczesnej obserwacji poziomu wód gruntowych w dolinie cieku, wyciągając stąd następnie odpowiednie wnioski.

Rozważanie takie przeprowadzono na odcinku rzeki Wisły między km 63,33 (Tyniec) a km 138,06 (Popędzyna). Na tej długości (74,73 km) wybrano 4 profile wodowskazowe: Tyniec, Płaszów, Nowa Wieś oraz Popędzyna, posiadające obserwacje wód gruntowych, dla których otrzymano dane według poniższego zestawienia (tabl. I).

TABLICA I
Zestawienie danych obserwacyjnych

Przekrój wodowskazowy	Zdjęcia przekroju poprzecznego z lat	Obserwacje wodowskazowe z lat	Obserwacje wody gruntowej z lat	Obserwacje nad roślinnością
Tyniec km 63,33	1927, 1934, 1936, 1937, 1947, 1948	„	1943, 1944, 45, 46, 47, 1948	Żadne — tylko dane z wywiadu z okolicy danego przekroju.
Płaszów km 81,5	1921, 1927, 1933, 1948	„	1942, 43, 44, 45, 46, 47, 1948	
Nowa Wieś km 114,80	1905, 1927, 1934, 1936, 1946, 1948	„	1941, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 1948	
Popędzyna km 138,06	1905, 1927, 1934, 1946, 1948	„	1942, 43, 44, 45, 46, 47, 1948	

Biorąc za podstawę najniższe stany wody, wykreślono zmiany dna (rys. 1) wskazujące, że na całej długości pogłębienie roczne w okresie 1927 — 1946 wynosiło przeciętnie 1,05 cm. Na odcinku od Tyńca do Nowej Wsi (51,45 km), w okresie 1927—1948 pogłębienie roczne dało przeciętnie 1,26 cm, a na odcinku od Nowej Wsi do Popędzyny, przeciętne pogłębienie roczne w okresie 1905 — 1948 osiągało 1,53 cm. Przedstawione na wykresach zmiany koryta są mniejsze od pogłębień naturalnych z okresu przedregulacyjnego rzeki, co wskazuje na dążność do stabilizacji koryta Wisły na omawianym odcinku.

W podanych wyżej profilach poprzecznych doliny Wisły rozpoczęto w roku 1941 codzienne obserwacje poziomu wód gruntowych. Trzeba zaznaczyć, że chodzi tutaj o wodę podziemną występującą w zasięgu nasycenia, a więc o tzw. „wodę gruntową” (1).

Z porównania rzędnych profili poprzecznych doliny, rzędnych najniższych i średnich rocznych stanów wody w omawianych przekrojach Wisły i rzędnych odnośnych stanów zwierciadła wody gruntowej, otrzymano dla danych lat (dla których

posiadano obserwacje) odległości poziomu zwierciadła wody gruntowej od powierzchni gruntu i od odnośnego (najniższego i średniego) poziomu zwierciadła wody w rzece. Na podstawie tych porównań stwierdzono, że w studniach położonych najbliższej koryta rzeki różnice między zwierciadłem wody gruntowej a zwierciadłem wody w Wiśle, przy najniższym i średnim stanie wynoszą od 0,20 do 3,00 m. Najmniejsze różnice (0,00 — 1,00 m) widzimy w przekroju Płaszów, zaś największe (2,00 — 3,00 m) — w przekroju Nowa Wieś. Z ustalonych w ten sposób położań zwierciadła wody gruntowej (rzędnych) otrzymaliśmy dane zestawione w tablicy II. W zestawieniu tym głębokości wody gruntowej pod powierzchnią gruntu podano jako średnie roczne z poszczególnych lat i jako średnie z najniższych występujących w poszczególnych latach obserwacji.

Pogląd na warunki glebowe dają zestawienia w tablicy III. Próbkę były pobierane w stanie nienaruszonym przy pomocy sond rurowych o średnicy 40 mm, złożonych z pojedynczych odcinków 50 cm długości, dokręcanych w miarę zagłębiania się. W zależności od warunków lokalnych, możliwość zapuszczania sond była różna, stąd głębokości nie przekraczają 3,00 m. Celem jednak zdania sobie sprawy z materiału glebowego na granicy zwierciadła wody gruntowej oraz z jego uwarstwienia poniżej zasięgu sondy posługiwano się świdrem ślimakowym.

Z porównania danych w tabl. II i III przy uwzględnieniu ustalonych wysokości podsiąkania (tabl. II) stwierdzamy, że jeżeli chodzi o możliwości dostarczenia wody górnym warstwom, to korzystne stosunkowo warunki posiada tylko profil Nowa Wieś. Zauważyć jednak tutaj trzeba, że decydujące znaczenie mają średnie głębokości wody gruntowej pod powierzchnią, jako wywierające swój wpływ najczęściej i przez okres najdłuższy.

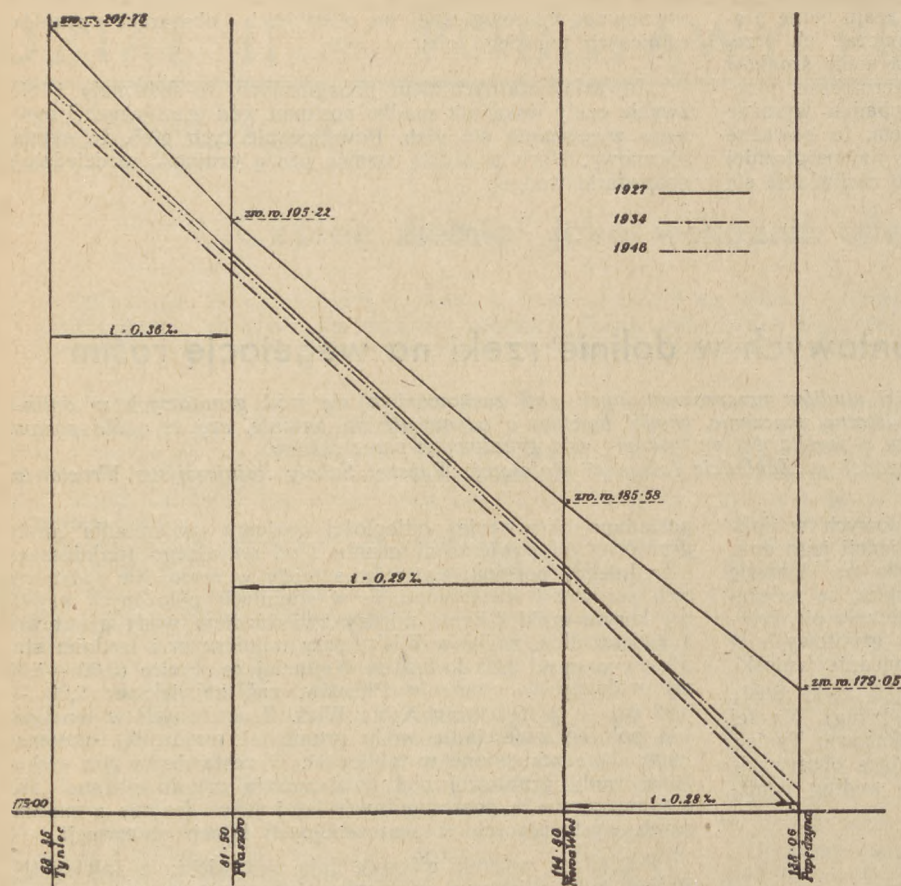
Na zasadzie powyższych analiz możemy określić odnośne gleby jako:

Płaszów	G 234	— piasek słabo gliniasty
Płaszów	G 234a	— piasek słabo gliniasty
Tyniec	G 225	— piasek słabo gliniasty lekki z wkładkami gliny
Nowa Wieś	G 1454	— utwór pyłowy ilasty w podłożu il pyłowy
Nowa Wieś	G 874	— utwór pyłowy zwykły
Popędzyna	G 865	— glina piaszczysta
Popędzyna	G 865b	— utwór pyłowy zwykły

Ogólnie są to gleby piaszkowe, słabo gliniaste, względnie gleby pyłowe naglinowe. Skład mechaniczny gleb ustalono metodą aerometryczną, według P r ó s z y ń s k i e g o.

Oddziaływanie podniesionych stanów wód w Wiśle widoczne jest na załączonych wykresach (rys. 2 i 3). Zestawienie to odnosi się do roku 1949 i pozwala na porównanie wysokości opadów ze stanem wody w rzece i stanami wód gruntowych w profilu Popędzyna w okresie od czerwca do września.

Jak widać z wykresów, stany wody gruntowej silnie oscylują i to w zależności od odległości danej studni od koryta rzeki; w studni najdalej położonej od koryta (897 m) oscylacje nie



Rys. 1. Wykres zmian dna w okresie 1927—1946

przekraczają 1,00 m. Na rys. 4 przedstawiony jest schematycznie omawiany profil, z którego widać zasięg oddziaływania wielkiej wody. Nawodnienie brzegów przy silnie opadającej linii depresji nie sięga daleko, a zasilanie górnych warstw wody zależy tylko od zdolności podsiąkania.

Skutek jednak podsiąkania zależy od czasu trwania wysokich stanów, który zazwyczaj jest krótki, i od składu mechanicznego

oraz struktury gruntów. Zasilanie zatem tą drogą gruntów w wodę, w przypadkach gdy ciekł głębiej wrzynają się w teren, wydaje się być, na znaczne odległości, bez większych wpływów. Niewątpliwie przy sprzyjających warunkach geologicznych wpływ ten może być znaczniejszy i dłużej trwający.

Stopień nasycenia gleby można określić ze związku

$$V - \frac{G}{\gamma_B} - L_s - \frac{W}{\gamma_W} = 0$$

gdzie:

V — objętość ziemi rodzimej w m^3 ,
 G — ciężar ziemi wysuszonej w ton.
 γ_B — ciężar właściwy ziemi,
 W — zawartość wody w g/cm^3 ,
 L_s — zawartość powietrza w g/cm^3 ,
 γ_W — ciężar właściwy wody.

Do tego celu znajduje również zastosowanie wzór określający ilość wody wsiąkającej w brzeg rzeki, na jednostkę długości różnica stanów wody

$$Q = p \sqrt{\frac{2 \mu k H T}{\pi}} m^3$$

gdzie:

p — różnica stanów wody na wodowskazie,
 μ — porowatość gruntu,
 k — współczynnik przepuszczalności,
 H — grubość warstwy, której nasycenie wodą chcemy określić,
 T — połowa czasu, w jakim zaobserwowana została różnica stanów wody na wodowskazie,

W ten sposób uzyskano wartość nasycenia dla gruntów ilasto-piaszczystych 300 — 500 l/m^3 , dla żwirków 7 — 2 mm średnio 360 l/m^3 , dla piasków 1 — 0,25 mm średnio 390 l/m^3 , dla piasków o średnicy poniżej 0,25 mm 400 l/m^3 (24)¹⁾.

W dotychczasowych rozważaniach wspominaliśmy, że wyzyskanie wód gruntowych przez górne warstwy gruntu uzależnione jest od podsiąkania, a zatem od ciśnienia kapilarnego, którego wysokość potrafimy oznaczyć ze związku (10):

$$H = \frac{a^2}{r} mm$$

gdzie:

a — stała kapilarna,
 r — promień przewodu.

Możemy również zaznaczyć wielkość siły, jakiej potrzeba do wysysania wody z przewodu kapilarnego wg Bechholda (13, 19),

gdzie:

$$P = \frac{2 \cdot a^2}{d \cdot 10^4} atm$$

a — stała kapilarna
 d — średnica przewodu.

TABLICA II. Średnie i najniższe głębokości wody gruntowej.

Przekrój	Nr studni	Odległ. studni od koryta Wisły w m	Głębokość wody gruntowej pod pow. terenu w m		Rodzaj gruntu	Wysokość podsiąkania w m
			średnia	minimalna		
Płaszów	G 234 b	193	5,68	5,18	piasek słabo gliniasty	0,43
	G 234 a	493	5,03	5,01		
	G 234	843	5,36	4,84		
Popędzyna	G 779	194	3,47	1,97	głina piaszczysta i zwykle utwory pyłowe	0,55 — 1,45
	G 779 a	468	2,91	2,00		
	G 779 b	868	2,95	2,07		
	G 865	709	4,22	3,23		
	G 865 c	313	—	—		
	G 865 b	162	—	—		
Nowa Wieś	G 807	198	2,39	1,74	utwory pyłowe ilaste i zwykle podłoże il pyłowy	0,75 — 2,10
	G 486 c	447	2,61	1,76		
	G 249 a	893	1,97	1,31		
	G 249 b	993	2,21	1,61		
	G 857 a	1889	1,37	1,04		
	G 874	366	2,87	1,50		
	G 1454	672	2,29	1,23		
	G 1455	972	10,86	10,71		
Tyniec	G 225	50	5,85	3,49	piasek gliniasty lekki z wkładkami gliny	0,37
	G 225 a	797	3,64	3,20		
	G 225 b	1241	0,80	0,45		
	G 882 a	370	4,35	3,64		
	G 882	770	4,10	3,41		

¹⁾ W czasie poszukiwań za wodą dla wodocłagu krakowskiego w latach 1906—1909 stwierdzono ową wyżej omówioną infiltrację brzegową przy wysokich stanach rzeki Wisły, zaznaczającą się w wykonywanych studniach próbnych. Niestety nie podjęto ani wtedy, ani kiedykolwiek później, szczegółowych na ten temat obserwacji (8).

W naszych rozważaniach te właściwości wody kapilarnej mają istotne znaczenie, toteż wymagają bliższego omówienia. Ważny jest wymiar wzniosu kapilarnego, gdyż ten decyduje o skutkach działania wody gruntowej „zalegającej w zasięgu nasycania”. Według badań gleboznawców (3, 16, 17) wznios kapilarny dochodzi w gruntach uprawnych i na obszarach zielonych do 2,00 m²). Owa wysokość zależy jednak w bardzo dużym stopniu od następstwa warstw gleby w profilu, a mianowicie: czy nie ma między nimi różnic, czy np. na warstwie o znacznej zawartości cząstek pyłowych spoczywa materiał gruboziarnisty lub też odwrotnie. Na osiągnięcie pewnej wysokości wzniosu kapilarnego potrzeba jednak znacznego czasu; doświadczenia stwierdzono, że w ciągu dnia wznios kapilarny wyniósł od 3 mm do 3,0 m na glebach średnio ciężkich.

Tak zwana niebezpieczna kapilarność (9) znana przy budowie dróg, osiąga u gleb pyłowych 1,00—2,00 m wysokości w ciągu 3 miesięcy. Zasadniczo czas, w którym trwa wznios kapilarny praktycznie jest nieokreślony; pewne stwierdzenia świadczą o trwaniu takiego wzniosu jeszcze po roku (23). Stwierdzono także, że zawartość wody w górnych partiach przewodu kapilarnego jest niewielka np. przy wzniosie kapilarnym wynoszącym 40 cm (piasek o zawartości 70 — 90% cząstek mniejszych od 0,25 mm) w odległości 20 cm od zwierciadła wody, znaleziono 10—16%, a w odległości 40 cm, tylko 5—7% wody. Podobne spostrzeżenia poczyniono dla gleb ciężkich, u których w odległości 1,5 m od zwierciadła wody gruntowej znaleziono niewielkie ilości wody (F. H. King). Dlatego też w glebach o dużej zawartości koloidów (torfy, ciężkie gliny i ropy), a więc odznaczających się dużym wzniosem kapilarnym, wyzyskanie tej własności przez rośliny jest prawie bez znaczenia; czas wzniosu wody bowiem jest bardzo długi, a ilość wody w górnych partiach gruntu znikoma (dlatego obniżenie się zwierciadła wody na torfowiskach jest takie szkodliwe dla istniejących tam kultur, gdyż uzyskanie z powrotem potrzebnego poziomu trwa bardzo długo). Mitscherlich (16) podaje, że w próchnicy w ciągu 8 dni, wzniesie się woda do 41,4 cm, a w ile do 39 cm, zaś Z u n k e r (10) określa czas wzniosu w pierwszym metrze w glebach ciężkich, na 87 do 681 dni i więcej. Z tej wody podniesionej do górnych warstw gruntu korzystają korzenie roślin pod warunkiem, że osiągną tę nasyconą warstwę. L e m m e r m a n n (15) podaje za Schulzem następujące głębokości korzenia (tabl. IV).

Wg E g g e r s m a n n a (13, 15, 22) głębokość korzeni na pastwisku sięga przeważnie 7,5 cm, a wyjątkowo 40 — 60 cm. Z powyższego zestawienia widać, że zasięg korzeni traw jest niewielki, u zbóż w okresie podstawowego rozwoju rośliny dochodzi do 1,34 m, podczas gdy w późniejszych stadiach rozwoju i to tylko w wyjątkowych

TABLICA III. Analizy próbek gruntu przy otworach obserwacyjnych

(Wykonane w Zakładzie Gleboznawstwa, Uprawy Gleb i Roślin — Wydziału Inżynierii A G H w Krakowie)

Otwór obserwacyjny	Znak próbki	Głębokość pobrania próbki w cm	Cząstek w mm w 100 częściach								wysok. podsiąkania kapilarnego w cm
			gleby				miału glebowego				
			3	3 — 2	2 — 1	1 — 0,1	0,1 — 0,05	0,05 — 0,02	0,02 — 0,006	0,006	
			w procentach								
Tyniec G 225	1	10 — 20	—	—	—	45	29	14	7	5	37
	2	50 — 60	—	—	—	44	21	21	8	6	
	3	110 — 120	—	—	—	9	29	34	20	8	
	4	130 — 150	—	—	0,5	89	4	2	3	2	
	5	190 — 200	—	—	0,2	88	4	2	2	4	
Płaszów G 234	1	30 — 50	—	—	0,5	79	11	5	2	3	43
	2	50 — 70	—	—	0,9	80	8	4	4	4	
	3	100 — 140	—	—	1,0	77	9	6	5	3	
	4	150 — 170	—	—	—	70	14	7	3	6	
Płaszów G 234 a	1	20 — 30	—	1,0	1,5	77	10	4	5	4	38
	2	30 — 50	—	—	1,2	64	10	13	6	7	
	3	60 — 95	0,2	1,6	1,7	82	4	6	4	4	
	4	105 — 140	—	—	0,7	83	7	5	4	1	
Nowa Wieś G 874	1	20 — 35	—	—	—	24	19	26	13	18	75
	2	55 — 65	—	—	—	22	21	24	15	17	
	3	90 — 100	—	—	—	27	14	31	13	15	
	4	150 — 160	—	—	—	14	13	31	19	23	
	5	170 — 200	—	—	—	20	26	26	13	15	
	6	250 — 260	—	—	—	24	25	30	9	12	
	7	290 — 300	—	—	0,7	85	7	4	2	2	
Nowa Wieś G 865	1	10 — 15	—	—	—	7	16	35	20	22	210
	2	50 — 55	—	—	—	12	14	23	21	30	
	3	80 — 85	—	—	—	15	21	26	25	13	
	4	100 — 110	—	—	0,2	27	16	27	14	16	
	5	130 — 135	—	—	—	28	20	32	9	11	
	6	150 — 160	—	—	—	42	14	17	13	14	
	7	250 — 260	—	—	—	6	4	17	26	47	
	8	290 — 300	—	—	—	4	10	16	23	47	
Popędzyna G 865	1	10 — 25	—	—	—	42	15	17	9	17	55
	2	45 — 55	—	—	—	50	20	12	8	10	
	3	75 — 85	—	—	—	35	17	23	12	13	
	4	90 — 115	—	—	—	64	12	9	7	8	
	5	120 — 130	—	—	—	20	13	32	16	19	
	6	140 — 200	—	—	—	71	12	8	5	4	
Popędzyna G 865 b	1	10 — 30	—	—	—	24	15	32	12	17	145
	2	60 — 70	—	—	—	13	15	37	17	18	
	3	100 — 110	—	—	—	27	18	35	11	9	
	4	150 — 160	—	—	—	8	12	44	21	11	
	5	190 — 200	—	—	—	21	34	21	12	12	

przypadkach osiąga 2,77 m. Sprawę korzenia się roślin przedstawia wszechstronnie Szennikow (25) zwracając uwagę na ekstensywny i intensywny rozwój systemu korzeniowego. Podkreśla mianowicie, że roślina zmuszona do silnego rozwoju korzeni w poszukiwaniu wody, czyni to ze szkodą części nadziemnych. Powtarzane niejednokrotnie twierdzenie, że roślina daje sobie radę z brakiem wody, jest wprawdzie do pewnej granicy słuszne, jednak jej wysiłek „podziemny” jest zawsze ze szkodą dla plonowania.

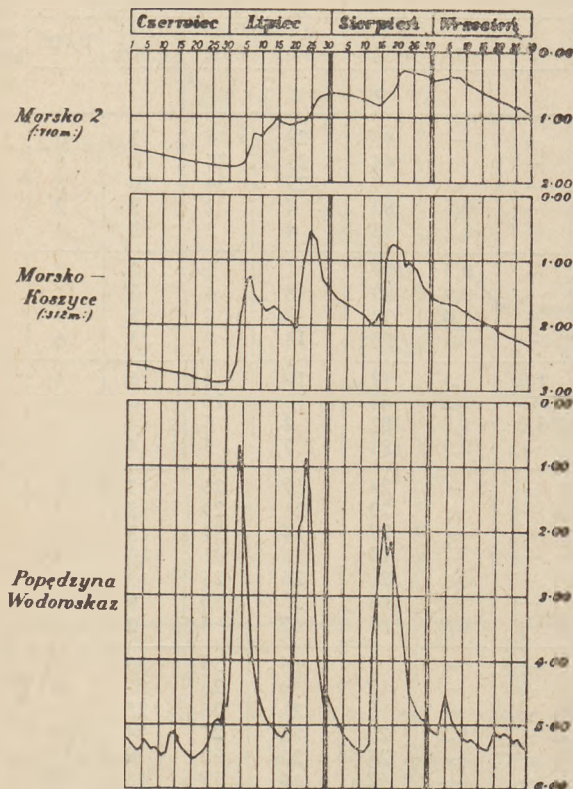
Należałoby teraz rozpatrzyć, w jakim stopniu korzenie roślin są w stanie pobrać wodę tkwiącą w przewodach kapilarnych. Badania Sekery (18, 19) nad strukturą gleb doprowadziły do wniosku, że odnośną klasyfikację przeprowadzić można znajdując procentowy rozkład przewodów kapilarnych w glebie, w zależności od ich średnicy.

Sekera przeprowadził tę analizę, przy pomocy zbudowanego przez siebie kapilarymetru próżniowego, przy zastosowaniu wyżej podanego wzoru Bechholda. Okazało się, że chcąc z kapilarów wyssać wodę trzeba użyć siły ssącej dla:

2) Laboratoryjne badania z materiałem o jednakowych średnicach przewodów dają znacznie wyższe wartości, np. Mitscherlich (16) obliczył, że w ciężkich glinach względnie ilach wznios kapilarny dochodzi do 3 m.

średnicy 100 — 0,03 atm
 „ 30 — 0,1 „
 „ 10 — 0,3 „
 „ 3 — 1,0 „

W kapilarach mniejszych, jak 3μ mamy już wodę nieruchomą, którą tylko w stanie pary możemy z nich usunąć. Analizę strukturalną wykonaną tą metodą pokazuje zestawienie (tabl. V).



Rys. 2. Wykres przebiegu wód gruntowych i rzecznych w 1949 r. w przekroju Popędzyna 3)

Z przeprowadzonych przez Sekerę, metodą kapilarymetryczną, licznych analiz próbek pobranych z profili do średniej głębokości 1,5 m wybrano takie, które by najbardziej odpowiadały glebom na odcinku Wisły przez nas badanym. Okazało się, że w glebach tych znaleziono 20% (a w niektórych przypadkach powyżej 26%) ogólnej objętości porów, jako średnie maksimum przewodów kapilarnych nieczynnych (średnica mniejsza od 3μ) jako średnie minimum 12% tych przewodów, a jako średnią ilość 14%. Jeżeli np. ogólna objętość porów danej próbki wynosi 43,8%, to wyżej podane maksimum wyniesie 8,76%, minimum 5,26%, a średnia ilość 6,13%.

TABLICA IV. Głębokość korzenia się w cm

Stadium rozwoju rośliny	Ozime żyto	Jare żyto	Ozima pszenica	Jara pszenica	Owies	Jęczmień
Młoda roślina	54	53	53	39	67	62
Przed kłoszeniem się	102	112	134	130	80	59
Okres kłoszenia	199	134	277	184	214	209
Pełna dojrzałość	194	176	186	179	247	222

Wyniki analizy kapilarymetrycznej można przedstawić graficznie przy pomocy tzw. krzywej „odwodnienia” (rys. 5) i krzywej „tangensów” (rys. 6). Rys. 5 przedstawia zależność między % porów w danej próbce, przedstawionym na osi odciętych, a % otworów $< 3 \mu$ osi rzędnych.

I tak — wykres dla gleby gliniasto-piaszczystej wykazuje, że w miarę wzrostu porów maleje % otworów o średnicy $< 3 \mu$

³⁾ Oznaczenia „Morsko 2”, „Barczków 1” i inne na rys. 2 i 3 określają studnie próbne, a liczby podane w nawiasach pod daną nazwą, odległości danej studni od rzeki.

dając stromy kształt krzywej, do której wykreślone styczne zawierają z poziomem kąt α .

Wykres dla gleby gliniastej wskazuje, że wprowadzie tak samo jak poprzednio, w miarę wzrostu porów maleje ilość otworów o średnicy $< 3 \mu$, ale znacznie wolniej; krzywa jest mniej stroma, a kąt α_2 jest mniejszy od α_1 .

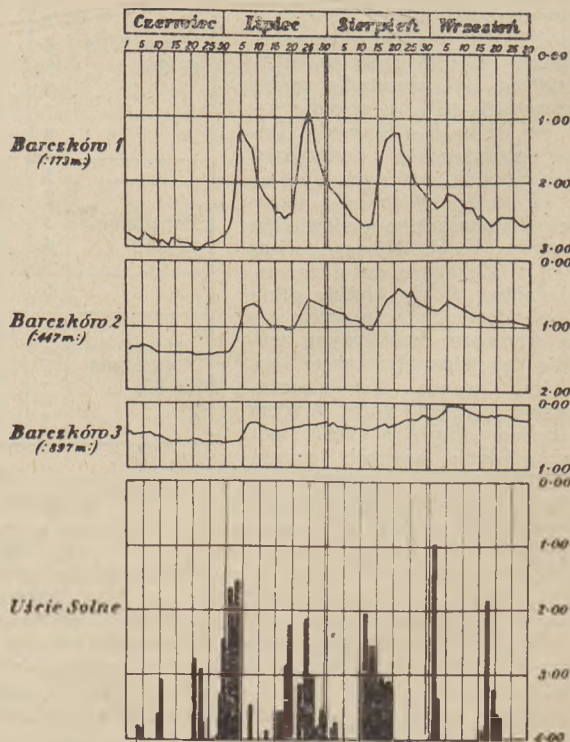
Wreszcie wykres dla gleby ilastej, daje krzywą o bardzo łagodnym nachyleniu i małym kącie α_3 o najmniejszych, w porównaniu z poprzednimi kątami, wartościach. Widzimy zatem, że w miarę przewagi w próbce części pylastych i mniejszych,

TABLICA V. Analiza strukturalna wg Sekery

Gleba	Objętość porów	Objętość w %				
		Średnica dynamicznie aktywna				nieaktywna poniżej 3μ
		Razem	Ponad 30μ	10 — 30μ	3 — 10μ	
Gliniasto-piaszczysta	42,6	32,6	20,5	9,0	3,1	10,0
Gлина	45,3	24,1	6,0	8,2	9,0	22,1
Il	51,0	10,0	1,8	2,8	5,4	41,0

występuje w niej coraz to większa jednorodność otworów, osiągając coraz to większą ilość przewodów o średnicy $< 3 \mu$. Im więcej jest w glebie przewodów o małej średnicy, tym większe są opory, a zatem bardziej ograniczone możliwości poruszania się w niej wody; stąd właśnie pochodzi nazwa „krzywej odwodnienia”.

W związku z wykresem na rys. 5 pozostaje wykres przedstawiony na rys. 6, tzw. „krzywa tangensów”. Mianowicie, im kąt α jest większy, tym wartość funkcji $\tan \alpha$ jest większa, a zatem zgodnie z poprzednim, możemy sporządzić wykres przedstawiający dla danej gleby związek między wartością funkcji $\tan \alpha$ a ilością wody kapilarnej, z której mogą korzystać rośliny.



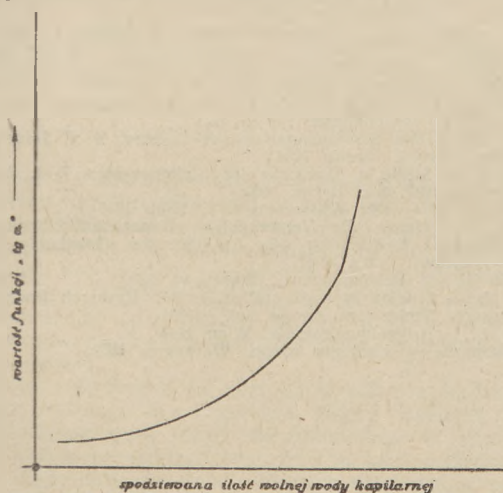
Rys. 3. Wykres przebiegu wód gruntowych i opadów w 1949 r. w przekroju Popędzyna

Widzimy zatem z przytoczonych danych, że wyzyskanie przez roślinę właściwej wody gruntowej tylko wtedy jest możliwe, jeżeli woda ta znajduje się płytko pod powierzchnią gruntu, warunkuje to bowiem zarówno wznios kapilarny jak i długość korzenia. Poza tym stwierdziliśmy, że zaopatrywanie w wodę warstw górnych przy pomocy kapilarów jest mało wydajne, bo nie wszystkie kapilary mogą oddać wodę, a podnoszenie wo-

dy, zmniejsza się ilościowo w zależności od wysokości wzniosu. Wynika więc z tego, że zbiornik właściwej wody gruntowej nie decyduje o zaopatrywaniu roślin w wodę i że zasadniczo źródło tej wody leży gdzieś indziej.

Otóż tym źródłem wody dla roślin jest woda podziemna, mieszcząca się pomiędzy powierzchnią gruntu, a granicą zasięgu kapilarnego (przestrzeń pośrednia). W każdym razie nie jest to woda „wypełniająca strefę nasycenia i powolna siła ciężkości o mało zmiennej temperaturze i składzie chemicznym, wydobywana ze studzien lub wypływająca ze źródeł“ (6). Z tego wynika, że określenie jakości i formy występowania wody przydatnej dla celów użytkowych, wyjątkowo tylko może mieć zastosowanie w odniesieniu do potrzeb życiowych rośliny. Kopiać jakikolwiek rów, widzimy na jego skarpach pojawiające się krople wody, czy nawet drobne strugi wodne, w tej nieraz ilości, że w ciągu paru godzin dno owego wykopu pokryje warstwą wody. Jest to przede wszystkim woda zawieszona w gruncie i wsiąkająca lub taka, która wsiąkając napotkała po drodze warstwę mniej przepuszczalną i na niej się zatrzymała.

Z takiej to wody podziemnej korzystają rośliny, nadmiar jej odprowadzają rowy i drejny i przed taką wodą chronimy fundamenty budynków. Tę wodę podziemną zasilą woda opadowa kondensacyjna, oraz woda wsiąkająca w brzegi rzek w czasie wezbrań. Wody kondensacyjnej nie uważano dawniej za czynnik godny uwagi, jeżeli chodzi o zasilenie nią roślin. Obecnie jednak zainteresowanie nią zaczyna wzrastać.



Rys. 5. Krzywa odwodnienia dla różnych gleb

Otóż kondensacja wewnętrzna dotyczy pary wodnej, która na drodze dyfuzji dostaje się do gleby; kondensacja zewnętrzna zaś ma miejsce na powierzchni gruntu, gdzie wskutek różnicy temperatur gleby i warstw powietrza zawierających parę wodną, a bezpośrednio z glebą się stykających, powstaje rosa.

Według doświadczeń K e l l e r a (11), ilość wody kondensacyjnej w % ciężaru suchej próbki wynosi dla:

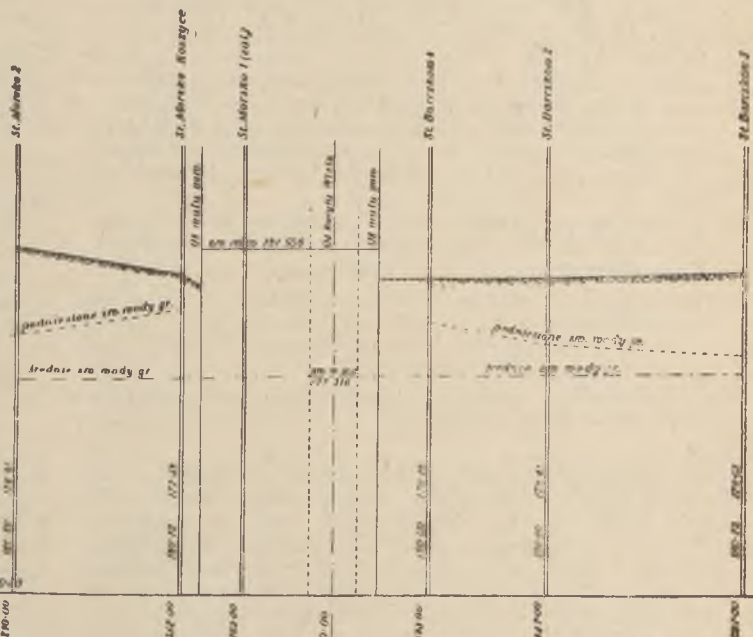
piasku sianego	0,12
gliny	0,31
torfu	0,75

Zunker (10) przepuszczał w ciągu 24 godzin przez suche próbki różnych rodzajów gleby parę wodną i otrzymał w przeliczeniu na 1 cm² i okres 27 dni dla:

grubego piasku	0,07 g
miękiego piasku	0,054 g
piasku gliniastego	0,0116 g
gliny piaszczystej	0,000486 g

W o l l n y podaje dla kondensacji zewnętrznej w ciągu całej nocy, warstwę rosy o grubości 0,54, 0,40 lub najmniej 0,19 mm.

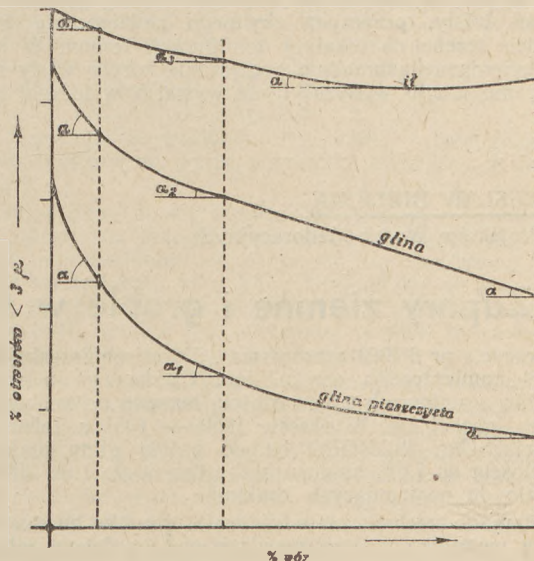
Wyobrażenia o ilościach wody podziemnej pochodzącej



Rys. 4. Zasięg oddziaływania wielkiej wody w przekroju Popędzyna

z wsiąkania wody cieków przy wysokich stanach w brzegi, podają wyżej przeprowadzone na ten temat rozważania.

Na temat wpływu położenia zwierciadła wody gruntowej bezpośrednio oraz pośredniego wpływu zwierciadła wody w cieku pośrednio na rozwój roślinności były prowadzone obserwacje w dolinie rzeki Wezery przez Tüxena (21) i Lehrke'a. Badania te przeprowadzono bardzo dokładnie w drodze obserwacji zespołów roślinnych; w szczególności zwrócono uwagę na zmiany w tych zespołach, jakich można by się ewentualnie spodziewać, na skutek zmian stosunków wilgotnościowych. Badania te prowadzono dlatego, że w okolicy miasta



Rys. 6. Krzywa tangensów dla gliny piaszczystej

Nienburg, rzekomo na skutek założenia szeregu studzien dla poboru wody gruntowej, poczęły na tamtejszych pastwiskach wysychać trawy. Wyniki tych badań są następujące:

1. Zarówno normalne obserwacje stanu porostu roślinnego jak i ustalenie pewnych pojedynczych gatunków traw nie dostarczyły danych, jakoby przyczyną wysychania

miał być pobór wody gruntowej wpływający na obniżenie jej zwierciadła.

2. Zaobserwowaną zmianę rozsiedlenia pewnych gatunków traw należy przypisać raczej konfiguracji terenu, bliższemu lub dalszemu położeniu w stosunku do koryta rzeki, względnie mniej lub więcej nad poziomem morza położone obszary.
3. Zapas wody uzupełnia się z wody gruntowej z zalewów i z opadów. W danym przypadku zwierciadło wody gruntowej położone 2,00 m pod powierzchnią gruntu przy korzenieniu się roślin na tych pastwiskach w warstwie 7,5 cm nie ma prawie wpływu na zasilenie tej warstwy wodą.
4. Możliwości, czy trudności poboru wody ze zbiornika wody gruntowej dla roślin nie wchodzi tutaj w rachubę.
5. Nieregularność opadów jest decydująca.
6. Wahania wody gruntowej, a więc obniżenie się, czy też podwyższenie jej zwierciadła pod dostatecznie grubą warstwą średnio przepuszczalnej gleby nie mają żadnego wpływu na skład roślinności.

Przytoczone wyniki obserwacji z nad Wezery porównamy ze spostrzeżeniami przeprowadzonymi w rozpatrywanych profilach Wisły.

Chodzi oczywiście o porównanie zespołów roślinnych z lat możliwie odległych z zespołami obecnie tam panującymi. Z powodu braku danych, zastosowaliśmy metodę szczegółowego wywiadu na ten temat z ludnością wiejską tych okolic w wieku od 58 do 98 lat. Z tych wywiadów można było ustalić, że owe tereny nadwiślańskie przed 80 laty pokrywały lasy, ustępujące coraz to więcej polom ornym, łąkom i pastwiskom tam, gdzie nie dochodziły wylewy Wisły. Z chwilą przeprowadzenia obwałowania, zaczęły maleć obszary łąk i pastwisk, obejmując tylko tereny wilgotniejsze, o trudnym odpływie wody.

Spotykano się z opinią, że choć dawniej było więcej łąk i pastwisk, to jednak zbiory były gorsze; obecnie jest ich mniej, a zbiory są lepsze.

W innych przypadkach stwierdzono, że przed „85 — 90 laty zbiór ziemniaków z 1 ha wynosił około 5 q. Od mniej więcej 50 lat są lepsze urodzaje, ze względu na lepszą uprawę oraz z tego powodu, że grunty nie są tak mokre, jak dawniej“, albo, że „nad Wisłą nie uprawiano zbóż ani ziemniaków, z uwagi na częste wylewy i zbyt mokre grunty“. Widać z tego, że zasadnicze zmiany w kulturze rolnej, a w szczególności ubytek obszarów zielonych, spowodowane zostały ochroną gruntów przed wylewami Wisły; przyczynę zbytniego zawiłgocenia gruntów spowodzić trzeba do lokalnej konfiguracji terenu. W każdym razie, stwierdzone poprzednio pogłębianie koryta Wisły na tym odcinku, nie mogło wyrzucić i nie wywarło widocznej zmiany

na rodzaj kultur rolnych. Stwierdzenia zatem z obszarów nadwiślańskich pokrywają się z wynikami badań przeprowadzonych nad Wezerą.

* * *

Przeprowadzone wyżej rozważania, oparte na studiach terenowych rozpatrywanego odcinka Wisły, upoważniają do wyrażenia poglądu, że koryto Wisły na tym odcinku dąży obecnie do stabilizacji, nie wykazując tendencji do pogłębiania się. Stwierdzone lokalne pogłębienia koryta nie mają ogólnego znaczenia.

W związku z tym, na podstawie obserwacji poziomu wód gruntowych oraz danych wodowskazowych i opadowych, jak również warunków glebowych i florystycznych, starano się ustalić, że:

- zarówno w tym szczególnym przypadku, jak i w innych jego podobnych (tj. w dolinach rzek o głęboko wciętych korytach) poziom „właściwej wody gruntowej“ nie ma wpływu na zaopatrzenie roślin w wodę;
- uzyskanie optymalnych warunków wilgotnościowych dla życia roślin uzależnione jest zasadniczo tylko od sprzyjającego rozkładu opadów atmosferycznych.

LITERATURA

1. Bac S., Malicki A. i inni — Ważniejsze pojęcia związane z występowaniem wód wglebnych. Lublin 1946
2. Dębski K. — Regulacja rzek, część I. Warszawa 1949
3. Musierowicz A. — Gleboznawstwo ogólne. Warszawa 1951
4. Matakiewicz M. — Regulacja Wisły. Warszawa 1920
5. Matakiewicz M. — Regulacja rzek. Lwów 1923
6. Rosłowski R. — Kurs Hydrologii. Kraków 1948
7. Rudzki M. P. — Fizyka Ziemi. Kraków 1909
8. Spraw. z Zarz. Wodoc. z poszukiwań wody wglebnej w latach 1906 — 1909. Kraków 1909
9. Wilun Z. — Gruntoznawstwo drogowe. Warszawa 1947
10. Zunker F. — Hdb. d. Bodenlehre, t. VI. Berlin 1930, das Verhalten d. Bodens zum Wasser.
11. Keller H. — Beitrag zum Studium d. Wachstumsfaktors Wasser. Z. Bodenkunde u. Pflanzenernährung. Berlin 1938
12. Koehne W. — Grundwasserkunde. Stuttgart 1928
13. Koehne W. — Die Kräfte durch die Pflanzen Wasser aus dem Boden aufnehmen, Kulturtechniker 1/1933
14. Lueger u. Weyrauch — Wasserversorgung d. Städte, t. I/1914
15. Dr. Lemmermann — Bis zur welcher Tiefe des Bodens können die Pflanzen die Nährstoffe mit Nutzen aufnehmen. Z. f. Pflanzenernährung und Düngung. Berlin 1924
16. Mitscherlich A. — Bodenkunde f. Land u. Forstwirte. Berlin 1923
17. Ramann E. — Bodenkunde. Berlin 1911
18. Sekera F. — Die Strukturanalyse des Bodens. Z. f. Bodenkunde u. Pflanzenernährung. Berlin 1938
19. Sekera F. — Statik u. Dynamik des Bodenwassers. Z. f. Bodenkunde u. Pflanzenernährung. Berlin 1932
20. Schoklitsch A. — Der Wasserbau t. I. Wien 1930
21. Tüxen T. — Ueber die Verwendung pflanzensoziologischen Untersuchungen zur Beurteilung von Schäden des Grünlandes. Deutsche Wasserwirtschaft, Nr 11/1942
22. Williams W. — Gleboznawstwo. Warszawa 1950
23. Green H. — Studies in soil capillarity. Soil Research Bodenkundliche Forschungen Recherches sur le Sol. 4/1931
24. Bendel L. — Ingenieurgeologie. Wien 1944
25. Szennikow A. — Ekologia roślin. Warszawa 1952.

INŻ. CZESŁAW BIELENIA

Biurow Projektów Wodno-Melioracyjnych

Zapory ziemne i groble w świetle nowoczesnego gruntoznawstwa

W zeszycie nr 6/1953 czasopisma „Gidrotiechniczskoje Stroitelstwo“ zamieszczono artykuł inż. Czerkasowa o używaniu materiałów gruntowych z zawartością humusu do budowy zapór ziemnych, grobel itd. W okresie 1950 — 1951 r. laboratorium geotechniki Ukr. WODGEO badało próbki gliny piaszczystej z zawartością do 7,6% humusu bezpostaciowego (nie torowego) i przyszło do następujących konkluzji:

1. Fizyczno-mechaniczne właściwości gruntów humusowanych są uwarunkowane w zasadzie właściwościami minerałów glebo- i gruntotwórczych, wchodzących w skład danego gruntu.
2. Obecność humusu w gruncie zmniejsza ciężar objętościowy gruntu, zwiększa wodochłonność, zwiększa wytrzymałość na ścinanie i rozciąganie, znacznie zwiększa kąta tarcia wewnętrznego, zwiększa wodoszczelność gruntu, zmniejsza stopień osiągalnego zagęszczenia gruntu.

Wobec powyższego, inż. Czerkasow twierdzi, że dotychczasowa norma radziecka, zakazująca używania do budowy gro-

bel materiału gruntowego o zawartości składników organicznych ponad 2% jest zbyt ostra, skoro badania laboratoryjne udowodniły nieszkodliwość zawartości 7,6% humusu, a nawet przeciwnie — udowodniono polepszenie niektórych właściwości gruntu dzięki obecności powyższej ilości humusu.

Praktyczne znaczenie tego odkrycia naukowego jest szczególnie duże przy budowie zapór ziemnych na Ukrainie, gdzie górna warstwa gruntu (gleba) składa się z czarnoziem i osiąga grubość 1,5 m i więcej; wybudowane tam zapory ziemne, złożone całkowicie lub częściowo z gruntów humusowanych, pracują pod ciśnieniem hydrostatycznym 18 — 20 m i nie wykazują usterek.

Przy znacznej grubości warstwy humusowanej (glebowej) możemy dotrzeć do warstwy gruntu mineralnego li tylko przez zrobienie kosztownej odkrywk, czyli przez usuwanie całej warstwy humusowanej; dlatego przedstawione przez inż. Czerkasowa nowe odkrycia nauki radzieckiej mają dużą wartość. Jednak przedstawiony przez inż. Czerkasowa komunikat naukowy

stanowi przyczynek do poruszenia znacznie szerszego tematu. Mianowicie, stoimy w przededniu wielkiej walki o decydujące podniesienie produkcji rolnej w Polsce; jednym z ważnych odcinków tej walki jest poprawienie naszego bilansu wodnego przez retencjonowanie wód, a więc w pierwszym rzędzie przez budowę licznych zbiorników retencyjnych na zaporach ziemnych. Jeżeli zapory ziemne mają być budowane szybko, ekonomicznie i jakościowo bez zarzutu, to wobec tego ta nowa u nas gałąź hydrotechniki musi być oparta na ściśle naukowych podstawach, na zasadach technologii mieszanek gruntowych. Otóż ta dziedzina wiedzy jest u nas jeszcze stosunkowo mało wprowadzona do praktycznego wykonawstwa.

Prowadzone od kilku lat prace badawcze Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie doprowadziły do wykonania kilku odcinków dróg z grutobetonu czyli z mieszanki gruntuowej stabilizowanej cementem oraz doprowadziły do praktycznego stosowania zapraw wapienno-glinianych w budownictwie; pionierska książka Wiluna, poświęcona gruntoznawstwu, zawiera dużo cennych uwag na temat mieszanek gruntowych z dodatkiem składnika stabilizującego (stabilizatora) i bez niego; autor niniejszego artykułu zajmuje się od 1918 roku problemem mieszanek gruntowych i śledzi postęp w zaszczepieniu tych nowych pojęć na terenie krajowym; dotychczas jednak nie widać z prasy fachowej, czy w zakresie budowy zapór ziemnych prowadzone są u nas studia naukowe odnośnie technologii odpowiednich mieszanek gruntowych. Wiemy, że opracowują się u nas plany perspektywiczne w kierunku poprawy bilansu wodnego; ale należałoby zawczasu także prowadzić studia w kierunku opracowania:

- a) odpowiednich recept dla mieszanek gruntowych, przeznaczonych do budowy zapór ziemnych w poszczególnych miejscowościach naszego kraju; mogą to być mieszanki gruntowe ze stabilizatorem albo bez; jakość i oszczędność wykonawstwa mają tu wielkie znaczenie;
- b) odpowiednich sposobów technologicznych, czyli biorąc praktycznie, najodpowiedniejszych sposobów zmechanizowania robót.

Jest zupełnie oczywiste, że w dobie budownictwa socjalistycznego nie możemy pozwolić na prymitywne, oderwane od nauki sposoby wykonawstwa. Ponieważ nauka o technologii mieszanek gruntowych jest u nas stosunkowo mało rozpoznana, więc warto chociaż pokrótce zilustrować tematykę tej nauki.

Dominującą i kierującą ideą dla większości metod stabilizacji (zestawiania) gruntów jest zasada aktywnego oddziaływania i przekształcania koloidalno-chemicznych właściwości gruntu oraz nadania mu nieodwracalnej i trwałej spójności oraz mechanicznej wytrzymałości i możliwie dużej wodoszczelności; osiągnięcie tych właściwości jest szczególnie ważne w przypadku wykonania jądra zapory ziemnej oraz w innych przypadkach stosowania tak zwanego potocznie „glinowania“ w budowach wodnych.

Podstawy teoretyczne tej idei są oparte na badaniach radzieckiego uczonego Gedroycia, który wykazał, że frakcja wysokodispersyjna, czyli najdrobniejsza w gruncie, ma ogromny wpływ na istotne cechy gruntu jako materiału budowlanego; najdrobniejsza frakcja stanowi środowisko, w którym są ześrodkowane zjawiska fizyko-chemiczne, chemiczne i adsorpcyjne, stanowiące o dynamice procesów gruntowych. Oddziałując na najdrobniejszą frakcję gruntu odpowiednią metodą technologiczną, możemy w zasadniczy sposób zmienić cechy materiału gruntowego.

Ogólnie biorąc, metody zmieniania cech materiału gruntowego naturalnego można rozbić na 2 główne grupy:

1. Tworzenie mieszanek gruntowych dwu- i trzyskładnikowych, z różnych rodzajów gruntu (różnych co do uziarnienia i składu mineralogicznego oraz różnej budowy siatki krystalicznej cząsteczek gruntowych).
2. Tworzenie mieszanek gruntowych stabilizowanych, to znaczy zmieszanie naturalnego, zalegającego w terenie gruntu z materiałem wiążącym — stabilizatorem; jako stabilizator mogą być użyte: cement portlandzki (najczęściej używany do tzw. grutobetonu), cementy romańskie, cementy żużlowe i podobne, różne substancje bitumiczne, wapno, chlorek wapnia, ług posulfitowy, smoła abietinowa, niektóre mydła techniczne itd.; niektóre z wymienionych substancji — na przykład cement — mogą stanowić samodzielny składnik stabilizujący (grutobeton), a niektóre mogą stanowić jedynie pomocniczy, dodatkowy składnik w przypadku tzw.

kompleksowej (zespolonej) stabilizacji gruntu; niektóre z wymienionych składników mogą występować raz jako pomocniczy składnik w kompleksowej stabilizacji gruntu, a w innym przypadku jako samodzielny stabilizator; na przykład, wapno występuje jako samodzielny stabilizator w nowoczesnej zaprawie budowlanej wapienno-glinianej, a w przypadku kompleksowej stabilizacji gruntu czarnoziemnego humusowanego można użyć wapna jako pomocniczego składnika przy wstępnej obróbce materiału gruntowego, po czym dopiero zostanie doprowadzona zasadnicza substancja stabilizująca (np. cement portlandzki).

Obecnie traktuje się grunty jako układy polidispersyjne, posiadające większy lub mniejszy stopień rozdrobnienia; mechaniczne, fizyczne i chemiczne cechy tych układów mogą być bardzo rozmaite. Odróżnienie cech gruntów w zasadzie charakteryzuje się stopniem dyspersji, którą zazwyczaj określamy wielkością powierzchni cząsteczek gruntowych oraz składem mineralogicznym poszczególnych frakcji. Obliczenia teoretyczne i ustalenia doświadczalne wskazują, że powierzchnia właściwa najdrobniejszych frakcji (ilastych i koloidalnych) mierzy się dziesiątkami, a nawet tysiącami metrów kwadratowych dla jednego grama gruntu. W porównaniu z tą liczbą powierzchnia sumaryczna wszystkich innych, grubszych frakcji gruntu (szczególnie frakcji żwirowo-piaskowej) jest bardzo mała (rzędu paru centymetrów kwadratowych dla 1 grama gruntu). Zważywszy, że wzajemne oddziaływanie pomiędzy cząsteczkami gruntowymi, a otaczającym je środowiskiem albo dodaną do gruntu substancją wiążącą odbywa się li tylko na powierzchni styczności między cząsteczkami lub na powierzchni styczności cząsteczek gruntowych z fazą ciekłą (np. wodą), przekonujemy się, jak olbrzymie znaczenie ma powierzchnia cząsteczek ilasto-koloidalnej frakcji gruntowej; powierzchnia tych cząsteczek jest siedliskiem zasadniczych zjawisk, jak napięcie powierzchniowe, ładunki elektryczne i adhezja; właśnie na powierzchni tych cząsteczek odbywają się wszystkie procesy wzajemnego oddziaływania materiału gruntowego i substancji wiążącej — stabilizatora. Należy tu przypomnieć znaną zasadę, że do koloidów w gruncie zalicza się wszystkie cząstki mineralne, organiczne i cząsteczki rozpuszczalnych soli — o wymiarach od 1 mikrona do 1 mikromikrona.

Zdolność do aktywnego chemicznego i fizyko-chemicznego oddziaływania cząsteczek drobno-dispersyjnych gruntu z nieorganicznymi i organicznymi materiałami wiążącymi (stabilizatorami) została naukowo udowodniona. Wobec tego, jak już poprzednio zaznaczono, podstawową ideą każdej metody stabilizacji gruntu lub w ogóle mieszanek gruntowych jako materiału budowlanego jest zasada aktywnego oddziaływania technologicznego w kierunku zmiany koloidalno-chemicznych cech gruntu. Tylko tą drogą można w istotnym stopniu przekształcić naturalne fizyczno-mechaniczne właściwości gruntu w kierunku uzyskania nowych cech, niezbędnych w przypadku użycia gruntu, jako materiału budowlanego.

Dla lepszego uwypuklenia konieczności posługiwania się metodami naukowymi warto przytoczyć chociażby 2 przykłady konkretne:

1. Szukając gliny do wytworzenia jądra zapory ziemnej możemy natrafić na glinę bentonitową, zawierającą głównie minerał montmorillonit, odznaczający się niesztynną budową siatki krystalicznej; otóż glina bentonitowa w wodzie pęcznieje ponad 1000% (tysiąc procent), a zatem nie nadaje się do budowlanej wodnej bez uprzedniej obróbki technologicznej; zatem naukowe podejście jest konieczne.
2. Organiczne składniki gruntu, a szczególnie warstwy glebowe są bardzo różnorodne pod względem chemicznym; humus bezpostaciowy może wejść w ilości 7,6% do elementów zapór ziemnych i grobel (wg inż. Czerkasowa); tłumaczy się to tym, że w składnikach humusowych czarnoziemowi dominują kwasy huminowe i humaty wapnia i żelaza, nierozpuszczalne lub trudno rozpuszczalne w wodzie, nadające czarnoziemowi dobrą i trwale ukształtowaną strukturę ziarenkową; poza tym należy zaznaczyć, że czarnoziem posiada najwięcej związków humusowych w swojej powierzchniowej (glebowej) warstwie, natomiast na głębokości 0,8 — 1,0 m pod terenem zawartość związków humusowych spada bardzo znacznie; dlatego, chcąc stabilizować czarnoziem z górnej warstwy, musimy poddać go wstępnej obróbce wapnem, a dopiero potem dodać cement (stabilizacja kompleksowa); w przypadku pobierania czarnoziem z dolnej warstwy wstępna obróbka wapnem może być zbędna; czarnoziem sta-

bilizowany cementem ma większą wytrzymałość na ściskanie niż grunt darniowo-bielicowy stabilizowany cementem. Grunty darniowo-bielicowe z zawartością związków humusowych w postaci kwasu krenowego lub soli kwasu krenowego, łatwo rozpuszczalnych w wodzie i niezdolnych do wytworzenia trwałszych form strukturalnych, mogą być użyte jako materiał budowlany po nieodzownej wstępnej obróbce wapnem, a następnie po wprowadzeniu stabilizatora (cementu portlandzkiego). Grunt torfowy, zawierający niezupełnie rozłożone szczątki świata roślinnego i zwierzęcego, z reguły nie nadaje się do użycia w mieszankach grunto-nych ze stabilizatorem czy bez stabilizatora, przeznaczonych do wbudowania w zapórę ziemną czy groblę.

Z przytoczonych dwóch przykładów widać, jak bardzo różnorodne okoliczności zachodzą w technologii mieszanek grun-

towych i jak nieodzowne jest ściśle naukowe podejście do tematu.

Reasumując powyższe wywody, przychodzimy do wniosku, że dla szybkiego, ekonomicznego i jakościowo dobrego wykonania zbiorników retencyjnych na zaporach ziemnych konieczne są poprzedzające studia terenowe i laboratoryjne oraz odpowiednie mechanizacja robót; wszystkie studia i opracowania w zakresie projektowanego wykonawstwa muszą być oparte na ściśle naukowych podstawach, których należy szukać w nowoczesnym gruntoznawstwie technicznym.

LITERATURA

„Gidrotiechničeskoje stroitelstwo” nr 6/1953.
Cz. Bielenia, „Wytyczne wykonywania stabilizacji gruntów cementem”, broszura, Warszawa 1951 r. ITB.

INŻ. STEFAN IHNATOWICZ

Ochrona metali przed korozją w urządzeniach i konstrukcjach stosowanych w budownictwie wodnym

(Dokończenie)

ROZDZIAŁ III. ŚRODKI WALKI Z ELEKTROCHEMICZNĄ KOROZJĄ METALI

Współczesne środki stosowane przeciw korozji obejmują w zależności od warunków bardzo szeroki zasięg i pozwalają na znaczne zmniejszenie, a niekiedy całkowite wyeliminowanie ubytku metalu wskutek korozji. Środki te można podzielić na 4 zasadnicze grupy:

- 1) zastosowanie właściwych domieszek do metalu,
- 2) zastosowanie powłok izolacyjnych,
- 3) zastosowanie właściwego środowiska otaczającego chronioną konstrukcję,
- 4) zastosowanie urządzeń elektrycznych lub galwanicznych.

Zależnie od okoliczności może mieć zastosowanie równocześnie kilka rodzajów środków ochronnych, jak np. przy użyciu metalu z ochronnymi domieszkami można stosować nadto powłokę izolacyjną, uszlachetnienie środowiska oraz ewentualnie i ochronę elektryczną.

Jeżeli chodzi o wybór stali o właściwych domieszkach (miedź, chrom, nikiel itp.), to jak wspomniano poprzednio ma to znaczenie dla konstrukcji narażonych głównie na korozję atmosferyczną (mosty, wagony). W budownictwie wodnym zastosowanie stali tzw. miedziowych nie zawsze daje pozytywny efekt, który by usprawiedliwiał znacznie wyższy koszt metalu.

Dobra powłoka izolacyjna powinna posiadać dostatecznie duży właściwy opór omowy lub, jeżeli chodzi o powłoki metaliczne, anodowe właściwości w stosunku do chronionego metalu konstrukcji. Powłoki ochronne mają zastosowanie głównie w środowisku korozji atmosferycznej, jednak w licznych przypadkach stosują się i w odniesieniu do konstrukcji pracujących w wodzie i w gruncie.

Powłoki można podzielić na następujące podstawowe grupy:

- a) metaliczne,
- b) niemetaliczne i nieorganiczne,
- c) farby i emalie,
- d) bitumiczne.

a) Powłoki typu metalicznego uzyskuje się bądź na drodze elektrolitycznej, bądź sposobem natrysku roztopionym metalem lub mieszaniną proszku metalu i jego tlenków lub wreszcie przez zanurzenie konstrukcji do roztopionego metalu ochronnego (np. cynku). Do tego typu pokryć zaliczają się również powłoki uzyskiwane na drodze pasywacji stali (tlenek żelaza) oraz fosfatacji stali (fosforany żelaza, cynku, miedzi w różnych kombinacjach, od których pochodzą nazwy: fosfatacja, bonderyzacja, atramentyzacja).

Metody powyższe są drogie i stosuje się dla ochrony małych elementów metalowych. Miedziano-niklowe powłoki dają dość trwałą ochronę w środowisku morskiej wody.

b) Do niemetalicznych powłok należą powłoki z cementu (torkretyzacja) lub betonu. Przy grubości powłok tego typu min. 25 mm i należytnym ich ułożeniu (jednolite, zwarte), stanowią one dobrą ochronę metalowych części nie narażonych na uderzenia.

c) Farby i emalie stosuje się przede wszystkim przeciw korozji atmosferycznej. Powłoka malarska powinna odpowiadać następującym właściwościom: nieprześląkliwość dla wody i powietrza, odporność na kwasy, duża przyczepność do powierzchni, wytrzymałość mechaniczna, mała wrażliwość na zmiany temperatury, dostateczna elastyczność pozwalająca na rozszerzanie się i kurczenie wraz z metalem, łatwość rozprowadzania, jednolitość uzyskiwanej błony, wreszcie ekonomiczna wydajność. Farba lub emalia składa się ze spoiwa oraz barwniny. Spoiwo jest nośnym składnikiem, barwina stanowi właściwą ochronę. Ze spoiw — pokost lub olej llniany posiadają największą siłę przylegania, również jednak największą nasiąkliwość i łatwość rozkładu. Najbardziej szczelne, nie nasiąkliwe są spoiwa typu lakierów lub emalii nietrocelulozowych, o właściwościach adhezyjnych znacznie gorszych niż pokostu. Barwiny dzielą się na chemicznie reagujące ze spoiwem (minia ołowiana, biel ołowiana, biel cynkowa) oraz nie reagujące (tlenki żelaza, sadza, dwutlenek tytanu itp.). Ze względu na duże wady minii ołowianej ostatnio stosuje się coraz szerzej zamiast minii barwiny aluminowej (brąz aluminowy). Osobną grupę stanowią farby bitumiczne, wytworzone na bazie ropopochodnych bitumów. W charakterze rozpuszczalnika stosuje się przy tym benzynę lakową, ksylen, naftę itp. Grubość powłoki z farb bitumicznych wynosi 2 — 3 mm. W Polsce znana jest farba tego typu pod nazwą „Corrisol” (9). Dobre wyniki daje farba oparta na chlorowanym kauczuku, zabarwiona cynkiem metalicznym w roztworze. Powłoka tego typu była stosowana dla ochrony stali pracującej w morskiej wodzie. Powłoki tzw. malowane utworzone są zazwyczaj z kilku warstw: warstwy gruntu, zawierającej składniki przeciwkorozyjne, oraz kilka warstw następnych, stanowiących ochronę dla gruntuowania.

d) Powłoki bitumiczne wykonywane są ze smoły pogazowej oraz bitumów naturalnych lub ropowych. Nakładanie odbywa się na gorąco lub przy użyciu odpowiedniego rozcieńczalnika (benzyna). Zazwyczaj układa się najpierw rozcieńczoną smolę lub bitum jako warstwę gruntu, którą następnie pokrywa się na gorąco smolą lub bitumem.

W odniesieniu do budownictwa wodnego mają zastosowanie następujące powłoki ochronne: W jazach, śluzach — dla ochrony stalowych elementów zamknięć, urządzeń wyciągowych mostów, konstrukcji budek itp. w miejscach dostępnych dla konserwacji — powłoki z farb pokostowych lub bitumicznych, oraz emalie. Elementy nieruchome i nie narażone na uderzenia mogą być chronione powłoką cementową lub betonową. Stalowe ścianki szczelne w śluzach, nabrzeżach itp., w częściach dostępnych po zabiciu konstrukcji mogą być pokrywane farbami bitumicznymi, powłoką bitumiczną lub smolową lub wreszcie powłoką cementową i betonową. Wpusty i wypusty szpunów stalowych przed zabiciem pokrywa się olejem maszynowym lub tawotem, co ułatwia bicie i, jak uczą doświadczenia radzieckie, sprzyja konserwacji.

Ochrona metalowych konstrukcji przez zastosowanie właściwego środowiska obejmuje następujące środki:

- wymiana gruntu o właściwościach korozyjnych na zasypkę z materiału antykorozyjnego lub zmiana właściwości gruntu za pomocą zastrzyków,
- wprowadzenie do gruntu za pomocą zastrzyków preparatów chemicznych neutralizujących agresywne właściwości wody gruntowej,
- odwodnienie gruntu w obrębie konstrukcji metalowej.

Wymiana gruntu może mieć miejsce tylko w wyjątkowych warunkach, np. przy zasypce ścian w nabrzeżach, słupach, przy układaniu w rowach rurociągów metalowych itp. Jako zasypkę powinno się stosować materiał porowaty, o gruboziarnistej granulacji, np. gruby żwir, piasek, tłuczeń (cegła, kamień). Pierwszorzędnym materiałem w tym przypadku stanowi kreda, w której środowisku korozja ustaje całkowicie. W przypadku niemożności zastosowania wymiany gruntu, właściwości jego mogą być zmienione na drodze zastrzyków typu chemicznego, na drodze ciśnieniowej lub elektrochemicznej. Istotne znaczenie tego rodzaju zabiegów, mogących mieć zastosowanie np. przy ochronie stalowych ścian szczelnych, polega na wytworzeniu wodoszczelnego, niesprzyjającego procesom korozyjnym środowiska. Podobny rezultat można uzyskać w wilgotnych piaskach na drodze zastrzyków cementowych. Wprowadzenie do gruntu preparatów neutralizujących agresywność wody gruntowej stanowić może zabieg pomocniczy, stosowany wspólnie z innymi, bardziej skutecznymi.

Elektryczne metody ochrony metali w środowisku gruntowym dzielą się na następujące zasadnicze grupy:

- podział konstrukcji na odcinki (sekcjonowanie),
- zastosowanie elektronowych filtrów,
- zastosowanie elektrycznego drenowania,
- zastosowanie elektrod ochronnych (ochrona anodowa i katodowa).

a) Sekcjonowanie konstrukcji polega na izolowaniu odcinków długiej konstrukcji w celu zmniejszenia wielkości powstających prądów elektrycznych. Stosowane jest przy układaniu długich rurociągów, długich ciągów ścian szczelnych, w szczególności tam gdzie istnieje prądy błądzące. Istotną trudnością tej metody jest wykonanie dostatecznie pewnej izolacji styków i utrzymanie jej w czasie eksploatacji. Sekcjonowanie nie jest środkiem całkowicie chroniącym przed korozją, lecz wpływa znakomicie na zmniejszenie jej intensywności. Przy krótkich ciągach konstrukcji (setki metrów), metoda ta nie ma zastosowania.

b) Filtry elektronowe stosowane były dotychczas głównie dla ochrony przed korozją metalowych rurociągów. Zasada filtru elektronowego polega na pokryciu chronionej powierzchni metalu warstwą materiału przewodzącego prąd elektryczny. Warstwa taka nie dopuszcza jonów z elektrolitu do metalu i w ten sposób zapobiega korozji. Dla ochrony metalowych rur stosuje się pokrycie z gumy lub gudronu (ropopochodny), z domieszką materiału o dobrym przewodnictwie elektrycznym, jak proszek grafitowy, sole ołowiane itp. Filtr taki wykonuje się w postaci taśmy, która służy do owinięcia rury. Taśma taka powinna być wykonana i zakładana, aby chroniła rurę przed przenikaniem z zewnątrz wilgoci.

c) Elektryczne drenowanie ma bardziej szerokie zastosowanie niż filtr i polega na odprowadzeniu prądów błądzących z anodowych stref konstrukcji metalowej bezpośrednio i do źródła tych prądów lub za pośrednictwem specjalnie urządzonego uziemienia. W przypadkach gdy prądy błądzące mają charakter zmienny, stosuje się wzmocnione drenowanie, polegające na wytworzeniu stałego przepływu prądu od strefy anodowej do uziemienia drenującego. Takie drenowanie wymaga dodatkowego źródła prądu. Urządzenie drenujące typu najprostszego pracuje wówczas, gdy potencjał strefy anodowej na konstrukcji chronionej jest większy, niż potencjał w miejscu wybranym u źródła prądów błądzących. Gdy sytuacja jest odwrotna, urządzenie powinno być automatycznie wyłączane w celu wyeliminowania prądu, który wzmocnia korozję.

d) Do najbardziej uniwersalnych i coraz częściej stosowanych środków ochrony elektrycznej należą: ochrona anodowa i katodowa.

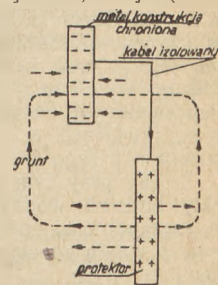
Ochronę anodową uzyskuje się przez przyłączenie za pomocą przewodnika do chronionej konstrukcji elementu z metalu elektrodjemnego w stosunku do chronionego (rys. 5). W ten sposób dla ochrony stalowych rur, ścian itp. mogą być stosowane anody ze stopów cynku, glinu, magnezu, które mają

niższy niż żelazo potencjał normalny. Układ ochrony anodowej stanowi ogniwo galwaniczne, w którym chroniona konstrukcja jest katodą, płyta ochronna (protektor) — anodą. Na skutek silnego ujemnego spolaryzowania chronionego metalu ustaje aktywność makro- i mikroogniw i elektrochemiczne rozpuszczanie się metalu. Odległość rozstawienia poszczególnych płyt protektora i ich wymiary ustalają się na podstawie danych z doświadczeń. Dla orientacji ogólnej przytaczamy kilka charakterystycznych liczb. Na rurociągu metalowym, nieizolowanym, przy należyście założonej ochronie anodowej pojawiać się mogą prądy o gęstości rzędu 10 mA. Zużycie metalu w protektorze wynosi w kg na 1 a rocznie: cynku 11,9, glinu — 5,9, magnezu — 6,7. W ten sposób za 1 kg otrzymuje się: przy cynku 740, glinie 1490, magnezie 1322 amperogodzin. Natężenie prądu ochronnego, przy protektorach cynkowych o pow. 1 m² wynosi 70 — 100 miliamperów. Promień działania ochrony anodowej jest tym większy, im wyższe jest przewodnictwo elektrolityczne środowiska. W roztworze 0,03% NaCl promień działania cynkowego protektora wynosi powyżej 15 cm, w roztworze 3% NaCl — powyżej 600 cm, a w morskiej wodzie powyżej 400 cm. Wg prof. Akimowa stosunek powierzchni chronionej konstrukcji stalowej do powierzchni płyty protektora

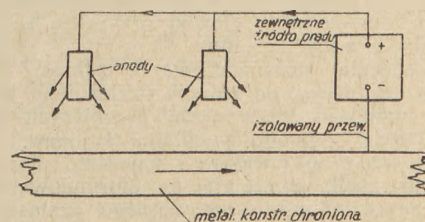
w morskiej wodzie powinien wynosić $\frac{1}{200}$ do $\frac{1}{1000}$ przy

czym odległość pomiędzy oddzielnymi płytami nie powinna przekraczać 2 m. Właściwości ochronne protektorów mogą być wzmocnione przez pokrycie płyt anodowych odpowiednim preparatem lub otoczenie tych płyt sztucznie spreparowanym środowiskiem. Środki te prowadzą zarówno do zwiększenia intensywności ochrony anodowej, zmniejszenia oporu omowego, jak i przedłużenia trwałości całego urządzenia. Przy anodach z cynku, płytę pokrywa się mieszaniną glinu i proszku gipsowego, przy anodach z glinu — mieszaniną soli kuchennej z wapnem. Przy stopach magnezowych korzystne wyniki uzyskuje się przez potraktowanie środowiska związkami siarki. Głębokość założenia płyt protektora waha się w granicach 1,0 — 1,5 m, odległość płyt od chronionej konstrukcji (rurociągu) — 0,8 — 4,5 m.

Przy ochronie katodowej chroniona konstrukcja metalowa przeistacza się w katodę, na skutek doprowadzenia prądu z zewnętrznego źródła. Schematyczny układ ochrony katodowej przedstawia rys. 6. Do zasilania katodowego urządzenia niezbędne jest źródło prądu stałego lub też może być zastosowany prąd zmienny z sieci, po wyprostowaniu go na transformatorze selenowym, lampowym itd. Jako anody stosuje się odlamki ze stalowych odpadków (rury, szyny itp.). Anody należy zakładać na głębokości większej niż 0,35 m, tj. poza strefą najsilniejszej korozji naturalnej w gruncie. Dla zmniejszenia oporu omowego na wyjściu prądu z anody w grunt stosuje się zasypkę anody tłucznem z koksu, węgla, grafitu itp. lub też solenie gruntu środowiska w otoczeniu anody, co zmniejsza niebezpieczeństwo wysychania gruntu na skutek elektroosmozy. Wielkość potrzebnej mocy źródła prądu zależy od warunków środowiska, oporu



Rys. 5. Schemat ochrony anodowej



Rys. 6. Schemat ochrony katodowej

omowego tego środowiska oraz właściwości elektrycznych powłoki metalu chronionego, o ile została ona zastosowana. Przy jednakowych warunkach fizycznych i różnej wartości izolacyjnej powłoki jedno urządzenie katodowe może obsługiwać ciąg metalowe od 1 do 20 km długości.

Przy zastosowaniu elektrycznych metod ochrony przed korozją konieczne są nie tylko: wybór właściwej metody dla danych warunków, przyjęcie odpowiedniego układu urządzenia i wymiarów jego elementów, lecz, już po zainstalowaniu cało-

ści, systematyczna kontrola działania urządzenia w czasie jego eksploatacji. Szczególnie jest to ważne dla tych urządzeń, które wymagają doprowadzenia prądu z zewnętrznego źródła. Prądy takie mogą bowiem stać się przyczyną ubocznych procesów elektrochemicznych powodujących lokalną korozję, względnie zmniejszających skuteczność zastosowanej ochrony.

Ogólnie biorąc, zjawiska towarzyszące elektrycznej ochronie ujemnie oddziałujące na jej przebieg mogą być natury elektrycznej lub mechanicznej. Do zjawisk pierwszego rodzaju należy np. elektroosmoza. W wyniku procesów elektroosmotycznych anoda uziemienia, zwłaszcza jeżeli znajduje się w środowisku ilastym, przestaje należycie pracować na skutek wyschnięcia gruntu i zwiększenia się oporu omowego środowiska. Dla uniknięcia podobnych przypadków, anody należy zakładać w możliwie wilgotnych miejscach, nadto zaleca się solić grunt środowiska. Niekorzystna praca urządzeń elektrycznych ma miejsce również w miejscach występowania wód gruntowych z alkalicznym odczynem. W urządzeniach tego typu może mieć miejsce powstawanie lokalnych ekranów elektrycznych, które obniżają skuteczność ochrony. Założona ochrona katodowa może powodować wzmocnienie procesów korozji sąsiednich konstrukcji metalowych. Do zjawisk drugiego rodzaju, tj. natury mechanicznej, należą: powstawanie spękań w gruncie, co powodować może zakłócenia w obiegu prądów w tym środowisku, nieprawidłowe rozmieszczenie anod, niedostosowanie układu anod do istniejących w konstrukcji warstw izolacyjnych dzielących tę konstrukcję na sekcje.

Kontrola eksploatacyjna urządzeń elektrycznych opiera się na pomiarze prądów elektrycznych płynących przez wybrane kontrolne kontakty. Kontakty te wykonuje się w postaci przypawanych do konstrukcji chronionej przewodników izolowanych z wyprowadzeniem ich końcówek odpowiednio osłoniętych i znajdujących się w dostępnych miejscach.

ROZDZIAŁ IV. WNIOSKI

Celem niniejszego artykułu jest zwrócenie uwagi projektujących i eksploatających konstrukcje i urządzenia metalowe na szczególnie niekorzystne warunki pracy metali w budowach wodnych. Czynniki, które składają się na te warunki dzielą się na fizyczno-mechaniczne i fizyczno-chemiczne, przy czym mogą one występować zarówno w wyniku błędów projektu, niewłaściwego wykonania robót, użycia nieodpowiednich materiałów, nieprawidłowej eksploatacji, jak wreszcie z przyczyn naturalnych, tkwiących w środowisku lub będących funkcją zmiany parametrów tego środowiska.

Trzeba przy tym stwierdzić, że najczęściej występujące defekty budowli wodnych w ogóle, a ich elementów stalowych w szczególności, powstają na skutek nieuwzględnienia przy projektowaniu rzeczywistych warunków pracy i środowiska budowli wodnych.

Przykładem nieuwzględnienia warunków naturalnych są budowle wodne na Kanale Gliwickim, gdzie przy dużym szalowaniu stałą (ściany słuz komorowych z larsenów), nie wzięto pod uwagę agresywności wód gruntowych i wody w kanale, zanieczyszczanej przez przemysł.

Z dokonanego krótkiego przeglądu zasadniczych czynników mających wpływ na trwałość konstrukcji i urządzeń metalowych widać, jak wielka rola przypada pod tym względem czynnikom, które powodują korozję metalu, w szczególności procesom elektrochemicznym, stanowiącym główną przyczynę korozji w metalu w środowisku wody i gruntu.

Istniejące obecnie doświadczenia w zakresie znajomości podstawowych czynników, od których uzależniona jest trwałość konstrukcji i urządzeń metalowych, pracujących w realnych środowiskach, oraz bogatego wachlarza środków, które mogą skutecznie zwiększyć tę trwałość i zapewnić możliwą długowieczność konstrukcji, pozwalają na sformułowanie następujących wytycznych odnośnie racjonalnego zastosowania stali i właściwego projektowania konstrukcji i urządzeń stalowych w budownictwie wodnym.

1) Zastosowanie stali w budownictwie wodnym powinno być ograniczone jedynie do tych przypadków, gdy nie da się ona innym materiałem zastąpić. W każdym konkretnym przypadku fakt ten powinien być uzasadniony. W szczególności już obecnie można zaniechać stosowania ścian stalowych w nabrzeżach, słuzach, przyczółkach itp., gdzie stal może być zastąpiona żelbetem i betonem. W związku z celowością eliminacji stali, powinny być prowadzone jak najintensywniej prace nad stworzeniem materiałów lub zabiegów zastępczych, jak np. materiał typu radzieckiego arkylitu, mogący zastąpić

blachę do opierzenia zamknięć, kadłubów statków itp., materiał typu radzieckiej masy plastycznej lignofol, zastosowanie którego w urządzeniach ślizgowych prócz innych korzyści daje możliwość ograniczenia stosowania tocznych metalowych elementów dla zasuw; wreszcie — wszelkiego rodzaju metody chemicznego i elektrochemicznego uszczelniania i utwardzania gruntów, mogące zastąpić larseny, dotychczas szeroko stosowane przy budowie fundamentów budowli wodnych, przepon wodoszczelnych, grodz itp.

2. Wybór właściwego gatunku stali ma znaczenie przede wszystkim dla trwałości konstrukcji pracującej w środowisku atmosfery lub na przemian atmosfery i wody, natomiast praktycznie nie odgrywa większej roli w odniesieniu do zachowania się konstrukcji pracującej w środowisku gruntowym. Pamiętać przy tym należy, że zastosowanie stali o odpowiednich domieszkach (np. stali miedziowych) nie zapobiega całkowicie korozji nawet przy najkorzystniejszych zewnętrznych warunkach, lecz jedynie wpływa hamująco na procesy korozyjne, przez co wydłuża okres trwałości konstrukcji metalowej.

3. Projektowanie konstrukcji i urządzeń metalowych w budownictwie wodnym powinno w każdym przypadku opierać się na starannym studium warunków fizyczno-chemicznych środowiska pracy metalu. W odniesieniu do środowiska gruntowego — konieczna jest znajomość geotechnicznych charakterystyk gruntu (skład granulometryczny, charakter chemiczny cząsteczek gruntu i wody, porowatość itp.), zewnętrznych warunków fizycznych (zmiany wilgotności, temperatury, naswietlenia, istniejące źródła możliwych prądów błędnych itp.). Przy konstrukcjach rozciągłych, typu rurociągów i ciągów stalowych ścian, szczególnie istotne jest ustalenie zmienności warunków wzdłuż konstrukcji, jak np. określenie odcinków położonych w gruntach bardziej lub mniej porowatych i napowietrzonych, wilgotnych itp.

4. Składnikiem nieodzownym każdego projektu konstrukcji metalowej w budownictwie wodnym, a zwłaszcza projektów konstrukcji pracujących w środowisku wody i gruntu, powinny być urządzenia lub co najmniej elementy przeciwkorozyjnej ochrony metalu, jak np. adaptacji środowiska, zastosowanie powłok, sekcjonowanie długich konstrukcji, ochrony elektrycznej itp. Jako istotne kryteria przy ocenie jakości projektów konstrukcji metalowych w budownictwie wodnym powinny być brane pod uwagę: stopień uwzględnienia i właściwość technicznego rozwiązywania przeciwkorozyjnych urządzeń i elementów ochronnych.

5. Z uwagi na duże gospodarcze znaczenie ochrony metali przed korozją, oraz systematyczne zwiększanie się zużycia stali dla potrzeb budownictwa wodnego w Polsce, instytuty naukowe powinny podjąć intensywne badania teoretyczne i doświadczalne nad zjawiskami korozji elektrochemicznej stali w środowiskach budowli wodnych oraz nad właściwymi dla naszych warunków środkami ochronnymi, podobnie do prac prowadzonych przez prof. S. M i n c a (Morski Instytut Techniczny) nad korozją stali w wodzie morskiej.

Równoległe z powyższymi badaniami powinny być podjęte w możliwie szerokim zakresie studia nad materiałami zastępczymi, które pozwolą na zmniejszenie zużycia stali w najbardziej niekorzystnych dla jej trwałości środowiskach wody i gruntu.

Palącą wreszcie sprawą jest opracowanie normatywów projektowania i eksploatacji konstrukcji metalowych i przeciwkorozyjnych urządzeń ochronnych dla warunków budownictwa wodnego, co może być wykonane w oparciu o istniejące w tej mierze doświadczenia zagraniczne, a w pierwszym rzędzie radzieckie.

LITERATURA

1. Afanasow W. — Rezultaty rewizji szluzu Gidr. Stwo. Nr 2/53
2. Cikierman L. — Borba s korozijj podziemnych metalicznych tur-boprowodow 1951
3. Cytowicz N. — Miechanika gruntow 1951
4. Goldsztejn M. — Miechaniceskije swojstwa gruntow — 1952
5. Mine S. — Badania nad możliwością ochrony katodowej stalowych ścianek szczelnych przed korozją w basenach portowych Gdańska i Gdyni. Prace M. I. T. nr 2/53
6. Pajewski K. — Walka z korozją metali 1949
7. Riepin W. — Riemont gidrotechniceskich sooruzenij G. E. S.
8. Trigier N. — Korrozja metaliceskowo szpunta itd. Gidr. Stwo Nr 4/52
9. — Korozja i ochrona metali. Biuletyn Informacyjny nr 7/49.

PROF. DR INŻ. TADEUSZ SKAWINA i MGR STANISŁAW JANICZEK

Ocena wód rzecznych na tle zjawiska korozji betonu

Problem zabezpieczenia i ochrony obiektów przed korozją ma szczególne znaczenie w budownictwie wodnym i wymaga naukowego opracowania. Konieczność podjęcia badań w tym kierunku znalazła wyraz w wytycznych do planów naukowo-badawczych opracowanych przez Polską Akademię Nauk. Celem zwrócenia uwagi na te, częstokroć niedoceniane u nas, zagadnienia podajemy artykuł omawiający zanieczyszczenia wód niektórych rzek Polski południowej, w świetle zjawiska agresywności ich wód w stosunku do betonu.

Główne zanieczyszczenia wód rzecznych

Występująca w przyrodzie woda nigdy nie jest chemicznie czysta, lecz bywa zawsze w mniejszym lub większym stopniu zanieczyszczona. Na rodzaj i ilość zanieczyszczeń wód wpływają rozmaite czynniki, a przede wszystkim podłoże geologiczne, przez które przepływa woda, jej temperatura, warunki meteorologiczne, ścieki miejskie, fabryczne i inne. Woda jest dobrym i szeroko stosowanym rozpuszczalnikiem, toteż ujmując rzecz teoretycznie mogą znajdować się w niej ślady wszystkich pierwiastków. Rozpuszczalność w wodzie związków chemicznych waha się w szerokich granicach i jest zależna od szeregu czynników, stąd też może być bardzo różnorodna ilość i jakość zanieczyszczeń wód.

Występujące w wodach zanieczyszczenia można podzielić na: 1) makroskopowe, 2) koloidowe, 3) cząsteczkowe (tabl. I).

TABLICA I
Ogólny podział zanieczyszczeń wód

Z a n i e c z y s z c z e n i a				
makroskopowe	koloidowe		cząsteczkowe	
organiczne i mineralne	organicz.	mineralne	sole (jony)	gazy
plywające w wodzie	subst. humusowe	SiO ₂	Ca ⁺⁺ HCO ₃ [']	CO ₂
zawieszone w wodzie	oleje	Al(OH) ₃	Mg ⁺⁺ SO ₄ ^{''}	O ₂
tonące w wodzie	tluszcze	Fe(OH) ₃	Na ⁺ (K ⁺) Cl [']	N ₂
	białka	CaCO ₃	Fe ⁺⁺ NO ₃ [']	H ₂ S
	i inne	krzemiany	Al ⁺⁺⁺ SiO ₄ ^{''}	i inne
		gliny		
		krzemiany	i inne	
		i inne		

Najliczniejszymi zanieczyszczeniami wód rzecznych (z wyjątkiem pewnych okresów znacznego nasilenia erozji powierzchniowej powodującej nagły wzrost zanieczyszczeń makroskopowych i koloidowych) są zanieczyszczenia typu cząsteczkowego, a więc sole i gazy. Nazwa „zanieczyszczenia cząsteczkowe” nie jest zbyt szczęśliwa, albowiem nie określa stanu, w jakim znajdują się sole w roztworach wodnych. Jak wynika z teorii elektrolitów, sole w wodzie występują w stanie zdysocjowanym na jony, natomiast rozpuszczone w wodzie gazy (O₂, N₂ i inne) można zaliczyć do zanieczyszczeń typu cząsteczkowego w pełnym tego słowa znaczeniu. Pomijając przyczyny i czynniki warunkujące ilość i jakość rozpuszczonych soli i gazów w wodzie, jako odrębne zagadnienie, należy stwierdzić, że do najliczniej reprezentowanych soli w wodach rzecznych należą sole wapnia, a przede wszystkim jego siarczany i kwaśne węglany lub chlorki (tabl. II).

TABLICA II
Rozpuszczalność w wodzie CaSO₄ · 2H₂O, CaCO₃ i Ca(HCO₃)₂

Rozpuszczalność w mg/l w temp.	0°C	10°C	20°C	40°C	60°C
CaSO ₄ · 2H ₂ O	1756	1930	—	2180	1996
CaCO ₃	—	13	14,45	—	—
Ca(HCO ₃) ₂	161,5	—	166,0	170,5	175,0

Zawartość soli magnezowych jest na ogół dużo mniejsza od soli wapniowych; sole magnezowe występują głównie jako siarczany, kwaśne węglany i chlorki magnezu. Ilość kwaśnych węglanów wapnia i magnezu jest zależna przede wszystkim od obecności CO₂ w wodzie.

Poza występującym w wodach dwutlenkiem węgla znajdują się w nich i inne rozpuszczone gazy, jak O₂, N₂, H₂S, NH₃ itd., których zawartość waha się w szerokich granicach (tabl. III).

TABLICA III
Rozpuszczalność w wodzie niektórych gazów

Rozpuszczalność gazów w wodzie w mg/l pod ciśn. 760 mm Hg w temp.	0°C	10°C	15°C	20°C
tlen O ₂	14,56	11,25	10,06	9,09
dwutlenek węgla CO ₂	3343	2316	1939	1689
siarkowodor H ₂ S	6730	5520	—	4470
amoniak NH ₃	4730	4060	—	3460

Obecność siarkowodoru w wodach rzecznych spowodowana jest głównie beztlenowym rozkładem materii organicznej i innymi procesami natury biologicznej oraz rozkładem siarczków jak również działaniem niektórych substancji organicznych na siarczany. Obecność tlenu i azotu w wodach spowodowana jest głównie przejściem ich z atmosfery do roztworu (tabl. III).

Agresywne zanieczyszczenia wód. Strona jakościowa i ilościowa korozji betonu

Moskwin (1) wyróżnia trzy stopnie korozji betonu pod wpływem działania agresywnego niektórych zanieczyszczeń wód.

I stopień korozji obejmuje te wszystkie procesy korozji betonu, które są spowodowane wpływem wód o niskiej twardości węglanowej. Wody te posiadają własność rozpuszczania niektórych części stwardniałego cementu w betonie.

II stopień korozji obejmuje te wszystkie procesy korozji betonu, które zachodzą pod wpływem wód zawierających rozpuszczone związki chemiczne wchodzące w reakcje ze związkami chemicznymi stwardniałego cementu w betonie. Powstałe przy tym produkty reakcji, bądź to rozpuszczają się w wodzie i opuszczają środowisko reakcji, bądź też pozostają w betonie, a zwłaszcza na jego powierzchni jako bezpostaciowe osady. Tutaj można zaliczyć działanie szkodliwe na beton kwasów, soli magnezowych i innych.

III stopień korozji obejmuje procesy tworzenia się w porach i miejscach pustych betonu trudno rozpuszczalnych soli krystalicznych, o dużej objętości i stałym wzroście, co powoduje naruszenie struktury betonu i jego rozkruszanie. Na pierwszym miejscu należy tu wymienić szkodliwe działanie siarczanów, tworzących sól Candlota.

Jak wynika z powyższego, skład chemiczny rozpuszczonych w wodzie związków i ich własności będą wpływały decydująco na stronę jakościową i ilościową procesu korozji betonu. Od zawartości składników w roztworze wodnym zależy zatem stopień korozji, a ich skład ilościowy decyduje o szybkości i intensywności rozwijania się tego procesu.

Należy sobie zdać sprawę z tego, że rozpuszczone w wodzie sole występują nie jako drobiny, lecz jako jony. Obecność rozpuszczonych jonów i zdysocjowanych soli w wodzie wpływa przyspieszająco na rozpuszczalność niektórych składników stwardniałego cementu w betonie, a przede wszystkim wolnego

CaO. Rozpuszczalność CaO jest znaczna i jeżeli przyjąć jego rozpuszczalność w wodzie destylowanej za 1, to rozpuszczalność CaO w 4% roztworze NaCl wynosi 1,41, a w 2% roztworze Na₂SO₄ już 2,32. Zatem ilość i jakość rozpuszczonych w wodzie soli nie jest tu obojętna, a ich wpływ jest wyraźny. Toteż biorąc pod uwagę własność rozpuszczania przez wodę niektórych składników stwardniałego betonu, nie można pominąć siły jonowej roztworu uwzględniającej rozpuszczone w nim jony soli. Należy jednak pamiętać o tym, że proces rozpuszczania się CaO jest nie tylko zależny od rozpuszczającej własności roztworu, ale również w wysokim stopniu od licznych innych przyczyn. Z tych to powodów niezmiennie trudno jest sformułować jakieś ściśle matematyczne wyrażenie dla procesu rozkruszania betonu pod wpływem działania składników agresywnych wody. Niemniej jednak były i są czynione próby wprowadzenia wzorów w ujęciu matematycznym dla oceny omawianych zagadnień. Między innymi Djementiew (2) przyjął za szkodliwe działające na beton wykonany z cementu portlandzkiego jony SO₄²⁻ i CO₃²⁻, podając następującą formułę oceniającą trwałość betonu

$$N = \frac{2,75}{m} \cdot p$$

gdzie: N — najmniejsza liczba lat trwałości betonu,
 p — ilość cementu portlandzkiego w kg/l m³ betonu,
 m — suma reagujących objętości jonów szkodliwie działających na beton.

Powyższa formuła uległa z kolei następującej modyfikacji

$$N = \frac{100}{0,122 R + 1}$$

gdzie: N — procent całkowitej trwałości budowli (objektu),
 R — reagujące stężenie H⁺ jonu oraz tego z jonów Mg²⁺ lub SO₄²⁻, którego ilość jest większa, po potrąceniu reagującej objętości (HCO₃⁻).

Ustalono też, jako jeden z warunków, że zawartość cementu portlandzkiego w betonie ograniczona jest przedziałem 250 — 350 kg/m³.

Obydwa te wzory nie obrazują ani charakteru korozji, ani też żadnych innych warunków określających stronę jakościową i ilościową procesu rozkruszania betonu, toteż w praktyce nie znalazły szerszego zastosowania.

Z obecnością w wodzie wolnych jonów rozpuszczonych soli wiąże się zagadnienie siły jonowej roztworu i aktywności jonów. Przez siłę jonową roztworu, czyli jego jonowy stan nasycenia należy rozumieć sumę połowy molarnej koncentracji każdego poszczególnego jonu znajdującego się w roztworze do kwadratu jego wartościowości

$$\mu = \frac{1}{2} (m_1 Z_1^2 + m_2 Z_2^2 + m_3 Z_3^2 + \dots m_n Z_n^2)$$

Im większa siła jonowa roztworu, tym niższa aktywność każdego poszczególnego jonu, przy czym wielowartościowe jony wykazują znacznie większe obniżenie aktywności aniżeli jednowartościowe. Można zatem powiedzieć, że ze zwiększeniem siły jonowej roztworu jak gdyby zmniejszała się koncentracja wszystkich zawartych w roztworze jonów. Przy określaniu rozpuszczalności molarnej koncentrację jonów można zastąpić przez

ich aktywność (a), którą określa się jako molarne działanie koncentracji (c) na współczynnik aktywności (f)

$$a = (c) \cdot f$$

Celem obliczenia współczynnika aktywności Aljekina (3) podaje następujące wyrażenie

$$\log f = 0,295 Z^2$$

gdzie: μ — siła jonowa roztworu,

Z — wartościowość danego jonu.

Rozpuszczanie się części betonu, a zwłaszcza wolnego CaO, jest bezsprzecznie uzależnione od siły jonowej roztworu wodnego. Opisane w dalszym ciągu doświadczenie Moskwina dowodzi wyżej wspomnianej zależności. Działaniu wody destylowanej oraz roztworu siarczanu sodu o rozmaitych stężeniach poddano rozdrobniony, stwardniały cement (tabl. IV).

Te i szereg innych doświadczeń dowiodły, że ze zwiększeniem siły jonowej wody i w zależności od czasu stykania się roztworu wodnego z betonem wzrasta rozpuszczalność niektórych składników betonu, a tym samym zwiększa się stopień jego korozji. Natomiast przeciwnie wpływa obecność soli wapniowych w wodzie. Obecność tych soli obniża ilość wylugowanych rozpuszczalnych części stwardniałego cementu w betonie, a tym samym zmniejsza agresywność wody.

Z soli wapnia występują najczęściej w wodzie — poza siarczanami — węglany, a przede wszystkim kwaśne węglany, a więc woda o wyższej twardości węglanowej będzie o wiele mniej działała korozyjnie na beton, aniżeli woda o niskiej twardości węglanowej. Im więc wyższa twardość węglanowa wody, tym niższy jej stopień agresywności, tym mniejsza korozja betonu.

TABLICA V

Forma występowania CO₂ w zależności od pH wody w % molarnej (wg O. A. Aljekina (3))

CO ₂ występujące w formie	pH wody							
	4	5	6	7	8	9	10	11
H ₂ CO ₃	99,7	97,0	76,7	24,99	3,22	0,32	0,02	—
HCO ₃ ⁻	0,3	3,0	23,3	74,98	96,70	95,84	71,43	20,0
CO ₃ ²⁻	—	—	—	0,03	0,08	3,84	28,55	80,0

Z twardością węglanową wody wiąże się ściśle zagadnienie obecności CO₂ w wodzie, jego formy występowania i agresywności. Jedną z form występowania CO₂ w wodzie jest kwas węglowy, należący do bardzo słabych elektrolitów. Stałe dla poszczególnych stopni dysocjacji tego słabego kwasu wynoszą

$$K_1 = \frac{[H^+][HCO_3^-]}{[H_2CO_3]} = 3,04 \cdot 10^{-7}$$

$$K_2 = \frac{[H^+][CO_3^{2-}]}{[HCO_3^-]} = 4,01 \cdot 10^{-11}$$

Występowanie poszczególnych form CO₂ zależne jest więc od koncentracji jonów wodorowych, a zatem od pH roztworu (tabl. V). Jeżeli w wodzie znajdują się w równowadze jony

TABLICA IV

Rozpuszczalność Ca(OH)₂ w cementach portlandzkich pod działaniem wody destylowanej i roztworów siarczanu sodu (wg W. M. Moskwina — Korozja betonu)

Nr próbki cementu	Woda destylowana		Stężenie roztworu siarczanu sodowego w %							
			0,037		0,15		1		5	
	mg/l	Wskaźnik rozpuszczal.	mg/l	Wskaźnik rozpuszczal.	mg/l	Wskaźnik rozpuszczal.	mg/l	Wskaźnik rozpuszczal.	mg/l	Wskaźnik rozpuszczal.
Ilość Ca(OH) ₂ w przeliczeniu na CaO										
2	372,57	1	423,37	1,14	462,90	1,25	296,76	1,33	564,50	1,51
3	519,34	1	547,52	1,05	552,00	1,07	626,60	1,21	694,33	1,34
6	543,53	1	688,69	1,26	699,98	1,28	767,72	1,40	801,59	1,48
Ilość Ca(OH) ₂ + CaCO ₃ w przeliczeniu na CaO										
2	417,73	1	457,27	1,09	485,40	1,16	541,92	1,20	699,98	1,67
3	564,50	1	570,10	1,01	591,50	1,05	728,16	1,29	829,81	1,47
6	588,69	1	711,27	1,21	745,14	1,27	835,46	1,42	959,65	1,63

H⁺, HCO₃⁻ i CO₃²⁻, to woda taka nie może rozpuszczać węglanów znajdujących się ewentualnie na powierzchni stwardniałego betonu. Woda taka zatem nie wykazuje agresywności w stosunku do zwałowego betonu. Zwiększenie ilości CO₂ ponad stan równowagi stwarza warunki dla rozpuszczania CaCO₃, a tym samym woda taka będzie powodowała korozję betonu. Ta właśnie nadwyżka ponad stan równowagi, a więc ponad ilość CO₂ potrzebną do utrzymania w roztworze kwaśnych węglanów nazywa się agresywnym CO₂. Przekonano się doświadczalnie, że wody o niskiej twardości węglanowej są bardziej agresywne, niż wody o wyższej twardości węglanowej, mimo tych samych ilości agresywnego CO₂. Ł a p t i e w (4) podaje prostą zależność między intensywnością agresji węglanowej w wodzie, jej twardością węglanową oraz deficytem nasylenia:

$$I = \frac{(S_0 - y)^2}{S_0} \cdot i$$

gdzie S₀ — końcowa zawartość związanego CO₂ w danej wodzie, tj. suma związanego CO₂ znajdującego się w danym momencie w wodzie i deficytu nasylenia tej wody kwaśnym węglanem wapnia wyrażonym w mg związanego CO₂,
y — faktyczna zawartość związanego CO₂ w danym momencie w wodzie,
i — intensywność agresji wody wzorcowej, gdzie S₀ = 1, y = 0.

Wg Tillmansa (5) woda jest wówczas słabo agresywna, jeżeli:

$$\frac{(S_0 - y)^2}{S_0} < 1,0$$

Jeżeli natomiast wskaźnik intensywności agresji węglanowej jest większy od jedności, to niezależnie od innych czynników, jak np. pH, zawartość SO₄²⁻ itp., wodę należy uważać za agresywną.

Poza omówionym wpływem twardości węglanowej oraz agresywnym CO₂ niemniej szkodliwie działają na beton nadmierne ilości jonów siarczanowych znajdujących się w wodach. Znany jest fakt, że obecność w wodzie znacznych ilości jonów siarczanowych powoduje silną korozję betonu. W obecności tych jonów tworzy się sól kompleksowa, tzw. sól Candlota, występująca w kilku modyfikacjach, która jest związkiem krystalicznym o dużej objętości. W miarę swego wzrostu powoduje ona rozkruszanie, a więc niszczenie betonu.

Zazwyczaj pochodzenie jonów SO₄²⁻ można przypisać rozpuszczonemu i zdysocjowanemu na jony CaSO₄. Niewątpliwie wpływ na rozpuszczalność CaSO₄ w wodzie, a tym samym pośrednio na wzmoczenie się agresji siarczanowej, mają jony chlorkowe, których występowanie wiąże się zazwyczaj z obecnością CaCl₂ względnie NaCl. Stwierdzono, że roztwory NaCl w przeciwieństwie do roztworów CaCl₂ wyraźnie wpływają na rozpuszczalność CaSO₄ i to w ten sposób, że rozpuszczalność CaSO₄ w roztworach NaCl wzrasta do pewnej granicznej wartości stężenia NaCl, powyżej której rozpuszczalność CaSO₄ maleje.

W pracach Kinda, Aleksandrowskiego i Moskwina (1) można znaleźć pewne wnioski odnośnie zachowania się betonu w roztworach NaCl. Otóż dowiedziono, że 2 — 3% roztwory NaCl stanowią przeszkodę dla tworzenia się i wzrostu kryształów soli Candlota. W roztworach 5% NaCl i przy koncentracji jonów SO₄²⁻ do 500 mg, sól Candlota w ogóle nie tworzyła się. Zjawisko to tłumaczy się tym, że obecność NaCl, a także innych związków chemicznych nie biorących udziału w reakcji tworzenia się soli Candlota, podwyższa siłę jonową roztworu, a tym samym proporcjonalnie zwiększa rozpuszczalność reagujących związków chemicznych i ich produktów reakcji. Oczywiście przeszkadza to lub wręcz uniemożliwia tworzenie się soli Candlota. Wyniki licznych doświadczeń dowiodły, że przy stosunku ilościowym rozpuszczonych w roztworze jonów SO₄²⁻:Cl⁻ = 2, roztwory NaCl nie wykazują jeszcze znacznego wpływu na ustalenie się równowagi systemu, decydującej o tworzeniu się soli Candlota. Wpływ ten, a więc i efekt działania roztworu NaCl przeszkadzający tworzeniu się soli Candlota, uwidocznia się dopiero przy wyższych stężeniach jonów Cl⁻ w wodzie. Według norm radzieckich (GOST — 4796-49) za agresywne uważa się wody o zawartości powyżej 250 mg/l SO₄²⁻, natomiast normy niemieckie (6) określają 300 mg/l jako graniczną zawartość SO₄²⁻.

W wodach gruntowych i powierzchniowych, poza już omó-

wionymi jonami czy związkami chemicznymi, które powodują przedwczesne niszczenie betonu, należy jeszcze zwrócić uwagę na sole magnezowe. Trzeba stwierdzić, że również jony magnezu wywierają pewien wpływ na korozję betonu. Dzieje się to wówczas, gdy obecne są w roztworze duże ilości soli magnezowych. Jony magnezu w ilościach kilkudziesięciu mg/l nie będą w zjawisku korozji odgrywały żadnej roli. Niebezpieczne mogą być ilości sięgające kilku tysięcy miligramów jonów Mg²⁺ na litr. Istnieje ciekawa zależność (K i n d) między zawartością jonów Mg²⁺, a jonami SO₄²⁻ w wodzie. Wraz ze zwiększeniem się ilości jonów SO₄²⁻ wzrasta agresywny charakter jonów magnezu w stosunku do betonu (tabl. VI).

TABLICA VI

Dopuszczalna ilość Mg w zależności od stężenia SA₄²⁻ w mg/l (wg GOST — 4796-49)

SO ₄ ²⁻ w mg/l	Mg ²⁺ w mg/l
0 — 1000	5000
1000 — 2000	3000
2000 — 3000	2000
3000 — 4000	1000

Odczyn w większości wód naturalnych waha się w granicach 6,5 — 8,5 pH. Zdarza się jednak, że pH wód jest mniejsze od 6. Przyczyną takiego obniżenia pH jest na ogół obecny w wodzie CO₂ (tabl. VII). W innych przypadkach na obniżenie pH mają wpływ kwasy organiczne (wody z terenów bagiennych) oraz w niektórych wodach hydroliza soli żelazawych. Należy stwierdzić, że wzrost stężenia jonów wodorowych w wodzie,

TABLICA VII

Wartości pH dla roztworów CO₂ w 23° C

mg/l CO ₂	pH	mg/l CO ₂	pH	mg/l CO ₂	pH	mg/l CO ₂	pH
690	4,16	55	4,71	6,1	5,19	2,8	5,35
315	4,31	24	4,89	4,4	5,26	2,6	5,37
178	4,36	16	4,98	3,6	5,31	2,4	5,39
90	4,61	9,0	5,10	3,0	5,34	2,2	5,41

a więc obniżenie się pH zwiększa stopień agresji wód w stosunku do betonu. Agresja ta zależna jest od twardości węglanowej wody. Według norm radzieckich wody o twardości powyżej 24°N nie są agresywne do pH powyżej 6,7. Jeżeli natomiast twardość węglanowa jest równa lub mniejsza od 24°N, wówczas pH powinno wynosić 7,0.

* * *

Na tle podanej ogólnej charakterystyki zanieczyszczeń wód i wpływu agresywnego środowiska wodnego na proces korozji betonu, ciekawie przedstawiają się zanieczyszczenia wód rzeki Wisły oraz niektórych jej dopływów. Załączone wyniki badań należy traktować jedynie jako pewne cyfry orientacyjne i to z zastrzeżeniem, że odnoszą się one do wąskiego zasięgu miejsc pobrania prób. Stosunkowo niewielka ilość posiadanych przez nas wyników, na ogół sporadycznych i niekompletnych badań wód, wykonanych zresztą dla innych celów, bądź bezpośrednio w zakładzie lub też udostępnionych nam przez dr S. Z a r n e c k i e g o z Zakładu Hodowli Ryb U. J., nie pozwala na ścisłe zobrazowanie charakteru tych wód. Niemniej jednak już nawet na podstawie tak szczupłego materiału badawczego można zorientować się o ewentualnym stopniu i rodzaju agresywności tych wód w stosunku do betonu. Wody rzeki Przemszy, Soły i Skawy w okresie badań (tabl. VIII) zawierały agresywny CO₂ w ilościach od 1,6 do 6,8 mg/l. Ilość wolnego CO₂ w wodach Przemszy ulega znacznym wahaniom. W miesiącu lipcu 1952 r. zawartość wolnego CO₂ przekroczyła znacznie ilość dopuszczalną, obliczoną na podstawie norm radzieckich, a tym samym wody te okresowo mogą być nawet silnie agresywne. W wodach Soły i Skawy ilość wolnego CO₂ była nieznaczna, natomiast niska twardość węglanowa nadaje i tym wodom charakter agresywny w stosunku do betonu. Szczególnie niekorzystnie pod tym względem przedstawia się skład wód Soły powyżej Oświęcimia, dla której w okresie badań współczynnik agresji wynosił 1,23. Wody Soły i Skawy charakteryzuje niski stopień mineralizacji. Woda o niskiej mineralizacji może być niebezpieczna dla betonu. Małe ilości rozpuszczonych soli powodują miękkość wody, a tym samym dużą jej zdolność do rozpuszczania wolnego wapnia wchodzącego w skład betonu. Poza tym

TABLICA VIII
Skład wód rzeki Przemszy, Soły i Skawy

Skład wody w mg/l	pH	Cl'	SO ₄ ''	CO ₂ wolny	CO ₂ agresywny	Utlenial. mg O ₂	Twardość ogólna w °N	Twardość węgl. w °N	Wskaźnik intensyw. agresji	Maksym. dopuszcz. ilość CO ₂ oblicz. wg norm radzieck.
Przemsza przed ujściem do Wisły VII.52 r.	7,0	137,0	202,0	30,0	—	27,2	18,0	10,0	—	18
Przemsza przed ujściem do Wisły IX.52 r.	7,15	126,6	200,3	15,0	6,7	10,5	19,0	11,1	0,47	18
Przemsza przed ujściem do Wisły I.53 r.	7,2	136,8	227,0	19,0	6,2	15,1	21,8	9,5	0,47	18
Soła w Oświęcimiu X.52 r.	6,85	7,8	17,2	2,5	1,6	2,6	5,2	3,1	0,10	20
Soła powyżej Oświęcimia I.53 r.	7,1	14,2	25,8	9,0	6,8	1,5	4,9	4,2	1,23	20
Skawa w Zatorze	7,3	9,2	19,8	4,0	3,4	7,5	3,7	2,5	0,49	20

TABLICA IX

Skład wody w mg/l (podano wartości graniczne)	Wilga 1952/1953	Białucha 1952/1953	Rudawa k/Balic 1952/1953	Dłubnia k/Zesławic 1952/1953
pH	7,2 — 8,2	7,1 — 8,2	7,4 — 8,4	7,6 — 8,6
Cl'	180,4 — 13620	1,88 — 56,0	8,5 — 51,8	5,7 — 11,9
SO ₄ ''	57,1 — 293,4	43,1 — 72,7	38,7 — 69,5	18,4 — 49,9
CO ₂ wolne	2,0 — 70,0	7,0 — 27,0	1,0 — 18,0	3,0 — 15,0
Utlenialność w mg.	5,1 — 18,4	2,2 — 7,7	9,0 — 12,9	1,2 — 5,6
Twardość ogólna w °N.	15,5 — 580,0	13,2 — 19,5	11,2 — 16,1	10,0 — 18,0
Twardość węglanowa w °N.	2,2 — 8,7	12,0 — 15,1	9,0 — 12,9	3,2 — 15,1
Maksym. dopuszcz. ilość CO ₂ wg norm radzieckich	20,0 — 15,0	20,0 — 40,0	20,0 — 40,0	20,0 — 40,0

TABLICA X

Skład wody w mg/l (podano warto- ści graniczne)	Dunajec przy ujściu Białej V.1950 r.	D u n a j e c 0 — 30 km			San poniżej Przemyśla 1952/53 r.	San powyżej Przemyśla 1952/53 r.
		VII.1950 r.	X.1950 r.	VIII.1952 r.		
pH	7,6 — 7,7	7,6 — 7,7	8,5 — 8,6	6,8 — 7,2	7,2 — 8,5	7,2 — 8,5
Cl'	2,5 — 5,0	6,0 — 9,2	6,0 — 7,8	6,0 — 20,9	5,0 — 56	5,0 — 52
SO ₄ ''	16,6 — 21,8	21,8 — 27,3	22,8 — 25,0	20,5 — 31,1	30,0 — 40	30,0 — 40
CO ₂ wolny	2,0 — 3,0	3,0 — 5,0	3,0 — 3,5	0,3 — 2,0	—	—
CO ₂ agresyw.	0,3 — 0,4	0,0 — 0,0	0,0 — 0,0	0,0 — 0,0	—	—
Utlenialn. w mg O ₂	3,6 — 5,0	1,2 — 3,0	2,7 — 2,8	2,4 — 3,0	3,0 — 35,2	1,3 — 22,4
Tw. ogólna	6,5 — 7,6	8,1 — 11,2	9,2 — 11,1	7,8 — 8,0	6,4 — 10,7	5,3 — 10,7
Tw. węglan.	5,0 — 6,2	7,0 — 9,0	7,3 — 7,8	7,7	5,0 — 9,8	4,9 — 10,0
Maksym. dopuszcz. ilość CO ₂ wg norm radzieckich	20	20	20	20	20	20

wody o niskiej mineralizacji mogą zawierać niekiedy nawet bardzo duże ilości rozpuszczonych gazów, a zwłaszcza CO₂, co czyni je szczególnie niebezpiecznymi zwłaszcza, że brak soli Ca i Mg nie może ewentualnie obniżyć agresywnego działania CO₂. Należy pamiętać o tym, że tak jak niska mineralizacja wód może być szkodliwa dla betonu, również i wysoka

mineralizacja wody może budzić obawy, że ilości zanieczyszczeń ujemnie działających na beton przekraczają wartości dopuszczalne. Stąd też wody o średniej mineralizacji są najbardziej bezpieczne dla betonów z tym zastrzeżeniem że nie zawierają dużych ilości agresywnego CO₂, H₂S i innych zanieczyszczeń oraz ich odczyn nie jest kwaśny. Podstawą dla określenia stopnia mineralizacji wody jest suma zawartych w wodzie związków mineralnych, wyrażona w mg/l badanej wody.

Według Aljekina (3) można podzielić wody na następujące cztery stopnie mineralizacji:

I — wody o niskiej mineralizacji 200 mg/l

II — wody o średniej mineralizacji 200 — 500 mg/l

III — wody o podwyższonej mineralizacji 500 — 1000 mg/l

IV — wody o wysokiej mineralizacji 1000 mg/l

Wody Wilgi zanieczyszczone są w wysokim stopniu. Ilość zanieczyszczeń waha się w bardzo szerokich granicach, co spowodowane jest okresowymi dopływami ścieków fabrycznych. Wobec tak ogromnych stężeń soli znajdujących się w wodzie trudno z powodu braku ścisłych badań określić wpływ tych zanieczyszczeń na beton lub okładzinę kamienną itp. Wobec tak znacznej przewagi jonów Cl' nad jonami SO₄'', należy sądzić, że nie ma warunków do korozji siarczanowej betonu. Natomiast okresowo wystąpić może nawet silna korozja węglanowa, przy czym nie da się określić ani stopnia, ani też czasu trwania warunków niekorzystnych. Wody Rudawy i Białuchy w podanych na tablicy punktach nie wykazują charakteru agresywnego. Pewne zastrzeżenia natomiast mogą budzić wody Dłubni z uwagi na niski stopień mineralizacji i niską twardość węglanową. Słabe i okresowe działanie agresywne tych wód

potwierdza obserwacja w terenie okładzin kamiennych jej koryta. Tablica X przedstawia skład wód Dunajca i Sanu. Wody te są słabo zmineralizowane i posiadają małą ilość wolnego CO_2 . Jedynie wody Dunajca przy ujściu Białej oraz wody Sanu w okolicy Przemyśla posiadają twardość węglanową nieco niższą od wartości granicznych, określonych normami radzieckimi dla wód nieagresywnych.

Wody Wisły w górnym biegu mogą powodować nawet silną korozję węglanową betonu (tabl. XI). W okolicy Krakowa skład wody wiślanej ulega bardzo dużym wahaniom, okresowo przekraczając nawet znacznie wielkości określone jako nieszkodliwe dla betonu.

Przedstawione wyniki badań wykazują, że wiele naszych rzek posiada wody stałe lub okresowo agresywne; w niektórych przypadkach należy liczyć się nawet z bardzo silną agresją, a stąd z przedwczesnym niszczeniem betonu w budowlach. Walka z korozją i przedwczesnym niszczeniem obiektów budowlanych posiada szczególne znaczenie w obliczu planowanych u nas wielkich robót hydrotechnicznych. Rzeczą konieczną jest przeprowadzenie ścisłych badań nad stopniem i rodzajem agresywności wód naszych rzek (oraz wód gruntowych), z równoczesnym sprawdzeniem obecnego stanu istniejących już budowli, wraz z ustaleniem rodzaju i przyczyn występujących uszkodzeń. Zebrany w ten sposób materiał oraz prowadzone prace badawcze nad samym zjawiskiem korozji betonu, powodowanym przez wody, pozwolą na opracowanie norm, których brak daje się coraz silniej odczuwać. Zagadnienie to łączy się ściśle z agresywnością wód gruntowych i niektórych składników gruntów oraz z koniecznością opracowania wytycznych pobierania

TABLICA XI

Skład wody w mg/l (podano wartości graniczne)	pH	Cl'	SO ₄ ''	CO ₂ wolny	CO ₂ agresywny	Utł. nialn. w mg. O ₂	Tward. ogólna w °N	Tw. węgl. w °N	Maks. dopuszcz. ilość CO ₂ wg norm radzieck.
Wisła 0 km I.1953 r.	7,0	88,0	64,8	50,0	38,5	32,4	8,1	5,0	20
Wisła w Dworach	6,8 7,1	16,0 64,9	36,2 97,4	8,0 22,0	6,4 16,0	5,5 15,2	7,3 10,8	2,8 6,2	20
Wisła 160 km VIII.1952 r.	7,2 7,3	66,7 110,0	53,9 110,4	3,5 6,0	0,0	6,1 10,6	12,7 17,0	8,7 9,5	20
Wisła pod Norbertankami 1952/53 r.	7,1 7,7	6,0 120,5	23,4 154,7	0,5 22,0	—	4,0 15,8	4,5 19,0	—	20
Wisła przed ujściem Wilgi 1952/53 r.	7,2 7,8	22,0 122,7	23,0 150,6	3,0 18,0	—	4,9 14,2	10,0 18,8	4,5 9,0	20
Wisła poniżej ujścia Wilgi 1952/53 r.	6,8 8,1	33,2 1475,0	62,7 156,3	2,0 30,0	—	5,6 15,0	5,4 48,0	3,1 8,7	20 15
Wisła za kołektorem 1952/53 r.	7,3 7,8	92,6 439,6	71,6 159,5	4,0 22,0	—	0,8 122,4	12,7 32,6	5,6 9,0	20 18

prób i przeprowadzania analiz chemicznych wód i gruntów dla potrzeb budownictwa.

LITERATURA

1. K. M. Moskwin — Korozja betonu, 1952
2. G. K. Djemientiew — Usłowiaja ustoicziwosti betonnnych wodowodow w mineralizowanych wodach. „Naftjanoje Hozajstwo” nr 9/1926. Korozija niemetalicznych stroitielnych materialow, część I, 1935
3. O. A. Aliekin — Hidrochimja, 1948
4. F. F. Łaptiew — Agresiwnoje deitwije wody na karbonatnyje porody, gipsy i beton, 1939
5. I. Tillmans, Lunge, Berl — Aimiko-techniczeskije metody isledowanij. Tom I, część I. 1939
6. Beton in Betonschadlichen Wassern und Boden. Richtlinien für die Ausführung. „Beton und Stahlbetonbau” 1/53.

INŻ. WŁADYSŁAW JANKOWSKI

Torfy jako grunt budowlany

Podstawy do obliczeń statycznych posadowienia

Przydatność gruntów pochodzenia organicznego na podłożu pod budowlę nie została jeszcze należycie zbadana i wyjaśniona. Właściwości fizyczne tych gruntów powodują, że większość ich bez sztucznego wzmocnienia nie nadaje się do fundamentowania już nieco cięższych budowli. Prawdopodobnie z tej przyczyny nie przywiązuje się do nich, jako do gruntu budowlanego, większej wagi. Jednak z punktu widzenia budownictwa wodno-melioracyjnego nie można ich przydatności pod budowlę całkowicie dyskwalifikować, gdyż mają one pewną wytrzymałość, a dowodem jej są liczne lżejsze budowle, zwłaszcza drewniane, zbudowane dla celów melioracyjnych, i komunikacyjnych. Niewątpliwie sposób posadowienia znacznej większości tych budowli oparty został na doświadczeniu lub próbach, a nie na obliczeniach statycznych. Na gruntach pochodzenia organicznego najpewniej byłoby budować na podstawie obliczeń statycznych, popartych doświadczeniami. Na próżno jednak szukalibyśmy w naszym piśmiennictwie technicznym danych, na których moglibyśmy oprzeć te obliczenia. Przede wszystkim dla gruntów pochodzenia organicznego nie mamy dotychczas opracowanej klasyfikacji, z której, na podstawie pewnych cech fizycznych gruntów i stopnia zawilgocenia, moglibyśmy z pewnym przybliżeniem określić ich wytrzymałość. Dla oceny przydatności danego gruntu jako podłoża pod budowlę, przy różnym stopniu jego zawilgocenia w zwykłych warunkach wystarczy nam znajomość:

- σ — kg/cm^2 dopuszczalnego ciśnienia na grunt,
- γ — t/m^3 ciężaru objętościowego gruntu,
- ϕ — kąta tarcia wewnętrznego gruntu i ewentualnie,
- δ — kąta tarcia ziemi po murze lub drzewie.

Znając te dane możemy przeprowadzić obliczenia, potrzebne

dla zapewnienia statyczności budowli. Przy obliczeniach statycznych, dotyczących gruntów, opieramy się na danych, zamieszczonych w PN/B-184 „Klasyfikacja gruntów i ich bezpieczne obciążenie” i PN/B-02009 „Obciążenia w obliczeniach statycznych — obciążenia stałe i użytkowe”. Odnośnie gruntów pochodzenia organicznego dane te, w porównaniu z dość dokładną klasyfikacją gruntów mineralnych, są wyjątkowo skąpe i mają znaczenie tylko orientacyjne. W PN/B-184 na str. 33 znajdujemy:

TABLICA I

Nr	Dopuszczalne obciążenia w kg/cm^2
D Namuly, ziemie okrzemkowe, usypiska wodne z domieszkami organicznymi	Nie nadają się do posadowienia
E Torfy	Na torfie bezpośrednio posadowić nie wolno. Jeżeli warstwa torfu leży na głębokości co najmniej 5,0 m poniżej podstawy fundamentów i nie jest grubsza od 0,5 m, to może być na nią dopuszczone obciążenie - od budowli 0,3 kg/cm^2 , o ile torf trwale będzie zanurzony w wodzie.

oraz w PN/B-02009 na str. 17 w pkt. 5.2.1.

TABLICA II

Grunty organiczne	Ciężar objętościowy	Kąt tarcia wewnętrznego
Piaski próchniczne	1,40 ÷ 2,00	18° ÷ 28°
Namuły	1,30 ÷ 1,90	2° ÷ 20°
Torfy	1,10 ÷ 1,80	2° ÷ 20°

W tablicy II podane są tylko dolne i górne granice wartości dla ciężaru objętościowego i kąta tarcia wewnętrznego, bez wyjaśnienia jak one sobie wzajemnie odpowiadają, tj. jakie wartości kąta tarcia wewnętrznego należy przyjmować dla danego ciężaru objętościowego. Niewłaściwe zestawienie tych wartości może doprowadzić do całkiem mylnej oceny wytrzymałości gruntu, tak np. jeżeli dla torfu: o ciężarze objętościowym $\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$ przyjmujemy $\psi = 20^\circ$, otrzymamy grunt o wytrzymałości zbliżonej do wytrzymałości wody ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ $\psi = 0^\circ$); przy ciężarze objętościowym $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, jeżeli przyjmujemy $\psi = 20^\circ$ otrzymamy grunt o wytrzymałości gruntów mineralnych np. ilu pylastego ($\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ $\psi = 20^\circ$ patrz PN/B-02009 str. 16 pkt 5.2.1). W tablicy tej nie podano również stanu zawilgocenia gruntów, prawdopodobnie stan ten odpowiada naturalnemu zawilgoceniu w rodzimych pokładach tych gruntów. Dla porównania podane są poniżej ciężary objętościowe torfów wg S c h e i d t g a, przy naturalnej zawartości wody, bezpośrednio po odwodnieniu pokładu:

Torf niski silnie rozłożony od	do 1,8 t/m ³
„ wysoki „	0,9 t/m ³
„ „ mało	0,8 „

Klasyfikacji szczegółowszej gruntów pochodzenia organicznego w tabl. I i II w polskim piśmiennictwie technicznym na razie nie ma. Odmian gruntów organicznych można naliczyć więcej niż odmian piasku zarówno ze względu na ich pochodzenie (roślinność) i domieszkę gleb mineralnych jak i ich konsystencję, stopień rozkładu i nawilgocenia, przeło takie ogólne ramowe dane jak w tabl. I i II nie mogą stanowić podstaw dla obliczeń statycznych posadowienia na tych glebach. Dla zbadania jaką wytrzymałość na obciążenie poziome mogłyby wykazywać torfy, gdyby w granicach podanych w tabl. II można było dowolnie dobierać dla nich wartości ciężaru objętościowego i kąta tarcia wewnętrznego, obliczona jest poniżej głębokość wbicia, potrzebna dla zapewnienia statyczności ścianki obciążonej siłą poziomą. Schemat obciążenia ścianki jak na rys. 1. Do obliczenia użyty jest jeden ze sposobów podanych w nr 9 Gospodarki Wodnej z 1953 r.

Wykres parcia jak na rys. 1 obliczenia przeprowadzamy dla wartości:
ciężaru objętościowego $\gamma \text{ t/m}^3 = 1,1-1,2-1,3-1,4-1,5-1,6-1,7-1,8$

z uwzględnieniem wyporu wody
kąta tarcia wewnętrznego $\psi = 5^\circ - 10^\circ - 15^\circ - 20^\circ$
Współczynniki dla wzorów na: parcie ziemi λ i odpór ziemi μ wg Müller-Breslau (Gospodarka Wodna nr 9 z 1953 r. lub Podręcznik Inżynierii tom II str. 263) dla wartości kątów $\delta = 0 \quad \beta = 0 \quad \alpha = 0$

Przykładowe rozwiązanie przeprowadzamy dla:

$\gamma = 1,300 \text{ t/m}^3$ z uwzględnieniem wyporu wody $\gamma_1 = \gamma - 1,000 \text{ t/m}^3 = 0,300 \text{ t/m}^3$, gdyż obciążenie poziome występuje przeważnie przy nawodnieniu torfów.

$\psi = 20^\circ$, naziem płaski $\delta = 0$

$\lambda = 0,490 \quad \mu = 2,039 \quad \mu - \lambda = 1,549 \quad x = y \gamma_1 (\mu - \lambda) = 0,4647 y$

Zestawiamy równania równowagi

$\sum$ sił poziomych $= P + E - \text{pow } \Delta AOC = 1 + E - 0,23235 y^2$

$\sum$ momentów sił poziomych wzgl. pkt. 0 $= P(a + y_0) - \frac{1}{3} y_0 \cdot \text{pow.}$

$AOC = 1(0,1 + y_0) - \frac{1}{3} y_0^3 \cdot 0,2325$, po przekształceniach

$y_0^3 - 12,911 y_0 - 1,291 = 0$

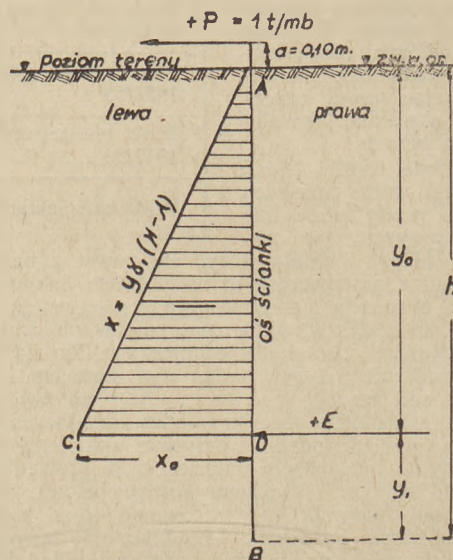
z równania sumy momentów znajdujemy $y_0 = 3,64 \text{ m}$, po podstawieniu tej wartości dla y_0 do równania $\sum$ sił znajdujemy

$$E = 2,079 \text{ t} \quad y_1 = \frac{E}{p_{\max}}$$

gdzie $p_{\max}$ = odpór jednostkowy ziemi z prawej strony ścianki — parcie jednostkowe ziemi z lewej strony ścianki $= y_0 \gamma_1 \mu - y_0 \gamma \lambda = y_0 \gamma_1 (\mu - \lambda) = 0,4647 y$ po podstawieniu otrzymanych wartości dla y_0 i E otrzymujemy

$$y_1 = \frac{2,079}{3,64 \cdot 0,4647} = 1,23 \text{ m}$$

potrzebna głębokość wbicia ścianki $h = y_0 + y_1 = 3,64 + 1,23 = 4,87 \text{ m}$



Rys. 1

Wyniki obliczeń zestawione w tabl. III i przedstawione w formie wykresów na rys. 2 i 3.

Dla porównania wyników obliczeń podanych w tabl. III podaje się potrzebną głębokość b wbicia ścianki (przy obciążeniu jak na rys. 1) z uwzględnieniem wyporu wody dla:

— ilu pylastego o konsystencji plastycznej $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ $\psi = 20^\circ$ — głębokość wbicia $h = 3,02 \text{ m}$,

— piasku drobnego lub pylastego w stanie luźnym i mokrym $\gamma = 1,85 \text{ t/m}^3$, $\psi = 2,8^\circ$ — głębokość wbicia, $h = 2,36 \text{ m}$.

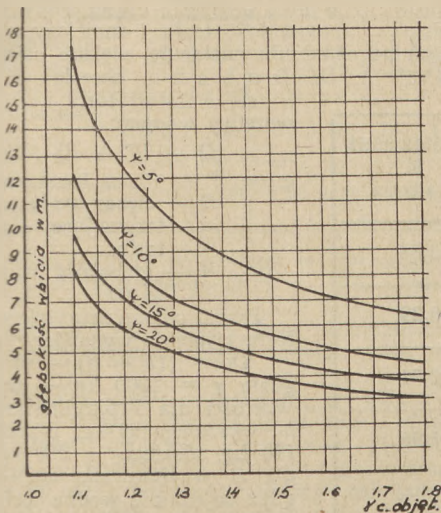
Należy zaznaczyć, że wyniki obliczeń podane w tabl. III i graficznie na rys. 2 i 3 nie mają większego znaczenia praktycznego, a służą do zaznaczenia jaką wytrzymałość wykazywałyby torfy przy dowolnym dobieraniu wartości dla ciężaru objętościowego i kąta wewnętrznego i dla podkreślenia konieczności bar-

TABLICA III

Ciężar objętościowy torfu t/m ³	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Kąt tarcia wewnętrznego 5°	17,53	12,40	10,13	8,87	7,87	7,19	6,67	6,26
„ 10°	12,31	8,76	7,12	6,19	5,53	5,07	4,70	4,45
„ 15°	9,88	7,03	5,75	4,99	4,47	4,08	3,79	3,55
„ 20°	0,35	5,95	4,87	4,25	3,79	3,47	3,22	3,02

dziej szczegółowego niż podano w tabl. I i II, sklasyfikowania gruntów pochodzenia organicznego. Dla zapewnienia możliwości dokonywania obliczeń statycznych, do czasu opracowania

szczegółowej klasyfikacji gruntów organicznych, względnie do czasu przyswojenia odpowiednich danych z obcej literatury technicznej, należałoby tabl. I i II nieco uzupełnić i bardziej zróżnicować, do czego można wykorzystać również i inne wiadomości, charakteryzujące grunty organiczne pod względem fizycznym. Zajmiemy się gruntami torfowymi, które stanowią najpoważniejszą grupę wśród gleb pochodzenia organicznego.



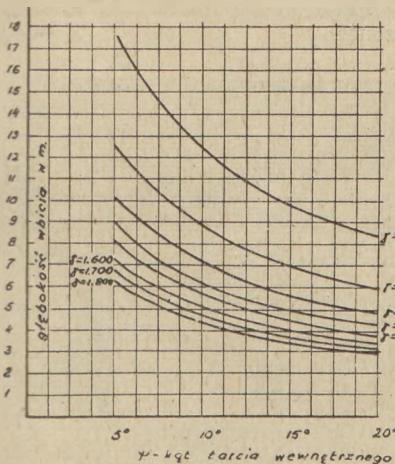
Rys. 2

Klasyfikacja torfów pod względem ich wytrzymałości

Wytrzymałość torfów na obciążenie pionowe zależy jest od stopnia zawilgocenia i rozkładu torfu. Silnie nawodnione, zabagnione torfowiska są trudno dostępne, po odwodnieniu z reguły są udostępnione dla pieszych i lekkich pojazdów. Prof. B. D. Wasiliew w podręczniku „Osnowania i fundamenty” na str. 117 podaje dla torfów następujące dane:

- Dla orientacji podane są ciśnienia na granit wywołane przez:
 - traktor błotny na gąsienicach — 0,25 kg/cm²,
 - pieszego w manszu zależnie od stąpania — 0,3 — 0,5 kg/cm²,
 - cięższy pojazd-traktor gąsienicowy — 24 kg/cm².

Przy obciążeniach przekraczających wytrzymałość, torfy silnie osiadają, ulegając sprasowaniu, bądź też rozsuwają się pod ciężarem na boki.



Rys. 3

Budowle drewniane wznoszone na głębszych torfach, posadowione są z reguły na palach. Dla obliczeń statycznych nie jest wówczas potrzebna znajomość dopuszczalnych ciśnień na grunt, gdyż dla obliczenia głębokości wbicia pali wystarczy znajomość ciężaru objętościowego i kąta tarcia wewnętrznego torfu, ale wobec tego te czynniki muszą być możliwie dokładnie ustalone.

Z punktu widzenia budownictwa technicznego rozróżniane są torfy: stałe, niestałe — półpłynne i płynne. Do stałych zaliczane są torfy, w których wykop 2 m głęboki, niezależnie od stopnia nasycenia torfu wodą, utrzymuje strome (poziome) zbocze dłużej niż 5 dni (stopień rozkładu torfu poniżej 50%), torfy

nie spełniające tego warunku określane są jako niestałe — półpłynne; do płynnych zaliczane są torfy o daleko posuniętym rozkładzie, które po przesyleniu wody nie są w stanie utrzymać swej konsystencji i rozpylają się. Z powyższego możemy wnioskować, że kąt tarcia wewnętrznego torfów maleje w miarę ich rozkładu i że do pewnego stopnia rozkładu torfu (do 50%) stopień nasycenia torfu wodą nie wpływa wyraźnie na zmniejszenie się kąta tarcia wewnętrznego i dopiero przy daleko posuniętym rozkładzie, przy wzroście nawodnienia torfu kąt tarcia wewnętrznego znacznie maleje. Torfy mało rozłożone w stanie świeżym, niewzruszone zawierają zwykle znaczne ilości wody, przeciętnie wagowo: 93% wody i 7% suchej masy, a dla porównania pojemność wodna piasków wynosi do 50% objętości gruntu, tj. około 25% wagowo. Pojemność wodna torfów zależna jest od stopnia rozkładu torfu i maleje w miarę wzrostu rozkładu. Zawartość wody w złożach torfowych po normalnym ich odwodnieniu wynosi przeciętnie ok. 85%, przy czym w górnych warstwach wskutek parowania jest ona nieco mniejsza.

Waga 1 m³ torfu słabo rozłożonego przy zawartości wilgoci 95% wynosi 1300 kg

Waga 1 m³ torfu słabo rozłożonego przy zawartości wilgoci 90% wynosi 780 kg.

Waga 1 m³ torfu słabo rozłożonego przy zawartości wilgoci 85% wynosi 650 kg.

Ciężar objętościowy torfów rośnie w miarę ich rozkładu (zestawienie ciężarów objętościowych wg Scheidiga), równocześnie zmniejsza się ich porowatość, a co za tym idzie i pojemność dla wody swobodnej; stają się one również coraz mniej przepuszczalne.

TABLICA IV

Nawilgocenie	Wilgoć naturalna	Silnie wilgotny	Mokry do nasycenia
Ciężar objętościowy t/m ³	0,400	0,600	0,800
Wytrzymałość na ciśnienie kg/cm ²	1,00	0,50	0,15
Kąt tarcia wewnętrznego	—	—	25°

Dla oznaczenia konsystencji torfów a i stopnia ich zawilgocenia b możemy zastosować podziały jak dla granitów sypkich (niespoistych) PN/B-02009:

a) stopień zagęszczenia (porowatości):

1) stan prawie pływający (określenie uzupełniające dla torfów),

2) stan luźny,

3) „ średnio zagęszczony,

4) „ zagęszczony,

b) stopień wilgotności (nawodnienia):

1) stan mało wilgotny (określenie zbędne dla torfów),

2) „ wilgotny (po normalnym odwodnieniu torfowiska),

3) „ mokry.

W obliczeniach statycznych dla torfów w stanie mokrym w ciężarze objętościowym należy uwzględnić wypór wody. Grunty torfowe wykazują niewątpliwie pewną spoiwość. W torfach mało rozłożonych przyczynia się do tego włóknistość torfu, w torfach bardziej rozłożonych — wzajemna przyczepność między cząsteczkami. W pewnych swych właściwościach (przepuszczalność) zależnie od stopnia ich rozkładu torfy mało rozłożone zbliżone są do piasków, a silniej rozłożone do glin i ilów. Torfy bardziej rozłożone przy przesyleniu wodą mają tendencję do przechodzenia w stan płynny, w miarę wysychania przechodzą przez stan plastyczny do stanu zbliżonego do stałego, przy czym tracą wilgoć, kurczą się i zysują. Torfy wysuszone łatwo ulegają rozproszkowaniu i rozpyleniu, przy czym w przeciwnym razie do glin i ilów, przy ponownym nasyceniu się wilgocią niełatwo wracają do stanu plastycznego. Uwzględniając wszystkie przytoczone tu właściwości torfów można by dane z tabl. II zróżnicować w sposób następujący:

Stopień wilgotności — „stan mało wilgotny“ dla torfów pomijamy, gdyż nie może on być właściwym na łakach należyście zmechanizowanych. Do obliczeń statycznych należy stosować na torfach: nawodnianych — dane z kolumny „stan mokry“, rienawodnianych, poniżej poziomu wód gruntowych również

dane z kolumny „stan mokry“, powyżej tego poziomu — dane z kolumny „stan wilgotny“. Przy ciężarach objętościowych, podanych w kolumnie „stan mokry“ w obliczeniach statycznych należy uwzględnić wypór wody przez odejmowanie od podanego ciężaru — 1000 kg. Dane w tabl. V są w pewnym stopniu dowolnym rozwinięciem danych z tabl. II, dlatego też mogłyby być stosowane tylko do czasu opracowania nowej, szczegółowej klasyfikacji gruntów torfowych. Wartości dla kąta tarcia wewnętrznego w kolumnie „stan mokry“ dobrane są ostrożnie, raczej z tendencją niedoceniań wytrzymałości torfu niż przeceniań jej.

TABLICA V

Stopień rozłożenia torfu	Stan	Wilgotny		Mokry		Współczynnik K osiadania
		Ciężar objętościowy t/m ³	Kąt tarcia wewnętrzny	Ciężar objętościowy t/m ³	Kąt tarcia wewnętrzny	
o	prawie pływający	0,350	15	1,100	15	3,84
do 15%	„	0,500	18	1,200	18	3,29
„ 30%	luźny	0,650	20	1,300	20	2,74
„ 45%	„	0,780	20	1,400	20	1,96
„ 60%	średnio zagęszczony	0,900	20	1,500	18	1,70
„ 75%	„	1,000	20	1,600	15	1,40
„ 90%	zagęszczony	1,100	20	1,700	10	1,20
„ 100%	„	1,200	20	1,800	5	1,00

Ponieważ torfy z biegiem czasu, na skutek postępującego ich rozkładu, zmieniają swe właściwości fizyczne, między innymi również ciężar objętościowy i kąt tarcia wewnętrznego (w przeciwieństwie do gruntów mineralnych), należałoby te zmiany uwzględniać przy obliczeniach statycznych. Dla wykazania jaką wytrzymałość na obciążenie poziome mogłyby mieć torfy zróżnicowane wg tabl. V rozpatrzmy głębokość wbicja, potrzebną dla zapewnienia statyczności ścianki, obciążonej siłą poziomą. Dla możliwości porównywania przyjmujemy schemat obciążenia ścianki i sposób jej obliczenia jak dla rys. 1. Wyniki obliczeń zestawiamy w tabl. VI:

Potrzebna głębokość wbicja w m:

	Maksimum	Minimum
Wg tabl. III	17,53	3,02
„ „ V	9,88	4,03

Jak z tego zestawienia widać wytrzymałość torfów na obciążenie poziome w rzeczywistości może wahać się w węższych granicach niż by to można było wnioskować z tabl. III. Dane w tabl. V opracowane zostały zasadniczo dla torfów niskich, gdyż w praktyce najczęściej z nimi mamy do czynienia. Gdyby jednak zaszła potrzeba przeprowadzenia obliczeń statycznych dla torfów wysokich, można je oprzeć na tabl. V, przyjmując jednak w kolumnie „stan mokry“ zmienione ciężary objętościowe w granicach od 1,050 t/m³ do 1,400 t/m³ — różnica między pozycjami 0,050 t.

Osiadanie torfów i wpływ osiadania na wytrzymałości torfów

Grunty, znajdujące się poniżej poziomu wód gruntowych lub zalane (pokryte) wodą, o ile ich wszystkie pory są wypełnione wodą i o ile w porach tych zawarta jest również woda swobodna, hydraulicznie ciągła, określamy jako masę gruntową. Należy pamiętać, że jeżeli grunt znajduje się poniżej poziomu wody i stanowi masę gruntową, to jego twarde cząstki (szkielet gruntowy) podlegają wyporowi wody i przyjęty do obliczenia ciężar objętościowy gruntu należy odpowiednio zmniejszyć. W torfowisku przesyconym lub zalanym wodą, torf tworzy masę gruntową, którą można rozpatrywać jako ciało, pogrążone w wodzie i tracące ze swej wagi tyle ile waży objętość wyciśniętej przez nie wody. Po osuszeniu torfowiska do głębokości osuszania, torf traci właściwości masy gruntowej, przestaje być cia-

łem pogrążonym w wodzie i zaczyna cisnąć swym ciężarem (sucha masa + wilgoć odpowiednia do chłonności wodnej torfu) na niżej leżące warstwy, na cały pokład torfu. Na skutek ciśnienia warstwy osuszonej następuje osiadanie całego pokładu torfu, osiadanie to jest tym intensywniejsze, im większa jest głębokość odwodnienia, miąższość torfu i chłonność wodna torfu. Proces osiadania polega na zagęszczaniu się torfu (zmniejszaniu się porów) w wyniku usunięcia części wody z jego objętości; im większa wporowatość torfu i mniejszy stopień jego rozłożenia, tym po osuszeniu następuje większe osiadanie i zagęszczenie. Prof. A. D. D u b a c h określał ciśnienie osuszonej warstwy torfu na niżej leżące warstwy wzorem:

$$D = (T + B) H \text{ kg/m}^2 \quad [1]$$

gdzie: T — ciężar 1 m³ suchego torfu,
 B — ciężar wody zawartej (utrzymującej się) w 1 m³ torfu,

H — głębokość osuszenia torfu w m

Przed osuszeniem górnej warstwy torfu ciśnienie wynosiło:

$$D_0 = [(T + B) - \gamma] \text{ kg/m}^2 \quad [2]$$

gdzie γ = 1000 kg — wypór wody.

Wartości dla T przyjmowano dla torfu: wysokiego 90 kg, przejściowego — 180 kg, niskiego — 250 kg. Wartości dla B przyjmowano 800 — 900 kg, gdyż pojemność wodna torfu może dochodzić od 400% do 1000% suchej masy. W. N. I. I. G. i M. na podstawie przeprowadzonych badań nad osiadaniami torfu dla określenia głębokości osiadania podaje następujące wzory: (A. D. P a n a d i a d i) dla torfów niskich $h = 0,18 K H^{0,35} t^{0,64}$ [3]

dla torfów wysokich $h = 0,16 K H^{0,52} t^{0,63}$ [4]

gdzie:

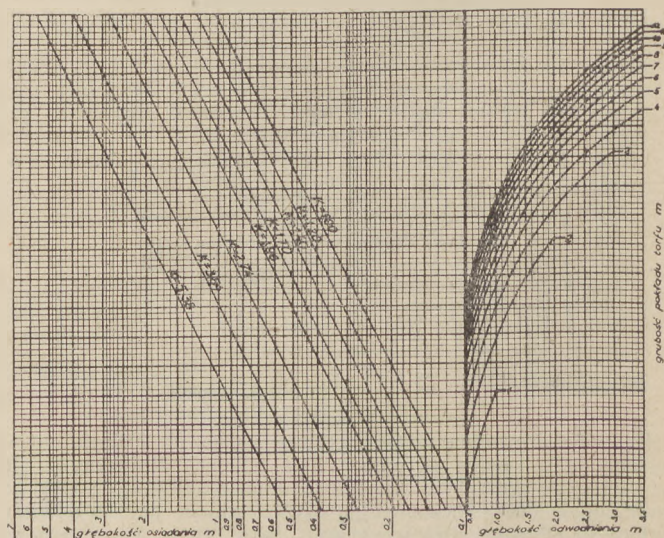
h — głębokość osiadania torfu w m,

H — miąższość torfu przed osiadaniami w m,

t — głębokość rowu w m,

K — współczynnik zależny od zagęszczenia torfu i mający następujące wartości

dla torfu prawie pływającego	$K = 3,84 - 5,38$
„ „ luźnego	$K = 2,74 - 1,96$
„ „ średnio zagęszczonego	$K = 1,40$
„ „ zagęszczonego	$K = 1,00$



Rys. 4. Nomiogram wg wzoru $h = 0,18 K H^{0,35} t^{0,64}$ (do oznaczania osiadania torfów niskich odwodnionych)

Wartości współczynnika K dostosowane do klasyfikacji torfów pod względem wytrzymałości podano w tabl. V. Akademik prof. A. N. Kostiałow w podręczniku „Osnowy melioracji“ podaje, że osiadanie torfów najsilniej przebiega w 2 — 5 lat

po osuszeniu torfowiska, a następnie zanika. Wg obserwacji na torfowych stacjach doświadczalnych w Mińsku i Nowogrodzie osiadanie na osuszonym torfowisku nie jest równomierne, a zmniejsza się w kierunku od kanału do środka kwatery. Ze zwiększeniem rozstawy między rowami, osiadanie torfu zmniejsza się, lecz zależność ta jest nieznaczna.

TABLICA VI

Ciężar objętościowy torfu t/m^3	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
Kąt tarcia wewnętrzznego	1,5	18	20	20	18	15	10	5
Potrzebna głębokość wbicia ścianki w m	9,88	6,33	4,87	4,25	4,03	4,08	4,70	6,26

Pełne osiadanie torfu po szeregu lat po osuszeniu wynosi: dla torfu prawie pływającego 25% — 40% jego początkowej miąższości, dla torfu luźnego 15% — 25% jego początkowej miąższości, dla torfu średnio zagęszczonego i zagęszczonego 12% — 15% jego początkowej miąższości, przy czym mniejsze cyfry odnoszą się do głębokich pokładów (miąższość 7 — 8 m), a większe do płytkich torfów (miąższość 1 — 2 m). Jeżeli torfowisko ma na swej głębokości pokłady torfu różnego pochodzenia o różnym zagęszczeniu, osiadanie każdej warstwy może być inne i ogólne osiadanie oblicza się warstwami. Dla orientacji co do rozmiarów osiadania jednolitych torfów opracowano na podstawie wzoru [3] — tabl. VII osiadanie torfów niskich zależnie od rodzaju i miąższości torfu

oraz głębokości jego odwodnienia, jak również na podstawie wzorów [3] i [4] nomogramy dla oznaczenia głębokości osiadania, w których można dowolnie doliczać współczynnik K .

Sposób sporządzenia nomogramów wzorowany był na tablicach Schewiora, przy korzystaniu z nich dla odczytania wyniku należy postępować tak jak przy obliczaniu objętości przepływów i szerokości dna w tablicach Schewiora.

Osiadanie dna i częściowo skarp rowów, zwłaszcza przy większej szerokości dna, nie odbywa się równomiernie z osiadaniami powierzchni torfowiska, gdyż na warstwy torfu, leżące pod dnem i skarpami nacisk wierzchniej warstwy osuszonej nie działa zupełnie lub działa tylko częściowo, prócz tego dno i dolna część skarp znajdują się pod wyporem (ciśnieniem) wody, wypieranej ze złoża torfowego. Jaki jest rzeczywisty rozmiar osiadania dna, dotychczas nie ustalono i nie opracowano norm na obliczanie tego osiadania.

Gdy torf osiadły ponownie zostanie zalany i jego wierzchnia osuszona warstwa nasiąknie wodą i znowu stanie się masą gruntową, nacisk na dolne warstwy torfowiska ustaje i zaczyna się pęcznienie torfu, jednak w znacznie mniejszym stopniu niż przebiegało osiadanie torfu.

Jaki jest pomiar tego pęcznienia trudno ustalić, niewątpliwie zależne jest ono od tych samych czynników, co i osiadanie i może być ustalane w % osiadania.

Przy osiadanii i pęcznieniu torfowiska następuje zmiana ciężaru objętościowego torfu w stosunku do jego poprzedniej wielkości. Należy podkreślić, że przy osuszeniu i nawodnianiu torfowiska nie zmienia się w nim ciężar suchej masy torfu, a zmienia się tylko ilość (ciężar) wody. Jeżeli oznaczymy przez h_0 wysokość podniesienia się poziomu torfowiska po jego speznieniu, to grubość torfowiska osuszonego, a później nawodnionego (wg oznaczeń użytych we wzorach prof. A. D. D u b a

TABLICA VII

Stan, ciężar objętościowy, współczynnik K	Torf prawie pływający									
	$\gamma = 1,100 t/m^3 \quad K = 3,84$					$\gamma = 1,200 t/m^3 \quad K = 3,29$				
Głębokość odwodnienia w m	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Grubość pokładu w m 2	0,88	1,14	1,37	—	—	0,75	0,98	1,18	—	—
„ 4	1,12	1,46	1,75	2,02	2,27	0,96	1,25	1,50	1,72	1,94
„ 6	1,29	1,68	2,02	2,33	2,61	1,11	1,44	1,72	1,99	2,24
„ 8	1,43	1,85	2,23	2,57	2,89	1,23	1,59	1,91	2,20	2,48
„ 10	1,55	2,00	2,41	2,78	3,13	1,33	1,71	2,06	2,38	2,68
Stan, ciężar objętościowy, współczynnik K	Torf luźny									
	$\gamma = 1,300 t/m^3 \quad K = 2,74$					$\gamma = 1,400 t/m^3 \quad K = 1,96$				
Grubość pokładu w m 2	0,63	0,81	0,98	—	—	0,45	0,58	0,70	—	—
„ 4	0,80	1,03	1,24	1,44	1,62	0,57	0,74	0,89	1,03	1,16
„ 6	0,92	1,20	1,44	1,66	1,87	0,66	0,86	1,03	1,19	1,33
„ 8	1,02	1,32	1,59	1,84	2,06	0,73	0,95	1,14	1,34	1,47
„ 10	1,10	1,43	1,72	1,98	2,23	0,79	1,02	1,23	1,42	1,60
Stan, ciężar objętościowy, współczynnik K	Torf średnio zagęszczony									
	$\gamma = 1,500 t/m^3 \quad K = 1,700$					$\gamma = 1,600 t/m^3 \quad K = 1,40$				
Grubość pokładu w m 2	0,39	0,51	0,61	—	—	0,32	0,42	0,50	—	—
„ 4	0,50	0,64	0,77	0,89	1,00	0,41	0,53	0,64	0,74	0,83
„ 6	0,57	0,74	0,89	1,03	1,19	0,47	0,61	0,74	0,85	0,95
„ 8	0,63	0,82	0,99	1,14	1,28	0,52	0,62	0,81	0,94	1,05
„ 10	0,68	0,89	1,07	1,23	1,38	0,56	0,73	0,88	1,01	1,14
Stan, ciężar objętościowy, współczynnik K	Torf zagęszczony									
	$\gamma = 1,650 t/m^3 \quad K = 1,20$					$\gamma = 1,800 t/m^3 \quad K = 1,00$				
Grubość pokładu w m 2	0,28	0,36	0,43	—	—	0,23	0,30	0,36	—	—
„ 4	0,35	0,45	0,55	0,63	0,71	0,29	0,38	0,45	0,52	0,59
„ 6	0,40	0,52	0,63	0,73	0,82	0,34	0,44	0,52	0,60	0,68
„ 8	0,45	0,58	0,70	0,80	0,90	0,37	0,48	0,58	0,67	0,75
„ 10	0,48	0,63	0,75	0,87	0,98	0,40	0,52	0,63	0,72	0,81

c h a i we wzorach [3] i [4] wyniesie: $H_1 = H - h + h_0$,
a ciężar objętościowy torfu wynosi:
przed osuszeniem $\gamma = (T + B)$ t/m³ [5]
po osuszeniu i ponownym nawodnieniu

$$\gamma_1 = \frac{(T + B)H - (h - h_0)B}{H - h + h_0} \quad [6]$$

$(h - h_0)B$ — oznacza ciężar wody, która ubyła z torfowiska na skutek zmiany poziomu powierzchni torfowiska, wywołanej odwodnieniem i ponownym nawodnieniem.

Wartość dla B (ciężar wody zawartej w 1 m³ przed odwodnieniem) należałoby znajdować doświadczalnie dla każdego rodzaju torfu. Dla celów praktycznych przy słabo rozłożonych torfach, zwłaszcza o konsystencji prawie pływającej lub luźnej, można przyjmować $B = 1$ m, co w obliczeniach statycznych będzie z pewną korzyścią dla bezpieczeństwa, gdyż zasadniczo $B = 1$ t. Prof. A. D. D u b a c h przyjmuje $B = 0,900 - 0,800$ t. Wraz ze zmianą ciężaru objętościowego zmienia się również wytrzymałość torfu. Dla przykładu rozpatrzmy zmiany ciężaru objętościowego i wytrzymałości torfu niskiego o następujących cechach fizycznych:

torf jednolity

ciężar objętościowy przed odwodnieniem $\gamma = (T + B) = 1,300$ t/m³

kąt tarcia wewnętrznego $\psi = 20^\circ$

miąższość torfu — $H = 6$ m

głębokość odwodnienia — głębokość rowu — $t = 1$ m

stan torfu mokry — luźny $K = 2,74$

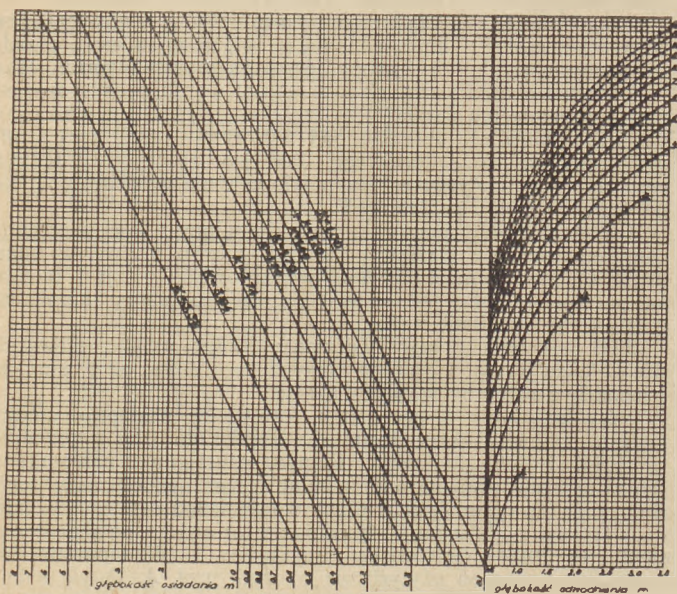
dla obliczenia głębokości h osiadania torfu użyjemy wzoru [3]
 $h = 0,18 \cdot 2,74 \cdot 60,35 \cdot 10,64 = 0,92$ m

dla obliczenia ciężaru objętościowego po osuszeniu i ponownym nawodnieniu użyjemy wzoru [6] przyjmujemy:

$B = 1$ t, h_0 ok. 0,1 $h = 0,09$ m

$$\frac{1,300 \cdot 6 - (0,92 - 0,09) \cdot 1}{6 + 0,09 - 0,92} = 1,348 \text{ t/m}^3$$

Dla sprawdzenia wytrzymałości torfu na obciążenie poziome rozpatrzmy głębokość wbicia, potrzebną dla zapewnienia stateczności ścianki, obciążonej siłą poziomą. Dla umożliwienia porównywania przyjmujemy schemat obciążenia ścianki i sposób obliczenia jak dla rys. 1.



Rys. 5. Nomogram do oznaczania osiadania torfów wysokich odwodnionych wg wzoru $h = 0,16 K H^{0,52} t^{0,83}$

TABLICA VIII

$\gamma = 1,100 \text{ t/m}^3 \quad \psi = 15^\circ$											
B	1,000 t						0,900 t				
Głębokość odwodnienia w m	0	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	0	1,0	1,5	2,0	3,0
Ciężar objętościowy t/m ³	1,100	1,124	1,134	1,144	1,154	1,164	1,100	1,147	1,167	1,187	1,229
Potrzebna głębokość wbicia ścianki w m	9,88	8,90	8,55	8,26	7,98	7,73	9,88	8,19	7,67	7,26	6,56
% zmniejszenie się potrzebnej głębokości wbicia ścianki	100	90,1	86,5	82,8	80,7	78,2	100	82,9	77,6	73,5	66,4
$\gamma = 1,200 \text{ t/m}^3 \quad \psi = 18^\circ$											
B	1,000 t						0,900 t				
Ciężar objętościowy t/m ³	1,200	1,240	1,255	1,269	1,285	1,301	1,200	1,261	1,283	1,304	1,352
Potrzebna głębokość wbicia ścianki w m	6,33	5,79	5,62	5,45	5,33	5,19	6,33	5,55	5,34	5,15	4,79
% zmniejszenie się potrzebnej głębokości wbicia ścianki	100	91,5	88,8	85,1	84,2	81,9	100	87,7	84,3	81,3	75,7
$\gamma = 1,300 \text{ t/m}^3 \quad \psi = 20^\circ$											
B	1,000 t						0,900 t				
Ciężar objętościowy t/m ³	1,300	1,348	1,366	1,383	1,399	1,416	1,300	1,368	1,388	1,410	1,455
Potrzebna głębokość wbicia ścianki w m	4,87	4,52	4,40	4,32	4,23	4,15	4,87	4,40	4,29	4,18	3,98
% zmniejszenie się potrzebnej głębokości wbicia ścianki	100	92,8	90,3	88,7	86,8	85,2	100	90,3	88,1	85,8	81,7
$\gamma = 1,600 \text{ t/m}^3 \quad \psi = 15^\circ$											
B	0,800 t						0,600 t				
Ciężar objętościowy t/m ³	1,600	1,660	1,680	1,701	1,718	1,732	1,600	1,674	1,701	1,726	1,765
Potrzebna głębokość wbicia ścianki w m	4,08	3,91	3,84	3,77	3,73	3,70	4,08	3,85	3,79	3,72	3,63
% zmniejszenie się potrzebnej głębokości wbicia ścianki	100	95,8	94,1	92,4	91,4	90,7	100	94,3	92,9	91,2	88,9

$\gamma_1 = 1,348 \text{ t/m}^3$ uwzględniamy wypór wody $\gamma = \gamma_1 - 1,000 = 0,348 \text{ t/m}^3$
 $\mu = 2,039$ $\lambda = 0,490$ $x = y$ $\gamma (\mu - \lambda) = 0,348 (2,039 - 0,490) y_0 = 0,5392 y_0$

Zestawiamy równania równowagi:

$$\sum \text{sił poziomych} = 1 + E - 0,269 y_0^2 = 0$$

$$\sum \text{mom sił poziomych} = 1 (0,1 + y_0) - 0,899 y_0^3 = 0$$

stąd $y_0 = 3,38 \text{ m}$, $E = 2,080 \text{ t}$, $p_c = 3,38 (2,039 - 0,490) = 1,822$

$$y_1 = \frac{2,080}{1,820} = 1,14 \text{ potrzebna głębokość wbicia ścianki } h =$$

$= y_0 + y_1 = 3,38 + 1,14 = 4,52 \text{ m}$, przed osuszeniem torfowiska potrzebne $h = 4,87$, różnica $0,35 \text{ m}$.

Podobne obliczenia przeprowadzamy dla torfów o ciężarach objętościowych przed osuszeniem:

$\gamma = 1,100 \text{ t/m}^3$ dla $1,000 - 0,900 \text{ tm}$ $\psi = 15^\circ$

$\gamma = 1,200 \text{ t/m}^3$ dla $1,000 - 0,900 \text{ tm}$ $\psi = 18^\circ$

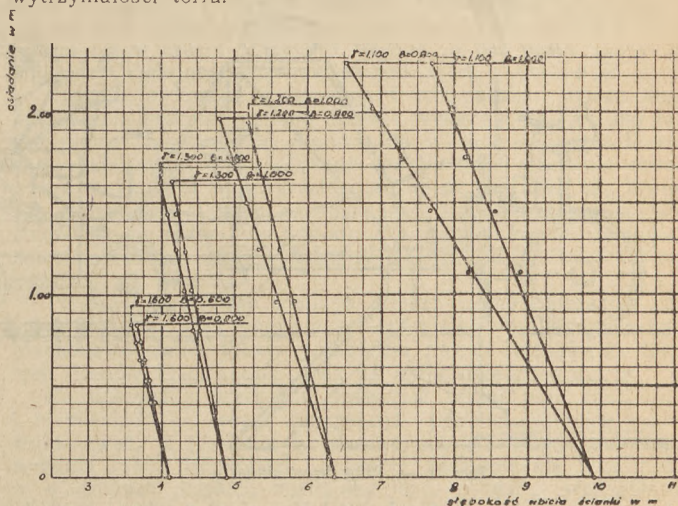
$\gamma = 1,300 \text{ t/m}^3$ dla $1,000 - 0,900 \text{ tm}$ $\psi = 20^\circ$

$\gamma = 1,600 \text{ t/m}^3$ dla $0,800 - 0,600 \text{ tm}$ $\psi = 15^\circ$

dla torfu (jednolitego) o miąższości 6 m , dla głębokości odwodnienia $m: 1,0 - 1,5 - 2,0, 2,5 - 3,0$ wartości dla h_0 ze wzoru [6] przyjęto ok. 10% h . Wyniki obliczeń podaję w formie tabl. VIII.

Dla podkreślenia zależności pomiędzy osiadaniem torfów i wzrostem ich wytrzymałości, którą określamy głębokością wbicia ścianki, przedstawiona jest ta zależność również w formie wykresu — rys. 6. Z tabl. VIII i z wykresu rys. 6 widzimy, że wytrzymałość torfów rośnie w miarę ich osiadania, przy czym przyrost tej wytrzymałości dla torfów słabiej rozłożonych o mniejszym ciężarze objętościowym jest większy niż dla torfów cięższych silniej rozłożonych. Z wykresu rys. 6 możemy się również zorientować, jak ważne dla obliczenia wytrzymałości torfu jest oznaczenie właściwej wartości dla B (ciężaru wody zawartej w 1 m^3 torfu przed jego odwodnieniem). Zależność pomiędzy osiadaniem torfów i wzrostem ich wytrzymałości (zmniejszaniem się głębokości wbicia ścianki), jak to z wykresu rys. 6 widać, zbliżona jest do zależności liniowej, którą można wyrazić równaniem $x = m - ny$ np. dla torfu o ciężarze objętościowym przed odwodnieniem $\gamma = 1,100 \text{ t/m}^3$, dla $B = 1,000 \text{ t}$, $x = 9,88 - 0,915 y$. Prof. N. A. Cyłowicz w podręczniku „Mechanika gruntów” str. 134 podaje, że w miarę wzrostu obciążenia i zagęszczenia się gruntu rośnie jego spójność, lecz równocześnie zmniejsza się jego współczynnik tarcia wewnętrzne, a więc i kąt tarcia wewnętrzne. W ja-

kim stopniu ten objaw występuje przy osiadaniu torfów sprawdzić można tylko doświadczalnie. Nie należy jednak przypuszczać, żeby ewentualne zmniejszenie się kąta tarcia wewnętrznego przy osiadaniu wpływało znacząco na zmniejszenie się wytrzymałości torfu.



Rys. 6. Wykres przyrostu wytrzymałości torfów w miarę ich osiadania

Przytoczone przykłady obliczeń oraz sporządzone na ich podstawowe tablice i wykresy z wyjątkiem normogramów oparte zostały na danych przyjętych, a nie ustalonych laboratoryjnie, zawierają więc dane przybliżone, orientacyjne. Przy dobieraniu danych do obliczeń statycznych na torfach trudno uniknąć pomyłek, najpewniej byłoby przeprowadzić odpowiednie dokładne badania torfu dla każdego większego torfowiska, a gdyby to nie było możliwe, należałoby przynajmniej dla kilku próbek określić:

γ ciężar objętościowy w stanie mokrym

γ „ „ „ wilgotnym

T „ „ „ suchego torfu (suchej masy),

oraz zbadać zdolność do utrzymania poziomej skarpy i stopień rozłożenia torfu na tej podstawie dopiero obrać kąt tarcia wewnętrznego.

INŻ. STEFAN ROGIŃSKI

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych — Bydgoszcz

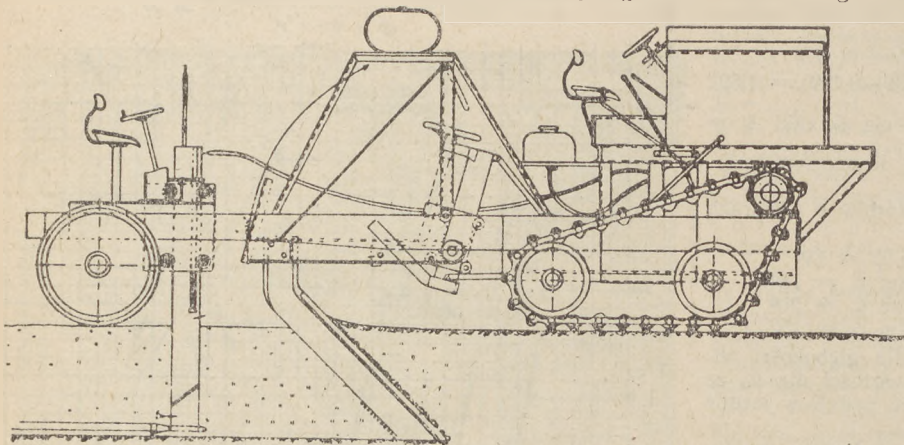
Przegląd ostatnich prac radzieckich i niemieckich, dotyczących umacniania ścianek sączków krecich

Możliwość zastosowania mechanizacji przy drenowaniu kreć oraz niskie koszty jego wykonania zwracają uwagę na ten zabieg melioracyjny. Jednakże krótkotrwałość i niemożność stosowania drenowania kreciego w glebach małoźwizłych obniża jego wartość i powoduje niechęć ze strony techniki melioracyjnej do wprowadzenia tego sposobu na szerszą skalę do praktyki. Dotychczasowe badania w naszych warunkach wykazały, że sączki krecie utrzymują się zadowalająco w gruntach mineralnych przez jeden do dwóch, a najwyżej do trzech lat, zaś w glebach torfowych — do czterech lat, co w porównaniu z trwałością sączków glinianych jest okresem bardzo krótkim (1). W celu usunięcia tej najważniejszej wady jaką jest krótkotrwałość drenowania kreciego, usiłowano już od dość dawna wzmacniać ścianki kanalików różnymi sposobami przez zaciąganie pod ziemię rurek glinianych, tworzenie opancerzenia z blachy (2), wprowadzenie betonu porowatego (3), bądź też wzmacnianie gruntu różnymi preparatami (4,5).

Próby nad zwiększeniem trwałości kanalików krecich, przeprowadzane w ostatnich czasach w Związku Radzieckim i w Niemieckiej Republice Demokratycznej, są tematem niniejszego artykułu, będącego w przeważającej części streszczeniem prac Jewdokimowej (4) i Janerta (5), opublikowanych w literaturze naukowo-technicznej.

Badania radzieckie stwierdzają, że niszczenie kanalików krecich w glebach mineralnych zachodzi w zasadzie na skutek rozmakania gruntu w ściankach. Namakanie i pęcznienie gruntu odbywa się wskutek uwodnienia cząstek gliniastych, powodując zwiększenie ilości wody błonkowej, a zatem i osłabienie sił, wiążących poszczególne cząstki. W rezultacie grunt rozpada się na agregaty, które wypadają ze ścianek sączków krecich. Rozmakanie gruntu może być zmniejszone przez obniżenie właściwości pęcznienia cząstek z pomocą wprowadzania do gruntu substancji, powodujących jego nienasiąkliwość. W tym też kierunku poszły badania radzieckie, zmierzające do uodpornienia na rozmakanie ścianek kanalików krecich. Wykonywano liczne próby umocnienia gruntu przez wprowadzenie do niego cementu. W zależności od zawartości związków koloidalnych i składu mechanicznego gruntu wymagana jest różna ilość dodanego cementu w celu uzyskania dostatecznie wytrzymałego i odpornego na działanie wody tworzywa. Grunty drobnoziarniste niewapienne, zawierające cząstki gliniaste, podlegają z dodatkami cementu chemicznym i fizyko-chemicznym procesom. Z wodorotlenku wapnia, wchodzącego w skład cementu, absorbowany jest przez grunt kation wapnia, aż do pełnego nasycenia się nim, wskutek czego następuje zwolnienie procesu tężenia cementu i w rezultacie dla żądanej wytrzymałości scementowanego gruntu potrzebne są duże ilości cementu.

Polepszenie właściwości wzmacnianego cementem gruntu może być dokonane przez wprowadzenie do niego takich substancji, jak mydło naftenowe¹⁾, mydło żywiczne, smoła itp. Substancje te tworzą na powierzchniach cząstek gruntu i cementu otoczki, zawierające związki wapniowe, chroniące grunt



Rys. 1 — Pług kreci Janerta

przed namakaniem i przed wypłukiwaniem z niego cementu. Można również użyć do tego celu związków bitumicznych w postaci emulsji wodnej. Cement, odbierając wodę z emulsji, powoduje wypadanie z niej cząstek bitumu, który zapelnia pory gruntu i przez to zapewnia jego nieprzepuszczalność.

Dobre rezultaty otrzymano również przez dodatek do gruntu związków krzemowych, które zmieszane z torfem, dały dobry materiał wzmacniający, zapewniający odporność gruntu na mróz.

Doświadczenia nad umocnieniem gruntu prowadzono w warunkach laboratoryjnych i polowych. Do badań użyto dwa rodzaje gruntu: glinę pylastą średnią i glinę pylastą lekką. Zastosowano następujące substancje wzmacniające:

- cement portlandzki 400,
- emulsję bitumiczną DC, wolnorozpadającą się (mieszanina bitumu z cementem, rozprowadzona w wodzie),
- mydło naftenowe,
- torf o stopniu rozłożenia 68%, pH 2,83,
- $\text{Fe}_2\text{SO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$,
- $(\text{Na}_2\text{O})_n\text{SiO}_2(\text{H}_2\text{O})$ o stosunku $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O} = 2,67$.

W warunkach laboratoryjnych przeprowadzano badania na wykonanych w formach żelaznych rurkach o średnicy 10 cm i dług. 20 cm oraz na kostkach z gruntu, zmieszanego z substancją uszczelniającą. Przedmioty te poddawano wielokrotnemu namakaniu wodą i suszeniu, zamrażaniu i odmrażaniu. Kostki poddawano ścisaniu, badając ich odkształcenia.

Ponadto rurki o umocnionych ściankach badano w warunkach polowych przez założenie ich na głębokości 0,5 m i pozostawienie na działanie wody i mrozu.

Na podstawie obserwacji wyników laboratoryjnych i polowych stwierdzono, że w celu umocnienia drenów krecich, zarówno w lekkich jak i cięższych gruntach, najlepiej nadają się następujące mieszaniny, użyte w ilościach procentowych w stosunku do ciężaru umocnianego gruntu:

- 8% cementu i 4% bitumu,
- 12% cementu i 0,1% mydła naftenowego,
- 2% torfu, 2% siarczanu żelaza i 2% krzemianu sodu.

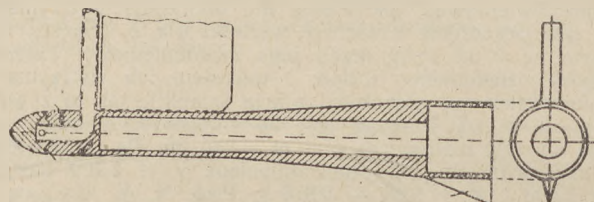
Wytrzymałość umocnionych tymi substancjami rurek drenowych oraz odporność ich na działanie wody i mrozu zależy w dużym stopniu od równomiernego rozmieszczenia preparatów w gruncie. Badania w niskich temperaturach przez dwukrotne zamrażanie rurek do -20°C po uprzednim moczeniu ich w wodzie przez 15 dni i odmrażaniu, również w wodzie, wykazały całkowitą mrozoodporność. Badania polowe stwierdziły także wysoką odporność na działanie mrozu, jeśli rurki ułożone były z dostatecznym spadkiem i nie były wypełnione wodą. Rurki zalane wodą nie były tak odporne, bowiem zaobserwowano uszkodzenia ścianek po odmarznięciu.

Potrzebne ilości materiałów dla umocnienia drenów krecich przy rozstawie 20 m, średnicy 6 cm i grubości umocnienia ścianek 1 cm są następujące w przeliczeniu na ha:

- 120 kg cementu i 60 kg bitumu,
- 160 kg cementu i 0,33 kg mydła naftenowego,
- 30 kg torfu, 30 kg siarczanu żelaza, i 30 kg krzemianu sodu.

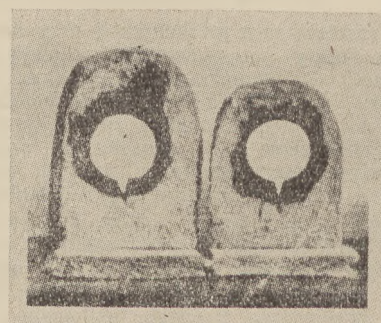
Jakkolwiek sprawa materiałów do umacniania drenów krecich została całkowicie rozwiązana, to jednak sposób mechanicznego wprowadzania tych substancji do ścianek kanalików krecich jednocześnie z ich wykonywaniem znajduje się jeszcze w stadium opracowania.

Przechodząc do omawiania prac nad umacnianiem drenów krecich w NRD należy nadmienić, iż poszły one w nieco innym kierunku, niż badania radzieckie. Jeszcze w okresie międzywojennym studia na ten temat prowadzone były przez Janerta. W roku 1937 skonstruował on pług kreci, zmontowany na ciągniku gąsienicowym pozwalającym na umacnianie ścianek sączków krecich betonem porowatym. Okazało się jednak, że beton porowaty, (uzyskany na skutek zastosowania równoziarnistego kruszywa), nie był dość trwały, co stało się zrozumiałe w świetle wyjaśnień badaczy radzieckich co do procesów, zachodzących między cementem a cząsteczkami gruntu. Wykonane tym sposobem dreny krecie miały wówczas służyć wyłącznie do nawodniania wglębnego (3).



Rys. 2 — Kret

W roku 1948 Janert podjął na nowo próby formowania w gruncie umocnionych kanalików krecich w założeniu, że mogłyby one być używane jako sączki odwadniające i jako rurociągi nawadniające. Zwykle drenowanie z rurek glinianych w obecnych warunkach NRD jest znacznie droższe w stosunku do ceny plodów rolnych, niż to było dawniej, zatem należało dążyć do potanienia tego rodzaju melioracji. Częściowa mechanizacja, jaka możliwa jest przy drenowaniu rurkowym, w postaci użycia maszyn do kopania rowków drenarskich lub nawet w postaci zaciągania rurek glinianych przy pomocy pługa kreciego pozwoli na obniżenie kosztów najwyżej o 20%.



Rys. 3 — Przekrój poprzeczny przez umocnione bitumem sączki krecie

Aby drenowanie stało się opłacalne, obniżka kosztów jego wykonania musiałaby wynosić ponad 60%. Usiłowania Janerta, zmierzające do wytwarzania porowatych ścianek drenów krecich przez stosowanie chemicznych preparatów nie dały na ogół zadowalających wyników i wobec tego metoda ta została zaniechana. Użył on następnie materiałów uszczelniających, nieprzepuszczalnych dla wody, w postaci bitumu, wprowadzanego do gruntu na gorąco, lub w stanie roztworu.

¹⁾ Ros. mylonaft — jest preparatem zawierającym sole sodowe cyklicznych kwasów naftenowych.

Dla wytwarzania w gruncie umocnionych drenów skonstruowany został plug kreci samobieżny, na gąsienicach w części przedniej i na kołach w jego części tylnej. Nieznaczne zwroty maszyny odbywają się przy pomocy kół tylnych, większe zaś przez hamowanie gąsienic. Plug ten różni się od dotychczas używanych plugów krecich, bowiem przed nożem z osadzonym na nim kretem dodano skośnie ustawiony nóż z blachy stalowej grubości 20 mm, posiadający zamiast ostrza podłużne żelazo kwadratowe o przekroju 40×40 mm. Nóż ten nie kroi gruntu, lecz wzrusza, częściowo wypychając go ku górze. Dla lepszego spulchnienia gruntu dodano w tylnej części noża poprzeczne pręty o długości 80 mm, rozstawione w pewnych odstępach od siebie.

Wzruszenie gruntu konieczne jest dla umożliwienia wtłoczenia bitumu w ścianki kanalika, gdyż bez tego grunt byłby sprasowany przez wygładzacz, nie wiązałby się z bitumem i posiadałby niekorzystne warunki osączenia wody. Nadto przekrój rurki uległby wkrótce zmniejszeniu przez odkształcający się grunt.

Za nożem rozluźniającym umieszczony jest pionowy nóż z kretem, z którego wydobywa się, wtłaczana przy pomocy specjalnej pompy, substancja uszczelniająca ścianki kanalika kreciego. Zbiornik, rurka doprowadzająca bitum do kreta oraz kret ogizewane są elektrycznie przy pomocy prądu, wytwarzanego przez generator 220 V o mocy 5 kW, napędzany przez silnik spalinowy, poruszający plug.

W mokrych oraz we wszystkich luźniejszych gruntach zaleca się umacnianie sączków bitumem na gorąco, natomiast w glebach zwężonych i suchych może być użyty bitum w roztworze, który jest jednak droższy i twardnieje po upływie kilku dni, zanim rozpuszczalnik nie wyparuje. Ponadto umocnienie roztworem bitumicznym nie jest tak wytrzymałe jak z gorącego bitumu, który uzyskuje pełną wytrzymałość już bezpośrednio po zetknięciu się z gruntem.

Kret, rozszerzający się w wygładzacz, posiada w dolnej części krótki, trójkątny nóż pionowy, służący do przecinania bitumu w dnie rurociągu na głębokość 20 mm. Powstaje w ten sposób podłużna szczelina, za pośrednictwem której woda może przenikać z gruntu do sączka i odwrotnie.

Podłużna szczelina jest korzystniejsza od styków w zwykłych rurkach glinianych z następujących powodów:

- czynna długość szczeliny jest dwukrotnie większa, niż długość styków w rurkach o $\varnothing$ 5 cm,
- umiejscowienie szczeliny w stopce rurociągu jest bardziej celowe pod względem hydraulicznym,
- położenie szczeliny w dnie rurociągu zapobiega zarastaniu, gdyż korzenie nie są w stanie rosnąć ku górze.

DR INŻ. JÓZEF MATUSEWICZ

Uwagi do artykułu dra inż. Juliana Lambora pt.:

„Nomenklatura charakterystycznych stanów wody i przepływów w rzekach“

W nr 9/53 „Gospodarki Wodnej“ poruszył dr inż. Lambor zagadnienie konieczności ujednolicenia symboli charakterystycznych stanów wody i przepływów. Omawiane zagadnienie może wydawać się w zasadzie nieistotne, w szczególności w zestawieniu z innymi pilnymi zagadnieniami hydrologii polskiej, pozostające jeszcze jak wiadomo — w tyle w porównaniu z innymi krajami (nie mówiąc już o przodującej hydrologii Związku Radzieckiego).

Należy jednak zauważyć, że jeżeli w podręcznikach i tekstowych opracowaniach określenia słowne stanów charakterystycznych wody nie nasuwają większych trudności, to już w tabelarycznych zestawieniach, a w szczególności w Rocznikach Hydrograficznych wymogi techniczne i nawet względnie oszczędnościowe wskazują na konieczność wyprowadzenia symboli. Symbole te nie są jednak jak dotąd jednolite. Jedynie symbolikę przepływów (Q, q) uważa się za ogólnie przyjętą nie tylko w literaturze polskiej, lecz i międzynarodowej.

Natomiast oznaczenia charakterystycznych stanów wody we wszystkich służbach hydrologicznych są różne, mimo, że odpowiednie oznaczenia w pokrewnych służbach meteorologicznych zostały międzynarodowo ustalone.

Z tego wynikałoby, że nie ma powodu uchylać się od usta-

Plug kreci Janerta pozwala na drenowanie do głębokości 0,75 m, zaś regulację spadku można wykonywać jednym ze znanych sposobów stosowanych przy drenowaniu krecim. W przypadku natrafienia na kamienie nóż, rozluźniający grunt, posiada urządzenie wyłączające przy napoikaniu zbyt dużego oporu. Moc silnika napędowego wynosi 35 KM, prędkość poruszania się w czasie pracy 288 m/godz., a bez pracy 1,5 — 2,0 km/godz. Wydajność dzienna wynosi 2 km sączka o $\varnothing$ 6 cm.

Kalkulacja kosztu wykonania 1 mb sączka umocnionego drenowania kreciego metodą Janerta wykazuje, że jest ono tańsze niemal 5-krotnie od drenowania wykonanego ręcznie rękami glinianymi. W przeliczeniu na ha przy rozstawie drenowania rurkowego 12 m, kreciego zaś 8 m, stosunek ten wynosi 3,5. Wprawdzie ulegnie on obniżeniu przy doliczeniu kosztów zbieraczy, to jednak umocnione drenowanie krecie, całkowicie zmechanizowane, będzie znacznie tańsze od drenowania rurkowego.

Plug doświadczalny wymaga jeszcze szeregu ulepszeń, przy czym prace Janerta pójdą w dalszym ciągu tylko w kierunku przekonstruowania maszyny, bowiem proces formowania trwałych drenów krecich uważa on za całkowicie rozwiązany.

Po dokonaniu przeglądu opisanych wyżej prac radzieckich i niemieckich na temat umacniania sączków krecich można wnioskować, iż jesteśmy na drodze do całkowitego zmechanizowania robót drenarskich. Jednakże zastosowanie tych metod w warunkach polskich musiałoby być poddane szczegółowej analizie co do wyboru najważniejszych preparatów wzmacniających ścianki sączków krecich, co do ich kosztów, trwałości oraz sposobów łączenia sączków, wykonywanych mechanicznie ze zbieraczami. Jednym z ważniejszych zagadnień do zbadania będzie tu, podobnie jak i przy drenowaniu krecim nieumocnionym, trwałość sączków w gruncie, o czym zarówno badania radzieckie jak i niemieckie r.c. nie mówią. Zachowywanie się np. szczeliny sączków bitumicznych z biegiem lat nie jest znane; można by przypuszczać, iż na skutek parcia gruntu może nastąpić zaciśnięcie się szczeliny. W takim przypadku drena bitumiczne okazałyby się niezdolne do spełniania swego odwadniającego czy nawadniającego zadania.

LITERATURA

1. Rogiński S. — Trwałość drenowania kreciego w niektórych glebach Polski — Gospodarka Wodna nr 7/1953
2. Sacks R. — Dränverfahren
3. Bericht über die 11. Tagung des Deutschen Ausschusses für Kulturbauwesen am 18.III.1937 in Berlin — Der Kulturtechniker — nr 9—10/1937
4. Jewdokimowa W. J. — Zakleplenie stienok krotowych drien fiziko-chimicheskimi sposobami — Gidrotehnika i Melioracija Nr 3/1952 r.
5. Janert H. — Mechanisierung der Dränarbeiten — Wasserwirtschaft — Wassertechnik — Nr 12/1952.

lenia symboliki międzynarodowej dla oznaczeń hydrologicznych. Przyjęte dotychczasowe oznaczenia stanów charakterystycznych, zarówno w rocznikach hydrograficznych jak i w literaturze technicznej poszczególnych państw, pochodzą przeważnie od pierwszych liter odpowiednich wyrazów danego języka. Tym prawdopodobnie kierował się dr Lambor proponując zastosowanie i u nas własnej odrębnej symboliki.

Należy żałować, że autor, posiadając do dyspozycji w bibliotece PIHM roczniki szeregu państw, nie podał zestawienia oznaczeń używanych w innych krajach. Ułatwiłoby to znacznie pogląd na tę sprawę i umożliwiło podjęcie szerszej dyskusji.

Podkreślić również należy, że w literaturze zagranicznej obok symboliki własnej, używa się bardzo często oznaczeń ogólnie przyjętych jak np.: Max, Min, Abs, max, abs, min. Oznaczenia te stosuje się również w rocznikach hydrograficznych i w tekstach opisowych technicznych polskich. Zostały one ogólnie przyjęte i nie wydaje się, by nasuwały zastrzeżenia. Również w referatach Międzynarodowej Asocjacji Hydrologii Naukowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej, przedkładanych w różnych językach, spotykamy jednolite skróty oznaczeń wg terminologii łacińskiej np. ann., maxim., minim., mediana, extrema itp.

Na jednej z ostatnich przedwojennych konferencji hydrologicznych Państw Bałtyckich sprawa ujednolicenia metod pracy służb hydrologicznych m. in. i symboliki postawiona była na porządku dziennym. Wypadki wojenne przerwały jednak dalszy ciąg tych prac.

Powyższe krótkie uwagi nasuwają następujące wnioski:

- Należy dążyć na forum międzynarodowym do ujednolicenia w ogóle symboliki hydrologicznej na wzór meteorologicznej. To powinno dotyczyć nie tylko charakterystycznych stanów i przepływów wody, lecz także i innych oznaczeń, najczęściej używanych.

— Wspomniana w referacie dr Lambora Podkomisja Słownikowa Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych nie wydaje się być instytucją powołaną do tego. Zagadnieniami zarówno definicji, jak i symboliki powinien zająć się raczej Komitet Gospodarki Wodnej PAN.

- Po przepracowaniu odpowiednich wniosków wskazane byłoby poczynić starania w kierunku ujednolicenia ich w skali międzynarodowej, np. wystąpić z referatem na wyżej wspomnianej Asocjacji Hydrologii Naukowej U. G. G. Inicjatywa w tej sprawie powinna wyjść z PAN.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. FELICJA WITULSKA

O możliwościach i korzyściach typizacji elementów małych elektrowni wodnych

Typizacja jest to opracowanie najbardziej właściwych i zasadniczo nielicznych typów konstrukcji lub budowli.

Typizacja, oparta o normalizację i prefabrykację, powstała na tle dążenia do racjonalnego, najbardziej ekonomicznego i prędkiego wykonywania budowy przez wprowadzenie seryjnej produkcji poszczególnych wypróbowanych elementów.

Mówić o typizacji projektów małych elektrowni wodnych — pomijając zagadnienie części wodnej jako należącej do hydro-techników — możemy dopiero po stypizowaniu samych siłowni i to po uprzednim znormalizowaniu oddzielnych części konstrukcji i budowy. Wymaga to ogromnej długoletniej systematycznej pracy projektowej i konstrukcyjnej na podstawie naukowego doświadczenia w odpowiednio wyposażonych laboratoriach i pracowniach. Nadto, w danym przedmiocie, rozwiązywanie zagadnień typizacyjno-normalizacyjnych jest utrudnione z powodu różnorodności warunków topograficzno-geologicznych oraz indywidualnego charakteru poszczególnych elektrowni wodnych.

Do lat ostatnich w Polsce nie mieliśmy ani naglącej potrzeby, ani warunków i możliwości realizacji tego problemu, przerastającego nasze siły. Jest to wyraźny ugor w naszym budownictwie wodno-energetycznym; podchodzimy doń niemal z pustymi rękami. Przeto zwracamy się myślą do zdobyczy techniki radzieckiej na tym polu, poprzestając na rozważaniu typizacji elementów małych siłowni wodnych.

Obszerną pracę naukową i konstruktorską nad typizacją i normalizacją turbin średniej i małej mocy do produkcji seryjnej, wykonały: Wszechzwiązkowy Instytut Budowy Siłowni Wodnych (WIGM) i Centralne Biuro Konstrukcji Turbin Wodnych (CKBGI) i dopiero niedawno rozpoczęły one opracowywanie typowych projektów małych siłowni wodnych, gwoi wydatnego obniżenia kosztów ich budowy.

Przy projektowaniu średnich i dużych elektrowni powstaje wiele trudnych do rozwikłania różnorodnych problemów, nie dających się ująć w sztywne ramy typizacji. Dlatego też WIGM i CKBGI najwięcej uwagi udzielały siłowniom małym, pozostawiając na dalszy okres stypizowanie elementów elektrowni o wielkiej mocy.

W oparciu o materiały uzyskane z gruntownych wieloletnich badań hydraulicznych, prac konstrukcyjnych i normalizacyjnych, opracowano w ZSRR naukowo-techniczne podstawy produkcji turbin wodnych dla małych siłowni. Zostały wybrane i ulepszone najcenniejsze konstrukcje roboczych organów turbin oraz wypracowana selekcyjna nomenklatura turbin po przeprowadzeniu szczegółowej normalizacji konstrukcji w całości.

Do zrealizowania seryjnej produkcji małych turbin niezbędna jest jako podstawa ścisła ich normalizacja. Przejście na racjonalną produkcję turbin możliwe jest tylko przy ograniczeniu liczby ich typowych wymiarów.

Typizacja i normalizacja elementów siłowni wodnych daje duży efekt gospodarczy, mianowicie:

- uproszczenie i ujednolicenie projektowania elektrowni wodnych,
- uproszczenie wykonawstwa, kompletowania i eksploatacji ich osprzętu i, w pewnych warunkach, ułatwienie również samej budowy siłowni,
- zredukowanie gabarytu i ciężaru turbin, a więc oszczędność surowca,
- obniżenie kosztów produkcji,
- polepszenie jakości konstrukcji,
- przyspieszenie tempa wykonania wskutek zastosowania jednolitych turbozespołów i wielu znormalizowanych części lub zestawów maszyn,
- ułatwienie zaopatrywania siłowni w części zamienne.

W rzeczy samej radzieckie instytucje projektowe i wykonawcze stwierdziły wydatne ekonomiczne korzyści stosowania stypizowanych i znormalizowanych konstrukcji w budownictwie elektrowni wodnych. Elementy typowe są opracowywane i stosowane z dodatnim wynikiem dla dalszych odmian turbin.

Na normalizację turbin złożyła się praca ułożenia tzw. normalnej nomenklatury, stanowiącej treść i całokształt całej produkcji turbin wodnych, oraz prace wprowadzenia w praktyce szerokiej normalizacji na zasadzie tej nomenklatury.

Pod normalną nomenklaturą rozumie się możliwie zwięzły wykaz wszystkich rodzajów, konstrukcji i wymiarów turbin wodnych, wytwarzanych przez różne fabryki. Dużo pracy włożył WIGM w dokładne konstrukcyjne opracowanie i wypróbowanie wszystkich selekcionowanych systemów i typowych wymiarów turbin.

Normalną nomenklaturę wodnych turbin reakcyjnych¹⁾ uznało Ministerstwo Budowy Maszyn w ZSRR w 1947 r. za normatyw, wytyczający obowiązującą politykę techniczną w dziedzinie budowy turbin wodnych na przeciąg szeregu lat.

W porównaniu z innymi maszynami turbiny wodne są bardzo różniczkowane; parametry ich — moc i spad — są bardzo rozmaite, wobec różnych przyrodniczych cech samych rzek, dlatego też mają one skomplikowaną nomenklaturę, a stąd złożona ich normalizacja.

Normalna nomenklatura obejmuje na razie tylko turbiny:

- reakcyjne, jako najczęściej stosowane i zbadane lepiej od akcyjnych,
- na wysokość spadu $H = 1,5 - 250$ m,
- o mocy $10 - 125\,000$ kW,
- systemu Francis, Kaplana, propelerowe, przy czym dla wszystkich systemów przyjęto regulację za pomocą pokrętnych łopatek kierowniczych (w zakresie ten wchodziły turbiny promieniowo-osiowe, osiowe, o łopatkach sztywnych i o łopatkach pokrętnych).

¹⁾ Akcyjne jako rzadziej stosowane (i to dla $H \geq 250$ m) nie są jeszcze całkowicie opracowane.

Zasadniczym zagadnieniem przy sporządzaniu nomenklatury turbin jest celowy dobór ich serii. Pod serią w budownictwie turbinowym rozumie się asortyment turbin różnych wymiarów, lecz o geometrycznie podobnych (w części przepływowej) organach roboczych. Fabryki produkują turbiny reakcyjne różnych serii o szybkobieżności $n_s = 60 - 1000$ obr/min. Ze wspomnianej skali szybkobieżności należy wybrać serie dla włączenia do nomenklatury turbin reakcyjnych z uwzględnieniem przyjętych granic wahań spadów elektrowni wodnych (od 1,5 do 250 m).

W budownictwie, na większą miarę przy dopuszczalnym 1 — 1,5% spadku współczynnika sprawności oraz $n_s = 60 - 1000$ obr/min., niezbędny jest asortyment 10 — 14 serii dla dużych turbin, 5 serii dla turbin średniej mocy i 3 — 4 serii dla małej mocy (tu spadek sprawności wynosi 6 — 7%).

Przy dobieraniu serii małych turbin należy uwzględnić szereg specyficznych właściwości, związanych z ich produkcją i eksploatacją oraz z opłacalnością budowy małych elektrowni wodnych.

Aby uprościć pracę i podnieść wydajność fabryk radzieckich, trzeba było zredukować liczbę typów małych turbin.

Obecność przekładni w turbinach mniejszych wyłącza forsowanie szybkobieżności, jak to bywa w turbinach większych, dlatego też małe turbiny są mniej niebezpieczne pod względem kawitacji aniżeli większe, wobec czego liczba ich serii w nomenklaturze może być mniejsza.

Okazało się, że można ograniczyć nomenklaturę małych turbin do 4 serii turbin systemu Francisa (typ F300, F82, PW i F15) o szybkobieżności 120 — 320 obr/min. oraz do 2 serii turbin propelerowych (typ PrK70 i PrK245).

Turbiny Kaplana, z powodu złożonej budowy i niezbędności stosowania automatycznych regulatorów szybkości (których jeszcze mało produkuje się w ZSRR), nie były na razie włączone do normalnej nomenklatury małych turbin. Później zajmują one miejsce propelerowych.

Na treść nomenklatury składa się:

- wykaz normalnych serii turbin,
- dobór normalnych średnic roboczych kół turbin,
- określenie głównych konstrukcyjnych form turbin.

Ta sama nomenklatura ustala również znakowanie turbin wodnych. Dzieli się ona na 3 części, wyznaczające typ koła roboczego, główne cechy konstrukcyjne i wymiar turbin. Każda z tych części w ogólnym znakowaniu turbiny jest oddzielona od innej kreską. Każdemu typowi koła roboczego nadaje się oznaczenie literowe zależnie od systemu turbiny oraz liczbę, określającą ten lub inny model koła roboczego.

Rozpatrywane tu są tylko turbiny osiowe.

System turbin promieniowo-osiowych jest oznaczony rosyjską literą *F*, system turbin osiowych sztywno-łopatkowych oznacza się literami rosyjskimi *Pr*, zaś system turbin osiowych pokrętno-łopatkowych — literą *K*. Jeżeli turbina sztywno-łopatkowa otrzymuje się z pokrętno-łopatkowej przez usztywnienie łopatek tej ostatniej, to jej się nadaje oznaczenie *PrK*.

Tak więc typy kół roboczych mogą mieć następujące cechy: F300, K129, PrK90. Główne cechy konstrukcyjne oznacza się 2 literami, z których pierwsza charakteryzuje położenie wału, a druga — typ komory turbiny.

Turbina o wale pionowym oznaczona jest literą *W* (wertykalna), a o wale poziomym — literą *H* (horyzontalna).

Typ komory: *O* — otwarte, *B* — spiralna betonowa, *N* — spiralna metalowa, *F* — czołowa (frontowa).

Tak więc konstrukcja turbiny charakteryzuje się połączeniem dwóch liter, np.: *WO*, *HM*, *HF* i innych (gdzie *WO* oznacza pionową turbinę w komorze otwartej itd.). Turbina na wysoki spadek określona jest małą literą *w*, a na mały — literą *n*, np.: *HFw*, *HMn*.

Trzecią częścią znakowania turbiny jest wymiar średnicy koła roboczego w cm, przy czym dla turbin promieniowo-osiowych rozumie się wymiar największej zewnętrznej średnicy komory koła roboczego, a dla turbin osiowych — wymiar największej średnicy koła roboczego.

Dla przykładu całkowite oznaczenie turbiny przedstawia się jak następuje:

$K - 245 - WB - 100$,

co oznacza: wodna turbina osiowa pokrętno-łopatkowa z kołem roboczym $K - 245$, o wale pionowym w komorze betonowej i o średnicy koła roboczego 1000 mm. Znaki *PrK90* — *WB-200* określają wodną turbinę osiową sztywno-łopatkową o kole roboczym *K90*, o wale pionowym w komorze betonowej

spiralnej ze średnicą koła roboczego 2000 mm. Najmniejsza średnica kół roboczych w turbinach osiowych wynosi 350 mm, a największa — 9000 mm. Turbiny osiowe są wykonywane o 4 różnych typach kół roboczych, a każdy z nich stosuje się zarówno do turbin sztywno-łopatkowych, jak i do pokrętno-łopatkowych.

Szmuglakow (1) podaje zestawienie typowych wymiarów roboczych kół turbin wodnych. Podział turbin na trzy grupy — małe, średnie i wielkie — jest umowny i ścisłego rozgraniczenia ich nie ma. Przyjęto jednak uważać, iż małe turbiny wodne mają maksymalną nominalną średnicę koła roboczego 500 — 1200 mm, (dla mocy maksymalnej do 2500 kW); gabaryt ich elementów zawiera się w granicach od $1,8 \times 1,5 \times 0,6$ m do $2 \times 2 \times 0,5$ m, a ciężar całej turbiny wynosi 5 — 7 ton, zaś średnie turbiny mają max. średnicę koła roboczego 840 — 2500 mm (dla mocy max. 2500 — 10 000 kW).

Ciekawe są wskaźniki oszczędności na ciężarze, ilości i kosztach wykonania turbin znormalizowanych w porównaniu ze zwykłymi, zamawianymi pojedynczo (tabl. I):

TABLICA I

Seria turbin	Przybliżona moc 1 turb. w kW	Redukcja ciężaru w kg/kW mocy turb	Redukcja metalu w kg/turb.		Redukcja kosztów wykonania w rb/turb.
			ogół.	kolor.	
pionowe propelerowe	50	20	1000	35	4000
pionowe syst. Francisa	60	15	900	35	3480
poziome syst. Francisa	65	10	650	35	2020
czołowe (front)	100	8	800	50	2370
spiralne syst. Francisa	100	5	500	100	1450

Normalizacji typów i wymiarów turbin wodnych towarzyszy jednocześnie normalizacja i ujednolicenie poszczególnych węzłów i części turbin oraz przekładni. Znormalizowanie przekładni zredukowało liczbę ich typów i zdecydowało o wprowadzeniu do małych elektrowni wodnych przede wszystkim turbin pionowych, które są najbardziej rentowne przy wykorzystaniu energii rzek nizinnych.

Do łączenia wałów turbin i prądnic stosowane są przekładnie:

- 1) pasowa (prosta i na wpół skrzyżowana),
- 2) klinowo-pasowa,
- 3) zębata (zwykła i stożkowa),
- 4) tzw. reduktor (precyzyjna przekładnia zębata).

Zarówno przekładnia pasowa, jak i zębata, których elementy są znormalizowane, prócz znanych swych zalet mają kilka stron ujemnych (duży ciężar, niski stosunek przekładni *i*, mała sprawność η itd.). Dużo lepsza jest przekładnia klinowo-pasowa; zdobyła ona sobie szerokie zastosowanie i jest standaryzowana.

TABLICA II. Zasadnicze wymiary pasów klinowych (wg GOST 1284—45)

Oznaczenie przekroju		O	A	B	C	D	E	F
Wielkości określające wymiary przekroju	a w mm	10	13	17	22	32	38	50
	b „ „	6	8	10,5	13,5	19	23,5	50
	„ stopn.	40	40	40	40	40	40	40
Powierzchnia przekroju w cm ²		0,47	0,81	1,38	2,30	4,76	6,92	11,7

Normalizacja przekładni klinowo-pasowej dla turbin wodnych wraz z zapoczątkowaną w ZSRR budową specjalnej serii prądnic wolnobieżnych, pozwala na połączenie pionowych wałów turbin z wałami prądnic w sposób następujący:

— przy $N = 20 - 50$ kW daje się przekładnię pasową bezpośrednią (przy $i = 3 - 5$) lub na wpół skrzyżowaną (przy

- $i = 3$) od pionowego wału turbiny na poziomy wał prądnicy,
- przy $N \leq 120 - 200$ kW bezpośrednio z prądnicą lub za pomocą przekładni klinowo-pasowej (przy $i = 7 - 10$),
- przy $N > 200$ kW bezpośrednio z prądnicą klinowo-pasową,
- przy $N > 500$ kW i $H 4$ m (przy średnicy koła ≥ 1600 mm) daje się reduktory zębate specjalnej konstrukcji.

Dla siłowni do 200 kW najlepsza jest przekładnia klinowo-pasowa. Odpowiednio do niej pasy — o przekroju w formie trapezu — są produkowane bez szwu (bez końca) wg specjalnych norm — GOST 1284 — 45 (tabl. II i III), potrzebne są do tego koła pasowe o żłobkach specjalnego kształtu trapezowego.

TABLICA III. Standartowe długości pasów klinowych (wg GOST 1284—45) — w skrócie

Wewnętrzne długości pasów w mm	Długości obliczeniowe dla przekroju pasów mm						
	O	A	B	C	D	E	F
500— —14000	529— —2519	525— —4025	663— —6333	1844— —9044	3210— —11260	4574— —14074	6395— —14095

Przekrój pasa jest dobierany w zależności od przenoszonej mocy (tabl. IV).

Przekładnia klinowo-pasowa posiada następujące zalety:

- prostota konstrukcji,
- łagodność i bezszmerowość pracy,
- wysoki współczynnik sprawności ($\eta = 97 - 98\%$),
- dobry styk z kołem pasowym,
- mała odległość pomiędzy osiami,
- większy stosunek przekładni i , oraz
- lepsza jej praca.

Ujemną stroną tej przekładni jest krótszy czas pracy pasów i większe koszty obróbki kół pasowych.

TABLICA IV. Zalecane przekroje pasa

Moc przenoszona w KM	Zalecany przekrój	Moc przenoszona w KM	Zalecany przekrój
0,5—1	O	26—50	C, D
1,1—3	O, A	51—100	D, E
3,1—5	O, A, B	101—200	E, F
6—10	A, B	201 i wyżej	E
11—25	B, C		

Wszelchwiązkowy Instytut Budowy Silników Wodnych (WIGM) i Centralne Biuro Konstrukcji Turbin Wodnych (CKBG) przeprowadziły ujednolicenie wymiarów części przekładni klinowo-pasowej dla małych turbin pionowych. Znormalizowano średnice kół pasowych (wraz z wkładkami) przekroje, liczbę i długość pasów, odległość pomiędzy osiami, kąt objęcia mniejszego z kół pasowych przekładni i prędkość obwodową przekładni pasowej.

W rezultacie okazało się możliwie ograniczyć się do 3 form przekroju B, D i E oraz do 11 różnych długości pasów (tabl. V).

Wprowadzenie reduktorów zamiast przekładni napotyka na pewne trudności, przed wszystkim dlatego, że budowa ich jest

skomplikowana, a koszt wysoki. Reduktory bywają jedno- i dwu-stopniowe (złożone z jednej lub dwu par stożkowych kół zębatych zanurzonych w oleju). Zalety ich są następujące: zawartość budowy, bezszmerowość biegu, wysoki stosunek przekładni, wysoka sprawność ($\eta = 96 - 98\%$), i zdolność do przenoszenia większych mocy.

Normalizacja i typizacja małych elektrowni wodnych pozwoli na wprowadzenie do budownictwa siłowni wodnych prefabrykacji różnych drugorzędnych elementów, np. gotowych płyt żelbetowych ramowych (sklepieniowych i kratowych) dla jazów stałych na mały spad, elementów żelbetowych, zastępujących licowanie z kamienia naturalnego itp.

Na zakończenie przytoczyć należy zdanie Gubina o znaczeniu normalizacji i typizacji dla budownictwa wodno-energetycznego:

Normy zasadniczego osprzętu energetycznego (turbiny, prądnice, regulatorów, transformatorów, rozdzielni, transformatorów podwyższających i linii), normy rozmiarów zastawek w części wodnej siłowni oraz średnice rurociągów, tudzież normy do obliczeń poszczególnych elementów urządzenia elektroenergetycznego istotnie upraszczają projektowanie elektrowni wodnych i wykonanie osprzętu.

TABLICA V. Normalne długości pasów

Wewnętrzna długość pasa w mm	Długości obliczeniowe w mm dla pasów o przekroju		
	C	D	E
3550	3594	3610	—
4500	4544	4560	4574
6300	6344	6360	6374
8000	8044	8060	8074

Typowe rysunki urządzeń elektrowni wodnych małej mocy (jazów, budynków, całkowitego ich osprzętu itd.), typowe rysunki śluz i zastawek oraz rurociągów, typowe rysunki konstrukcji gospodarczych zakładów na budowie elektrowni wodnych istotnie redukują zakres, terminy i koszt prac projektowych, ułatwiając jednocześnie usystematyzowanie doświadczeń i udoskonalenia konstrukcji.

Konieczne jest udzielenie większej uwagi temu zagadnieniu przede wszystkim w dziedzinie elementów budowli: konstrukcji upustowych i ich osprzętu, części i wyposażenia budynków siłowni, rurociągów i ich zastawek, jak również części niektórych typów jazów, części upustów przewalowych i ich urządzeń, tłumiących zbyteczną energię.

Należy też zwrócić więcej uwagi na rozwiązanie zagadnienia o pewnej przewadze w różnych warunkach budynków z umieszczonym na zewnątrz dźwigiem, na zagadnienia typowego projektowania jazów z materiałów miejscowych i na wiele innych kwestii mających pierwszorzędne znaczenie dla maksymalnego podniesienia jakości i ekonomiczności budownictwa elektrowni wodnych.

LITERATURA

1. Szmuglakow Ł. S. — Turbiny osiowe dla wiejskich elektrowni wodnych, 1952 r.
2. Gubin T. F. — Elektrownie wodne, 1949
3. Kwietkowski W. S. i inni — Małe turbiny wodne, 1950
4. Fiełitow M. S. — Elektryfikacja rolnictwa, 1951

Biblioteki techniczne zapewniają społeczne wykorzystanie książek i czasopism technicznych, pomagają robotnikom i inżynierom w pracy, młodzieży — w nauce.

DZIAŁ V – EKSPLOATACJA

INŻ. JULIAN KIERSNOWSKI

Rozruch urządzeń gospodarki wodnej zakładu przemysłowego

Dotychczasowy system przekazywania do użytku urządzeń inwestycyjnych w przemyśle nie był ujęty w żadne ramy. Sprawa ta była załatwiana od przypadku do przypadku, w sposób dowolny. Nie należy przez takie określenie sytuacji rozumieć, że urządzenia oddawane do eksploatacji nie były poddawane żadnym próbom, albo że próby te były dokonywane z pominięciem zasad i przepisów technicznych. Brakowało jednak w tych przypadkach nie tylko porządkowego, systematycznego ujęcia czynności, ale również oparcia się o właściwą dla tego celu dokumentację techniczną.

Stan taki można było tolerować, gdy wchodziły w grę pojedyncze obiekty, stanowiące doinwestowanie czy zmianę istniejących urządzeń, obsługiwanych przez zespół ludzi obeznanych z całością zagadnień danego działu gospodarki istniejącego zakładu przemysłowego. Tolerować — ale nie uważać za dobre rozwiązanie problemu. Sytuacja zmieniła się kapitalnie z chwilą oddawania do użytku nowych zakładów przemysłowych, wznoszonych na nowych terenach. Szczególnie jaskrawo uwidacznia się to między innymi w odniesieniu do gospodarki wodnej, gdzie rozwiązanie zaopatrzenia całego zakładu stanowi szereg różnorodnych urządzeń, mających za zadanie doprowadzenie wody przemysłowej do dużej ilości różnych typów agregatorów produkcyjnych oraz zapewnienie dopływu wystarczającej ilości wody pitnej i przeciwpożarowej, przy jednoczesnym zapewnieniu chłodzenia wód gorących, oczyszczania wód brudnych, spływu ścieków i opadów oraz odwodnienia terenu.

W tego rodzaju przypadkach, dotychczas stosowane postępowanie powodowałoby niewiarogodny chaos i mogłoby doprowadzić w konsekwencjach do uszkodzenia szeregu urządzeń, a nawet poważnych awarii. Ponadto, prócz strat bezpośrednich wystąpić by musiała kolosalna strata czasu i przewlekanie się rozpoczęcia przez zakład normalnej produkcji, istotnego celu każdej inwestycji. Bardzo ważne jest również umiejscowienie odpowiedzialności za czynności związane z uruchomieniem zakładu, czego bez usystematyzowania całości zagadnień związanych z tym okresem nie można dokonać.

Czynności rozruchowe stanowią jeden ze składników okresu uruchomienia zakładu przemysłowego i jako takie muszą być należycie ujęte organizacyjnie i technicznie, na równi z odbiorem inwestycji, przygotowaniem kadr użytkownika i organizacją przyszłej eksploatacji.

Przesłanki powyższe doprowadziły do sformułowania pojęcia rozruchu urządzeń zakładu przemysłowego i praktycznego wprowadzenia tej zasady w życie, w oddawanych ostatnio do użytku zakładach przemysłowych. Na tej podstawie zdobyte zostało pewne doświadczenie, które może stanowić bazę dla konsekwentnego stosowania metody kompleksowego rozruchu agregatów produkcyjnych i usługowych w przemyśle.

Z uwagi na rolę jaką gra w produkcji przemysłowej woda, zagadnienie uruchomienia i oddania do użytku całości urządzeń wodnych, niemal każdego zakładu przemysłowego, stanowić może zagadnienie samo dla siebie, chociaż z punktu widzenia produkcyjnego stanowi tylko pewien wycinek całości. Z tego względu, przy ustalaniu kompleksu rozruchowego słuszne jest wyodrębnienie w osobną grupę wszystkich urządzeń wodnych, o znaczeniu ogólnozakładowym. Poszczególne urządzenia wodne, związane bezpośrednio z agregatami produkcyjnymi, mogą być pomieszczone w ramach odpowiednich obiektów.

Dla ścisłego określenia zadań jakie składać się mogą na całość kompleksu rozruchowego, określony musi być jednoznacznie sam kompleks oraz odpowiednie minima rozruchowe. Skład kompleksu najłatwiej jest ująć w formie dokładnego spisu, wyszczególniającego wszystkie obiekty wchodzące w grę w rozpatrywanym przypadku, z rozbić na jego części składowe, tzw. węzły. Dla celów czynności rozruchowych może być pożyteczne dalsze rozbić węzłów na elementy.

Minimum rozruchowe określa dla każdego obiektu najniezbędniejszy stan zaawansowania wszystkich elementów budowlano-montażowych składających się na ten obiekt, umożliwiające podjęcie prac regulacyjno-rozruchowych. Taka zasada planowania ma swoje uzasadnienie w stworzeniu możliwości jak najkrótszego okresu czasu od chwili rozpoczęcia inwestycji do rozruchu i oddania jej do eksploatacji. Jest to dalsze rozwinięcie metody pracy postępowo-równoległej w budownictwie, ze wszystkimi dodatnimi skutkami ekonomicznymi. Jednocześnie trzeba postawić jedno zastrzeżenie, że bez względu na stan zaawansowania obiektu, jaki może być dopuszczany z uwagi na potrzeby czynności rozruchowych na moment rozpoczęcia przez zakład eksploatacji, wszystkie przewidziane do wykonania roboty budowlano-montażowe, muszą być ukończone.

Przy ustalaniu kompleksu rozruchowego trudno jest ująć w ścisłe przepisy, jaki fragment całości powinien być określony mianem obiektu i co powinno być rozumiane pod pojęciem węzła lub też elementu. Według dotychczasowej praktyki, pojęcie obiektu można zdefiniować jako określenie obejmujące urządzenia stanowiące fizyczną lub technologiczną całość, łącznie z budynkiem mieszczącym te urządzenia, jeśli takowy wchodzi w grę. Pod określeniem węzła należy wtedy rozumieć te części obiektu, które łączą się w pewne całości lub też stanowią jednego typu urządzenia (względnie grupę urządzeń) z punktu widzenia technologii budowlano-montażowej lub też technologii produkcyjnej. Za elementy trzeba z kolei uważać powtarzalne urządzenia, stanowiące poszczególne węzły.

Minimum rozruchowe (przy takim umownym podziale obiektu) najłatwiej jest wtedy określić przez wyszczególnienie węzłów i elementów, które stanowią to minimum, z jednoczesnym podaniem splota zaawansowania całości robót i ewentualnym wyszczególnieniem ilościowym poszczególnych asortymentów robót podstawowych, charakteryzujących ich zakres.

Dla pełnego usystematyzowania opracowanego wykazu, obiekty wchodzące w skład kompleksu należy pogrupować w zespoły, wg zakresu tematyki technicznej lub technologicznej. W ten sposób, czyniąc zadość podanemu wyżej warunkowi, całość zagadnień związanych z zaopatrzeniem zakładu w wodę można rozpatrywać jako zespół gospodarki w wodnej, analogicznie do zespołów gospodarki elektrycznej, transportu kolejowego i innych. Specjalne urządzenia wodne, przeważnie o charakterze instalacji przemysłowych i sanitarnych, wejść wtedy jako obiekty lub nawet węzły do zespołów, ujmujących agregaty produkcyjne (np. zespół walcowniczy, gospodarki wielkopięcowej lub budynków administracyjno-socjalnych).

W świetle przyjętych wyżej definicji, zespół gospodarki wodnej kompleksu rozruchowego (np. zakładu wielkopięcowego) należy rozbić na następujące obiekty:

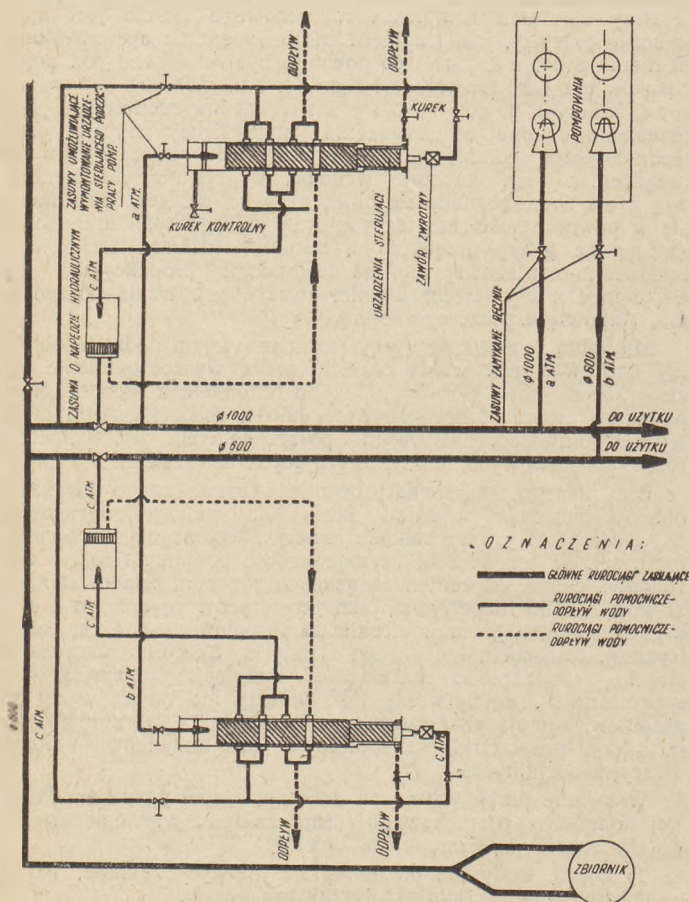
- 1) Ujęcie wody dla potrzeb przemysłowych zakładu,
- 2) Ewentualne zbiorniki rezerwowej wody,
- 3) Stacja pomp (zależnie od zakładu może być kilka tego rodzaju obiektów),
- 4) Główne rurociągi wody przemysłowej zaopatrujące całość zakładu,
- 5) Rurociągi wód przemysłowych, stanowiące obiegi zaopatrujące w wodę poszczególne agregaty produkcyjne lub pomocnicze,
- 6) Obiegi chłodzenia wód przemysłowych czystych wraz z chłodniami (może być kilka obiektów),
- 7) Urządzenia oczyszczające dla wód brudnych, z ewentualnymi obiegami ich chłodzenia oraz urządzeniami odprowadzającymi osady,
- 8) Zbiorniki zabezpieczające zapas wody na wypadek awarii,
- 9) Źródła poboru wody pitnej i przeciwpożarowej,
- 10) Zbiorniki rezerwy wody pitnej,

- 11) Ewent. stacje przepompowywania wody do picia,
- 12) Sieć rurociągów wody do picia oraz z hydrantami przeciwpożarowymi,
- 13) Sieć kanalizacji przemysłowej,
- 14) Sieć kanalizacji sanitarnej (kanalizacja ogólnospławna ze względu na charakter wód przemysłowych nie powinna być stosowana),
- 15) Ewent. odwodnienie terenu rowami otwartymi.

Stosownie do przyjętego wyżej założenia, do samodzielnych obiektów w innych zespołach należy zaliczyć np. obiekty chłodzenia turbogeneratorów (w zespole siłowni).

Analogicznie, węzłami w obiektach innych zespołów będą m. in.: instalacje chłodzenia wielkiego pieca — w obiekcie „wielki piec“, zespołu gospodarki wielkopiecowej, instalacje natryskowe płuczki — w obiekcie „płuczka“, zespołu oczyszczalni gazu, instalacje sanitarne — w obiekcie „budynek administracyjno-socjalny zakładu“, zespołu urządzeń pomocniczych itp.

Rozbicie na węzły obiektu np. stacji pomp (przy przyjętych wyżej definicjach) można przyjąć następująco: 1. budynek pompowni, 2. zbiorniki (komory ssawne), 3. zespoły pomp, 4. napędy i sterowania zespołów pompowych, 5. aparatura pomiarowa przepływów, 6. oświetlenie pompowni, 7. instalacje wodociągowo-kanalizacyjne, 8. odwodnienie budynku pompowni.



Rys. 1. Schemat urządzenia sterującego zasuwy z napędem hydraulicznym

Elementami węzłów mogą być w tym przypadku:

2. zbiorniki, 2.1. zbiornik A (wody zimne, czyste), 2.2. zbiornik B (wody gorące, czyste lub też);
3. zespoły pomp, 3.1. pompa nr I (dla rurociągów obiegu „m“ atn), 3.2. pompa nr II (rezerwa poz. 3.1.), 3.3. pompa nr III (dla rurociągów obiegu „n“ atn), 3.4. pompa nr IV (rezerwa poz. 3.3.) itd.

Inny przykład rozbicia na węzły obiektu: 1. obieg chłodzenia 1.1. rurociąg ssawny, 1.2. pompy wody obiegowej, 1.3. napędy pomp wody obiegowej, 1.4. rurociąg tłoczny, 1.5. chłodnia kominowa, 1.6. studzienki zbiorcze, 1.7. odwodnienie chłodni, 1.8. kanały rurociągów (jeśli rurociągi nie idą wprost z ziemi), a z kolei elementy węzłów mogą stanowić:

- 1.3. napędy pomp, 1.3.1. silnik pompy nr 1, 1.3.2. silnik pompy nr 2 albo
- 1.6. odwodnienie chłodni, 1.6.1. odwodnienie prawej komory misy, 1.6.2. odwodnienie lewej komory misy, itp.

Omówiona systematyka ujęcia wszystkich elementów i węzłów oraz obiektów kompleksu jest warunkiem niezbędnym zarówno dla czynności rozruchowych, jak i odbiorczych. Wykaz taki stanowi wyjściowy i jeden z najistotniejszych elementów dokumentacji dla obydwóch czynności. Można zalecić stosowanie systemu dziesiętnego w numeracji składników takiego spisu oraz przestrzeganie go we wszystkich, związanych z tymi czynnościami, dokumentach.

Konkretnie, jeśli przyjmujemy, że całość gospodarki wodnej w jakimś kompleksie zanumerowano jako zespół 3, to numeracja będzie się składała (w nawiązaniu do wyżej przytoczonych przykładów) następująco:

- obiekt 3.3. Stacja pomp X
- węzeł 3.3.5. Aparatura pomiarowa przepływów
- element 3.3.5.1. Kryza pomiarowa rurociągu „a“ itd., albo
- 3.5. Rurociągi wód przemysłowych
- 3.5.1. Rurociąg „m“ atn 3.5.2. Rurociąg „n“ atn 3.5.3. Studzienki rewizyjne itd.

3.5.3.1. Studzienka nr 21, 3.5.3.2. Studzienka nr 22 itd.

Nie wszystkie węzły (a zatem i elementy) składające się na całość kompleksu rozruchowego mogą stanowić przedmiot rozruchu. Nie można mówić o rozruchu np. budynku pompowni, kanału rurociągów wody obiegowej lub studzienki rewizyjnej. Inne jak np. zbiorniki bez zamknięć mechanicznych lub misa chłodni kominowej, stanowią przedmiot tylko niektórych prób (badania szczelności) o charakterze statycznym, które w dodatku dokonują się automatycznie w trakcie prac rozruchowych nad sprzężonymi urządzeniami. Niektóre węzły nie stanowią przedmiotu rozruchu dla hydrotechników, mimo, że ich uruchomienie stanowi warunek niezbędny dla przeprowadzenia rozruchu urządzeń wodnych. Jako przykład mogą tu służyć napędy i sterowania silników napędowych agregatów pompowych lub napędy mechanicznych zamknięć urządzeń piętrzących. Rozruch tego rodzaju węzłów musi być przeprowadzony przez branżowe odpowiednie grupy, w przytoczonych przykładach przez elektryków i mechaników. Trzeba jednak zaznaczyć, że prace tych grup nie tylko w czasie, ale i w samym ich przebiegu mogą zależeć się z czynnościami rozruchowymi urządzeń wodnych. Znajduje to swoje odzwierciedlenie w dokumentacji rozruchu, ściślej w harmonogramach czynności rozruchowych.

Pierwszym właściwym elementem dokumentacji rozruchowej powinien być terminarz rozruchu. Co do swego układu stanowi on właściwie wyciąg ze spisu obiektów i węzłów tych składników, które stanowią przedmiot czynności rozruchowych, uzupełniony terminami:

- ukończenia prac montażowych w zakresie minimum rozruchowego,
- odbioru częściowego (ewentualnie),
- rozpoczęcia i ukończenia rozruchu,
- całkowitego zakończenia robót budowlano-montażowych,
- odbioru wstępnego (odbior ostateczny należy do komisji odbierającej całość inwestycji).

Wskazane jest zachowanie tej samej numeracji obiektów i węzłów, co i w wykazie sporządzonym dla celów odbiorów.

Podstawową dokumentację rozruchową, dokumentację techniczną stanowią schematy i instrukcje. Materiał ten może być rozbit na dwie grupy.

Pierwszą grupę stanowią opracowania dotyczące części typowych, powtarzających się w różnego rodzaju urządzeniach. Przykładowo wymienić tu można pompy, różnego rodzaju armaturę (jak zasuwki, zawory, odpowietrzniki) itp. Dla każdego takiego elementu mogą istnieć stałe schematy oraz instrukcje rozruchu, obsługi i konserwacji, zupełnie niezależnie od tego, do jakiego urządzenia i w jakim celu zostaje on zabudowany. Wskazane jest, aby opracowania takie były sporządzane przez wytwórnę lub biuro konstrukcyjne. Takie rozwiązanie dać może gwarancję właściwego sporządzenia instrukcji i zgodności schematu z rozwiązaniem konstrukcyjnym.

Z punktu widzenia potrzeb czynności regulacyjno-rozruchowych, schematowi danego agregatu nie stawia się żadnych specjalnych wymagań. Schemat musi być jedynie wiernym odbiciem założeń w stosunku do przeznaczenia i sporządzony czytelnie, tj. tak, aby na jego podstawie było rzeczywiście łatwo orientować się w zasadach działania mechanizmu. Dla przykładu przytoczono tu schemat zasuwki sterowanej hydraulicznie (rys. 1).

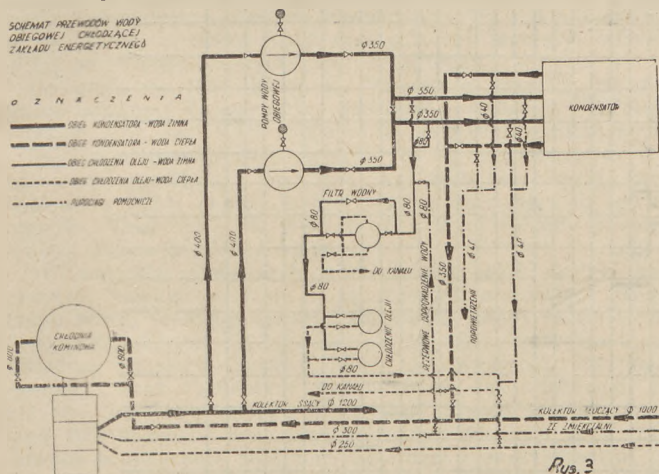
Instrukcja rozruchowa typowego agregatu zawierać powinna więcej, niż podawane jest zwykle w instrukcji jego uruchomienia. Zawierać musi mianowicie:

- kolejnie wyszczególnienie prób, jakim należy poddać agregat przed próbą uruchomienia,
- przepisy techniczne, którym te próby mają czynić zadość oraz cel tych prób,
- wskazówki co do stanu w jakim powinny znajdować się poszczególne części agregatu przed przystąpieniem do jego uruchomienia,
- instrukcje uruchamiania i zatrzymywania agregatu,
- wyszczególnienie prób działania agregatu na biegu jałowym,
- przepisy techniczne dla tych prób i ich cel,
- wyszczególnienie prób działania agregatu pod obciążeniem,
- przepisy techniczne dla tych prób i ich cel,
- wskazówki co do stanu w jakim należy zostawić agregat po ukończeniu prób,
- wskazówki o postępowaniu w wypadkach awarii,
- wskazówki dotyczące bezpieczeństwa pracy.

Czas trwania poszczególnych prób muszą być podane w odpowiednich punktach. Przy podawaniu przepisów technicznych można ograniczyć się do powołania się na odpowiednie normy, jeśli takie istnieją.

Dla jednoznaczności instrukcji ważne jest podawanie celu każdej z prób oraz warunków w jakich próby mają przebiegać. Konieczne jest również wyraźne sformułowanie jakie wyniki prób należy uznać za wynik pozytywny.

W zasadzie wiele prób rozruchowych z agregatami typowymi może — a nawet powinno — być dokonane w wytwórni, w trakcie odbioru dostawy. W takich przypadkach, jeśli istnieją gwarancje, że agregat był przewożony i przechowywany właściwie oraz nie został uszkodzony w trakcie montażu, można poprzestać na świadectwach wytwórni, które stanowią również niezbędny element dokumentacji.



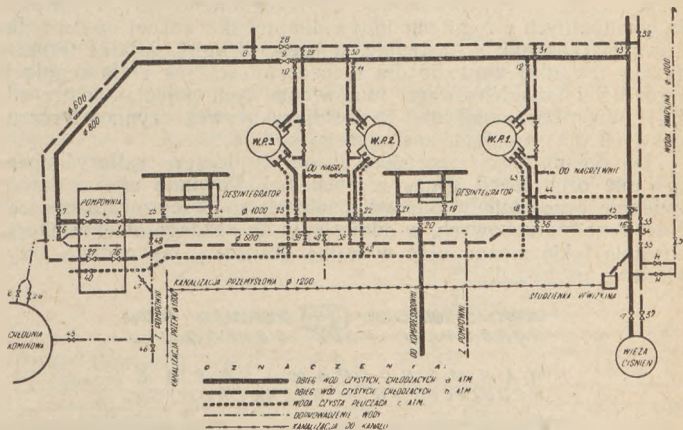
Rys. 2. Schemat przewodów wody obiegowej chłodzącej zakładu energetycznego

Drugą grupę instrukcji i schematów rozruchowych stanowią opracowania dotyczące całości danego obiektu, a ściślej tej części obiektu lub węzła, która stanowi przedmiot rozpatrywanych czynności regulacyjno-rozruchowych. Grupa ta jest znacznie szersza w swoim zakresie, gdyż obejmuje dokumentację zarówno małych nawet urządzeń indywidualnych, jak i całych zakładów, np. sieci rurociągów obejmujących cały zakład. Pomimo iż schematy urządzeń indywidualnych zbliżone są w swym charakterze do schematów typowych, mają jednak te wspólne cechy ze schematami pełnymi zakładów, że stanowią całkowicie niepowtarzalne, jednorazowe rozwiązania.

Wymagania stawiane tym schematom nie różnią się zasadniczo od wymienionych wyżej, w odniesieniu do schematów typowych. Można jedynie dodać warunek, aby schematy układów odpowiadały topograficznemu układowi rzeczywistemu, gdyż ułatwia to znacznie jego czytelność. Nie jest to jednak warunek bezwzględnie konieczny. Poza tym schematy urządzeń indywidualnych i układów powinny uwidoczniać wszystkie części składowe — elementy — jeśli dotyczą węzła, oraz elementy i węzły — gdy dotyczą obiektu.

Rysunki 2 i 3 podają przykłady schematów całych układów: rys. 2 — chłodzenia zamkniętego obiegu wód zakładu energetycznego, rys. 3 — układ rurociągów wód przemysłowych zakładu

wielkopiecowego. W drugim z przytoczonych przykładów można by ująć w oddzielny schemat każdy z rurociągów danego ciśnienia osobno (rys. 4), wykazując za to szczegółowiej niektóre elementy armatury, jak np. odpowietrzniki, co w schemacie podanym na rys. 3 zaciemniałoby za bardzo rysunek. Decyzja w tym przypadku, co do wyboru pierwszej czy drugiej alternatywy pozostawiona być może zainteresowanym. Nic nie stoi zresztą na przeszkodzie sporządzania i posługiwania się obydwoma alternatywami schematów.

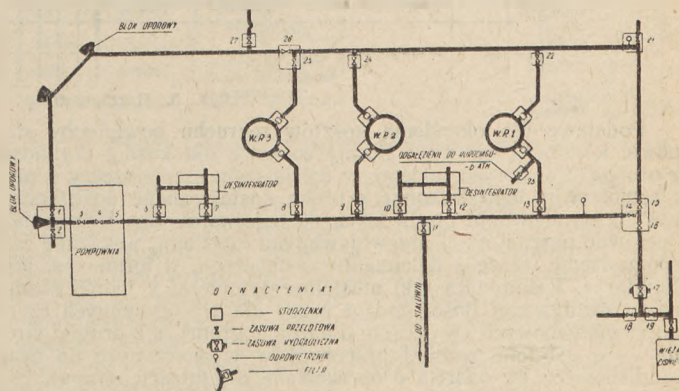


Rys. 3. Schemat układu rurociągów wód przemysłowych zakładu wielkopiecowego

Wszystkie rodzaje schematów sporządza się przeważnie w jednym rzucie płaskim. W przypadkach jednak bardziej zawiłych można stosować skążony rzut perspektywiczny. Na wszystkich schematach jednego kompleksu rozruchowego należy bezwzględnie stosować tę samą symbolikę oznaczeń oraz zachowywać numerację zgodną z numeracją przyjętą w terminarzu rozruchu. To ostatnie odnosić się powinno zresztą do wszystkich elementów dokumentacji rozruchowej, zarówno technicznej, jak i organizacyjnej.

Instrukcje rozruchowe, omawianej grupy urządzeń można by nazwać wykazem czynności rozruchowych, gdyż ta pozycja stanowi najważniejszą część ich treści. Powinna ona podać w porządku technologicznym kolejne manipulacje, jakie należy wykonać dla dokonania rozruchu danego urządzenia. Wykaz ten powinien nawiązywać do właściwego schematu i operować zastosowanymi w schemacie oznaczeniami oraz podawać czas trwania poszczególnych prób.

W przypadku urządzeń wodnych, rozruch kompleksowy nie może być przeprowadzony bez obciążenia, przy czym medium (które stanowi oczywiście woda) jest istotnym czynnikiem niezbędnym już dla czynności poprzedzających. Z tego względu w instrukcji rozruchowej (wykazie czynności) muszą być podawane dane nie tylko co do czasu trwania prób, ale również co do wysokości ciśnienia oraz ewent. przepływu względnie wydajności.



Rys. 4. Schemat rurociągów „a”-atm wody przemysłowej zakładu wielkopiecowego

Pełna instrukcja rozruchu całości urządzenia (obiektu lub węzła) powinna, tak jak i w poprzednim przypadku, zawierać:

- opis stanu w jakim powinno znajdować się urządzenie w chwili przystępowania do rozruchu,
- wykaz czynności rozruchowych,
- cel tych czynności,

- warunki techniczne dla poszczególnych prób,
- wskazówki co do postępowania w przypadku awarii,
- wskazówki dotyczące bezpieczeństwa pracy,
- wyszczególnienie tych instrukcji i schematów jakie obowiązują w stosunku do poszczególnych, typowych części urządzenia.

Następnym elementem dokumentacji rozruchowej powinien być harmonogram czynności rozruchowych, sporządzony w oparciu o terminarz i właściwe instrukcje. Harmonogram taki, w pierwszej części, powinien zawierać wyszczególnienie wszystkich prób indywidualnych i regulacji indywidualnej dla każdej części składowej urządzenia, a następnie, w części drugiej, ustalać terminy (czasy trwania) zarówno dla tych czynności, jak i dla regulacji i rozruchu kompleksowego (omówienia tych pojęć — patrz niżej). Wzór harmonogramu zawierający urywek czynności rozruchowych dla rurociągu zasilającego podaje rys. 5.

Do dokumentacji rozruchowej należy jeszcze zaliczyć opracowanie organizacji grupy rozruchowej. Powinno ono podawać imiennie pracowników odpowiedzialnych za przeprowadzanie całości prac rozruchowych, w odniesieniu do każdego obiektu. Opracowanie takie można ująć w formę graficzną, jak podano przykładowo na rys. 6.

KOMPLEKS ROZRUCHOWY 2-6-1 GOSPODARKA WODNA
RUROCIĄGI WODY OBIEGOWEJ
HARMONOGRAM PRAC
REGULACYJNO - ROZRUCHOWYCH

O Z N A C Z E N I A
 — planowanie
 — wykonanie
 — zakończenie

m i s i e c
 kolejne dni rozruchu
 dni kalendarzowe

L.P.	Nr. PORZ.	C Z Y N N O S C	WYKONAWCA	M A J												C Z E R W I E C																			U W A G I				
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31					
				26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		26	27	28	29
	2-6-1	RUROCIĄG „A” ATM.																																					
1.		Ustawienie zasuw	Zjednoczenie Nadno - Inst.																																				
2.		Tłoczenie wody	Zjednoczenie Nadno - Inst.																																				
3.		Próbkowanie rurociągu	Zjednoczenie Nadno - Inst.																																				
4.		Dławienie odpływu	„ „																																				

Rys. 5. Harmonogram prac regulacyjno-rozruchowych

Podstawę dla określenia kosztów rozruchu powinienby stanowić kosztorys, oparty o normy czasowe dla każdej czynności z osobna. Kosztorysu takiego, w dzisiejszym stanie rzeczy u nas, nie można by było wykonać z braku dostatecznego doświadczenia dla opracowania niezbędnych do tego norm. Aby jednak móc operować przynajmniej przewidywanymi kosztami, wskazane jest sporządzenie jakiegoś dokumentu zastępczego, w formie np. preliminarza. Preliminarz taki musiałby się opierać z jednej strony na przewidywanej ilości godzin pracy dla poszczególnych czynności rozruchowych (w oparciu o harmonogram), a z drugiej strony — o ustalone zarobki pracowników wyznaczonych do grup rozruchowych (w oparciu o opracowaną organizację grupy).

W Związku Radzieckim za podstawę do obliczania wynagrodzenia za czynności rozruchowe stosuje się średnią stawkę godzinową, osiąganą przez pracownika w okresie 3-miesięcznym przed rozruchem. Jest to o tyle uzasadnione, że do grup rozruchowych musi wejść przede wszystkim personel wysoko kwalifikowany. Sposób ten kryje jednak w sobie możliwość momentu przypadkowości, a z nim razem niebezpieczeństwo niesprawiedliwości. U nas, w konkretnych już przypadkach zastosowano system dniówki z premią.

Na zadania grupy rozruchowej, pracującej w oparciu o przygotowaną z góry dokumentację, składają się następujące czynności:

- próby indywidualne,
- regulacja indywidualna,
- regulacja kompleksowa,
- rozruch kompleksowy.

Nie później, niż razem z dokonaniem ostatniej z wymienionych czynności, dane urządzenie powinno być przekazane całkowicie personelowi użytkownika, który z kolei poprzez fazy eksploatacji próbnej i regulacyjnej rozpoczyna właściwą jego eksploatację. Wyjątek stanowić może jedynie aparatura pomiarowa, której ostateczna regulacja może niekiedy wymagać pracy danego urządzenia pod pełnym obciążeniem, niemożliwym do zrealizowania w trakcie rozruchu, co zresztą w odniesieniu do gospodarki wodnej stanowi przypadek raczej rzadki (np. pomiar temperatur wody obiegowej chłodzenia turbiny).

Czynności rozruchowe objęte powyżej wymienionymi określeniami należy rozumieć następująco:

Próby indywidualne są to czynności, stwierdzające właściwy stan oraz, zgodne z dokumentacją techniczną i wymaganiami przepisów, wykonanie względnie zmontowanie urządzenia. Pró-

by te stanowią właściwą podstawę do odbioru technicznego, niezależnie od ich znaczenia dla rozruchu. Przeprowadza się je dla każdego elementu z osobna. Wynikiem próby indywidualnej musi być pewność, że badany element może pracować normalnie, bez obawy uszkodzenia. Dla rurociągów próba ta jest jedyną czynnością rozruchową, dokonywaną aż do momentu ich przekazania do regulacji kompleksowej. Dla większości części składowych urządzenia podstawową dokumentację rozruchową na tym etapie stanowią rysunki montażowe, schematy urządzeń typowych, instrukcje do tych schematów. Niekiedy opracowywanie instrukcji można uznać za zbędne, a mianowicie tam, gdzie wystarczają przepisy techniczne, jak to ma miejsce np. przy badaniu rurociągów na ciśnienie (istnieją odpowiednie przepisy). Czas trwania prób określony być musi w instrukcji lub przepisach technicznych. Przykładowo, dla agregatu pompowego na czynności próby indywidualnej składają się:

- ogólna kontrola organoleptyczna i stwierdzenie zgodności montażu z rysunkami,
- sprawdzenie szczelności wentyla smoka,
- sprawdzenie stanu łożysk i ich smarowanie,
- skontrolowanie szczelności korpusu pompy i dławnic,

- wypróbowanie instalacji chłodzenia łożysk (jeśli nie jest ona sprzężona z ruchem wirnika),
- ręczny obrót wirnika dla skontrolowania jego układu w korpusie oraz czystości samego korpusu,
- sprawdzenie szczelności zaworów (zasuw) na ssaniu i tłoczeniu,
- ewentualne zweryfikowanie manometrów.

W założeniu, że analogiczne czynności regulacyjne zostały dokonane w odniesieniu do silnika napędowego, można uważać tę fazę prób za ukończoną i przejść do regulacji indywidualnej, której istotę stanowi wprowadzenie w ruch maszyn i urządzeń, względnie medium wypełniającego, jaki stanowi oczywiście woda.

Przedmiotem regulacji indywidualnej są więc elementy stanowiące samodzielne urządzenie albo agregat o napędzie mechanicznym. Przykładem czynności regulacji indywidualnej w pierwszej grupie może służyć zasawa jazowa. W tej fazie rozruchu należy wyregulować ją na szczelność w różnych położeniach (niezależnie od rodzaju napędu: mechaniczny czy ręczny). W zasadzie w odniesieniu do maszyn (agregatów) regulacja indywidualna powinna odbywać się bez obciążenia, w większości urządzeń wodnych nie jest to jednak możliwe. Na biegu jałowym można wypróbować niektóre pompy (w zależności od systemu chłodzenia łożysk), działanie automatycznie lub zdalnie sterowanych zasuw, ruch mieszadeł osadników Dorra itp.: inne urządzenia wymagają dla prób wypełnienia swym „medium”, co stanowi już obciążenie. Nie obowiązują tu jednak próby na pełnym obciążeniu, to znaczy uzyskiwanie maksymalnego ciśnienia.

Próby związane z regulacją indywidualną noszą charakter wstępnego docierania mechanizmów, a czas trwania musi być określony w instrukcji. Np. dla mechanizmów mieszadła osadników Dorra można przyjąć 24 godziny ruchu bezawaryjnego. Czynności prób i regulacji indywidualnej nie muszą być ściśle rozgraniczone i dokumentowane osobno. W przypadku jednak, gdy chodzi o maszyny o napędzie mechanicznym dzieje się to niejako automatycznie. Osobno bowiem poddany jest próbom silnik napędowy, a osobno sama maszyna, zaś regulacja odbywa się już po sprzęgnięciu tych części w agregat.

Dokumentację rozruchową na tym etapie stanowią już wyłączenie schematy i instrukcje rozruchowe, wobec stwierdzenia w czasie prób zgodności urządzeń z rysunkami montażowymi.

Regulacja kompleksowa zasadza się na jednoczesnym wypróbowaniu współpracy urządzeń wiążących się z sobą czynnościowo w pełną całość, inaczej mówiąc stanowiących pewien kompleks. Taką całość w gospodarce wodnej zakładu przemysłowego stanowią między innymi:

1) Zamknięty obieg wody alimentującej jakiś agregat produkcyjny. Składać się nań mogą zbiorniki stanowiące źródło poboru wody, rurociągi ssawne, kompletne pompy ssąco-tłoczące, rurociągi tłoczne i powrotne, grawitacyjne, wszystko z odpowiednią armaturą (zasuw, kłapy, odpowietrzniki, ew. kompensatory) oraz elementami budowlanymi, jak studzienki, tunele itp. Regulację takiego kompleksu stanowi przepompowywanie tym obiegiem wody przy różnych ciśnieniach, przy czym pierwsze pompowanie połączone być musi z przepłukaniem rurociągów, celem oczyszczenia ich tą drogą z wszelkich pozostałości montażu.

2) Instalacja chłodzenia agregatu produkcyjnego, obejmująca doprowadzenie wody od głównych przewodów zaopatrzonych ew. filtry, urządzenia chłodzące, koryta zbiorcze wody odpływającej, odprowadzenie do rurociągów powrotnych z wszelką armaturą. Regulację kompleksową takiego urządzenia dokonuje się w czasie przepłukiwania całej instalacji przy kontrolowaniu szczelności przewodów i armatury oraz swobodnego spływu wody.

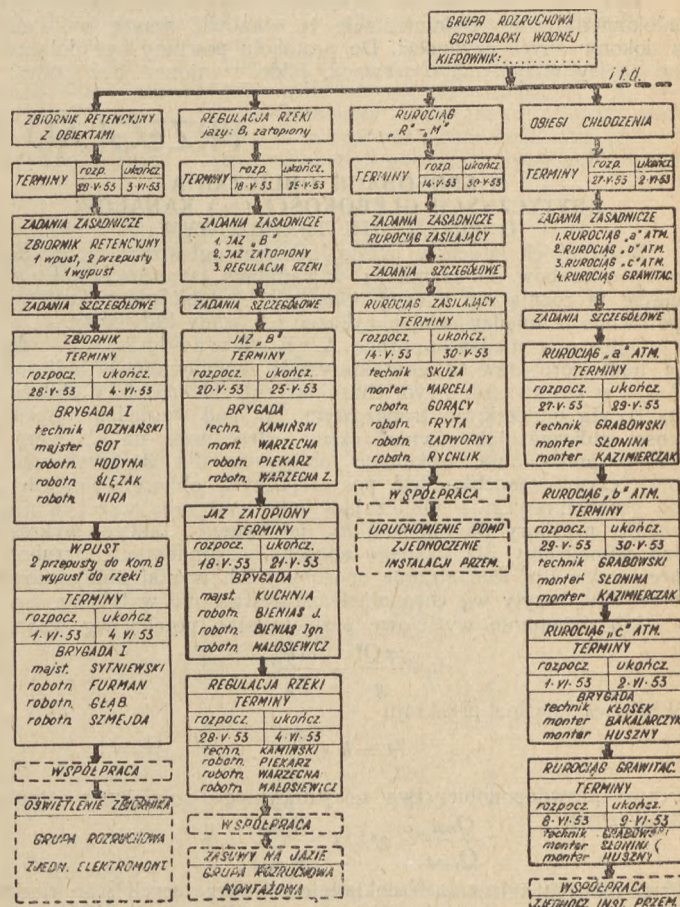
Dla każdego z takich lub im podobnych kompleksów regulacji kompleksowej podstawę czynności stanowią wykazy czynności rozruchowych, zawarte w instrukcjach rozruchowych.

Na regulacji kompleksowej kończy się właściwie szereg prób mających na celu stwierdzenie zdolności badanego urządzenia do pracy. Dokonane to zostaje przez kolejne stwierdzenie bezbłędności zamontowania, usunięcie zaobserwowanych usterek i wyregulowanie wzajemnego zachowania się poszczególnych części. W trakcie tych badań zostają, automatycznie niejako, sprawdzone i oczyszczone — a więc przygotowane do pełnienia swych funkcji — wszystkie ciągi kanalizacyjne, których „rozruch” na tym się właściwie zasadza.

Po pozytywnym wyniku regulacji kompleksowej, fazę następną i ostatnią stanowi rozruch kompleksowy. Jest to już próba praca całego obiektu w zasadzie pod pełnym obciążeniem. Jedynie tam, gdzie względy technologiczne produkcji nie pozwalają na jego zrealizowanie, praca musi się odbywać przy ob-

ciążeniu częściowym. Praca również nie zawsze, mimo nawet pełnego obciążenia, odpowiada w pełni warunkom w jakich poszczególne węzły obiektu będą się znajdować w trakcie eksploatacji. Dotyczy to przede wszystkim tych węzłów, które w trakcie eksploatacji poddane są działaniu wysokich temperatur.

Tak więc nie można zrealizować pełnego obciążenia przy rozruchu kompletnym np. urządzeń mokrego oczyszczania gazu wielkopiecowego. Próby w tym etapie rozruchu tego obiektu mogą się odbywać przy obciążeniu czystą wodą, bez udziału gazu i zawartego w nim pyłu, co w efekcie daje znacznie mniejsze opory, np. na desintegratorach (aparatach Tayssena). To samo dotyczy obiegu wód brudnych oczyszczalni gazu wielkopiecowego, gdzie wypróbowanie osadników Dorra, pomp i przewodów szlamowych pod pełnym obciążeniem może się odbyć dopiero po otrzymaniu gazu z pieca, tj. po jego zapaleniu. W hutnictwie w ogóle, gdzie wysokie temperatury zaczynają się od 400 — 500°C, a dochodzą do 1600°C, próby chłodzenia tego typu urządzeń, jak głowice gazowe pieców martenowskich, skrzynki chłodnicze wielkiego pieca lub walców różnych typów muszą w



Rys. 6. Schemat organizacji grupy rozruchowej gospodarki wodnej

fazie rozruchu kompleksowego odbywać się w „nieprawdziwych” warunkach technologicznych. Dopiero eksploatacja próbna, względnie regulacyjna stwarza normalne warunki pracy urządzenia, przewidziane projektem. Niemniej dodatnie wyniki rozruchu kompleksowego — w założeniu, że wszystkie poprzednie fazy rozruchu potwierdziły, iż urządzenie jest prawidłowo zmontowane również z punktu widzenia zabezpieczenia przed wpływem wysokich temperatur (zgodnie z projektem) — trzeba uznać za próbę dostateczną dla zakwalifikowania obiektu jako zdolnego do eksploatacji.

Po ukończeniu omawianej wyżej ostatniej fazy rozruchu rozpoczyna się eksploatacja obiektu.

Nie od razu można eksploatować obiekt w pełni. W związku z tym rozróżniać należy eksploatację: próbną, regulacyjną, i właściwą.

Ponieważ eksploatacja urządzeń wodnych zakładu przemysłowego nie jest celem samym w sobie, a stanowi jedynie czynność pomocniczą w stosunku do eksploatacji obiektów produkcyjnych, nie można tu wiązać tych pojęć. Trzeba sobie

uprzytomnić, że w większości przypadków względy bezpieczeństwa agregatów produkcyjnych, a nawet sama produkcja, są zależne m. in. od niezawodności eksploatacji (działania) urządzeń wodnych. Rozpatrując rzecz z tego punktu widzenia trzeba, aby urządzenia wodne przeszły fazy eksploatacji próbnej i regulacyjnej i weszły w stan eksploatacji właściwej przed momentem rozpoczęcia eksploatacji próbnej agregatów produkcyjnych. Potrzeby rozruchu tych ostatnich dyktują jednak ten warunek same. A nawet idąc dalej, rozruch kompleksowy tego typu urządzeń, jak obiegi chłodzące turbozespołów, urządzeń walcowniczych lub hutniczych może się odbywać tylko przy eksploataowaniu wszystkich urządzeń zasilających. Wypływa stąd prosty wniosek, że wszystkie czynności regulacyjno-rozruchowe muszą mieć zapewnioną kolejność taką, aby najprzód były doprowadzone do stanu kompletnej gotowości eksploatacyjnej wszystkie te urządzenia, które gwarantują bezawaryjność prób pozostałych urządzeń. Ta technologiczna kolejność znajduje swoje odzwierciedlenie w harmonogramach rozruchu.

Wszystkie dokonywane czynności rozruchowe muszą być udokumentowane. Dokumentację tę stanowią muszą protokoły z dokonywanych czynności. Do protokołu powinny być dołączone zapisy wszystkich obserwacji, jakie czynione być muszą

w czasie prób (np. spadku ciśnienia na poszczególnych elementach instalacji). Wskazane jest, aby w przeprowadzaniu decydujących prób uczestniczyli przedstawiciele strony przyjmującej urządzenia do eksploatacji lub inni upoważnieni przez komisję odbiorczą, gdyż wtedy dokumentacja czynności rozruchowych może stanowić podstawę dla dokonania odbioru urządzenia.

Dokonanie rozruchu danego kompleksu stanowi ostatnią czynność inwestycyjną przed jego eksploatacją. Wprowadzenie pojęcia rozruchu oraz realizowanie związanych z nim czynności stanowi wypełnienie luki, jaka dotychczas istniała pomiędzy ukończeniem prac budowlano-montażowych, a normalnym funkcjonowaniem zakładu. Z uwagi na rodzaje prac, jakie na czynności rozruchowe się składają, do wykonania ich powinny być zaangażowane najodpowiedniejsze (kwalifikacyjnie) siły zarówno wykonawcy, jak i przyszłego użytkownika. Ze względu na to, iż charakter tych czynności zalega się z jednej strony jeszcze z wykonawstwem, a z drugiej już z eksploatacją — przeprowadzenie rozruchu powinno być wspólnym obowiązkiem inwestora (użytkownika) i wykonawcy. Zastosowanie tej zasady dało już w dotychczas przeprowadzonych pracach pozytywne wyniki.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

O SPOSOBACH OBLICZANIA KRYTYCZNYCH GŁĘBOKOŚCI (h_k) KANAŁÓW O PRZEKROJU TRAPEZOWYM

W ostatnich latach w prasie fachowej ogłoszono szereg nowych sposobów obliczania h_k w kanałach trapezowych. Enuncjacje te różnią się między sobą, nikt jednak nie pokusił się porównać je między sobą i wykazać ich wady lub zalety.

Ogłoszona niedawno praca A. F. Kwardakowa daje nam porównawczą charakterystykę wymienionych obliczeń. Autor w zestawieniu swym charakteryzuje 11 sposobów obliczeń h_k koryta o przekroju trapezowym, tak pod względem dokładności obliczeń, jak również czasu straconego na obliczenia. Celem porównania wykonano obliczenia dla 3 przykładów, przy czym czasochłonność poszczególnych obliczeń sprawdzono chronometrycznie. Obliczający miał pod ręką wszelkie niezbędne przybory do obliczeń h_k jak: suwak, tablice, wykresy lub nomogramy dla każdego sposobu, sekundomierz, przybory kreślarskie itp. Rozpatrzone sposoby i ich wyniki obliczeniowe oraz czas zużyty wg chronometrażu zestawiono w tablicy.

Jako równanie wyjściowe przyjęto stan potoku wg wzoru:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega k^3}{B_k}$$

Właściwa energia przekroju

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Prawo prawdopodobieństwa grawitacyjnego potoków w stanie krytycznym

$$\frac{Q_{nat}}{Q_{mod}} = \eta^{2,5} \quad i \quad \frac{h_{k,nat}}{h_{k,mod}} = \eta$$

Przy różnych założeniach dokładnie odwzorujących stan cieczy w potoku podane zostały różne wzory obliczenia h_k . Większość z podanych sposobów daje dokładne, prawie jednakowe wyniki, różniące się między sobą nie więcej niż o 3,3% (tablica I). Wyniki takie są dopuszczalne przy obliczeniach hydraulicznych.

Wyniki chronometrażowe wykazały, że sposób wykreślno-analityczny jest szybszy od sposobu analitycznego. W ogóle zużycie czasu na obliczenie h_k dowolnym sposobem nie trwało dłużej od 10 min.

Rozpatrzymy właściwości każdego sposobu obliczenia krytycznej głębokości potoku.

Sposób prof. A. N. Rachmanowa. Wartość h_k obliczamy z wykresu logarytmicznego, opartego na współrzędnych ukośnokątnych. W polu roboczym siatki wykreślono linie pionowe h_k , ukośne linie $\frac{\sqrt{\alpha Q}}{m}$ i ukośne linie krzywe b . Siatka jest

dość zaciemniona i mało przejrzysta. Aby otrzymać wartość h_k , należy kilka razy badać linie proste i krzywe. Wykres zawiera

różne wielkości dla $\frac{b}{m}$ i $\frac{\sqrt{\alpha Q}}{m}$ nadaje się więc dla dużych i małych koryt.

Sposób prof. M. D. Czertousowa polega na graficznym przedstawieniu w układzie współrzędnych prostokątnych stosunku $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ według dowolnie wybranych 3-głębokości. Wybierając drugą i trzecią głębokość, obliczający powinien brać pod uwagę wielkość $\frac{\omega^3}{B}$ pierwszej głębokości i wielkość stosunkową $\frac{\alpha Q^3}{g}$ tak, aby jedna lub dwie z trzech wielkości $\frac{\omega^3}{B}$ były mniejsze od $\frac{\alpha Q^2}{g}$. Sposób ten jest prosty, lecz najwięcej pracochłonny ze wszystkich rozpatrywanych. Można go stosować dowolnie do każdego kształtu koryta.

Sposób B. A. Bachmatiewa jest podobny do poprzedniego. Tutaj wykres sporządza się na podstawie zależności

ności $\omega \sqrt{\frac{\omega}{B}} = f(h)$ w porządku takim jak u prof. M. D.

Czertousowa. Przy pomocy tego wykresu i uprzednio obliczonej

wielkości $\frac{\alpha Q^2}{g}$, określamy h_k . Sposób Czertousowa i Bachmatiewa opiera się właściwie na rozwiązaniu równania

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega^3 k}{B_k}$$

drogą doboru bez żadnych przekształceń.

Sposób prof. Zamarina E. A. i P. I. Szipenko. Autorzy wykorzystują nomogram, sporządzony wg równania dla krytycznego stanu potoku. Na podstawie danych wyjściowych b , Q i m odczytujemy z wykresu bezpośrednio wyrażenie h_k .

Ze wszystkich rozpatrzonych sposobów sposób ten jest najwięcej ekonomiczny co do zużycia czasu (na obliczenie h_k traci się mniej niż minutę). Niestety sposób ten może być zastosowany tylko w ograniczonych przypadkach. Nomogram daje 3 wyrażenia dla skarp ($m = 0; 1,0$ i $1,5$) oraz dla szerokości dna ($b = 1 \div 5$ m) i przepływu $Q = 1,5 \div 50$ m³/sek.

Sposób A. M. Łatyszenkowa polega na konstrukcji w układzie współrzędnych prostokątnych dwóch linii prostych, w przecięciu których otrzymujemy pożądaną h_k . Dla dwóch dowolnie wybranych głębokości, lecz tak aby $h_1 < h_k < h_2$ i $h_2 - h_1 = 0,2 \div 0,25$ m, należy obliczyć dwa punkty stosunku $\frac{\omega}{B}$ bliskie do linii prostej i stosunku $\frac{\alpha v^2}{g}$ bliskiego do

hiperboli, które autor zamienia na linię prostą. Sposób ten daje praktyczną dokładność h_k , lecz, nie znając nawet w przybliżeniu wielkości h_k , przyjmujemy dowolnie głębokości h_1 i h_2 , a wtedy h_k możemy otrzymać błędne, kilka razy przewyższające potrzebne h_k . W tablicy dla przykładu 2 przytoczono drugie znaczenie $h_k = 3,62$ m, obliczone wg tego sposobu przy dowolnie przyjętych głębokościach h_1 i h_2 różniących się od h_k .

Sposób ten jest wadliwy, gdyż nie bierze pod uwagę realnych warunków obliczenia h_k . Został więc słusznie skrytykowany przez P. G. Kisielewa (1948).

Sposób A. A. Uginczusa zaproponowany dla różnych przekrojów koryta. Wychodząc z założenia równania energii przekroju i rozwiązując zadanie na max. i min., autor otrzymuje dla koryta o przekroju trapezowym równanie robocze stanu krytycznego potoku:

$$\frac{\alpha Q^2}{b^5} = \frac{x_k^3(1 + m \cdot x_k^3)g}{1 + 2m \cdot x_k}$$

wyrażone krytyczną $x_k = \frac{h_k}{b}$. Równanie to zostało przedstawione graficznie w układzie współrzędnych prostokątnych dla 6 wielkości skarp (0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0). Wykres ten stanowi podstawę obliczenia h_k .

Sposób P. G. Kisielewa oparty jest na prawie podobieństwa grawitacyjnego. Autor w sposób prosty otrzymuje zgodności $H_k = B \cdot h_k$ dla kanału zaprojektowanego

i $h_k = f \frac{\sqrt{\alpha \cdot Q}}{1,05 \cdot B^5}$ dla kanału zmodelowanego. Ostatnia zależność

wykazana została w układzie współrzędnych prostokątnych dla skarp $m = 0; 1,5; 2,0; 3,0$. Wobec zagęszczenia wykreślonych linii wykres jest zaciemniony i trudny do odczytania.

Sposób prof. A. A. Agroskina. Wychodząc z równania dla stanu krytycznego potoku, autor otrzymuje dwie zależności robocze:

Jeżeli $\beta_k < \beta'_k$, wtedy wyraz β'_k wnosimy do wzoru h_k i wyrażenie h''_k obliczamy po raz drugi. Wg h''_k znowu otrzymujemy $\beta''_k = \frac{b}{h''_k}$ i porównujemy z β'_k . Postępujemy

tak dopóki różnica między następnym i poprzednim β_k będzie nieduża. W naszych trzech przykładach h_k zostało określone po dwukrotnym zastosowaniu wzoru roboczego. Sposób ten wymaga dość dużo czasu.

Sposób G. K. Michajłowa. Równanie stanu krytycznego potoku autor określa przy pomocy parametrów bezwymiarowych:

$$\psi = \frac{h_k^0}{h_k}, \quad \lambda^0 = \frac{m \cdot h_k^0}{b}$$

graficznie w dogodnej formie, w postaci jednej linii, w układzie współrzędnych prostokątnych oraz analitycznie równaniem:

$$\psi^0 - 2 \cdot \lambda^0 \cdot \psi^5 - (\psi + \lambda^0)^5 = 0.$$

Wg tego równania została ułożona dogodna do użycia tablica. Głębokość krytyczna h_k określa się w tym sposobie, wykorzystując tablicę lub wykres wykonany na podstawie 4 formuł, na co potrzeba dużo czasu.

Sposób prof. J. J. Agroskina 1952. Równanie krytycznego stanu potoku autor przedstawia jako zależność $h_k = f(\sigma_p) \cdot h_k \cdot b$; jest to głębokość krytyczna dla koryta prostokątnego przy wymiarach przepływu i szerokości dna projektowanego kanału i $f(\sigma_p)$ — funkcja parametru bezwymiarowego

TABLICA I

Porównawcza charakterystyka sposobów obliczania h_k w kanale o przekroju trapezowym

Sposób	Wartość h_k (m) przy:			Czas zużyty (średni) na obliczenia wartości h_k	
	$b = 1,5$ $m = 1,0$ $Q = 6,6$ $m^3/\text{sek.}$	$b = 3,0$ $m = 1,5$ $Q = 15,0$ $m^3/\text{sek.}$	$b = 12,5$ $m = 1,5$ $Q = 18,25$ $m^3/\text{sek.}$	sekund	% w stosunku do Agroskina (1952)
Wykreślno-anali- tyczny:					
A. N. Rachmanow	1,02	1,15	0,605	158	77,7
M. D. Czertousow	1,03	1,15	0,605	520	256
B. A. Bachmietiew	1,05	1,15	0,606	485	239
E. A. Zamarin i N. I. Szpienko	1,03	1,16	—	55	27,1
A. M. Łatyszenkow	1,03	1,16 ÷ 3,62	0,615	411	202,5
A. A. Uginczus	1,04	1,17	0,625	193	95,0
P. A. Kisielew	1,01	1,13	0,625	193	95,0
Analityczny:					
J. J. Agroskin	1,02	1,15	0,605	203	100
M. S. Wyzgo	1,03	1,16	0,605	446	220
G. K. Michajłow	1,02	1,15	0,605	328	161,5
J. J. Agroskin (1952)	1,02	1,15	0,608	192	94,5

$$h_k = b \cdot \eta_k \text{ i } \psi(\eta_k) = \lg Q - \lg b^{2,5}$$

Znaczenie funkcji $\psi(\eta_k)$ dla η_k w granicach 0,005 ÷ 1,5 w odstępach 0,005 i dla 10 wartości nachylenia skarpy podane są w tablicach z wykazaniem wielkości liczbowych $\lg b^{2,5}$ i $\lg Q$ oraz innych wielkości używanych przy obliczeniach hydraulicznych. Jest to sposób łatwy i dokładny do zastosowania w różnych przypadkach.

Sposób prof. M. S. Wyzgo. Równanie wyjściowe stanu krytycznego potoku autor rozwiązał w stosunku do głębokości krytycznej

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{Q^2}{g} \cdot \frac{\beta_k + 2m}{(\beta_k + m)^3}}$$

Właściwy wyraz h_k otrzymujemy po dwukrotnym rozwiązaniu tego równania. Pierwsze rozwiązanie h_k otrzymujemy przy β_k obliczonym ze wzoru głębokości krytycznej w korycie prostokąt-

nym wg równania $\beta_k = 2,15 b \sqrt[3]{\frac{b^2}{Q^2}}$ po czym dokładnie obli-

czamy β_k ze wzoru

$$\beta'_k = \frac{b}{h_k^1}$$

$\sigma_p = \frac{m \cdot h_k \cdot p}{b}$ określana przy pomocy dogodnego do użyt-

ku wykresu lub tablicy oraz łatwych wzorów. Rozwiązanie dwóch przykładów wykazało, że rozbieżność między obliczeniem h_k przy pomocy wykresu, tablicy i wzoru $f(\sigma_p)$ wynosi 1%.

W konkluzji należy powiedzieć, że powyższe sposoby obliczeń h_k zostały porównane wychodząc z założenia:

1) Wykorzystanie tego lub innego sposobu w praktyce związane jest z udostępnieniem materiału (tablice, wykresy, nomogramy). Przeto do użytku praktycznego należy wykorzystywać te sposoby, które pozwalają stosować znajdujące się pod ręką pomoce naukowe.

2) Obliczenie h_k stosujemy nie tak często, jak, powiedzmy, obliczenie normalnych głębokości. Dlatego projektant przy obliczaniu h_k woli korzystać z trudniejszego sposobu, ażeby nie opracowywać dodatkowych wykresów, tablic itd.

3) Należy używać takiego sposobu, który wymaga najmniej czasu.

Wniosek. Ze wszystkich sposobów można rekomendować jako najmniej pracochłonny i dokładny sposób obliczania h_k podany przez A. N. Rachmanowa

(„Gidrotiehnika i Mielioracja“ nr 7/53).

Inż. Zygmunt Piekarski

LISTY DO REDAKCJI

Do Redakcji

„GOSPODARKI WODNEJ“

w miejscu

Inż. L. Skibniewski w liście swoim do Redakcji, drukowanym w zeszycie wrześniowym z 1953 r. uważa, że dyskusja Jego ze mną na temat równoleżnikowego gradientu parowania z jezior została „pod względem merytorycznym ostatecznie zakończona” artykułem prof. E. Stenza w zeszycie z czerwca 1953 r.

Istotnie uznając dyskusję za jałową i nieprowadzącą do celu wycofałem się z niej, żałując czasu swojego oraz cierpliwości Redakcji i Czytelników czasopisma „Gospodarka Wodna”.

Nie odzywałbym się nadal, gdyby nie nowe akcenty polemiczne w ostatnim słowie inż. L. Skibniewskiego. Wbrew oświadczeniom inż. Skibniewskiego pozwalałam sobie stwierdzić, że dyskusji na temat gradientów parowania nie uważam za zakończoną.

W pasie równoleżnikowym 52° — 53° prawdopodobna wysokość rocznego parowania z wody może wynosić wg mnie szacunkowo:

457 do 981 mm	na południku 14°	od Greenwich,
479 do 1003 mm	„	160,
980 do 1002 mm	„	180,
960 do 978 mm	„	200
945 — 954 mm	„	220,
ok. 930 mm	„	240,
ok. 906 mm	„	260.

Rad będę, jeżeli ktokolwiek z Czytelników „Gospodarki Wodnej”, nie wyłączając moich Szanownych Dyskutantów, zechce porachować wysokość parowania z wody, za pomocą wzoru empirycznego, dogadzającego jego upodobaniom dla kilku miejscowości w pasie równoleżnikowym 52° — 53°, a mianowicie: dla Ebenswalde, Gorzowa, Poznania, Włocławka, Brześcia n./B, Horodyńca. Opublikowanie wyników takiego obliczenia mogłoby ułatwić „ostateczne” zamknięcie dyskusji.

Prof. dr inż. Kazimierz Dębski

Do Redakcji

„GOSPODARKI WODNEJ“

w miejscu

W numerze 11/53 „Gospodarki Wodnej” ukazał się ciekawy artykuł Jerzego Jastrzębskiego „Przewozy towarowe na Odrze na tle zmienionego systemu pracy”, w którym Autor porusza osiągnięcia żeglugi na Odrze przez zerwanie z dotychczasowym przestarzałym systemem transportu wodnego na Odrze, co jest

niewątpliwie dużym osiągnięciem. Jednakże niektórych zagadnień mających wpływ na większe wykorzystanie transportu wodnego Autor nie poruszył, dlatego wydają się konieczne pewne uzupełnienia. W artykule swym Autor między innymi podaje:

„...Przez planowe i stałe zasilanie rzeki, możliwość ustalenia na pewien okres czasu naprzód terminu wyczerpania się zapasu wody w zbiornikach i związanej z tym konieczności zamknięcia nawigacji na Odrze środkowej, uzyskano możliwość wcześniejszego rozstawienia taboru dla wykorzystania go w przewozach na trasach uniezależnionych od większych wahań wody, tj. na Odrze skanalizowanej i Odrze dolnej, poniżej Kostrzyna...”

Nasuwa się pytanie, czy nie można było części taboru pływającego pozostawić do transportu wodnego na środkowej Odrze, dla odciążenia transportu kolejowego w czasie przewozów jesiennych. Uprawianie transportu wodnego tylko przy zanurzeniu taboru pływającego powyżej 1 m powoduje niedostateczne wykorzystanie Odry środkowej przez żeglugę.

Jako uzasadnienie, że tabor pływający o zanurzeniu poniżej 1 m może pływać w tym okresie nawigacyjnym świadczy fakt, że tabor pływający Rejonu Dróg Wodnych w Głogowie, o zanurzeniu od 80 cm do 1 m, wykonywał transporty materiałów do robót regulacyjnych w miesiącach od września do grudnia 1953 r. na trasie środkowej Odry.

Drugim ważnym czynnikiem jest szkolenie załóg obiektów pływających. I tu z całą stanowczością należy stwierdzić, że tylko przy niskich stanach wody załogi podnoszą swoje kwalifikacje zawodowe, czego nie należy przy planowaniu transportu wodnego pomijać. Kosztem mniejszej rentowności transportu wodnego w okresie nawigacyjnym przy niskich stanach wody uzyska się wysoko kwalifikowane kadry żeglarzy, co ogólnej gospodarce socjalistycznej przyniesie korzyści.

Uprawianie transportu wodnego tak z holunkiem, jak bez holunku w dół rzeki w okresie nawigacyjnym przy niskich stanach wody na środkowej Odrze odciąża transport kolejowy i przyczyni się do lepszego wykorzystania transportu wodnego, co słusznie Autor podkreślił w swoim artykule, twierdząc, że... „wykorzystanie wszelkich rodzajów transportów ma zasadnicze znaczenie i nie zachodzi obawa, aby powiększająca się z roku na rok, przez wprowadzanie nowoczesnych metod pracy, zdolność przewozowa wodnego transportu śródlądowego nie była w pełni wykorzystana”.

Marian Generalczyk
Inspektor Nurtu RDW Głogów

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI, inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA REDAKTOR TECHNICZNY — MIECZYŚLAW GAJCY

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

NOT — Naczelna Organizacja Techniczna — 13.II.54 W-wa. Nakład 2700 egz. Ark. druk. 5. Papier druk. sat. kl. V, 60 g, 86×122/16. Oddano do skład. 4. I. 54. Podp. do druku 15. II. 54. Druk. ukończ. 19. II. 54. Druk. im. Rewolucji Październikowej, W-wa. Zam. 6c/54. 5-B-11645

Warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1954

Administracja Czasopism Technicznych Naczelnej Organizacji Technicznej, Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Wydawnictwa Komunikacyjne i Filmowa Agencja Wydawnicza wprowadzają następujące warunki prenumeraty czasopism technicznych na rok 1954.

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

CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

1	Architektura	180,—	90,—	45,—	90,—	45,—	22,50
2	Budownictwo Przemysłowe	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
3	Gazeta Cukrownicza (kwartalnik)	18,—	9,—	4,50	12,—	6,—	3,—
4	Gaz. Woda i Techn. Sanit.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
5	Gospodarka Wodna	96,—	48,—	24,—	54,—	27,—	13,50
6	Gospodarka Ciepła (dwumies.)	48,—	24,—	—	—	—	—
7	Inżynieria i Budownictwo	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
8	Materiały Budowlane	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
9	Odzież	54,—	27,—	13,50	—	—	—
10	Ochrona Pracy	72,—	36,—	18,—	—	—	—
11	Poligrafika (dwumies.)	36,—	18,—	—	18,—	9,—	—
12	Przegląd Budowlany	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
13	Przegląd Elektrotechn.	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
14	Przegląd Geodezyjny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
15	Przegląd Mechaniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
16	Przegląd Papierniczy	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
17	Przegląd Skórzany	60,—	30,—	15,—	36,—	18,—	9,—
18	Przegląd Spawalnictwa	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
19	Przemysł Chemiczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
20	Przegląd Techniczny	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
21	Przegląd Telekomunik.	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
22	Przemysł Drzewny	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
23	Przemysł Rolny i Spoż.	90,—	45,—	22,50	54,—	27,—	13,50
24	Przemysł Włókienniczy (dwumies.)	54,—	27,—	—	27,—	13,50	—
25	Szkło i Ceramika	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
26	Technika Lotnicza (dwumies.)	54,—	27,—	—	36,—	18,—	—
27	Technika Motoryzacyjna	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
28	Cement, Wapno, Gips	54,—	27,—	13,50	36,—	18,—	9,—
29	Drogownictwo	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
30	Energetyka (dwumies.)	72,—	36,—	—	36,—	18,—	—
31	Hutnik	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
32	Nafta	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—
33	Przegląd Górniczy	108,—	54,—	27,—	54,—	27,—	13,50
34	Przegląd Odlewnictwa	72,—	36,—	18,—	36,—	18,—	9,—

CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

35	Chemik	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
36	Horyzonty Techniki	36,—	18,—	9,—	—	—	—
37	Mechanik	108,—	54,—	27,—	36,—	18,—	9,—
38	Motoryzacja	60,—	30,—	15,—	18,—	9,—	4,50
39	Technik Przem. Spożywc.	36,—	18,—	9,—	—	—	—
40	Gospodarka Węglem	36,—	18,—	9,—	—	—	—
41	Wiadomości Elektrotechn.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
42	Wiadomości Telekomunik.	36,—	18,—	9,—	18,—	9,—	4,50
43	Wiadomości Górnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
44	Wiadomości Hutnicze	54,—	27,—	13,50	18,—	9,—	4,50
45	Włókiennictwo	36,—	18,—	9,—	—	—	—
46	Kinotechnik	36,—	18,—	9,—	—	—	—

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

PRENUMERATA NORMALNA

Zgłoszenia na prenumeratę normalną na rok 1954 przyjmują wyłącznie urzędy pocztowe oraz listonosze miejscy i wiejscy.

Termin zgłaszania prenumeraty normalnej na okres kwartalny, półroczny lub roczny upływa z dniem 10 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

PRENUMERATA ULGOWA

A. CZASOPISMA NAUKOWO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism naukowo-technicznych na rok 1954 korzystać mogą jedynie:

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

B. CZASOPISMA POPULARNO-TECHNICZNE

Z prenumeraty ulgowej czasopism popularno-technicznych na rok 1954 korzystać mogą:

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

Sposób zamawiania prenumeraty ulgowej

Zamówienia na prenumeratę ulgową powinny być sporządzane zbiorowo — nie ściennie, lecz ilościowo — na każdy tytuł czasopisma oddzielnie, nie mniej niż 5 egzemplarzy każdego tytułu.

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

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

Terminy składania zgłoszeń na prenumeratę ulgową

Zamówienia kwartalne na 1954 r. należy zgłaszać w terminach:

- II kwartał do 1 marca 1954 r.
- III „ „ 1 czerwca 1954 r.
- IV „ „ 1 września 1954 r.

Należność za prenumeratę zbiorową, ulgową lub normalną dla czasopism nie mających ceny ulgowej należy wpłacać na następujące konta:

dla czasopism poz. od 1 do 8
„ 10 „ 15
„ 18 „ 23
„ 25 „ 27, 29, 36, 37,
38, 39, 41, 42
1 46

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

dla czasopism poz. 9, 16, 17, 24 i 45. Oddział PPK „Ruch” w Łodzi, konto PKO Nr VII-9907/110;

dla czasopism poz. 28 i od 30 do 35 oraz poz. 40, 43 i 44. Oddział PPK „Ruch” Stalinogród, konto PKO Nr III-17763/110.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

NOWOŚCI WYDAWNICZE

- ADAMSKI C.: Odlewnicze brązy i mosiądze krzemowe. Technologia i zastosowanie. s. 78, zł 6.90
- BIELAWSKI S.: Napęd elektryczny. s. 215, zł 14.60. Zatwierdzono do użytku szkolnego przez CUSZ
- BLUMKE F.: Autopompy i motopompy pożarnicze. s. 172, zł 11.80
- BLĄZEWSKI S.: Pomiar twardości metali. s. 168, zł 15.50 (w oprawie)
- BUJOK A.: Lutowanie twarde. s. 124, zł 8.20
- CHMIELEWSKI H.: Logarytmiczny suwak rachunkowy. Wyd. 3 rozszerzone s. 48, zł 3.60
- CIAS W.: Jakość stali obrabianej cieplnie. s. 76, zł 5.—
- CZACHOWSKI W.: Ładowarki chodnikowe do kamienia. s. 79, zł 5.30
- CZYRSKI W.: Spawanie stali stopowych. s. 223, zł 26.— (w oprawie)
- DOWGIRD R.: Konstrukcje staloceramiczne prefabrykowane. s. 171, zł 15.60
- GOSZTOWTT L.: Rurociągi i armatura. s. 224, zł 19.50 (w oprawie)
- HENNEL S., ROZPĘDEK S.: Wysokowydajne toczenie nożem Kolesowa, s. 56, zł 4.50
- Kalendarzyk elektrotechniczny 1954—1955. Praca zbiorowa pod red. naczelną B. Konarskiego. Stowarzyszenie Elektryków Polskich. Wyd. 9 — przedruk z klisz wydania 8. s. 947, zł 60.— (w oprawie)
- Katalog aparatury naukowej i pomiarowej produkowanej przez ZSRR i Kraje Demokracji Ludowej. Część 2. Polska Izba Handlu Zagranicznego. s. 337, zł 30.—
- Klasyfikacja dziesiętna. Wydanie skrócone. Centralny Instytut Dokumentacji Naukowo-Technicznej. s. 164, zł 38.50 (w oprawie)
- KOSTECKI T.: Zasady automatyzacji i kontroli procesów produkcyjnych. s. 280, zł 22.50
- KRIZE S. N.: Obliczanie transformatorów zasilających małej mocy i dławików stosowanych w filtrach. Tłum. z ros. J. Grabowski. s. 38, zł 2.50
- LEBDA E.: Beton. Technologia i wykonanie. s. 143, zł 10.60
- LENKIEWICZ W.: Roboty tynkowe. s. 134, zł 8.—
- LESIECKI W.: Transport kopalniany. Część 5. Ładowanie urobku. Górnictwo. Tom IX. s. 444, zł 44.50 (w oprawie)
- MADEJ R.: Oszczędna gospodarka parą w przemyśle. s. 151, zł 15.80
- MALINOWSKA I.: Stanisław Zawadzki 1943 — 1806. „Mistrzowie Architektury Polskiej”. Instytut Urbanistyki i Architektury. s. 114, zł 9.30
- MAZUR M.: Nagrzewanie promiennikowe. s. 176, zł 14.70 (w oprawie)
- NAUMOW N. A.: Zakłady wytwórcze przemysłu budowlanego. Tłum. z ros. W. Bielski. s. 212, zł 19.— (w oprawie)
- NAZAREWSKI J.: Ruch racjonalizatorski w przemyśle maszyn elektrycznych. s. 163, zł 10.50
- OSTROWSKI W.: Lokalizacja i planowanie terenów przemysłowych. s. 468, zł 40.70 (w oprawie)
- Przepisy bezpieczeństwa pracy w eksploatacji urządzeń elektroenergetycznych sieci miejskich i wiejskich. Wyd. 2. s. 106, zł 10.—
- RIESS H.: Żużle wielkopieczowe w technice budowlanej. s. 167, zł 12.20
- RZĘCKI M.: Użytkowanie butli z gazami w przemyśle. s. 176, zł 8.80
- SADOWSKI A.: Wygladzanie powierzchni metali luźnymi materiałami ściernymi. s. 110, zł 8.—
- SZAWERNOWSKI P.: Bezpieczeństwo pracy przy robotach pogłębiarskich. s. 124, zł 8.60
- VOGTMAN J.: Adaptacja zabytkowych domów mieszkalnych. s. 95, zł 6.—
- ZENCZYKOWSKI W.: Budownictwo ogólne. Tom I. Materiały i wyroby budowlane. Wyd. 5 (drugie drukowane). s. 512, zł 55.—
- ZYDANOWICZ J.: Obliczanie elektryczne sieci elektroenergetycznych. s. 32, zł 15.50. Zatwierdzono do użytku szkolnego przez CUSZ.

DO NABYCIA W KSIĘGARNIACH TECHNICZNYCH DOMU KSIĄŻKI I U KOLPORTERÓW ZAKŁADOWYCH