

wydano z dubletów
Bibl. Publ. m. st. W-wy

Bibl. Publ. m. st. W-wy
Ela- obow. 1952 r.

GOSPODARKA WODNA

Geogr.

C-III-557

II KONGRES INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW POLSKICH
WRZESIEŃ 1952 R. – KATOWICE

Inżynierowie i Technicy w szeregach Narodowego
Frontu walki o Pokój i Socjalizm



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, SIERPIEŃ 1952 r.

Nr 8

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

Konstytucja Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej 281

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Józef Prończuk — Stan i potencjał trwałych użytków zielonych 282

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Akademik Prof. I. A. Szarow — Podstawy metodyczne bilansu wodno-termicznego 284

Kazimierz Chomicz — Wzór na najwyższe opady w Polsce 289

Doc. Dr Inż. Julian Lambor — Uwagi do artykułów K. Chomicza na temat jednolitych norm opadowych dla hydrotechniki 293

Prof. Dr Inż. Oto Dub — Natężenie deszczu jako podstawa obliczenia sieci kanalizacyjnej 296

Kazimierz Chomicz — Odpowiedzi na uwagi Doc. Dra J. Lambora i prof. Dra O. Duba 296

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Jan Kwapiszewski — Konstrukcja i budowa kozłowych jazów bezprzyczółkowych 299

Dr Inż. Michał Mazur i Inż. Kazimierz Kars — Studium zaopatrzenia w wodę gospodarczą stacji kolej linowej na Kasprowym Wierchu 303

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Wojnarowicz — Obniżanie poziomu wód gruntowych przy pomocy filtrów szpilkowych 307

Przegląd wydawnictw 317

С о д е р ж а н и е

Конституция Польской Народной Республики.

Состояние и возможности зеленых угодий.

Методические основания гидро-термического баланса.

Формула для максимальных атмосферных осадков в Польше.

Замечания по вопросу однородных норм для осадников в гидротехнике.

Интенсивность дождей как основание для расчета канализационной сети.

Конструкция и установка разборчатых ферменных плотин без береговых укреплений.

Исследование хозяйственного водоснабжения станции канатной дороги.

Понижение уровня почвенных вод при помощи игло-фильтров.

Обзор печати.

S O M M A I R E

Constitution de la République Polonaise Populaire.

Problème des prairies et pâturages permanents.

Fondements méthodiques du bilan hydro-thermique.

Formule des précipitations atmosphériques maximum en Pologne.

Remarques au sujet des normes uniformes des précipitations atmosphériques pour l'hydrotechnique.

L'intensité des pluies comme base du calcul du réseau de canalisation.

Construction et installation des barrages à chevalets sans tête renforcée.

Etude de l'alimentation en eau potable de la station du téléphérique.

Abaissement du niveau des eaux du sol à l'aide des filtres.

Revue des publications.

C O N T E N T S

Constitution Charter of Polish People's Republic.

Problem of permanent meadows and pasture-grounds.

Methodical basis of hydro-thermal balance.

Formula of maximum rainfalls in Poland.

Observations on rainfall unified standards in hydrotechnics.

Intensity of rainfalls as basis for the calculation of sewage system.

Construction and planting of buck dams without reinforced head.

Study of water supply of the cableway station.

Lowering of the ground water level by means of filters.

Review of publications.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, SIERPIEŃ 1952 R.

Nr 8 (69)

Konstytucja Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej

W kwietniu br. w Nr 4 naszego czasopisma podzieliliśmy się z Czytelnikami doniosłą wiadomością o otwarciu ogólnonarodowej dyskusji nad projektem Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej.

Dzisiaj projekt stał się Ustawą — Wielką Kartą naszego Narodu.

W dniu 22 lipca 1952 r., w 8-mą rocznicę ogłoszenia Manifestu P.K.W.N., uchwalona została jednomyślnie przez Sejm Ustawodawczy Konstytucja Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej.

Po raz pierwszy w historii Polski masy pracujące w dyskusji ogólnonarodowej swobodnie wypowiedziały się o jej treści. W zebraniach i naradach poświęconych dyskusji nad projektem Konstytucji, których odbyło się ponad 200 tysięcy, wzięło udział z górą 11 milionów obywateli. W dyskusji wypowiedziało się ustnie około 1.400.000 obywateli, zaś ponad 25 tys. nadesłało swe uwagi na piśmie. Liczby te świadczą wymownie o rzeczywiście wielkim, powszechnym, entuzjastycznym zainteresowaniu Konstytucją.

Ekonomia nasza zmieniła się od podstaw, gdy gospodarzem Kraju stał się lud pracujący, gdy jego potrzebom, wzrostowi jego dobrobytu, kształtowaniu jego przyszłości służy dziś cała gospodarka narodowa.

Ta wielka prawda legła u podstaw naszej Konstytucji, wypełnia całą jej treść od początku do końca.

Praca jest prawem, obowiązkiem i sprawą honoru każdego obywatela (art. 14). Obywatele Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej mają prawo do pracy, to znaczy prawo do zatrudnienia za wynagrodzeniem według ilości i jakości pracy (art. 58). Dalsza część tego artykułu ustala dlaczego każdy obywatel może mieć to doniosłe podstawowe prawo, dlaczego raz na zawsze zlikwidowana zostaje klęska bezrobocia, ten potworny koszmar ustroju kapitalistycznego. Do bezpowrotnej przeszłości przejdzie tragiczna 8-milionowa armia bezrobotnych i półbezrobotnych Polski przedwójkowej.

Prawo do nauki (art. 61) jest w pełni już dzisiaj realizowane; świadczy o tym 3,220 tysięcy dzieci pobierających naukę w szkołach podstawowych, 580 tysięcy osób w szkołach zawodowych, 235 tysięcy w liceach, 134 tysięcy w szkołach wyższych. Udostępnienie nauki wyraża się nie tylko w ilości szkół i uczniów, troska Państwa o uczącą się młodzież ma również swój wielki wyraz w 325 tysiącach stypendystów.

Rozpatrując dalsze podstawowe prawa obywateli zagwarantowane Konstytucją, jak prawo do wypoczynku, prawo do ochrony zdrowia, prawo korzystania ze zdobyczy kulturalnych, widzimy jasno, że są to prawa, z których każdy obywatel korzysta już od szeregu lat, bowiem Konstytucja nasza, jak głosi wstęp do niej, opiera się na rewolucyjnym dorobku polskiego i międzynarodowego ruchu robotniczego, na historycznych doświadczeniach zwycięskiego budownictwa socjalistycznego w Związku Socjalistycznych Republik Radzieckich, pierwszym państwie robotników i chłopów.

Konstytucja nasza sięga do pięknych tradycji postępowych kierunków polskiej literatury „złotego wieku”, do świetnego dorobku Reya, Kochanowskiego, Ostroroga, Modrzewskiego, sięga do pięknych tradycji „wieku oświecenia”, tradycji Powstania Kościuszkowskiego, sięga do tradycji pełnych bohaterских zrywów, buntów i powstań chłopskich, do tradycji walk o wyzwolenie z niewoli narodowej narzuconej przez trzech zaborców.

Konstytucja wytycza również kierunki, w których powinna pójść nasza myśl techniczna; dba o wszechstronny rozwój nauki opartej na dorobku produkcyjnej myśli ludzkiej i postępowej myśli polskiej nauki w służbie narodu.

My, hydrotechnicy z wielką radością witamy uchwalenie naszej prawdziwie postępowej Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej, dającej szerokie pole do pracy pozytywnej i twórczej nad realizacją naszego wielkiego Planu Gospodarczego, Planu zapewniającego dobrobyt wszystkim ludziom pracy.

D 58 - 35/69/ w

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. JÓZEF PRONCZUK

Stan i potencjał trwałych użytków zielonych¹⁾

Stwierdzić należy, że łąki i pastwiska trwałe w puli paszowej naszego kraju nie odgrywają takiej roli, jaką mogłyby odegrać. Z tego też powodu, a ponadto z racji trudności nastęrczających się przy gospodarowaniu na tych użytkach (w stosunku do trawokosów i pastwisk połowych), zootechnicy zwracają się raczej ku polu, wzdając tam nadzieję rozwiązania trudnego problemu dożywienia istniejącego i pełnego wyżywienia przyrastającego inwentarza.

Taki front zootechniki odwraca jak gdyby główną uwagę od łąk i pastwisk trwałych i pozostawia ten problem łąkarstwu i melioracji. Dzieje się to z wielką szkodą dla sprawy, ponieważ czynniki miarodajne z podstawy zootechniki wnioskuje, iż łąki i pastwiska istotnie nie stanowią tak wiele w wyżywieniu inwentarza.

Tymczasem łąki i pastwiska trwałe, aczkolwiek li- che i zaniedbane, stanowią w Polsce nie mniej niż 35% puli żywieniowej bydła, uzupełniając wszelkie pasze niepełnowartościowe, a potencjał ich może być podniesiony do rozmiarów rozwoju produkcji zwierzęcej w planach gospodarczych i zapewniać dziś i na przyszłość więcej niż 35% najlepszego białka i najlepszych jednostek karmowych. Pójście w rośliny pastewne polowe ze zlekceważeniem łąk spowodować może znaczne zwężenie innych niezbędnych kultur polowych na rzecz kultur pastewnych, a następnie zamianę łąk i pastwisk na pola, ze szkodą dla zdrowego i biocenotycznie zrównoważonego krajobrazu rolniczego, dla rozwiązywania problemu robocizny na wsi i odpływu kadr do przemysłu oraz ze szkodą dla problemu organicznego nawożenia gleby, nie mówiąc o wszelkich innych skutkach likwidacji pasa odgradzającego pole od płynącej wody. Przeszło cztery miliony ha powierzchni, stanowiącej 13,1% ogólnego obszaru kraju, o ile było lekceważone w ustroju kapitalistycznym, o tyle nie może pozostawać poza na-

wiasem w kraju, zmierzającym szybkimi krokami do socjalizmu poprzez wciełanie całego potencjału rodzimej przyrody w to wielkie dzieło.

Rola łąk i pastwisk trwałych w rozwoju naszej hodowli jest daleko większa, niż się to wydaje zwolennikom jednorocznych kultur pastewnych i tym, którzy na ten ogólny problem przywykli patrzeć fragmentarycznie.

Dla szerszego poglądu na zagadnienie należy przede wszystkim przejść z fragmentów do generalnego ujęcia tak obszaru, jak i pól omawianego arealu.

Oszacowane przez mnie a skorygowane przez Plenum Zarządu Sekcji Łąkarzy SITWM, nasze łąki i pastwiska w najogólniejszym ujęciu przedstawiałyby się obecnie tak, jak podaje tablica I.

Przeciętny plon z 1 ha w stosunku do całego obszaru wynosi 17,8 q siana rocznie.

Dla wyjaśnienia należy zaznaczyć, że szacunek ten (25,3 q/ha) zgadza się z danymi GUS w tym sensie, że GUS notuje plony z łąk koszonych w danym roku, przytoczona zaś tablica ujmuje natomiast cały obszar bez względu na to, że nie corocznie część terenu jest użytkowana jako trawokos, z racji bądź podsychania wyżej położonych partii w latach suchszych, bądź pozostawiania na pniu łąk zabagnionych, obfitych w siano w latach mokrych. Zgadza się ten szacunek również z dawkami siana skarmianego bydłem w gospodarstwach chłopskich, co do których zebrałem dane z lat 1949 i 1950.

Jeśli chodzi o podział łąk (z wyjątkiem pastwisk), to został on podyktowany głównie pojęciami: dobra, średnie, słabe, złe, jakimi posługuje się praktyka rolnicza. Uzupełnienie zaś tej nomenklatury dalszymi użytymi w referacie określeniami wskazuje na istotne wady lub zalety pod kątem widzenia przyszłych melioracji i zagospodarowania.

Tak więc łąkami dobrymi są łąki nadrzeczne najlepszych użytkowanych zalewów stanowiących. Są to łąki wydajne, o niezłej — bo trawiastej bądź mieszanej trawiasto-turzykowej — runi, z reguły dwukośne, dające paszę, po której zwierzęta wychodzą z zimy w niezłej kondycji, mimo znacznej wydajności. W łąkach dobrych mieszczą się również łąki zagospodarowane i pielęgnowane, nie wydzielone w osobną grupę z racji nieznacznego obszaru.

Łąki średnie są to łąki, które dzięki żyznej glebie, dobremu położeniu i korzystnemu uwilgotnieniu plonują corocznie, dają przeważnie 2 pokosy siana, mimo że z zalewów nie korzystają i nie są zupełnie lub tylko sporadycznie pielęgnowane i nawożone. Siano dają średniej wartości przeważnie trawiaste i mieszane — tak trawiasto-turzykowe, jak i trawiasto-lub turzykowo-ziolowe. Wartość pastewna siana jest niezła lub nawet dobra. Są to np. łąki na żuławach wiślanych, w żyznych nie zalewanych dolinach itp.

Łąki słabe występują w dwóch różniących się między sobą grupach:

a) Łąki z a b a g n i o n e. Są to łąki turzykowe i turzykowo-mszyste. W latach dobrych dają 2 pokosy, w gorszych — jeden pokos i wygon na jesieni. Siano dają słabe, lepsze przy wczesnym koszeniu i zupełnie liche przy koszeniu późnym. Znajdują się one w dolinach rzek, dużych i małych kompleksach torfowych i zabagnionych śródpolnych dolinach. Wadą zasadniczą tych łąk jest nie tyle nadmiar, ile stagnacja wody.

b) Łąki częściowo zdegradowane ob s y c h a n i e m. Są to łąki rozmieszczone tak jak w p-cie a) w różnych miejscach doliny i zlewni. Gleba ich jest różna. Cechą zasadniczą tych łąk jest optymalne lub nawet nadmierne uwilgotnienie zimą i wiosną, a brak wody i podsychanie w okresie lata. Dają

TABLICA I

Zestawienie obszarów użytków zielonych oraz plonów wg stanu istniejącego

Typy trwałych użytków zielonych z punktu widzenia plonowania	Udział %	Średni plon q/ha	Powierzchnia ha	Zbiory q
d o b r e, użytkowane zalew-rzeczne	10 ¹⁾	40	400 000	16 000 000
ś r e d n i e, dobrych stanów-rzeczne, smużne, nawożone	15	30	600 000	18 000 000
s ł a b e				
a) łąki zabagnione	20	20	800 000	16 000 000
b) łąki częściowo zdegradowane obsychaniem	15	18	600 000	10 800 000
	60 %	25,3	2 400 000	60 800 000
z ł e —				
a) zdegradowane na skutek obsychania	30	6	1 200 000	7 200 000
b) zabagnione-złych stanów	10	8	400 000	3 200 000
	100 %	17,8	4 000 000	71 200 000

¹⁾ Referat wygłoszony na rozszerzonym Plenum Zarządu Sekcji Łąkarzy Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w dniu 18.IX.1951 r.

one siano lepsze niż łąki zabagnione (złożone z gorszych traw i chwastów), ale zawodne plony. Koszone są raz: przy mokrych wiosnach w okresie pierwszego pokosu, przy wilgotnym lecie w okresie drugiego pokosu. Czasem przechodzą w pastwiska i wygony, również okresowo podsychające. Nie mogą być zamienione na pole wskutek zawodności roślin polowych.

Łąki zle również dzieli się na dwie grupy:

a) Łąki zdegradowane na skutek obsychania. Są to półnieużytki, a czasem i nieużytki kompletne, które z racji położenia, gleby i sporadycznego podmoknięcia lub zalewu nie mogą być inaczej użytkowane jak wygon lub czasem trawokos. Są to np. zbyt wysokie grądy w dolinach rzecznych, place torfowisk o wyschłej runi, wododziałowe lub przywodziałowe partie torfowisk.

b) Łąki zabagnione złych stanowisk. Są to łąki mało dostępne, koszone podczas „głodnych lat”, o sianie grubym szuwarowym lub wełniankowo-turczycowym. Pastewność tego siana jest licha. Zajmują one pobrzeża wód otwartych, rynny dolinowe, starsze wykopy torfowe itp.

Wielką wadą bez mała wszystkich łąk w Polsce jest nierównomierność planowania. W daleko większym stopniu niż uprawy polowe podlegają one wpływowi „dobrych” i „złych” lat. W latach tak zwanych „dobrych” zbiory siana podwajają się w stosunku do lat „złych” i odwrotnie. Bywa więc tak, że rolnicy ścielą sianem i bywają lata, w których dawka siana na dzień na sztukę zmniejsza się z przeciętnej ponad 4 kg na 2 kg, a w okolicach dotkniętych specjalnie nieurodzajem krowy stoją na czystej słomie. Jest to świadectwem, jak praktyka słabo opanowała gospodarkę na łąkach i pastwiskach trwałych, będąc wciąż zależną od niełaskawej pod tym względem przyrody.

Gdyby jednak zamiast wycinkowego i fragmentarycznego podejścia postawiono zagadnienie generalnie tak na płaszczyźnie melioracji, jak i łąkarstwa, stan powyższy można by radykalnie zmienić. Kierując całymi procesami, można uchwycić i zlikwidować nie opanowaną obecnie zawodność trwałych użytków zielonych. Można różnymi zabiegami podnieść ogromnie jakość paszy i podwoić plony.

Przed wszystkim chodzi tu o regulację stosunków wodnych. Kapitalizm, wzorem krajów zachodniej Europy, zainicjował osuszanie łąk. Zatrudniano bezrobotnych przy robotach wykonawczych, przygotowywano wspaniałe tereny odbiorcze dla trustów zajmujących się eksploatacją i handlem nawozów sztucznych. To oczywiście niezupełnie odpowiada regulacji stosunków wodnych. Łąka z natury rzeczy zajmuje tereny mokre. Duże uwilgotnienie jest naturalną właściwością łąki, a niskie położenie — położeniem normalnym. Nie w uwilgotnieniu leży zło, a w zabagnieniu. Łąka mokra o ruchliwej, świeżej, napowietrzanej wodzie rodzi dobrze; źle lub zupełnie nie rodzi łąka o wodzie stagnującej. Czy lustro wody obniżymy, czy podnieśliemy, jeśli podczas długiego okresu woda stagnuje (na powierzchni lub w glebie), łąki takiej niesposób poprawić. Wprawdzie trwałe obniżenie wody na głębokość 60—70 cm likwiduje zawodność udawania się mieszanek trawiastych, ale przenosi łąkę w obręb pól uprawnych, gdzie tak samo jak w polu trzeba stosować orkę, zasiew, coroczne nawożenie itp.

Procesem utrzymującym łąkę bez tak szczegółowej i pieczołowitej ingerencji człowieka jest powierzchniowe nawodnienie. Zalew dziki, a tym bardziej podtopienie prowadzi w dużej mierze do zabagnienia. Zalew kierowany może eliminować zabagnienie, a utrzymywać procesy niezbędne dla życia i trwania łąki naturalnej. Ten moment należy wykorzystać w poszerzeniu arealu łąk dobrych, których jest stanowczo za mało w naszych warunkach.

Cztery miliony ha łąk nie dadzą się nawodnić w całości, z uwagi na brak wody, a czasem z uwagi na niekorzystne położenie. Na łąkach tych trzeba będzie zabiegami agrotechnicznymi i nawożeniem utrzymywać dobre i wydajne trawokosy. Wykorzystując jednak wodę zmniejszymy obszar tych pracochłonnych i nawozochłonnych użytków.

Ustawiając się w ten sposób do zagadnienia, mieliśmy w przyszłości do czynienia z następującymi typami łąk:

1. Łąki dobre:

— o pełnej możliwości nawodnień, gdzie głównie dzięki melioracjom wodnym i wartościom, jakie wnosi woda będzie utrzymany dobry skład runi przy dwóch pokosach siana w roku;

— o niezupełnej możliwości nawodnień, gdzie plonowanie i skład porostu będzie utrzymany częściowo dzięki melioracjom wodnym, częściowo zaś dzięki zabiegom agrotechnicznym i nawożeniu; przy stosowaniu jednego i drugiego łąki te dadzą także dwa pokosy średniego lub dobrego siana rocznie.

2. Łąki bardzo dobre, zasiewane, pielęgnowane i nawożone z „ręki” lub ściekami miejskimi, z natury trzykośne o składzie botanicznym dobrym lub b. dobrym. Ciężar utrzymania tych łąk spada jednak głównie na rolnika, z uwagi na skromne zasoby wodne.

3. Łąki złe. Mimo szeroko pojętych zabiegów melioracyjnych i łąkarskich pozostaną na razie pewne tereny źle plonujące lub plonujące nie co roku, z uwagi na wadliwość gleb i niewłaściwe uwilgotnienie. Z racji położenia i wzmiankowanych wad mogą one nie nadawać się również na wydajne pola. Będą to łąki posuszne i łąki kompletnie złych stanowisk. Postęp techniczny i potrzeba przesądzi w przyszłości o ich losie jako terenów łąkowo-pastwiskowych bądź jako terenów do zalesienia.

Bardzo ogólny szacunek powierzchni i wydajności łąk i pastwisk po omówionych przesunięciach przedstawia tablica II. Szacunek przeprowadzono w ekwivalencie siana.

Reasumując można z całą pewnością stwierdzić, że możliwości potencjalne łąk i pastwisk w Polsce są b. duże. Uruchomienie ich umożliwi, pozwoli na zapewnienie przynajmniej obecnej dawki siana na zimę dla wzrastającego w planach gospodarczych inwentarza i zaspokoi przynajmniej w 50% zagadnienie pastwiska w lecie (obecnie pastwiska trwale załatwiają ten problem w około 33%). Rozumie się, że liczby szacunkowe w przytoczonej tablicy II nie wyczerpują całych możliwości. Możliwości te z postępową agrobiologią, techniki i warunków ekonomicznych będą stały otworem i nie dadzą się w tej chwili określić jakimiś granicami.

Zasadniczą rzeczą jednak jest generalne i szerokim frontem podejście do zagadnienia. Akcja łąkarsko-melioracyjna musi urosnąć do akcji powszechnych, jak

TABLICA II
Zestawienie możliwych do uzyskania obszarów użytków zielonych oraz plonów

Typy trwałych użytków zielonych z punktu widzenia plonowania	Udział %	Średni plon q/ha	Powierzchnia ha	Zbiory q
dobre: o pełnej możliwości nawodnienia	40	40	1 600 000	64 000 000
średnie: o pełnej możliwości nawodnienia	20	30	800 000	24 000 000
b. dobre: pielęgnowane, nawożone „z ręki” lub irygowane	25	50	1 000 000	50 000 000
złe: a) łąki sprzątane nie co roku b) łąki wododziałowe i innych kompletnie złych stanowisk, użytkowane sporadycznie	10 5	5 0,5	400 000 200 000	2 000 000 100 000
	100%	35	4 000 000	140 000 000

np. jest nią akcja siewna. Melioracje muszą się nawiązać na wykorzystanie w całej pełni wartości wody przepływowej. Łąkarstwo musi melioracji dostarczyć fachowców z dziedziny łąkozawstwa, dla kierowania sukcesją łąk zmeliorowanych.

Na łąki, których woda nie zaktywizuje, muszą się znaleźć środki nawozowe na coroczne nawożenie, a na-

rzędzia — do pielęgnowania i zbiorów. Musi być również rozwiązany problem jednolitej gospodarki całymi dolinami, a nie skraweczkami, które ktoś gdzieś zagospodarował. Musi być postawiony i załatwiony problem nie tylko zagospodarowania, lecz przede wszystkim ciągłego gospodarowania wodą i środkami stojącymi w tym celu do dyspozycji.

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

AKADEMIK PROF. I. A. SZAROW

Podstawy metodyczne bilansu wodno-termicznego

Na zaproszenie Ministerstwa Rolnictwa przybył do Warszawy w styczniu br. wybitny uczony radziecki, członek Akademii Nauk Rolniczych im. Lenina w Moskwie, wysokiej klasy fachowiec melioracyjny w zakresie nawodnień — prof. I. A. Szarow. Podczas Jego miesięcznego pobytu przedyskutowano wiele aktualnych zagadnień melioracyjnych w Polsce, przy czym uzyskano szereg cennych rad i wskazówek, opartych na najnowszych doświadczeniach i wynikach nauki i praktyki radzieckiej w dziedzinie planowania, szkolenia kadr, badań naukowych, opracowania dokumentacji technicznej oraz wykonawstwa i eksploatacji.

Pobyt akademika prof. Szarowa w Polsce był wyrazem przyjacielskiej pomocy ze strony Związku Radzieckiego i zapoczątkował ścisły kontakt naszych fachowców z fachowcami radzieckimi.

Na zaproszenie Naczelnej Organizacji Technicznej oraz Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych akademik prof. Szarow wygłosił w gmachu NOT w Warszawie w dniu 21.II.1952 r. odczyt, którego treść niżej zamieszczamy.

(Tłumaczył ze stenogramu i opracował inż. Bolesław Janke).

Niech mi będzie wolno wyrazić Wam, drodzy towarzysze, podziękowanie za te względy, jakie okazaliście mnie — reprezentantowi nauki radzieckiej — oraz, ze swej strony, przekazać Wam w imieniu społeczeństwa Związku Radzieckiego braterskie pozdrowienia.

Nasza radziecka nauka melioracyjna rozwija się obecnie w oparciu o nowe wytyczne ideologii marksistowsko-leninowskiej oraz o wskazania naszych kierowników: Lenina, Stalina oraz KC naszej Partii Komunistycznej. W tym swoim referacie zatrzymam Waszą uwagę na nowych metodach, jakie są u nas stosowane przy pracach naukowo-badawczych, w zakresie zagadnień wodno-melioracyjnych.

Według naszych dzisiejszych poglądów grunty zmeliorowane różnią się od niezmeliorowanych swoją zwiększoną urodzajnością, co się osiąga na drodze regulowania stosunków wodnych. Melioracje wodne są środkiem, z pomocą którego podnosi się urodzajność gleb.

Jeżeli przyjrzymy się bliżej dawnym metodom, według których odbywało się gospodarowanie wodą i jej dozowanie, to dawna praktyka przy projektowaniu urządzeń wodno-melioracyjnych przyjmowała, jako założenie wyjściowe, optymalne nawilgoce nie gleby w przypadku obliczania nawodnień oraz normy obniżenia zwierciadła wody przy odwodnieniu. W tych obu przypadkach woda była rozpatrywana jako odrębny czynnik rozwoju roślin, działający niezależnie od pozostałych czynników ciepła, światła i mineralnych składników pokarmowych gleby.

Metodyka ustalania normatywów dla celów nawodnienia (wilgotność optymalna) i odwodnienia sprowadzała się do statystycznego przestudiowania materiałów i obserwacji dostarczonych przez praktykę oraz do wybierania z tych materiałów i wskazań praktyki takich tylko, które w danych warunkach konkluzury wydawały się najbardziej odpowiednimi pod kątem widzenia ich rentowności.

Metodyka ta uwzględniała zatem dwa stopnie studiów:

- przegląd osiągnięć i wskazań praktyki,
- wytyczne dla dalszej praktyki.

W przeszłości przy dawaniu wytycznych opieraliśmy

się na wskazaniach praktyki, nie żądając ani przebiegu zjawisk, ani przyczyn ich powstawania. Obecnie odrzucamy te metody, przyjmując jako zasadę stosowanie metodyki genetycznej. Współczesne metody obliczania normatywów oraz obierania z nich najodpowiedniejszych dla dalszej praktyki mają w swym założeniu dialektyczną metodę studiów, którą można sformułować w sposób następujący:

„Od obserwacji — do abstrakcji,
od abstrakcji — do praktyki”.

W metodyce genetycznej odróżniamy więc trzy stopnie studiów, a mianowicie:

- przegląd osiągnięć praktyki (obserwacje),
- teoretyczne uzasadnienie przyczyn powstawania i przebiegu zaobserwowanych zjawisk (abstrakcja),
- wytyczne dla dalszej praktyki (na podstawie uogólnienia osiągnięć praktyki i założeń teoretycznych).

Przy metodzie dialektycznej naukowo-teoretyczne naświetlenie zagadnienia (geneza zjawisk) jest podstawą do formułowania nowych dalszych wskazań. Nauka tłumaczy i wyznacza kierunek praktyce.

W pracach naszych wybitną pomoc daje nam studiowanie zjawisk odbiegających od reguły, różniących się od przeciętnych. Podobny przykład dialektycznego ujmowania zagadnień daje nam Akademik Łysenk o. Weźmy np. snop pszenicy; niech zawiera on tysiąc ziarenek pszenicy i jedno ziarno żyta. Jeżeli na tym wyjątkowym zjawisku skupimy uwagę, wysnujemy hipotezę, która wykaże nam, że zjawisko to nie jest przypadkowe, lecz jest wynikiem oddziaływań zewnętrznych na pszenicę. Ziarno żyta możemy wykryć w drugim snopku, w trzecim — możemy jego nie znaleźć. Ale nie to jest ważne; sprawą zasadniczą jest tutaj stwierdzenie, że warunki tak mogą się ułożyć, iż zamiast ziarka pszenicy zjawi się ziarno żyta.

Przykład ten jest bardzo charakterystyczny, gdyż dobrze wyjaśnia, jakie są zasady genetycznej metodyki studiów. Dążymy do wykrycia przyczyn i okoliczności, które spowodowały zjawienie się ziarnka żyta, badając w tym celu towarzyszące temu zjawisku warunki zewnętrzne oraz ich rolę w jego przebiegu — w procesie.

Pod pojęciem procesu rozumiemy ujętą w określone reguły zmianę zjawisk, czyli po prostu rozwój. Podstawę naszych badań, naszych studiów stanowią już nie odosobnione, końcowe wyniki doświadczeń, lecz całkowity przebieg procesu, jego dynamika, ruch.

Dalsze badania opieramy na zasadach naukowych studiów ruchu. Stojąc na stanowisku metodyki materialistycznej, odrzucamy badania zjawisk bez równoczesnego badania ruchu. Wszystkie w naturze zjawiska przebiegają w procesie ruchu (przyciąganie i odpychanie). Skoro jest mowa o ruchu, należy przypatrzyć się postaciom ruchu materii. Co to jest? Jest to energia. Postacie ruchu materii mogą być różnorakie, mogą one przekształcić się jedna w drugą. Tak więc rozróżniamy:

- ruch mechaniczny, ruch cząstek, którym to ruchem rządzi prawa mechanika (np. hydromechanika);
- ruch cieplny, ruch cząsteczek (drobin), rządzony prawami termodynamiki;
- ruch atomowy, podległy prawom powinowactwa chemicznego;
- ruch elektronowy, podległy prawom elektrodynamiki i inne.

W naszych pracach mamy do czynienia przede wszystkim z cieczą (hydromechaniką) oraz z ruchem drobinowym (lepkość, przemiana wody w parę itp.) i w mniejszym stopniu z ruchem atomów i elektronów.

Istnieje jednak jeszcze jedna forma ruchu, jest to życie rośliny. Jest to zorganizowany ruch materii, jest to wyższa, biologiczna forma ruchu materii. W procesie życia roślina wykonuje ruch, który jest wynikiem współdziałania jej z otoczeniem. Roślina wykonuje przy tym pracę, czyli przemienia formę ruchu natury nieożywionej i następnie, za pośrednictwem czynnika biologicznego (zarodek, nasienie), powoduje się przekształcanie formy ruchu natury nieożywionej w formę ruchu już natury ożywionej — cieplny ruch materii, w ruch biologiczny, czyli przemianę energii cieplnej w energię biologiczną. Zasadniczym zadaniem melioracji jest takie zorganizowanie ruchu materii nieożywionej w otoczeniu (zewnętrznym), aby przy włączeniu do tego samego otoczenia przetwarzać ją w formę ruchu natury żywej (ruch biologiczny).

Aby otrzymać biologiczną formę ruchu materii, winniśmy wszechstronnie zbadać i przestudiować zagadnienie, w jaki sposób energia cieplna przetwarza się w energię biologiczną, winniśmy nauczyć się kierować ruchami materii nieożywionej (urabiać otoczenie). „Praca jest to przekształcenie się formy ruchu, rozpatrywane od jego strony ilościowej” — powiedział Engels.

Z filozoficznego punktu widzenia, na meliorację możemy patrzeć jako na zespół zabiegów, z pomocą których pewna forma ruchu materii nieożywionej przekształca się w inną formę ruchu, również natury nieożywionej i następnie, aby za pośrednictwem czynnika biologicznego (nasienia), wzajemne oddziaływanie tych czynników było najbardziej pełne i aby przejście jednej formy ruchu w drugą odbywało się z najmniejszymi stratami energii.

Czynniki główne, warunkujące rozwój rośliny są to: światło, pokarm i woda. Z tych czynników należy w pierwszym rzędzie zwrócić uwagę na czynniki energetyczne, tj. światło i ciepło. Mineralne składniki pokarmowe gleby oraz woda składają się na masę, ciepło i światło natomiast są wyłącznie czynnikami energetycznymi; od tych czynników zależy szybkość oraz intensywność ruchu drobin.

Budując tę czy inną teorię, należy brać pod uwagę nie całkowitą sumę czynników, biorących udział w ruchu, lecz wybierać z nich zasadnicze i dopiero na tych wybranych oprzeć hipotezę roboczą. Jeszcze Lavoisier twierdził, że z połączenia $H_2 + O$ powstaje nie tylko woda — H_2O , lecz jeszcze i ciepło. Wychodząc też z tego założenia, przy ustalaniu intensywności wzrostu oraz zachodzących przemian przy przechodzeniu z jednego stanu w inny, uwagę naszą kierujemy przede wszystkim na wpływ ciepła i światła.

Najważniejszą częśći prac w tym kierunku dokonał Ł y s e n k o.

Ustalił on następujący wzór:¹⁾

$$A = \Sigma (t - B)$$

Wzór ten ujawnia istniejące zależności pomiędzy ciepłem a rośliną, gdyż, mówiąc właściwie, wyraża on pracę, którą musi dokonać roślina, aby dać produkcję. A zatem: energia cieplna przekształca się w energię biologiczną.

Roślina wody w życiu rośliny jest podwójna: część stanowiąca ok. 1% wchodzi w skład masy rośliny, resztę wody — ok. 99% — roślina odparowuje. Współczynnik zapotrzebowania wody przez roślinę może ulegać wahaniom, zależnie od zmian warunków otoczenia.

Metodyka	
Statystyczna	Genetyczna
Stadia	
Przegląd osiągnięć praktyki	
	Próby ustalenia przyczyn powstawania i przebiegu zjawisk
Wytyczne dla dalszej praktyki	
Ustalenie wytycznych na podstawie wybranych średnich stanów z odrzuceniem skrajnych odchyleń Przebieg nie jest badany	Analiza zjawisk na podstawie badania całego przebiegu Obowiązkowe uwzględnienie skrajnych odchyleń Wyznaczenie zasadniczych elementów przebiegu Ustalenie warunków przejścia z jednego stanu w inny
Wzór na zapotrzebowanie wody	
$M = k \cdot x$ k — współczynnik zapotrzebowania wody x — plon k — zaciemnia obraz (demobilizuje)	$M = \frac{a \Sigma (t - t_0) - bh - cw}{\eta}$ lub $M = \frac{a \Sigma t}{\eta}$ a i η — rozszyfrowują przebieg (mobilizują)

Wytyczne	
Ogólnikowe i nie warunkujące postęp Zaciemniające rolę człowieka	Konkretne i prowadzące do postępu Naświetlające rolę człowieka

¹⁾ W ujęciu wg temperatur:

B — jest temperaturą (w stopniach C), przy której rozpoczyna się dana faza rozwoju rośliny. Jest to tzw. fizjologiczne zero — t_0 ,

t — jest temperaturą notowaną codziennie w okresie trwania danej fazy rozwoju rośliny (średnia temperatura dobową),

A — jest sumą różnic $(t - B)$ z codziennych notowań temperatur w okresie trwania danej fazy rozwoju rośliny. Dla danej rośliny i dla danej fazy jej rozwoju A jest wielkością stałą (przyp. Red.).

Ł y s e n k o określa stałą B jako wielkość, od której rozpoczyna się proces wzrostu fazy. Np. pszenica rozpoczyna swą czynność biologiczną przy 6° C. Przy 1800° (stała A) otrzymuje się końcową produkcję. Świadczy to o tym, że pszenica nie może rozwijać się przy niższych temperaturach. Ryż rozpoczyna wegetację przy 10°; jeżeli w okresie kwitnienia ryżu temperatura nie osiąga 23°, to roślina nie wydaje nasienia.

Ilość wody M , zużywanej przez rośliny na odparowanie, na podstawie założeń dawnej praktyki i w oparciu o statystyczne metody badań (por. tabl. I), oblicza się ze wzoru:

$$M = k \cdot x$$

gdzie: x — jest wielkością plonu, zaś k — współczynnik zapotrzebowania wody.

Jedną i tą samą kulturą może wykazać w plonie znaczne odchyłki. Najlepszym przykładem może tu być letnie sadzenie ziemniaków według metody Łysenki. Tenże sam gatunek ziemniaków wysadzonych w różnych warunkach, daje różne efekty i różne plony. Wzór ten daje odchylenie do 100% i więcej i nie tłumaczy zjawisk. Wzorem tym można się posługiwać tylko o tyle, o ile są znane warunki, przy których został ustalony współczynnik k .

Natomiast fizyczną stronę zjawiska parowania nasłonecznienia bardzo dobrze inny wzór (por. tabl. I):

$$M_{fiz} = a \Sigma (t - t_0), \text{ lub inaczej } M_{fiz} = a \Sigma t_i$$

$$M = \frac{M_{fiz} - ah - bK}{\eta} = \frac{a \Sigma (t - t_0) - bh - cW}{\eta}$$

W tym ostatnim wzorze symbole oznaczają:

M — ilość wody, którą należy doprowadzić (zapotrzebowanie wody),

a, η — współczynniki,

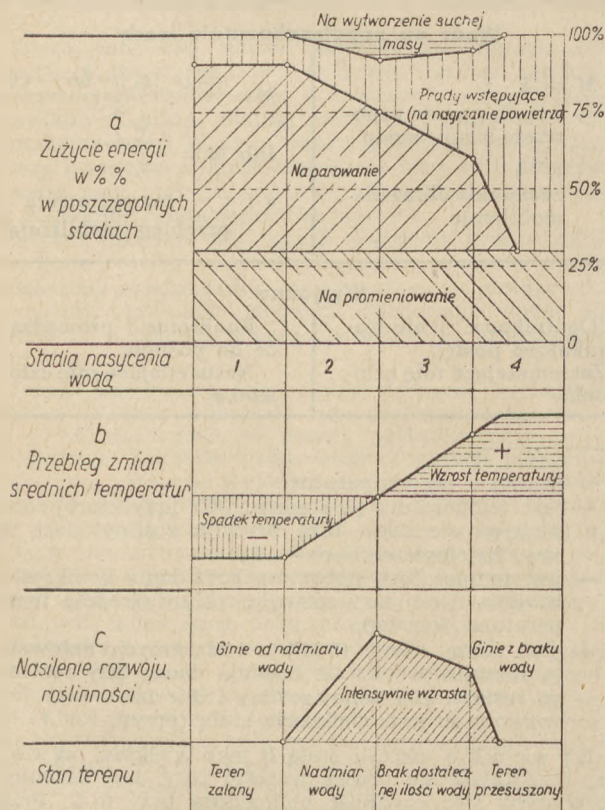
t — temperatura dobową,

bh — wpływ opadów atmosferycznych,

cW — wpływ wód podziąkowych.

Przy studiowaniu tego wzoru główną uwagę winniśmy zwrócić na wielkości a i η . Obydwa te współczynniki są zmienne i obydwa ściśle wiążą się z działalnością gospodarczą człowieka, czyli zależne są od naszej umiejętności kierowania naturą. Na czym polega umiejętność dobrego gospodarowania wodą — będzie powiedziane dalej.

Przyjrzyjmy się zagadnieniu energii słonecznej, co jest przedstawione na rys. 1.



Rys. 1. Podział energii słonecznej.

W stadium pierwszym, tj. przy zalaniu terenu wodą, ok. 10% energii słonecznej zużywa się na nagrzewanie powietrza (czyli na wytworzenie prądów wstępujących), ok. 60% na parowanie i ok. 30% na promieniowanie (podczerwone).

W stadium drugim, przy nadmiarze wody w glebie, względnie przy pełnym nasyceniu gleby wodą, na nagrzewanie powietrza zużywa się od 10% do 17% energii słonecznej, na parowanie — od 45% do 60% i wreszcie na promieniowanie — te same ok. 30%; pozostała energia słoneczna — do 3% — zużywa się na wytworzenie suchej masy roślin.

W stadium trzecim, przy spadku nasycenia gleby wodą od pełnego do częściowego, niedostatecznego, nie wystarczającego na pełne zaspokojenie potrzeb roślin, na nagrzewanie powietrza idzie do 45% energii, na parowanie ok. 20%, na promieniowanie — tak jak poprzednio ok. 30% i mniej, bo już tylko 5% — na produkcję masy roślinnej.

W ostatnim wreszcie stadium, czwartym, gdy wartość wilgoci w glebie spada do praktycznego zera, przy zużyciu ok. 30% energii słonecznej na promieniowanie, cała pozostała reszta — do 70% — zużywa się na nagrzewanie powietrza. Jest to stadium kompletnej suszy, stadium, w którym roślinność zamiera i ginie.

Wykresy następne („b” i „c”) na rys. 1 przedstawiają przebieg zmian średnich temperatur oraz nasilenie rozwoju roślin. W stadium pierwszym nadmiar wilgoci powoduje spadek temperatury i zanikanie roślinności. W stadium drugim, w miarę zmniejszania się wilgotności gleby temperatura podnosi się do optymalnej i rozwój roślinności zbliża się do swego maksimum. W stadium trzecim, przy dalszym spadku nawilgocenia gleby, temperatura wzrasta dalej, ciepło zaś z braku dostatecznej ilości wody nie może być wykorzystane i rozwój roślinności słabnie. Wreszcie w stadium czwartym temperatura wzrasta do możliwego maksimum, rozwój roślinności zaś bardzo szybko spada, po czym roślinność zanika i ginie.

Na podstawie omówionych rozważań dochodzimy do niższej sformułowanych wniosków — wytycznych dla gospodarki rolnej.

— Zużycie wody przez określone tereny uprawne jest ściśle uzależnione od umiejętności i we właściwym czasie i dokonanego doprowadzenia na te użytki wody i nawozów, względnie odprowadzenia nadmiaru wody oraz stosowania odpowiednich dla danej gleby zabiegów i upraw rolniczych.

— Zużycie wody przez użytki rolne nie przebiega płynnie, lecz skokami.

— Najbardziej właściwe i korzystne użytkowanie wody ma miejsce wówczas, kiedy ciepło, rozwój roślin i zawartość wilgoci w glebie są w zgodnej zależności (zsynchronizowane).

W przeciwnym przypadku może nastąpić stan przegrzania, tzw. termodyfuzja, kiedy wilgoć dąży w głąb gruntu, na powierzchni zaś gleby powstaje skorupka. Zjawisko to, dla roślin bardzo niebezpieczne, najczęściej powoduje ich zagładę.

Zjawisko termodyfuzji ma równie ważne znaczenie i dla ludzi, kiedy zdarza się im w czasie silnej operacji słonecznej dopuścić do nadmiernego przegrzania odśloniętej głowy. W tym przypadku następują również prądy termodyfuzji, co wywołuje udar słoneczny, bóle głowy, a nawet może spowodować śmierć. Zjawisko to dobrze jest znane również i gospodyniom domowym, które obserwują je nieraz przy wypiekaniu chleba. Zbyt gorący piec daje chleb z cienką, nadmiernie spieczoną skórką oraz wilgotnym, wodnistym miękiszem.

Prof. Łykow obserwował podobne zjawiska przy badaniach procesów suszenia w przemyśle spożywczym i drzewnym. Na podstawie tych badań ustalili on pewne stałe (punkty krytyczne przejścia z jednego stanu w drugi), a także momenty krytyczne, grożące zagładą (tzw. zjawisko Łykowa lub inaczej efekt Łykowa).

Moment zsynchronizowania czynników: ciepła, rozwoju i wilgotności gleby przedstawia na rys. 1 punkt przejścia ze stadium 2 do 3; moment termodyfuzji — punkt odpowiadający osiągnięciu maksimum temperatury.

Niejednokrotnie czyniliśmy próby ustalenia na podstawie następującego równania wielkości α , w zależności od warunków różnych stadiów, wychodząc zawsze na ok. 2 m³ na 1^o ciepła:

$$\alpha = \frac{26 \cdot 10^8 \cdot 0,45}{580} \approx 2 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Średnią temperaturę dobową należało w tym celu przeliczać na kalorie.

Ilość wody, jaką należy dostarczyć roślinom w okresie wegetacyjnym ustalamy licząc 2 m³ na 1^o średniej temperatury dobowej. Np. dla pszenicy, przy sumie niezbędnego ciepła równej 1800^o, należy dostarczyć: 1800 : 2 = 3600 m³/ha.

Współczynnik η jest zmienny. Przy umiejętnym gospodarowaniu wodą — wypada on w pobliżu jedności ($\eta = 1,0$), przy gospodarce niewłaściwej spada i to nawet znacznie. Wielkość tego współczynnika jest ściśle uzależniona od poziomu, na którym prowadzona jest gospodarka rolna, od umiejętności kierującego tą gospodarką człowieka.

W naszym kraju przyjęto jako zasadę, że gospodarka rolna nie może być na poziomie niższym, niż to wypada dla warunków, przy których $\eta = 0,8$.

Na podstawie powyższego, sformułowane poprzednio wytyczne dla należyte zorganizowanej gospodarki rolnej możemy uzupełnić następującymi wnioskami:

— Zużycie wody powiązane jest z umiejętnością wykorzystania energii słonecznej, tj. gospodarowania nie tylko wodą, lecz również i ciepłem.

— Ilość wody zużywanej przez roślinę jest zmienna i zależy od średniej temperatury dobowej t . Zużycie to nie przebiega płynnie, lecz skokami, wg linii łamanej, jak to wykazuje krzywa parowania na rys. 2.

Jak wynika z rys. 1a, zużycie energii słonecznej na parowanie, a więc i samo parowanie maleje ze zmniejszaniem się wilgotności terenu, skutkiem czego temperatura otoczenia wzrasta. Po deszczu względnie po doprowadzeniu wody na teren dla celów nawodnienia, nawilgocenie gleby nagle wzrasta, skutkiem czego również nagle (skokiem) wzrasta parowanie wilgoci z gleby i następuje związany z tym (chwilowy) spadek temperatury. Na rys. 2 krzywa „t” jest krzywą średnich temperatur dobowych, dlatego nie wykazuje wahań chwilowych, natomiast krzywa parowania przebiega skokami zsynchronizowanymi ze zmianami nawilgocenia terenu (opadami).

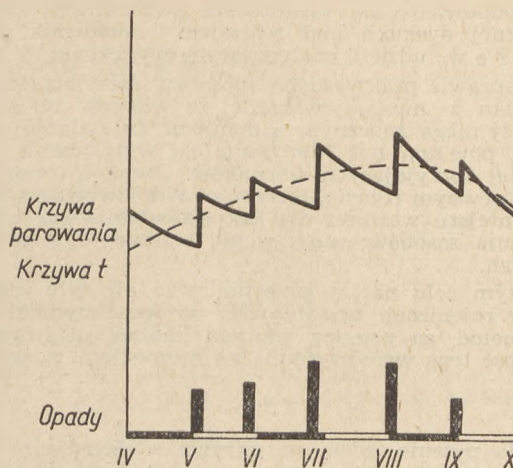
W ten sposób skoki parowania są powiązane ze zmianami warunków cieplnych i następują w momentach przejścia od braku w glebie dostatecznej ilości wody do nadmiernego jej nawilgocenia.

Zatem właściwą, dobrą gospodarkę wodną mamy wówczas, kiedy dopływające ciepło i doprowadzona woda są zsynchronizowane. Takie powiązanie tych czynników najlepiej da się przeprowadzać na podstawie harmonogramu prac rolniczych.

Doświadczeni agronomowie potrafią wyczuwać istniejące tu powiązanie i właściwie operować wodą, nie dopuszczając ani do powstawania stanu termodyfuzji (przeprzania), ani też do nadmiernego doprowadzenia wody (zalania). Za pośrednictwem wody kierują oni układaniem się warunków cieplnych, a co za tym idzie i rozwojem biologicznym roślin.

W świetle takiego ujmowania omawianych zagadnień nie możemy obecnie patrzeć np. na taką meliorację jak odwodnienie, jedynie jak na metodę usuwania z gleby nadmiaru wody. Dziś na to patrzymy jak na sposób regulowania za pośrednictwem wody całego przebiegu procesu wzrostu i rozwoju roślin. Dziś rola i zadania człowieka polegają na operatywnym kierowaniu zjawiskami. Należy dobrze uświadomić sobie i rozwiązać tę jego rolę, należy rozważyć, co go będzie mobilizować, a co demobilizować. Właśnie metoda genetyczna (por. tabl. I) daje człowiekowi możliwość otrzymywania konkretnych i prowadzących do postępu wskazań.

Według obecnych naszych zapatrywań ta nowa metodyka wskazuje i oświetla drogę, którą ma kroczyć



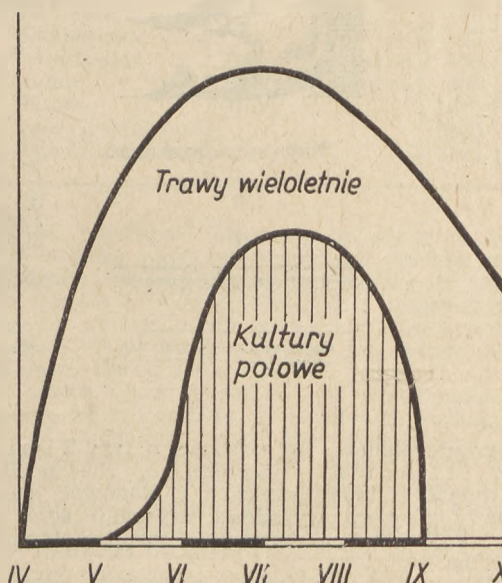
Rys. 2. Zużycie wilgoci w glebie w zależności od opadów i średnich temperatur dobowych.

praktyka. Metodyka ta wskazuje również na słabe strony praktyki i mobilizuje nas do zwalczania tych słabych stron.

Aby to zademonstrować jaśniej, pozwolę sobie jeszcze raz zwrócić Waszą uwagę na wykres podziału energii (rys. 1). Stan użytków rolnych pomiędzy 2 i 3 stadium jest tym stanem, w którym należy te użytki utrzymywać, aby osiągnąć najlepsze warunki na wytworzenie suchej masy. W warunkach radzieckich jest to przeznaczanie na parowanie ok. 45% otrzymywanej przez użytki energii słonecznej.

Pragnąłbym przy tym specjalnie podkreślić, że kiedy mówiłem o roli ciepła, wyobrażałem sobie użytk rolny jako kalorymetr z termometrem na wysokości 2 m od powierzchni terenu.

I jeszcze zwrócę Waszą uwagę na wielkość zapotrzebowania (zużycia) wody przez różne uprawy (kultury), przedstawione na rys. 3.



Rys. 3. Zapotrzebowanie wilgoci z gleby przez kultury polowe oraz trawy wieloletnie.

Zapotrzebowanie wody przez użytki zielone przebiega znacznie inaczej niż zapotrzebowanie przez kultury polowe, zarówno pod względem zużycia dobowego, jak i rozmieszczenia w czasie.

Wegetacja kultur polowych rozpoczyna się w maju, osiąga swe maksimum w lipcu—sierpniu i ustaje w końcu września. Natomiast trawy wieloletnie użytków zielonych zaczynają zużywać wodę już w kwietniu, zużycie to osiąga swe maksimum wcześniej, bo w czerwcu—lipcu i, stopniowo spadając, trwa aż do późnej jesieni.

*

W odpowiedzi na zagadnienia poruszone w czasie obszernej dyskusji nad referatem Akademik prof. S z a r o w udzielił następujących wyjaśnień:

W sprawie praktycznych sposobów ustalenia współczynnika α muszę stwierdzić, że wielkość tej stałej cieplnej ulega znacznym wahaniom. Działalność człowieka powinna być kierowana na wytworzenie najbardziej sprzyjających warunków. Jeżeli to osiągniemy w pewnym rejonie, to tym samym stworzymy najdogodniejsze warunki dla jak najpełniejszego wykorzystania zasobów wody, ciepła i składników pokarmowych.

W tym celu należy przestudiować nie tyle zagadnienie rejonizacji w zależności od współczynnika α ile metod, za pomocą których można utrzymywać wielkość tego współczynnika na niezbędnym poziomie.

★

Pada pytanie, gdzie się ukrywa wielkość x w nowym wzorze? Gdzie się mieści zależność pomiędzy ilością wody a plonem? Jeżeli potrafimy utrzymać wielkość α na niezbędnym dla nas poziomie, zaś wielkość $\eta = 1$, tym samym uzyskamy możliwie najwyższe plony. Uzyskanie najlepszych plonów zależy od naszych umiejętności i od praktycznej działalności człowieka. Jeżeli za lat 20 Wasi pracownicy gospodarstw rolnych będą posiadali odpowiednie wykształcenie w zakresie wiedzy agrotechnicznej oraz będą umiejętnie gospodarowali wodą, wówczas współczynnik η — dziś niski — zbliży się do jedności.

W naszym kraju nie potrzebujemy zakreślać gór-

się nie dopuszczać podsiąków na użytkach rolnych. Z reguły dążymy do odprowadzania stwarzających podsiąk wód gruntowych, co nie przeszkadza temu, że w pewnych przypadkach może być podsiąk wykorzystany.

Czy należy brać pod uwagę opady w sensie ich wykorzystania? Oczywiście tak; robimy to w sposób następujący: jeżeli na danym obszarze spadło 10 mm opadów, to na 1 ha daje to 100 m³ wody. Jeżeli współczynnik wykorzystania $\eta = 1,0$, zaś współczynnik $\alpha = 2$ m³ na 1⁰, to dzieląc 100 m³ przez 2 otrzymujemy:

$$\frac{100 \text{ m}^3}{2 \text{ m}^3/1^0} = \frac{100 \cdot 1^0}{2} = 50^0$$

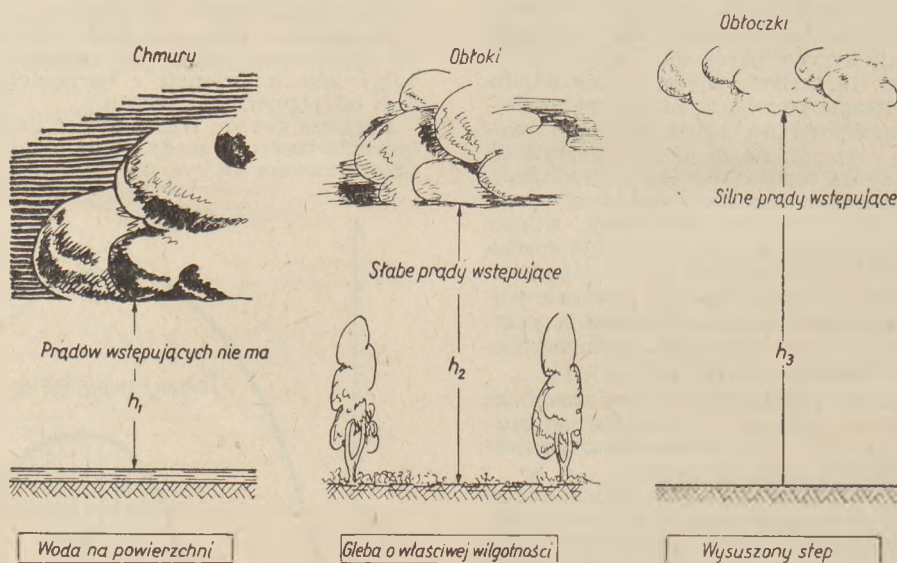
Jeżeli dalej, średnia temperatura dobowa wynosi 20⁰, to czas, w którym woda będzie zużyta, wyniesie:

$$\frac{50^0}{20^0/1 \text{ dzień}} = \frac{50 \cdot 1 \text{ dzień}}{20} = 2,5 \text{ dni}$$

Oznacza to, że wilgoci z opadu wystarczy na 2,5 dni i że w tym czasie dany użytk rolny nie będzie potrzebował doprowadzania wody z innych źródeł.

★

Jak przedstawia się sprawa ze współczynnikiem wykorzystania wody η . Współczynnik ten zależy od stopnia naszej umiejętności gospodarowania, od tego, jak umiejętnie opracowany jest plan gospodarczy kolchozu. Powiadamy, że współczynnik η nie powinien być niższy niż 0,8, czyli innymi słowami, że u nas może pójść na straty nie więcej niż 20% wody, którą gleba otrzymała.



Rys. 4.

nych granic plonów, jak pouczali o tym Timiriaziw, Miczurin i Łysenko. Nie potrzebujemy mówić o tych granicach i planować niższych plonów, z góry np. wyznaczać uzyskanie 40 q siana z łąki, kiedy chcemy i dążymy od razu do otrzymania 100 q z ha.

Dla Waszych warunków nie posiadacie jeszcze danych odnoszących się do bilansu cieplnego. Ja przynajmniej o podobnych pracach i badaniach dla warunków Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej nic nie wiem. Tu należy ustalić liczby (wielkości) określające podział ciepła, które doprowadza słońce. Praca ta nie jest skomplikowana.

★

W sprawie uwzględnienia znaczenia wód gruntowych i opadów: zarówno jedne, jak i drugie wody odgrywają bardzo poważną rolę przy ustalaniu wspólnego zużycia wody, przy czym podsiąk wprowadza wybitne zmiany warunków wodnych gleby i jej mikroklimatu. Przede wszystkim to się zaznacza w stosunkach cieplnych. W naszych warunkach staramy

Wzór K a s a t k i n a podaje:

$$h = 125 (t - t_0)$$

gdzie: h — jest to wysokość pułapu obłoków w metrach. W miarę wznoszenia się ponad poziom ziemi, temperatura powietrza obniża się, dla warunków np. okolicy Moskwy spadek ten wynosi 1⁰ na 100 m wysokości.

Czy istnieje związek pomiędzy stopniem nawilgocenia gleby a możliwością opadów?

Zależność tę ilustruje rys. 4, który należy zrozumieć w sposób następujący: jeżeli użytk rolny utrzymywany jest w stadium właściwego nawilgocenia gleby, oznacza to, że tym samym zostały stworzone sprzyjające warunki dla wywoływania opadu. Taki wpływ nazywamy katalizą. Należy przy tym spodziewać się, że pierwszy deszcz wywoła następny. Zależność ta ma miejsce i w sytuacji odwróconej: pozbawiona wody powierzchnia suchego stepu pociąga za sobą dodatkową suszę, tj. wpływa na okres jej trwania.

KAZIMIERZ CHOMICZ

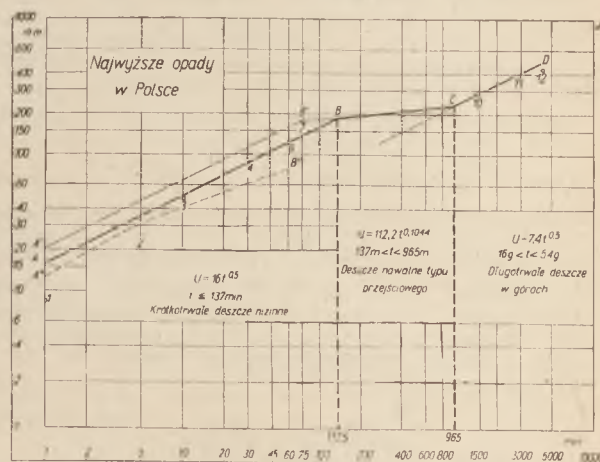
Wzór na najwyższe opady w Polsce

Układanie wzorów matematycznych wyznaczających zależność pomiędzy czasem trwania opadu i jego maksymalną wysokością nie jest zagadnieniem prostym. Niewątpliwie, za pomocą skomplikowanych formuł zawierających większą ilość parametrów, da się to dość dobrze zrobić, ale pytanie, czy przez to nie zatrze się treść pewnych praw przyrodniczych i czy nie zatraci się obraz i charakter samego zjawiska. Chodzi o to, że stosowane wzory, ustalające związek pomiędzy wysokością opadu i jego czasem trwania, są funkcjami ciągłymi, podczas gdy przebieg opadów w różnych przedziałach czasowych jest zasadniczo różny i wszelkie wyrównywanie wysokości opadów na granicy przedziałów związane jest z wypaczeniem zjawiska. Należy więc przed przystąpieniem do układania wzoru dokładnie przeanalizować rozmieszczenie punktów, przez które mamy poprowadzić krzywą, a dopiero później wybrać typ wzoru lub wzorów odpowiadających przebiegowi zjawiska. W danym wypadku korzystnie jest dla przejrzystości rozłożenia punktów i łatwości rozważań użyć prostokątnego układu współrzędnych w podziałce logarytmicznej, a więc układu, na którego osi odciętych odkładać będziemy log czasu trwania opadu t , zaś na osi rzędnych log jego wysokości h .

Za punkty do wyznaczenia przebiegu krzywej bierzemy wszystkie najwyższe dla danego czasu trwania opady, poczynając od $t = 1$ min. i kończąc na $t = 4320$ min. (= 3 dni), przy czym kierujemy się zasadą, że wysokości opadów h mają wzrastać wraz ze wzrostem czasu t . Przyjęcie tej zasady jest zrozumiałe, gdyż:

- opady w miarę wzrastania czasu t utrzymują się na osiągniętej wysokości (gdy deszcz przestał padać) albo też powiększają się o wysokość opadu trwającego nadal;
- nie wykluczamy, że w pewnych przedziałach czasowych może opadów nie być. Brak opadów w niektórych przedziałach jest zresztą konsekwencją stosunkowo skąpego materiału obserwacyjnego (356 deszczów) i jego nierównomiernego zagęszczenia. Wystarczy stwierdzić, że na przedział do 2 godz. 15 min. przypada 89,3% wszystkich deszczów, podczas gdy na dwa przedziały dalsze, od 2¼ godz. do 72 godz., przypada zaledwie 10,9%. Mówimy o tym również dlatego, że częstotliwość występowania opadów w poszczególnych przedziałach jest ważną wskazówką, który z przedziałów ma być szczególnie dokładnie przeanalizowany i opracowany. Zamieszczone niżej zestawienie 12 deszczów wziętych za podstawę opracowania obejmuje 8 opadów o czasie trwania poniżej 2 godz., a więc charakteryzujących przebieg deszczów nawalnych krótkotrwałych, 1 opad, odnoszący się do przedziału środkowego, o czasie trwania 6 godz. 45 min., wreszcie 3 opady, dotyczące deszczów długotrwałych w górach, o czasie trwania od 1 do 3 dni. W tej liczbie deszczów znajduje się również, wbrew przyjętej zasadzie, jeden opad o czasie trwania 100 min. i wysokości 134 mm, który jest niższy od krócej trwającego opadu o wysokości 176,1 mm, ale uwzględnienie jego było koniecznością z uwagi na to, że opad o wysokości 176,1 mm i czasie trwania 75 min. jaskrawo odbiega od opadów o tym samym lub zbliżonym czasie trwania.

Przeglądając sie rozmieszczeniu punktów, odpowiadających tym opadom w płaszczyźnie rysunku (rys. 1), stwierdzamy, że punkty od 3 do 8 układają się wzdłuż linii prostej (AB); ostatnie dwa punkty wykazują co prawda pewne odchylenia, ale odchylenia te, o znaku przeciwnym i równe co do wielkości, potwierdzają tylko wytyczony kierunek prostej. Co się tyczy punktów 1 i 2, to leżą one znacznie poniżej wykreślonej prostej (AB). Odnosnie tych punktów zauważyć jednak należy, że odpowiadają one wysokości opadów faktycznie pomierzonych, nie uwzględniają



Rys. 1.

Tablica I
Zestawienie deszczów nawalnych o największej wysokości opadu

Lp.	Miejscowość	Obszar	Czas trwania min.	Wysokość opadu mm
1	Legionowo	Polska Środkowa	1	8,1
2	Nowy Bieruń	Śląsk	5	25,3
3	Kopaniec	"	10	47,8
4	Walentynowo	Poznańskie	30	90,7
5	Bardo	Śląsk	45	98,0
6	Gielczyce	"	60	120,0
7	Ślawniowice	"	75	176,1
8	Zwierzyniec	Pomorze Zachod.	100	134,0
9	Siemno	Polska Środkowa	405	210,0
10	Witów	Tatry	1440	285,0
11	Hala Gąsienicowa	"	2880	392,5
12	Hala Gąsienicowa	"	4320	422,4

natomiast wysokości deszczów spadłych w takimże czasie, podczas najgwałtowniejszych opadów o dłuższym czasie trwania. Jasną jest rzeczą, że uwzględnienie właśnie opadów częściowych z deszczów o maksymalnym natężeniu jest konieczne, aby krzywa odpowiadała najwyższemu opadom na całym obszarze zmienności. Chcąc sobie wyrobić pogląd co do wysokości takich opadów, dobrze jest przeprowadzić porównanie ze stosunkami w państwach sąsiednich. A więc w Niemczech natężenie maksymalne opadu pięciominutowego osiąga wg Haeusera wartość 7,0 mm/min., czyli 35,0 mm w ciągu 5 minut. W ZSRR do wyznaczania natężeń służy formuła Aleksiejewa a , którą możemy się posłużyć przy uwzględnieniu w niej wielkości parametru S (= 20), odpowiadającego obszarom południowo-wschodniej Polski. Najwyższe opady, zgodnie z tą formułą, wynoszą:

$$H = \frac{20}{(t + 1)^{0.67}}$$

Podstawiając kolejno do wzoru $t = 1, 2, 3, \dots$, otrzymamy:

dla $t = 1$ min.	opad $H = 12,6$ mm
2 "	19,2 "
3 "	23,8 "
4 "	27,4 "
5 "	30,3 "
7 "	35,0 "
26 "	57,8 "
63 "	78,0 "

Wartości te naniesiono na płaszczyznę rysunku, łącząc je cienką linią przerywaną (A''B''). Ponieważ górna gałąź krzywej (A''B'') leży dość znacznie poniżej prostej (AB), więc i jej dolna część nie może przecinać linii maksymalnych opadów, lecz powinna znajdować się pod nią. Nie mamy podstaw do modyfikowania cieszącego się powszechnym uznaniem wzoru Aleksiejewa, nie pozostaje więc nic innego, jak uznać położenie punktów 1 i 2 za niemiarodajne oraz podnieść dolną gałąź linii najwyższych opadów do przedłużenia z linią (AB) biegnącego równoległe do (A''B'').

Do analogicznego wniosku można dojść i na innej drodze. Ponieważ krzywa najwyższych opadów kuli ziemskiej odpowiada wzorowi $U_z = 45 t^{0,5}$ zaś najwyższe opady krótkotrwale w Polsce leżą, jak zobaczymy, na krzywej $U_p = 16 t^{0,5}$ przeto stosunek wysokości tych opadów równa się 45:16. Najwyższy opad pięciominutowy, jaki zanotowano na kuli ziemskiej, wynosi 106 mm wg H a n n a - S t i r i n g a, stąd maksimum wysokości pięciominutowego opadu dla Polski powinno wynosić

$$\frac{16}{45} 106 \text{ mm} = 37,7 \text{ mm}$$

Biorąc powyższe pod uwagę, możemy uznać wysokość odpowiadającą linii (AB) opadu pięciominutowego (35,8 mm) za uzasadnioną.

Przekonawszy się w ten sposób, że punkty odpowiadające najwyższym opadom krótkotrwałym leżą na linii prostej (AB), można już łatwo ustalić jej wzór na podstawie punktów odczytanych bezpośrednio z rysunku¹⁾. Weźmy np. dwa oddalone od siebie punkty odpowiadające

$$t = 1 \text{ i } u = 16,0$$

$$\text{oraz } t = 100 \text{ i } u = 160,0$$

Punkty te wystarczą w zupełności do wyznaczenia obydwóch parametrów A i n funkcji

$$y = f(x) = A x^n$$

Istotnie przy $t = 1$ i $u = 16$ otrzymujemy od razu $A = 16$,

zaś wykładnik potęgowy n , równy współczynnikowi kątowemu prostej (AB), otrzymujemy logarytmując funkcję y :

$$n \log x = \log y - \log A$$

skąd, biorąc $t = 100$ i $u = 160$, otrzymujemy szukany wykładnik n

$$n = \frac{\log y - \log A}{\log x} = \frac{\log 160 - \log 16}{\log 100} = \frac{\log 10}{\log 100} = 0,5$$

Wartości A i n moglibyśmy również wyznaczyć bezpośrednio z rysunku.

W ten sposób wzór krzywej dla najwyższych opadów nawałnych krótkotrwałych w Polsce ma postać

$$U_k = 16 t^{0,5} \quad (1)$$

Czas trwania deszczów określonych wzorem U_k jest oczywiście ograniczony. Chcąc go wyznaczyć prowadzimy przez punkty 7 i 9, odpowiadające najwyższemu opadom o czasie trwania 75 min. i 405 min., linię prostą (B'C). Linia ta, aż do przecięcia z linią (CD), tworzy pułap najwyższych opadów o czasie trwania ponad 75 minut. Punkt przecięcia prostej (AB) z prostą

¹⁾ Gdyby pomiary bezpośrednie wykazały, że dla $t < 5$ min. otrzymujemy wysokości mniejsze od tych, jakie wynikają z wyprowadzonego wzoru (1), wówczas wzór musiałby ulec modyfikacji dla początkowych wartości czasu trwania (t). Postać wzoru dla tej gałęzi krzywej byłaby w tym wypadku następująca:

$$U = \frac{A \cdot t}{t + a^{0,5}}, \text{ przy czym wzór byłby ważny aż do}$$

przecięcia tej krzywej z krzywą zasadniczą

$$(U_k = 16 t^{0,5})$$

(B'C) daje nam w ten sposób górną granicę czasu, dla którego wzór $U_k = 16 t^{0,5}$ może być stosowany. Z dalszych obliczeń wynika, że czas ten wynosi 137 minut, a więc wzór U_k ma zastosowanie dla

$$t < 137 \text{ (1')}$$

Odpowiadająca czasowi $t = 137$ min. wysokość opadu ze wzoru U_k wynosi

$$u = 16 \cdot 137^{0,5} = 16 \cdot 11,7 = 187,3 \text{ mm}$$

Należy nadmienić, że wystąpienie znacznie wybiegającego ponad linię (AB) opadu 7 świadczy o możliwości pojawienia się i silniejszych opadów od tych, które nam daje wzór U_k . Kreśląc przez punkt B' linię

(A'B'), równoległą do (AB), otrzymujemy właśnie taką linię możliwych najwyższych opadów w Polsce. Odpowiadający tej linii wzór ma postać

$$U_k^{max} = 20,2 t^{0,5} \quad (1a)$$

Ważność wzoru rozciąga się na obszar wyznaczony czasem trwania opadu = 176,1 mm, a więc równy 75 min., zatem

$$t_k^{max} \leq 75 \text{ min.} \quad (1a)$$

Możliwość pojawienia się opadów odpowiadających wzorowi U_k^{max} wypływa również i z formuły Aleksiejewa na natężenie opadu. Przyjmując mianowicie wielkość parametru $S = 20$ (dla pogranicznych obszarów południowo-wschodniej Polski) wzór maksymalnych natężeń opadu będzie miał postać

$$I = \frac{20}{(t + 1)^{0,67}}$$

Ze wzoru wynika, że w miarę jak czas t będzie maleł i zbliżał się do zera, natężenie I będzie zdążało do granicznej wartości 20 mm/min.

Deszcze nawałne krótkotrwale w górach nie osiągają wydajności określonej wzorem (1). Brak dostatecznej liczby punktów nie pozwala na wyprowadzenie i uzasadnienie odpowiedniego wzoru. Można jednak na podstawie kilku pomiarów stwierdzić, że deszcze te osiągają wydajność określoną wzorem

$$U_k = 11 t^{0,5} \quad (1b)$$

przy czym czas trwania tych deszczów zdaje się być zbliżony do czasu dla deszczów nawałnych nizinnych. Rzecz charakterystyczna, że deszcze o tak dużym natężeniu notują również stacje wysokogórskie (Śnieżka, 1603 m nad poz. morza).

Deszcze nawałne są końcowym etapem procesów związanych z powstaniem i rozwojem potężnych chmur o budowie pionowej. Jasną jest rzeczą, że rozmiar tych chmur, ilość zawartej w nich wody i czas ich rozładowania się posiadają pewne określone granice. W Polsce wysokość spadłej w tych warunkach wody nie przekracza 176 mm, czas trwania rzadko kiedy sięga 2 godzin. W związku z tym linia najwyższych opadów doznaje w swym dalszym biegu wyraźnego załamania. Jeśli deszcz po spadnięciu ulewy trwa nadal, to natężenie jego jest względnie słabe i nie przekracza zazwyczaj kilku milimetrów na godzinę. W rezultacie suma ogólna opadu ulega już b. nieznacznemu zwiększeniu. Wyjątek stanowić może wypadek, gdy dzięki niezwykle sprzyjającym warunkom atmosferycznym a może i terenowym, spadnie po dłuższej lub krótszej przerwie nowy deszcz nawałny. Wówczas suma końcowa może być znaczna, ale i w tym wypadku, ponieważ opad wysokości 100 mm jest wielką rzadkością, suma ogólna osiąga wartość najwyższą około 200 mm. Wypadek taki miał miejsce w Kielecczyźnie (Sienno) dnia 19 maja 1941 roku: wysokość opadu, trwającego od godz. 15 min. 25 dnia 19 do godz. 7 dnia 20 maja wyniosła wówczas 218,5 mm. Odliczając na słaby deszcz, od godz. 22 min. 10 do czasu wykonania pomiaru porannego w dniu następnym, a więc trwający niecałe 9 godz., około 9 mm (przyjmując natężenie 1 mm/godz.), otrzymamy na

opad, będący sumą dwóch deszczów nawalnych, wysokość 210 mm. Opad ten, odpowiadający punktowi 9, łącznie z opadem katastrofalnym w Sławniowicach, punkt 7, wyznacza na rys. 1 prostą, która obrana została jako linia opadów maksymalnych obszaru następnego. Wyznaczenie równania tej linii jest bardzo proste. A więc określony przez prostą współczynnik kątowy wyznacza nam wykładnik potęgi n ,

$$n = \frac{\log 210 - \log 176,1}{\log 405 - \log 75} = 0,1044$$

zaś współczynnik C otrzymujemy ze wzoru $\log C = \log U - 0,1044 \log t$.

Biorąc np. $\log t = 75$ oraz $h = 176,1$ otrzymujemy $\log C = \log 176,1 - 0,1044 \log 75 = 2,24576 - 0,19576 = 2,05$ skąd

$$C = 112,2$$

i wzór krzywej w przedziale drugim będzie miał postać

$$U_s = 112,2 t^{0,1044} \quad (2)$$

Chcąc wyznaczyć zakres stosowalności tego wzoru, musimy określić punkty przecięcia linii U_s z linią U_k , a następnie z linią U_d o równaniu 7,4t (wprowadzenie dalej). W punkcie przecięcia się prostych x i y są sobie równe, a więc przy przecięciu się U_s z U_k możemy napisać

$$16 x^{0,5} = 112,2 x^{0,1044} \quad \text{czyli } x = 7,0125$$

Logarytmując otrzymujemy

$$\log x = \frac{\log 7,0125}{0,3956} = \frac{0,84587}{0,3956} = 2,13820$$

skąd $x = 137,47$ min., zaś odpowiadająca temu czasowi wysokość opadu $y = 187,3$ mm.

Podobnie wyznaczamy przecięcie linii U_s z linią U_d .

W tym wypadku mamy

$$7,4 x^{0,5} = 112,2 x^{0,1044} \quad \text{czyli } x^{0,3956} = 15,162$$

Logarytmując otrzymujemy

$$\log x = \frac{\log 15,162}{0,3956} = \frac{1,18076}{0,3956} = 2,98473$$

skąd $x = 965,4$ min. i odpowiadająca mu wysokość opadu $y = 229,9$ mm.

Wyznaczyliśmy w ten sposób zakres stosowalności wzoru U_s , a mianowicie

$$137 \text{ min} < t < 965 \text{ min} \quad (2')$$

Obliczanie opadów w przedziale środkowym ($137 < t < 965$) mogłoby być dokonywane również przy pomocy wzoru

$$U_s = A t^{0,5} \quad (2a)$$

ale w tym wypadku współczynnik wydajności A przybierałby wartości zmienne, zależne od czasu trwania opadu i wahające się w granicach od 7,4 do 16,0. Chcąc wyznaczyć wielkość współczynnika A dla czasu trwania opadu t i jego wysokości h , kreślimy z punktu P , odpowiadającego danym wartościom t i h prostą równoległą do (AB) lub (CD), aż do przecięcia z osią y ($t = 1$). Punkt przecięcia na osi y da nam szukaną wartość współczynnika A . Współczynnik A możemy również wyznaczyć drogą rachunkową. W tym wypadku posługujemy się wzorem

$$\log A = \log h - \frac{1}{2} \log t \quad (2a')$$

Wyznaczanie współczynnika wydajności A w przedziale drugim ma jednak znaczenie wyłącznie rachunkowe, gdyż, jak wiadomo, wysokości opadowe tego przedziału są sumami otrzymanymi z deszczów nawalnych (jednego lub więcej) i deszczów zwykłych, a więc zjawisk odrębnych i różnorodnych. Trudno zatem mówić o funkcjonalnej zależności pomiędzy wysokością opadu i jego czasem trwania.

Przechodzimy obecnie do omówienia przebiegu linii najwyższych opadów w przedziale trzecim. Mamy tu zaledwie trzy punkty, odpowiadające maksimum zanotowanym w okresie słynnej powodzi z połowy lipca 1934 roku. Wszystkie one przypadają na stacje gór-

skie, położone w Tatrach (Witów i Hala Gąsienicowa). Za kierunek linii w tym przedziale obieramy kierunek wyznaczony przez dwa pierwsze punkty (10 i 11). Położenie punktu trzeciego (12), leżącego znacznie poniżej prostej łączącej dwa punkty pierwsze, świadczy, że podobnie jak to mieliśmy przy deszczach krótkotrwałych na nizinach, istnieje ograniczony przedział czasu, w którym opady długotrwałe o największym natężeniu mogą występować.

Znajdźmy parametry A i n w przedziale trzecim, a więc dla prostej przechodzącej przez punkty (1440; 285) i (2880; 392,5). Jak wiadomo

$$n = \frac{\log 392,5 - \log 285,0}{\log 2880 - \log 1440} = 0,462$$

Do odmiennego nieco wyniku doszlibyśmy jednak, gdybyśmy wyznaczyli współczynnik kątowy na podstawie innych punktów opadowych z okresu tejże powodzi. Weźmy np. wysokości opadowe na Hali Gąsienicowej. Ulewa dała tam

w ciągu 1 dnia 255,2 mm opadu
" 2 dni 392,5 mm

Współczynnik kątowy jest więc znacznie większy, gdyż wynosi

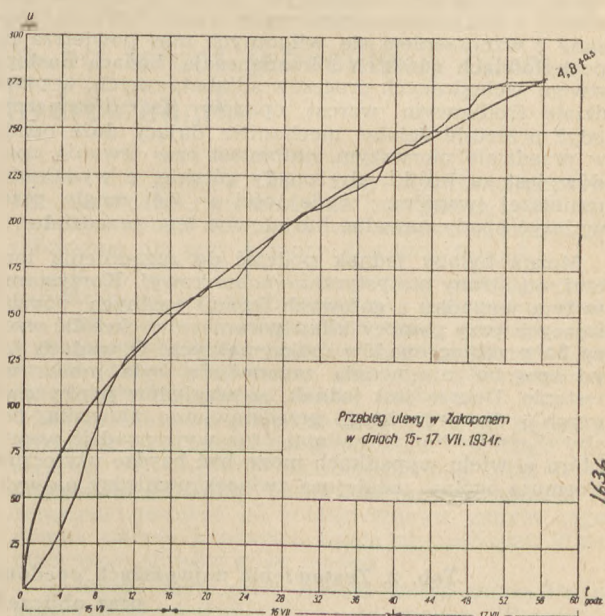
$$n_H = \frac{\log 392,5 - \log 255,2}{\log 2880 - \log 1440} = 0,621$$

W Zakopanem, gdzie można było prześledzić przebieg ulewy na podstawie danych pluwiograficznych,

ulewa przebiegała wzdłuż krzywej $u = 4,8t^{0,5}$. A więc współczynnik kątowy miał tam wartość pośrednią

$$n_Z = 0,5$$

Z uwagi na bardzo charakterystyczny dla opadów górskich przebieg tej ulewy (w Zakopanem), przedstawiamy ją na wykresie (rys. 2).



Rys. 2.

Reasumując, można stwierdzić, że współczynnik waha się około liczby 0,5 i że wartość ta, potwierdzona danymi pluwiograficznymi z Zakopanego za okres przeszło dwudziestoletni, może być przyjęta jako najodpowiedniejsza dla linii opadów maksymalnych w przedziale trzecim.

Wyznamy obecnie wielkość współczynnika A dla punktów 10 i 11. Dla punktu pierwszego mamy

$$A_I = 1440^{0,5} = 285,0$$

skąd

$$A_I = \frac{285}{1440^{0,5}} = \frac{285}{37,95} = 7,5$$

Podobnie

$$A_2 = 2880^{0,5} = 392,5$$

skąd

$$A_2 = \frac{392,5}{2880^{0,5}} = \frac{392,5}{53,67} = 7,3$$

A zatem wartość średnia współczynnika wydajności

$$A = \frac{7,5 + 7,3}{2} = 7,4.$$

W ten sposób linia najwyższych opadów w przedziale trzecim będzie miała wzór

$$U_d = 7,4 t^{0,5} \quad (3)$$

Chcąc wyznaczyć zakres stosowalności tego wzoru, musimy przyjąć, że czas trwania opadu przy zastosowaniu wzoru nie może być większy od okresu, w którym zostanie osiągnięta wysokość opadu 422,4 mm. Wyznaczenie tego czasu jest bardzo proste. Z równania (3) mamy

$$t = \left(\frac{u}{A} \right)^2 = \left(\frac{422,4}{7,4} \right)^2 = 3260,4 \text{ min.} = 54 \text{ godz. 20 min.}$$

A więc przedział, w którym ma zastosowanie wzór U_d , wynosi

$$16 \text{ godz.} < t_d < 54 \text{ godz.} \quad (3')$$

W ten sposób przedstawiliśmy za pomocą trzech zasadniczych wzorów przebieg opadów najwyższych w Polsce na całym obszarze ich zmienności. Punktem wyjścia naszych rozważań był dążność do powiązania wzorów z przebiegiem opadów, przy uwzględnieniu ich pochodzenia i charakteru samego zjawiska. Mieliśmy więc z jednej strony krótkotrwałe opady nawalne pochodzące z potężnych chmur o budowie pionowej, z drugiej zaś długotrwałe deszcze ulewne związane z wznoszeniem się wilgotnych mas powietrza po pochyłościach górskich i kondensacją, będącą następstwem zachodzących procesów adiabatycznych, w przedziale środkowym wzrost opadów jest nieznaczny, gdyż przestaje działać mechanizm dający duże opady w przedziale pierwszym, natomiast czas trwania opadów jest za krótki, aby opady górskie, o wydajności mniejszej (współcz. wydajności = 7,4) mogły przewyższyć opady nawalne lub ulewne tego przedziału.

Można byłoby jednak podejść do zagadnienia inaczej, od strony statystyczno-rachunkowej. Korzystamy w tym wypadku z gotowych formuł ogólnych, pozwalających przy pomocy kilku parametrów określić wzory na przebieg opadów maksymalnych. O wadach tego sposobu ujmowania zagadnienia była mowa we wstępie. Dobrze jest jednak, ze względów porównawczych i dla jednolitego przedstawienia zjawiska, posłużyć się takimi formułami oraz wyprowadzić wzory, które w wielu wypadkach mogą być bardzo użyteczne. Formuła ogólna, ustalająca związek pomiędzy najwyż-

szym opadem i jego czasem trwania, ma kształt następujący

$$H = \frac{C \cdot t}{(t + a)^n} + bt$$

gdzie C , a , b i n są parametrami, które dla danego obszaru lub miejscowości należy wyznaczyć. Można mieć jednak wątpliwości, czy formuła ta zadowalająco przedstawi przebieg najwyższych opadów w Polsce na całym obszarze ich zmienności, gdyż linia opadowa doznaje, jak wiadomo, dwukrotnego załamania. Spróbujmy więc użyć formuły prostszej

$$U = \frac{C \cdot t}{(t + a)^n}$$

stosowanej powszechnie w ZSRR, w Niemczech i szeregu innych państw oraz mającej również tradycję w Polsce (Pomianowski). Wyniki otrzymane przy pomocy tej formuły nie powinny być gorsze od wyników, jakie daje formuła pierwsza, a obie formuły, jak można przewidywać, będą miały ograniczony zakres stosowalności.

Zarówno formuła pierwsza (H) jak druga (U) dają nam oczywiście możliwość określenia najwyższego średniego natężenia opadu. Istotnie z formuły drugiej mamy

$$I = \frac{C}{(t + a)^n}$$

Do wyznaczenia nieznanych parametrów C , a i n bierzemy te same punkty, których użyliśmy do wyznaczenia linii najwyższych opadów w Polsce. Pomijamy jedynie dwa punkty ostatnie, odpowiadające opadom długotrwałym, które leżą po drugim załamaniu linii opadowej oraz punkty 5 i 7, leżące po obu stronach linii (AB) w największym od niej oddaleniu. Zakładamy więc z góry, że krzywa będzie miała zastosowanie w granicach poniżej jednej doby. Stosując metodę kolejnych przybliżeń można wykazać, że $C = 50$, $a = 12$, $n = 0,76$, a więc, że wzór krzywej na najwyższe opady ma postać

$$U = \frac{50 t}{(t + 12)^{0,76}} \quad (4)$$

oczywiście przy zachowaniu warunku, że

$$t < 24 \text{ godz.} \quad (4')$$

Wzór na maksymalne natężenie opadów będzie w tym wypadku następujący:

$$I = \frac{50}{(t + 12)^{0,76}}$$

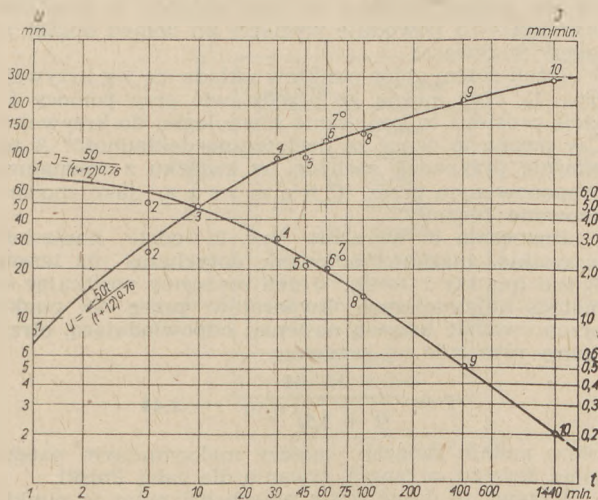
Zobaczmy, jakie wyniki otrzymamy przy pomocy tych wzorów i jak wielkie są odchylenia od wartości obserwowanych. Odpowiednie dane porównawcze, dotyczące zarówno wysokości opadów U jak i natężeń I podaje następujące zestawienie:

Tab. 2. Zestawienie najwyższych opadów i natężeń na podstawie pomiarów bezpośrednich oraz obliczeń za pomocą wzorów

$$U = \frac{50 t}{(t + 12)^{0,76}} \text{ oraz } I = \frac{50}{(t + 12)^{0,76}}$$

Stacja	Czas trwania min.	Wysokość opadu			Natężenie opadu		
		z obserwacji	ze wzoru	D	z obserwacji	ze wzoru	D
Legionowo	1	8,1	7,1	-1,0	8,10	7,10	-1,00
Nowy Bieruń	5	25,3	29,0	+3,7	5,06	5,80	+0,74
Kopaniec	10	47,8	47,7	-0,1	4,78	4,77	-0,01
Walentynowo	30	90,7	89,6	-1,1	3,02	2,99	-0,03
Giełczyce	60	120,0	116,3	-3,7	2,00	1,94	-0,06
Zwierzyńiec	100	134,0	138,5	+4,5	1,34	1,38	+0,04
Sienno	405	210,0	206,6	-3,4	0,52	0,51	-0,01
Witów	1440	285,0	284,6	-0,4	0,20	0,20	0,00

Jak widzimy, różnice są bardzo nieznaczne; rzeczą ważniejszą jest jednak, że większe odchyłki zmieniają znak, co jest dowodem, że krzywa przebiega pomiędzy punktami w sposób właściwy. Ilustrację przebiegu krzywych $U(t)$ i $I(t)$ oraz rozkład punktów opadowych



Rys. 3

daje zamieszczony wykres (rys. 3), sporządzony dla lepszej przejrzystości w układzie współrzędnych prostokątnym z zastosowaniem podziałki logarytmicznej.

DOC. DR INŻ. JULIAN LAMBOR

Uwagi do artykułów R. Chomicza na temat jednolitych norm opadowych dla hydrotechniki

1. Autor stara się zastąpić wzory Rożańskiego, Lindleya, Pomianowskiego i Rosłowskiego wzorami uproszczonymi, które nazywa znormalizowanymi.

Od dawna jest już powszechnie przyjęta (tak w całej Europie, jak i na innych kontynentach) forma związku między natężeniem deszczu a czasem jego trwania w postaci:

$$I = \frac{a}{(t+c)^n} + b$$

Śłuszności tej formuły nie ma potrzeby uzasadniać.

Autorzy starają się znaleźć najważniejsze wartości stałych a , b , c i n dla obserwowanych maksimów natężenia, wartości dające wyniki najbardziej zbliżone do obserwowanych w naturze. Wobec 4 niewiadomych zagadnienie jest dość skomplikowane.

Autor upraszcza tę formułę do najdalej możliwych granic, tj. do postaci:

$$I = \frac{a}{t^{0,5}}$$

czyli przyjmuje $c = 0$, $b = 0$, $n = 0,5$ i znajduje tylko a , a więc zamiast bardzo skomplikowanego wyznaczania 4 niewiadomych tego równania wyznacza tylko jedną niewiadomą. Jest to niewątpliwie bardzo wielkie uproszczenie, ale czy można stosować takie uproszczenia kosztem dokładności wyniku nawet w tych granicach błędów jak podaje Autor.

Rożański, Lindley i inni niewątpliwie dobrze zdawali sobie sprawę z tego, że całe rozwiązanie można tą drogą sprowadzić do równania o jednej niewiadomej i napewno to robili, gdyż do tego zmuszał ich tok obliczenia, mimo to nie uważali za stosowne poniechać żmudnych wysiłków podania tego wzoru w należytej formie.

Jak należy wnosić z tabl. II, gdzie wyprowadzono poprawki dla otrzymania dokładniejszych wartości ze

Wyniki otrzymywane przy pomocy wzoru

$$U = \frac{50 t}{(t + 12)^{0,76}}$$

powinny być więc dobre, aczkolwiek są możliwe niespodzianki w związku z pominięciem opadu 7, co jest zresztą bez znaczenia, gdyż prawdopodobieństwo pojawienia się takiego opadu jest znikome. Należy poza tym zauważyć, że przebieg opadów o czasie trwania od 6 godz. 45 min. do 24 godz. jest w części środkowej tego przedziału trochę nierealny.

Reasumując, można powiedzieć, że

1^o — istnieją dwie metody pozwalające przedstawić we wzorach przebieg najwyższych opadów w Polsce.

Metoda pierwsza, oparta na przesłankach genetycznych, ujmując całość zagadnienia za pomocą trzech wzorów, odpowiadających trzem przedziałom obszaru zmienności o zasadniczo różnym przebiegu zjawiska opadowego.

Metoda druga, wychodząca z ogólnego wzoru

$$U(t) = \frac{Ct}{(t+a)^n}, \text{ daje przy pomocy odpowiednio}$$

ustalonych parametrów $C=50$, $a=12$ i $n=0,76$ krzywą najwyższych opadów dla czasów trwania poniżej 1 doby.

2^o — przy takim ujęciu zagadnienia pominięta została zależność pomiędzy maksimami opadowymi i długością okresu spostrzeżeń, mająca doniosłe, jeśli nie decydujące znaczenie w hydrotechnice. Przedstawiony obraz daje jednak pewne wytyczne dla prac przy rozwiązywaniu tego zasadniczego problemu.

wzoru Chomicza, należy zastosować poprawki tam zestawione, które trzeba interpelować, a więc w konsekwencji obliczenie jest jeszcze bardziej skomplikowane niż przy pomocy dawnych formuł.

Jak wynika z tej tablicy, różnice między wzorem przybliżonym (znormalizowanym) a dawnym dochodzą nawet do 61% (Śląsk do 5 min.), a bardzo często wynoszą około 20% i to tylko w granicach od 5 min. do 180 min. Gdybyśmy ten przedział czasu poszerzyli, otrzymalibyśmy różnice daleko większe.

Nie można więc powiedzieć, że nie traci się na dokładności i że można sobie pozwolić na takie uproszczenie. Byłoby ono usprawiedliwione tylko w tym przypadku, gdybyśmy posługując się tym wzorem byli zmuszeni stosować go wielokrotnie w danym zagadnieniu, ale ten przypadek wcale nie zachodzi. Wprost przeciwnie stosujemy go rzadko.

2. Wyznaczenie przez Autora wzoru znormalizowanego polega na dopasowaniu do krzywej Rożańskiego czy Lindleya odpowiedniej paraboli 2 stopnia. Czyli jest to ta sama formuła inaczej tylko wyrażona. A przecież wszystkie te wzory są już dawno przestarzałe, oparte na krótkim okresie obserwacji, na szczupłym materiale obserwacyjnym, nie zgadzają się z pomiarami nowszymi i powinny być zastąpione nowymi formułami opartymi na lepszym i bogatszym materiale. Tymczasem „znormalizowane formuły” próbują być błędne już dzisiaj formuły.

3. Podana przez Autora prosta metoda postępowania przy wyznaczaniu znormalizowanych wzorów, a polegająca na wyznaczeniu współczynnika A przez

podzielenie $h : \sqrt{t}$ i w ten sposób wyznaczenie zastępczej paraboli jest w ogóle błędna. Czy nie prościej było wyznaczyć ten jeden czynnik A wprost z obserwacji i to nowych obserwacji, zamiast czerpać go z przestarzałych formuł?

4. Ponieważ całe zagadnienie polega na przyjęciu tej czy innej formy równania, należałoby omówić dokładniej formę związku między czasem trwania a natężeniem, jakkolwiek zagadnienie to było niejednokrotnie dość szeroko omawiane i wszyscy zgodzili się, że najwłaściwszą formą jest równanie stosowane przez H e l l m a n n a:

$$I = \frac{a}{(t + c)^n} - b \quad [1]$$

względnie jak je piszą w Ameryce:

$$I = R + J_t (t + t_0) - a \quad [2]$$

gdzie: R , J_t , t_0 , a są stałymi, które należy wyznaczyć dla każdego regionu.

G l a s s p o o l e (Jour. Roy. Met. Soc. 1931) analizując różne formy równań proponowanych przez różnych autorów dochodzi do przekonania, że ta forma czyni nadzwyczajnie zadość wszystkim wymaganiom (meets all requirements very admirable), jeżeli współczynniki zostaną dobrane należycie.

Y a r n e l l (Rainfall Intensity — Frequency Data 1935), który analizował zapisy około 200 pluwiografów, dochodzi do tego samego przekonania.

Nie widzę więc powodu, żeby formę proponowaną przez C h o m i c z a, uproszczoną do najbardziej możliwych granic

$$I = \frac{a}{\sqrt{t}} \quad [3]$$

uznawać za lepszą i ją propagować.

Uświłowienia użycia tej nowej formy nie są nowe. Proponował ją także J a m e s o n (Ceylon Jour. of Science, 1928), ale przyznając, że nadaje się tylko do czasu trwania 24 godz. i więcej, a dla krótszych czasów trwania sam podaje wyniki w formie pełnej, jak np. dla Ceylonu

$$I = \frac{1,894}{(t + 0,15)^{0,625}} + 0,0097$$

Oczywiście obie te formy, tj. pełna wskazana pod [1], jak i skrócona proponowana przez C h o m i c z a, są tym samym równaniem przy założeniu, że:

$$b = 0, c = 0, n = 0,5.$$

Wobec tego należałoby zastanowić się, jakie znaczenie mają te czynniki dla przebiegu krzywej. W tym celu musimy zastosować podziałkę podwójnie logarytmiczną, co umożliwi nam zorientowanie się jaki wpływ mają te czynniki.

Na rys. 1 wykreślono przykładowo wszystkie rodzaje krzywych od pełnej formy przedstawionej równaniem [1] do najbardziej uproszczonej [3]. Forma proponowana przez C h o m i c z a (proste a i b)

przedstawia pęk prostych równoległych, nachylonych do osi poziomej pod kątem, którego tangens wynosi 0,5, zaś na osi rzędnych przy $t = 1$ odcina wartość w liczniku tej prostej funkcji. Prosta o innym wykładniku potęgowym niż 0,5 będzie nachylona pod innym kątem (np. prosta c). Jeżeli dodamy wartość $+c$ do tego równania, prosta ta w górnej swej gałęzi wygina się ku dołowi (krzywa d), zaś dodanie w równaniu wartości $-b$ powoduje wygięcie ku dołowi dolnej jej gałęzi (krzywa e).

Jeżeli zatem zbiór punktów układu się wg krzywej e (rys. 1), czyż można go przedstawić przy pomocy jakiejś prostej i to koniecznie równoległej do krzywej a ? Czy można to uznać za dostateczną dokładność? A ten właśnie przypadek zachodzi w związku z równaniem proponowanym przez C h o m i c z a, jako znormalizowane formuły.

Unaocznia to wyraźnie rys. 2, gdzie naniesiono wszystkie maksima notowane dotychczas na terenie Polski (punkty 1 — 10). Jeżeli zechcemy posilkując się metodą najmniejszych kwadratów przez te punkty przeprowadzić krzywą najlepiej odpowiadającą, otrzymamy równanie tej krzywej:

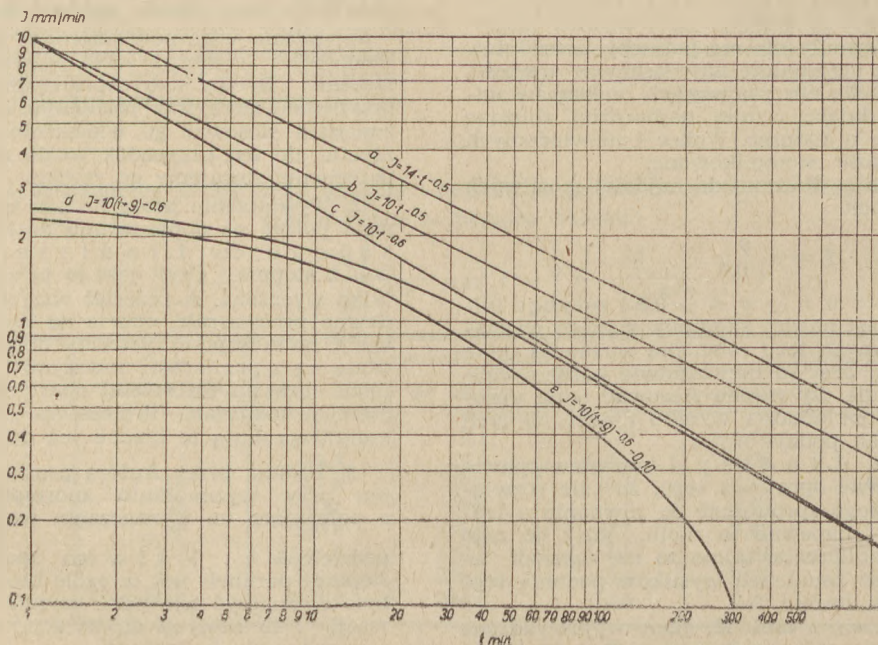
$$I = \frac{17,164}{(t + 3,5)^{0,39}} - 1,44$$

które podaje związek między maksymalnym natężeniem deszczu, a czasem trwania dla całej Polski.

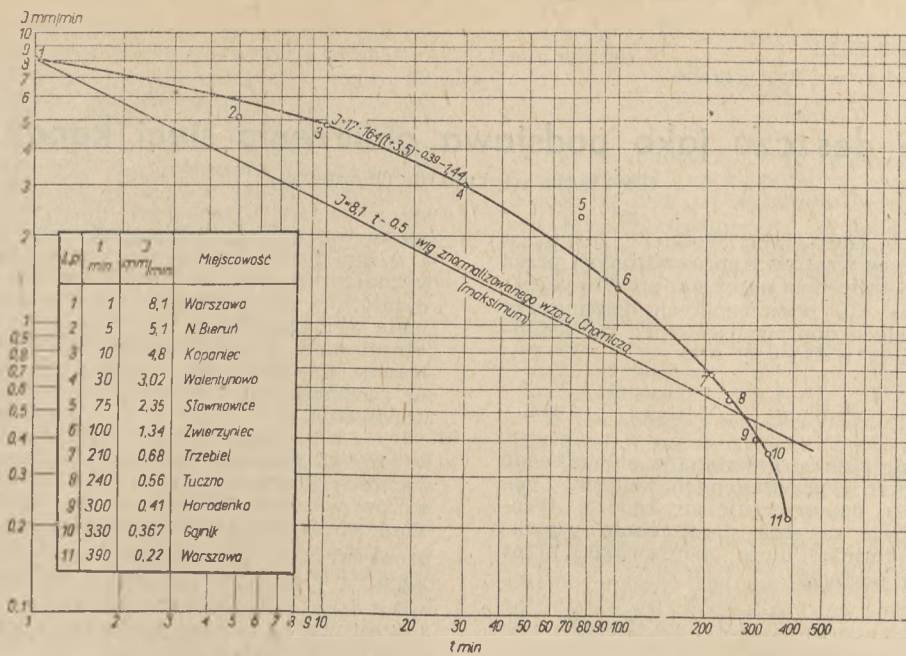
Krzywa ta dosyć ściśle przechodzi przez te punkty, z wyjątkiem punktu 2 i 5, które zupełnie odbiegają, można ją zatem uznać za spełniającą należycie wymagania. Tymczasem C h o m i c z w miejsce tej krzywej proponuje prostą o określonym z góry nachyleniu $tg \alpha = 0,5$. Prostą tę wykreślono na rys. 2. Czy można twierdzić, że prosta ta lepiej spełnia zadanie jak krzywa i przyjąć ją jako normatyw?

C h o m i c z uważa, że wykładnik potęgowy winien być 0,5, ale niczym tego nie uzasadnia. Wydawałoby się, że ten wykładnik, jak i inne czynniki, winny być takie, jak nam z rachunku wypadają i nie można zakładać ich z góry i to z tak daleko idącym uproszczeniem. A tym bardziej nie można tej uproszczonej do najdalszych granic formuły wprowadzać jako normę.

Takie uproszczenie usprawiedliwiałaby tylko jedna okoliczność, wysuwana właśnie przez C h o m i c z a, a mianowicie, że obserwacji jest tak mało i tak niedokładne, że praktycznie biorąc nic nie tracimy na tym uproszczeniu. Tak można było sprawę stawiać przed kilkudziesięciu laty, gdy konstruowali swe formuły P o m i a n o w s k i, L i n d l e y, R o z a ń s k i i z konieczności musieli opierać się na 10-letnim zaledwie okresie obserwacji, ale nie dzisiaj, gdy jesteśmy kilkakrotnie bogatsi w obserwacje i to z dokładnym prze-



Rys. 1



Rys. 2

biegiem notowanym na samopisach, a jednolite ciągi nieprzerwane dochodzą już do 40 lat.

Ten bogatszy materiał obserwacyjny, jakim dzisiaj dysponujemy, musimy wykorzystać właśnie w kierunku poprawienia naszych formuł i zaostreżenia dokładności, a nie jeszcze dalszego upraszczania ich.

5. Ze wszystkich powyższych przyczyn „znormalizowane wzory” dają wartości niezgodne z rzeczywistością. I tak np. w poniższej tabeli podaję przykładowo wyniki otrzymane ze znormalizowanego wzoru dla

Śląska w formie $h = 8,1 \sqrt{t}$ w porównaniu z wartościami obserwowanymi, zaczerpniętymi również z zestawienia Chomicza:

L. p.	Stacja	Data opadu	Czas trwania opadu	Wysokość opadu w mm		
				wz. formuły Różańskiego	wz. wzoru znormalizowanego	opad obserwow.
1.	Nowy Bieun	12.VI.1914	5	13.20	18.11	25.3
2.	Kopaniec	12.VI.1896	10	20.44	25.60	47.8
3.	Giełczyce	23.VII.1914	60	62.40	62.74	120.0
4.	Sławnowice	23.VII.1914	75	71.98	70.15	176.1
5.	Bobrowice	21.VI.1895	120	94.80	88.73	128.5
6.	Trzebień	21.VI.1895	210	131.13	117.37	142.6

Widzimy z tego zestawienia, że wyniki otrzymane ze wzoru znormalizowanego są bardzo odległe od wartości obserwowanych, a dla czasu trwania dłuższego niż jedna godzina nawet gorsze od formuły Różańskiego, co oczywiście jest konsekwencją uproszczenia zastosowanego przez Autora.

W konsekwencji wzory te nie poprawiają braków dotychczas stosowanych formuł, pomimo zapowiedzi w oparciu o bogaty materiał obserwacyjny.

6. Według wzorów znormalizowanych formuła na ulewę zwykłą dla Warszawy brzmi $2,9 \sqrt{t}$, a na

ulewę wyjątkową $5,8 \sqrt{t}$. Wynikałoby zatem, że ulewa wyjątkowa jest w ilości opadu zawsze dwa razy większa od ulewy zwykłej, bez względu na czas trwania, co jest oczywiście niekonsekwencją wynikającą z tak daleko idącego uproszczenia formuł.

Oczywiście można się umówić, że deszcz o natężeniu o połowę mniejszym od ulewy wyjątkowej będziemy nazywać ulewą zwykłą, bo nomenklatura ta jest dosyć dowolna i nie ma kryteriów umozliwiających należyte jej zdefiniowanie. Określenie w ten sposób ulewy zwykłej jako deszczu o natężeniu o połowę mniejszym od ulewy wyjątkowej wydaje się znowu zbyt daleko idącym uproszczeniem zagadnienia.

7. Wzory Różańskiego zostały nazwane w powołanym artykule deszczami nawalnymi, zaś Lindley'a — silnymi ulewami itd. Jest to dosyć sztuczne dopasowanie i może niesłuszne, bo np. Lindley i Różański konstruując swoją formułę myśleli o maksimach i opierali się na maksymalnych deszczach, które to maksima do dzisiaj zostały dawno już przekroczone, przez to formuła stała się nieaktualna i nadawanie sztucznie jej innego sensu nie pomoże.

Czy nie lepiej byłoby określić te kategorie prawdopodobieństwem pojawiania się deszczu?

Nie kwestionuję podziału na deszcz nawalny, ulewę wyjątkową i zwykłą, ale uważam, że nomenklatura ta i podział otrzymają dopiero wówczas konkretny sens, gdy będziemy mogli określić, że np. ulewa wyjątkowa jest to deszcz trafiający się w danym regionie klimatycznym 2 razy w ciągu 100 lat, a np. ulewa zwykła 2 razy w ciągu trzech lat. Na tym tle dopiero będzie się można porozumieć.

8. W nr 4 „Gospodarki Wodnej” z br. Chomicz poddaje analizie wszystkie dotychczas stosowane wzory na maksima deszczów nawalnych, podając stąd zakres ich stosowalności. I tak np. wzór Różańskiego dla Śląska, jak podaje Autor, „może być stosowany tylko przy $t < 85$ godz. 1 min., a więc określone ściśle nawet co do minuty”.

Jednak trzeba sprostować, że wszystkie te wzory mają ograniczony zakres stosowalności znacznie mniejszy, bo tylko w obrębie tego przedziału, dla którego były liczone, a więc np. u Różańskiego do 4 i pół godziny, nie ma zatem żadnej możliwości ekstrapolować je do 85 godzin, a tym bardziej już całkiem błędne jest obliczanie stąd możliwego maksimum sumy opadu rocznego, czyli ekstrapolowanie do 365 dni. Pomijając nawet względy samej genezy i przebiegu deszczu nawalnego, a dla tych deszczów zostały już te formuły obliczone, zwykle określamy granice stosowalności tych wzorów do 300 min.

Każdy wzór empiryczny ma określone granice stosowalności, przesuwanie granic ważności do paru tysięcy minut czy jeszcze więcej prowadzi w wyniku do niekonsekwencji. I tak np. Chomicz pisze: „Wadliwość obu wzorów przypisać również należy, że wysokość opadu dla okresu rocznego jest przy zastosowaniu wzoru pierwszego (dla ulew zwykłych) większa od wysokości jaką daje nam wzór drugi (dla ulew nadzwyczajnych)”.

Otóż to nie jest wadliwością wzorów, ale wynika z niewłaściwego stosowania ich, bo w granicach gdzie nie mają one ważności. Bynajmniej nie można się spodziewać, żeby ulewa nadzwyczajna miała dać większą sumę opadu rocznego jak ulewa zwykła. Ani jedna ani druga nie trwa cały rok i nie można wyciągać takich wniosków.

PROF. DR INŻ. OTO DUB

Politechnika Słowacka w Bratysławie

Natężenie deszczu jako podstawa obliczenia sieci kanalizacyjnej

(Uwagi do artykułu K. Chomicza)

W numerze 3/1952 „Gospodarki Wodnej” przytacza K. Chomicz szereg wzorów wyprowadzonych przez różnych autorów do obliczenia natężenia opadów o różnym czasie trwania dla poszczególnych dzielnic czy miast w Polsce. Zaleca doprowadzenie ich do jednolitej postaci wzoru Lindleya.

$$i = \frac{A}{t^n}$$

i wskazuje, jak małe różnice powstaną w stosunku do wartości wynikających z przytoczonych wzorów. Z jego poglądami należy bezspornie się zgodzić. Wzory typu Lindleya są dziś powszechnie używane lecz częściej w formie nieco poprawionej przez Reinholda pod postacią

$$i = \frac{A}{(t + a)^n}$$

która daje możliwość określić wiadome załamanie krzywej, poczynając od natężenia o trwaniu 10 — 15 min.

Autor nie zwraca jednak uwagi na znaczną wygodę wzorów tego jednolitego typu z innego względu, a mianowicie, że w układzie logarytmicznym otrzymuje się prostą, czyli że wzory można bardzo szybko wyprowadzić z wartości uzyskanych na podstawie wykresów ombrograficznych, przedstawionych na papierze logarytmicznym.

Można się zgodzić z Autorem również i w tym, że wybiera jednolity wykładnik n dla całej Polski. Wydaje się, że ten wykładnik bardzo mało się zmienia nawet w szerokim zakresie, np. w ZSRR używa się też jednolitego parametru; do podobnego wyniku doszedłem w Słowacji.

Co Autorowi zarzucam, to sposób oznaczenia rzędu natężeń opadów przez prawdopodobieństwo ich występowania, czyli przez ich częstotliwość. W tabeli VI na str. 85 zadowala się Autor jedynie słownym oznaczeniem stopnia natężeń wyrażonych tym wzorem, który dziś już bezspornie nam nie wystarcza. Chce

my wyznaczyć nie tylko opady równoznaczne, ale też o znanej i poprzednio określonej częstotliwości. Tym wyznaczymy określone bezpieczeństwo sieci kanalizacyjnej, np. warunkiem, że ma być obliczona na opady, jakie występują raz na 2, 5, 10 lat w przecięciu wieloletnim, czyli o częstotliwości 0,5, 0,2, 0,1. Pozostaje jeszcze problem, jak zmienia się wartość stałej A w zależności od miejsca i prawdopodobieństwa występowania.

Reinhold obliczył natężenia deszczów 15 min. w różnych miastach Niemiec i wyznaczył izolnie tych wartości, które określają stałe równania natężeń deszczów ważnych dla tych miast. W ZSRR wyraża się wielkość stałej Δ (jako określającej wyżej wprowadzoną wartość A) wzorem $\Delta = A + B \log N$

gdzie A i B są to parametry określone dla różnych miast i na podstawie ich zestawione są dwie mapy izolnii, zaś N oznacza liczbę lat, z których szereg natężeń bywa zestawiany.

Pokusilem się wyrazić wszystkie te zależności dla Słowacji jednym równaniem

$$i = \frac{3200}{(t + a)^{0,675} (150 p)^n}$$

gdzie: p oznacza częstotliwość zaś wykładnik n charakteryzuje stosunki miejscowe. Wskaźnikiem dla mnie była gęstość opadów w miesiącach od maja do października, kiedy przeciętnie występują w Słowacji wszystkie przypadki krótkotrwałych intensywnych deszczów. Ten jednolity wzór traktuję jako tymczasowy, dopóki nie da się uzyskać gęstszej sieci wartości.

Byłoby bardzo ciekawe poznać, jak rozwiązali te problemy polscy fachowcy i porównać je z wynikami w sąsiednich krajach, tj. w ZSRR, NRD i Czechosłowacji, gdzie w żadnym ze wspomnianych rozwiązań nie wyszło się z genetycznych założeń deszczów krótkotrwałych, lecz z wyników opracowań statystycznych.

(Tłumaczył inż. Z. Mikułski)

KAZIMIERZ CHOMICZ

Odpowiedzi na uwagi Doc. Dra Inż. J. Lambora i Prof. Dra Inż. Ota Duba

I. Odpowiedź na uwagi Doc. Lambora

Uwagi wypowiedziane przez dr Lambora świadczą, że pogląd mój na istotę i charakter związku, zachodzącego pomiędzy maksymalną wysokością opadu i jego czasem trwania, nie był przeze mnie dostatecznie umotywowany. Ponieważ sprawa warta jest należytego omówienia, a nie da się zamknąć w ramach zwykłej odpowiedzi, poświęcam jej oddzielny artykuł pt. „Wzór na najwyższe opady w Polsce”.

Na tym miejscu poczytuję sobie jednak za obowiązek odpowiedzieć na postawione mi zarzuty, które wymagają wyjaśnienia i sprostowania.

Odpowiem w kolejności zamieszczonych uwag.

1. Autor stwierdza, że ogólną powszechnie przyjętą formą związku pomiędzy natężeniem opadu i jego czasem trwania jest wzór kształtu

$$I = \frac{C}{(t + a)^n} + b \quad (1)$$

Zgadzam się, że forma jest ogólna, ale nie powszechnie przyjęta. Daleko bardziej rozpowszechnione są formuły w postaci uproszczonej

$$I = \frac{C}{(t + a)^n} \quad (2)$$

Tego typu wzory stosowane i zalecane są w Niemczech (Reinhold), w ZSRR (Aleksiejew) i w Czechosłowacji (Dub).

Istnieją poza tym i formuły jeszcze prostsze, postaci

$$I = \frac{C}{t^n} \quad (3)$$

Wzory oparte na tej formule spotyka się we wszystkich państwach, a szczególnie w ZSRR, w Niemczech i w Stanach Zjednoczonych A.P.¹⁾

W Polsce wzory typu (1) stosował Różański (przy $a = 0$), typu (2) Pomianowski, typu (3) Lindley i Rosłowski.

Analizując przebieg ulew w Polsce, doszedłem do głębokiego przekonania, że w granicach trwania desz-

¹⁾ Na podstawie wzoru $i = \frac{C}{t^n}$ opracował M. B.

Merrill zagadnienie ulew za pomocą izolnii jednakowego znaczenia parametrów C i n . Linie te, odpowiadające określonym częstotliwościom (1×, 2× itp. na rok) przedstawiono dla St. Zjedn. A. P. na oddzielnych mapach (patrz art. w „Proc. Amer. Civ. Engr.” 1930, zeszyt LVI, str. 1835—1849).

czów ulewnych i nawałnych ($t < 2-3$ godz.), jak również dla deszczów długotrwałych (w górach) najbardziej odpowiada przebiegowi zjawiska typ wzoru (3), i to przy wykładniku potęgowym zbliżonym do 0,5. Potwierdzenie tego poglądu znalazłem w najnowszych badaniach w ZSRR (G o r b a c z e w) oraz we wzorach, stosowanych od dawna niemal we wszystkich państwach europejskich, a więc w ZSRR, Niemczech, Austrii, Włoszech, Grecji. Świadczą o tym stosowane tam formuły na zależność pomiędzy natężeniem opadu i oraz czasem trwania t . Przytaczam wzory:

$$\text{Leningrad } i = 2,33 t^{-0,5}$$

$$\text{Hannover } i = 2,40 t^{-0,5}$$

$$\text{Augsburg } i = 6,42 t^{-0,5}$$

$$\text{Mediolan } i = 7,20 t^{-0,5}$$

$$\text{Ateny } i = 6,00 t^{-0,5}$$

$$\text{Alp } i = 10,00 t^{-0,5}$$

Ostatnie badania w Polsce z roku 1951 (R o s ł o Ń s k i) wykazały, że zależność pomiędzy natężeniem i oraz czasem t wyraża się dla Warszawy i Krakowa wzorami

$$\text{Kraków } i = 3,61 t^{-0,5}$$

$$\text{Warszawa } i = 3,68 t^{-0,494}$$

Jeżeli więc przyjąłem jako normatywny wzór typu Lindleyowskiego

$$I = \frac{C}{t^n} \text{ przy } n = 0,5,$$

to uczyniłem tak w zgodzie z najnowszymi wzorami oraz w oparciu o przebieg zjawiska ulewowego w Polsce. Gdy przy tym uzyskałem uproszczenie wzorów stosowanych w Polsce, to chyba nie stanowi to argumentu przeciwko proponowanej metodzie, lecz raczej przemawia za nią.

2. Zgadzam się, że wzory znormalizowane nie są wzorami nowymi, lecz uproszczonymi i ujednoliconymi wzorami R o z a Ń s k i e g o, L i n d l e y ' a, P o m i a n o w s k i e g o i R o s ł o Ń s k i e g o. Celem moim nie było jednak podanie wzorów nowych, lecz porównanie wzorów istniejących oraz wykazanie i usunięcie w nich rozbieżności. Pozwoliło to zarazem na ustalenie gradacji tych wzorów, co uważam może za najbardziej istotne i praktycznie użyteczne (w hydrotechnice). Nie przesądza to oczywiście sprawy opracowania wzorów bardziej aktualnych, która to sprawa pozostaje nadal pilną koniecznością.

Odnosnie poprawek wyjaśniam, że mają one umożliwić przejście od znormalizowanych wzorów do oryginalnych i odwrotnie, z czego bynajmniej nie wynika, że poprawki muszą być stosowane (do wzorów znormalizowanych), gdyż w tym wypadku wzory znormalizowane nie miałyby racji bytu.

3. Metoda postępowania przy wyznaczaniu współczynnika A , jako ilorazu wysokości opadu h przez pierwiastek kwadratowy z czasu trwania t , jest moim zdaniem słuszną. Sprawdzianem tego są wyniki, które uważam za dobre. Metodę tę poleca zresztą O g i j e w s k i („Gidrologia Suszi“, Moskwa 1952, str. 188, wzór 20,4).

4. Jasną jest rzeczą, że forma ogólna każdego wzoru zawiera w sobie większe możliwości dopasowania go do przebiegu zjawiska aniżeli forma uproszczona, będąca szczególnym przypadkiem pierwszej. Nie zmienia to jednak faktu, że ogólna forma

$$I = \frac{C}{(t+a)^n} + b$$

jest mało stosowana i zdaje mi się (przynajmniej w naszych warunkach) mało użyteczna. W państwach sąsiednich, a więc o przebiegu opadów do naszego podobnym, powszechnie przyjęte są formy typu

$$I = \frac{C}{(t+a)^n} \text{ oraz } I = \frac{C}{t^n}$$

Co się tyczy krzywej najwyższych opadów określonej wzorem

$$I = \frac{17,164}{(t+3,5)^{0,59}} - 1,44,$$

to nie rozumiem, dlaczego za podstawę do jej wykreślenia wzięto — poczynając od czasu trwania powyżej 3 godz. 30 min. — wysokości opadów malejące. Czy nie słuszniej było przyjąć, że opady wraz ze wzrostem czasu rosną i wziąć punkty opadowe o wysokościach wzrastających. Opadów większych od opadu na stacji Trzebiel ($t = 210,0$ min., $h = 142,6$ mm) jest trzy, a mianowicie:

na stacji Siemno	prawy	czasie trwania	405 min.	opad $h =$	210,0 mm
„ „ Rominty	„	„	510 min.	„	142,7 mm
„ „ Miłowanie	„	„	510 min.	„	167,8 mm

W ten sposób zamiast wysokości opadowej 86,6 mm (dla czasu trwania 6 godz. 30 min.) mielibyśmy wysokość 210 mm (dla czasu trwania 6 godz. 45 min.) i krzywa miałaby przebieg bardziej zbliżony do rzeczywistego.

Co zaś do samego rysunku, przedstawiającego przebieg natężenia I , to należy sprostować, że linia opatrzona napisem „wg znormalizowanego wzoru C h o m i c z a” jest znormalizowaną linią R o z a Ń s k i e g o dla Śląska. Zakres stosowności wzorów znormalizowanych był określony przeze mnie czasem trwania poniżej 3 godzin, a więc linia ta powinna być urwana przy $t = 180$ min.

5. Przytoczona tabelka zawiera porównanie maksimum opadów dla Śląska (na podstawie krzywej R o z a Ń s k i e g o: oryginalnej i znormalizowanej) za okres 10-letni (1888—1897) z maksimum opadów dla całej Polski za okres 85-letni (1857—1941). Jasną jest rzeczą, że wyniki te nie mogą się zgadzać. Z rozkładu punktów można się jednak przekonać, że normalizacja była bardzo pożyteczna, gdyż podniosła wysokości opadów krócej trwających i obniżyła wysokości opadów o większym czasie trwania (2—3 godz.).

6. Ulewa określona wzorem $u = 2,9 t^{0,5}$ nazwana przeze mnie zwyczajną i dająca wg P o m i a n o w s k i e g o maksima normalne, jest deszczem odpowiadającym wzorowi P o m i a n o w s k i e g o

$$h = \frac{6,17 t}{(t+3)^{1/3}}, \text{ zaś ulewa określona wzorem } U = 5,8 t^{0,5}$$

nazwana przeze mnie wyjątkową i dająca wg P o m i a n o w s k i e g o maksima absolutne, odpowiadająca wzorowi P o m i a n o w s k i e g o $H = \frac{16,67 t}{(t+3)^{3/4}}$.

Jeżeli stosunek $\frac{u}{U} = \frac{2,9 t^{0,5}}{5,8 t^{0,5}} = \frac{1}{2}$, to stosunek ten nie

został przeze mnie wyimaginowany, lecz wynika z formuły P o m i a n o w s k i e g o. Sprawę tę rozumiał tak samo i P o m i a n o w s k i, który pisze: „Dla czasu trwania od 15 minut do 3 godzin, tj. w granicach najczęstszego stosowania tych wzorów dla sieci Warszawskiej, stosunek między normalnymi i absolutnymi maks. jest jak 1 do 2”. (patrz „Projekt Kanalizacji Wielkiej Warszawy”). Z powyższego wynika, że wysokości otrzymywane przy pomocy wzorów znormalizowanych zachowują taki sam stosunek, jaki został ustalony przez P o m i a n o w s k i e g o dla wzorów oryginalnych, co jest chyba argumentem na korzyść proponowanej przeze mnie normalizacji, a nie przeciwko niej.

7. Sprawa nomenklatury jest rzeczą umowną. Nie obstać przy takich czy innych nazwach, powtarzam je raczej za innymi. Należy jednak bezwarunkowo dążyć do ustalenia ścisłych kryteriów określających pojęcia, którymi operujemy. Uważam uzależnienie nazwy deszczu (np. ulewa zwyczajna) od częstotliwości jego występowania w danym regionie klimatycznym, za nie prowadzące do celu, gdyż tworzy się w tym wypadku definicje wieloznaczne (zależne od regionu), a więc w praktyce nie dające. Lepiej jest uzależnić definicję deszczu od jego maksymalnego natężenia, zaś charakterystykę obszarów określać większą lub mniejszą częstotliwością występowania deszczów o określonym natężeniu.

8. Poddając analizie jakąkolwiek funkcję musimy przede wszystkim wyznaczyć obszar, w którym funkcja może mieć zastosowanie. W funkcjach odpowiadających wzorowi Hellmanna (lub wzorem Różańskiego)

$$H = f(t) = at^{2/3} - bt$$

obszar ten wyznaczamy z równania

$$\frac{dH}{dt} = \frac{2}{3} at^{-1/3} - b = 0$$

skąd

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3$$

Ponieważ warunkiem wzrastania funkcji jest spełnienie

nierówności $\frac{dH}{dt} \geq 0$, stąd $t < \left(\frac{2a}{3b} \right)^3$

Wyznaczone w ten sposób czasy trwania opadu dla poszczególnych dzielnic Polski okazały się następujące:

Pojezierze Mazurskie	$t = 396 \text{ min.} = 6 \text{ godz. } 36 \text{ min.}$
Pomorze Zach. i Poznań.	$t = 801 \text{ min.} = 13 \text{ godz. } 21 \text{ min.}$
Małopolska	$t = 829 \text{ min.} = 13 \text{ godz. } 49 \text{ min.}$
Śląsk	$t = 5101 \text{ min.} = 85 \text{ godz. } 1 \text{ min.}$

Wzór Hellmanna jak również wzory Różańskiego mają tę zaletę, że wzrost funkcji hamowany jest działaniem wyrazu drugiego, który jest odjemnikiem. Powoduje to, że wzrost funkcji, zgodnie z przebiegiem zjawiska w naturze, jest coraz powolniejszy. Gdy jednak parametry dobrane są niewłaściwie, wyraz drugi obniża wysokości opadowe bądź za szybko, bądź za wolno. Przypadek ostatni zachodzi właśnie dla Śląska, gdzie obniżanie krzywej jest za słabe i otrzymywane wskutek tego wartości funkcji są za duże. Świadczy o tym wielkość $t = 5101 \text{ min.}$ jaszkrawo odbiegająca od czasów trwania dla innych dzielnic Polski.

Ponieważ wzory typu $H = at^{2/3} - bt$ pozwalają dodatkowo regulować przebieg krzywej za pomocą wyrazu drugiego, zawierającego parametr b , nadają się one wyjątkowo dobrze do wyznaczania wysokości opadów równie i dla czasów trwania dłuższych od $t = 3 \text{ godz.}$, gdzie wysokości te wzrastają już bardzo wolno. Oczywiście jest sprawą wymagającą jeszcze wyjaśnienia, w jakich granicach zgodność z obserwowanymi wysokościami będzie wystarczająca (nikt tego dotychczas nie ustalał, może z powodu braku danych dla deszczów ulewnych o dłuższym czasie trwania). Pomianowski, Rybczyński i Wóycicki uważają, że wzory tego typu nadają się do

wyznaczania wysokości opadu dla czasów trwania określonych nierównościami

$$t < \left(\frac{2a}{3b} \right)^3$$

co, zdaje mi się, jest słuszne (przy odpowiednio dobranych parametrach). Analizując zbliżony bardzo do wzoru Różańskiego dla Małopolski

$$h_M = 5,143 t^{1/3} - 0,365 t$$

wzór dla Lwowa

$$h_L = 4,167 t^{1/3} - 0,333 t$$

Pomianowski, Rybczyński i Wóycicki wyznaczają

$$t = \left(\frac{2a}{3b} \right)^3 = 579 \cdot \text{minut} = 9 \text{ godz. } 39 \text{ min.}$$

i obliczają stąd najwyższy opad dla Lwowa, który wynosi 96,5 mm. Ponieważ czas trwania zgadza się dość dobrze z wyznaczonymi przeze mnie wartościami dla poszczególnych dzielnic Polski (z wyjątkiem Śląska), należy przypuszczać, że wzór jest dobry i że otrzymana tą drogą wysokość opadu maksymalnego = 96,5 mm (dla $t = 579 \text{ min.}$) odpowiada rzeczywistości.

Odnosząc obliczenia przeze mnie wysokości opadu dla czasu trwania 365 dni (wzorami Pomianowskiego) wyjaśniam, że nie stosowałem w tym wypadku żadnej ekstrapolacji, jedynie zadałem sobie trud sprawdzenia, na ile wzory Pomianowskiego odpowiadają przyjętym przez ich Autora założeniom. W projekcie kanalizacji Wielkiej Warszawy pisze Pomianowski: „Punkty obserwacji naniesiono od czasu trwania 4 minut do jednego roku, przy czym tak długi czas, jak rok, uwzględniono w celu określenia kierunku krzywej związku”. Jeśli więc, idąc po linii założeń Pomianowskiego, stwierdziłem, że dla czasu trwania 365 dni otrzymujemy dla absolutnych maksimów opadu wartości mniejsze od średniej rocznej i dwukrotnie niższe od faktycznego maksimum absolutnego, to jest to „niekonsekwencja”, ale nie moja, tylko Pomianowskiego. Również niekonsekwencją jest, moim zdaniem, to, że wartość roczna opadu odpowiadającego maksimum absolutnemu jest mniejsza od maksimum rocznego normalnego.

Oczywiście nie umniejsza to roli i znaczenia wzorów Pomianowskiego kształtu

$$H = \frac{Ct}{(t+a)^n}$$

a więc typu najbardziej rozpowszechnionego i dającego dobre wyniki, gdyż wykazane niedociągnięcia w niczym nie obniżają wartości wzorów w obszarze, w którym są one najczęściej stosowane (poniżej 24 godz.).

II. Odpowiedź na uwagi Prof. Duba

Z dwóch postaci wzoru, określającego związek pomiędzy natężeniem opadu i jego czasem trwania,

$$1. \text{ typu Lindley'a } i = A t^{-n}$$

$$2. \text{ typu Reinholda } i = A (t+a)^{-n}$$

wzór typu drugiego daje większe możliwości dopasowania krzywej do przebiegu opadów, a więc jest wygodniejszy. Nie jestem jednak przekonany o jego słuszności. Chodzi o to, że wysokości opadów kilkuminutowych brane są z pomiarów opadu trwającego kilka minut, a więc z okresu czasu, który świadczy, że albo rozmiary chmury (Cb) były niewielkie, albo też że opad miał miejsce na skraju obszaru objętego ulewą. Jasną jest rzeczą, że w tych warunkach otrzymane wysokości opadowe nie będą odpowiadały maksimum natężeń, jakie daje ulewa z chmury potężnie rozwiniętej, w punkcie środkowym obszaru objętego deszczem i w momencie jego najgwałtowniejszego przebiegu. Zdaje mi się, że dla wyznaczenia maksimów natężeń przy $t = 1, 2, \dots$ minut należałoby brać właśnie takie pomiary częściowe deszczów nawałnych w okresie ich szczytowego nasilenia i dopiero na tej podstawie ustalać przebieg krzywej i typ wzoru. Pomiarów takich, o ile wiem, nie robiono, zresztą używane powszechnie pluwiografy nie bardzo nadają się do tego celu.

W podręczniku Hanna - Süringa (Lehr-

buch der Meteorologie) z roku 1939/40 znajdujemy wielkość opadu pięciominutowego równą 106 mm, co by wskazywało, że załamanie krzywej, o ile istnieje, następuje dla

$$t < 5 \text{ minut.}$$

Również wielkość występującego we wzorze drugim parametru a , przyjęta w ZSR, jako równa 1, świadczy że obniżenie krzywej dla początkowych czasów trwania opadu nie jest zbyt wielkie.

Nie mając pomiarów bezpośrednich, które mogłyby tę sprawę rozstrzygnąć, nie widzę potrzeby używania formuły bardziej skomplikowanej i przyjmuję za Lindley'a m typ wzoru

$$i = \frac{A}{t^n}$$

Obydwa wzory mają oczywiście te same walory, jeśli chodzi o posługiwanie się nimi w układzie współrzędnych o podziałce logarytmicznej.

Całkowicie się zgadzam, że słowne określenia natężeń opadu są nie wystarczające. Użyłem tych określeń chcąc do pewnego stopnia wytłumaczyć czytelnikowi rozpiętość współczynnika A we wzorach znormalizowanych. Muszę wyjaśnić, że formuły Różańskiego i Lindley'a odpowiadają maksimum opadowym, jakimi ich autorowie rozporządzali, natomiast

wzory Pomianowskiego i Rosłońskiego związane są z częstotliwością opadów wzdłuż tym odpowiadających. A więc

wzór Pomianowskiego $h = \frac{37 t}{6 (t+a)^{2/3}}$ odpowiada

częstotliwości 1 raz na 4 lata,

wzór Pomianowskiego $H = \frac{100 t}{6 (t+a)^{3/4}}$ odpowiada

częstotliwości 1 raz na 30 lat,

wzór Rosłońskiego $U_w = 3,68 t^{0,4936}$ odpowiada częstotliwości 1 raz na 5 lat,

wzór Rosłońskiego $U_K = 3,61 t^{0,5}$ odpowiada częstotliwości 1 raz na 5 lat.

Ustalenie wysokości opadów (w formie tabelarycznej czy przy pomocy wzorów) dla częstotliwości większej jest zagadnieniem b. ważnym, zwłaszcza w hydrotechnice, gdzie podstawą projektowania są przeważnie opady zdarzające się częściej. Praca pt. „Režim velkých vod na malých tokoch“, zawierająca

zestawienie maksimów opadów o częstotliwości $n = 1$ i $n = 0,5$ dla 10 miejscowości Czechosłowacji, daje pod tym względem wytyczne dla rozwiązania tego problemu w Polsce.

Co się tyczy wzoru Aleksiejewa, stosowanego w ZSRR

$$i = \frac{A+B \log N}{(t+l)^{0,67}} = \frac{S}{(t+l)^{0,67}}$$

uzależniającego natężenie opadu od częstotliwości jego występowania, to wzór ten daje istotnie bardzo proste powiązanie tych elementów. Wyznaczenie odpowiednich parametrów A i B , zależnych od położenia geograficznego miejscowości, jest jednak daleko łatwiejsze na rozległych obszarach ZSRR o zróżnicowanym klimacie, aniżeli w Polsce. Również wykreślenie mapy izolinii jednakowego znaczenia parametru S byłoby w Polsce dość trudne.

Wzór na natężenie opadu w Słowacji

$$i = \frac{3200}{(t+p)^{0,675} (50 \phi)^n}$$

gdzie: p jest częstotliwością, zaś wykładnik potęgowy n charakteryzuje stosunki miejscowe, godny jest rozważenia i przepracowania.

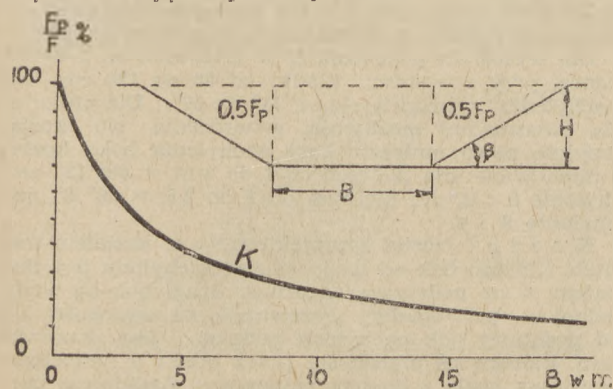
DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

Inż. JAN KWAPISZEWSKI

Konstrukcja i budowa kozłowych jazów bezprzyczółkowych

Specyficzne warunki, jakim powinny odpowiadać budowle melioracyjne, a głównie to, że są to urządzenia stosunkowo niewielkie i muszą być kalkulowane ze względu na dużą ich ilość bardzo oszczędnie, projektowanie ich nie stanowiło dotychczas atrakcyjności dla specjalistów budownictwa wodnego. Wzrostowanie się na wielkich budowlach pociąga za sobą znaczne koszty oraz stwarza potrzebę wykwalifikowanych fachowców dla wykonania skomplikowanych budowli, zaprojektowanych najczęściej z dużym współczynnikiem bezpieczeństwa. Z powyższych powodów rozpowszechniły się budowle proste, przeważnie drewniane, których konstrukcja nie zawsze jest w zgodzie ze statyką budowli. Materiał drzewny szybko niszczeje w częściach nadziemnych, a szczególnie w miejscach wystawionych na częste zmiany stanów wody.

Stosowanie na małych ciekach budowli z przyczółkami powoduje potrzebę rozszerzania dna, co z kolei wpływa na zaburzenia w odpływie. Nadto daje się zaobserwować zamulenie w pobliżu budowli na poszerzonym odcinku rzeki, przyczółki i filary sprzyjają tworzeniu się zatorów z niesionego przez wodę materiału oraz przy splywie lodów. W rezultacie zachodzi konieczność stałych nakładów na konserwację, które często urastają do poważnych kwot.



Rys. 1

Oznaczając: szerokość dna — B , głębokość rzeki — H , kąt nachylenia skarp — β , przekrój poprzeczny koryta będzie $F = H (B + H \operatorname{ctg} \beta)$, a powierzchnia przekroju przesłoniętego przyczółkami $F_p = H^2 \operatorname{ctg} \beta$

Procentowy stosunek $\frac{F_p}{F} \times 100 = \frac{100 H \operatorname{ctg} \beta}{B + H \operatorname{ctg} \beta}$

Na rys. 1 dla nachylenia skarp $1:1,5$ i głębokości rzeki $H = 2$ m wykreślono krzywą K , przedstawiającą

procentowy stosunek $\frac{F_p}{F}$, w zależności od szerokości dna B . Jak widać z wykresu, przy małych cie-
kach przesłonięcie przekroju jest bardzo znaczne.

Na torfowiskach, z uwagi na słabe podłoże, powstają trudności powodowane odchylaniem się zastawek, tworzeniem się szczelin, przesiąkaniem i osiadaniem.

Autor niniejszego artykułu, projektując kozłowy jaz bezprzyczółkowy, starał się wyeliminować wyżej wspomniane wady. Kilkuletnie obserwacje wykonanych jazów wykazały, że działają one dobrze.

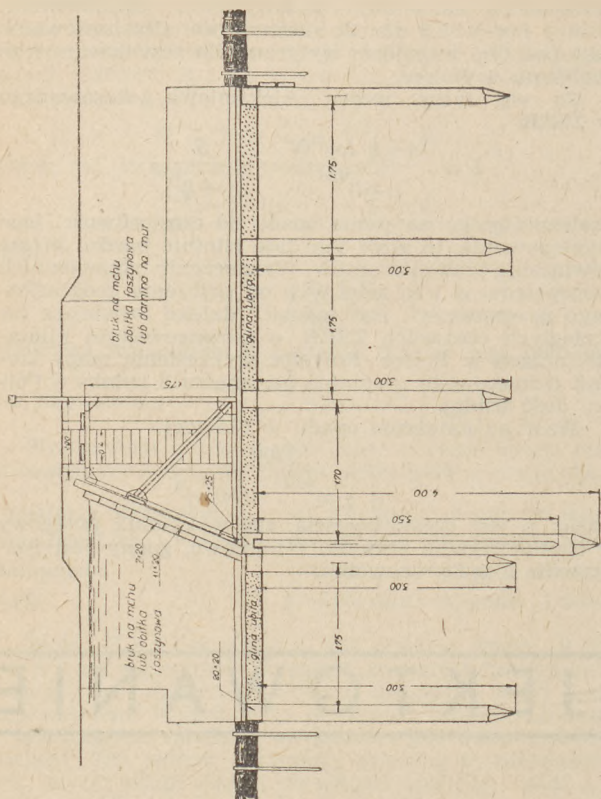
W 1936 r. w powiecie baranowskim, na rzece Mołotówce został wykonany pierwszy bezprzyczółkowy jaz kozłowy. Koszt w stosunku do jazu drewnianego wyniósł 70%, jednocześnie przy dużo większej trwałości z uwagi na to, że części drewniane znajdują się stale pod wodą, zaś na szybsze zużycie narażone są tylko deski zakładane i oczepy ścianki szczelnej na skarpach. Po kilku latach pracy jaz pobudowany na torfowisku o miąższości około 4 m działał dobrze, piętrząc wodę do wysokości 1,75 m, bez przesiąków.

Należy podkreślić, że współtwórcą tego typu jazu był inż. Józef Romański, który, będąc wówczas przełożonym autora, udzielił mu wielu cennych wskazówek i wykonał obliczenia statyczne.

Dotychczas wybudowano kilkadziesiąt jazów tego typu na rzekach o szerokości dna od 1,5 do 20 m. Wszystkie budowle pracują dobrze i wykazały następujące zalety:

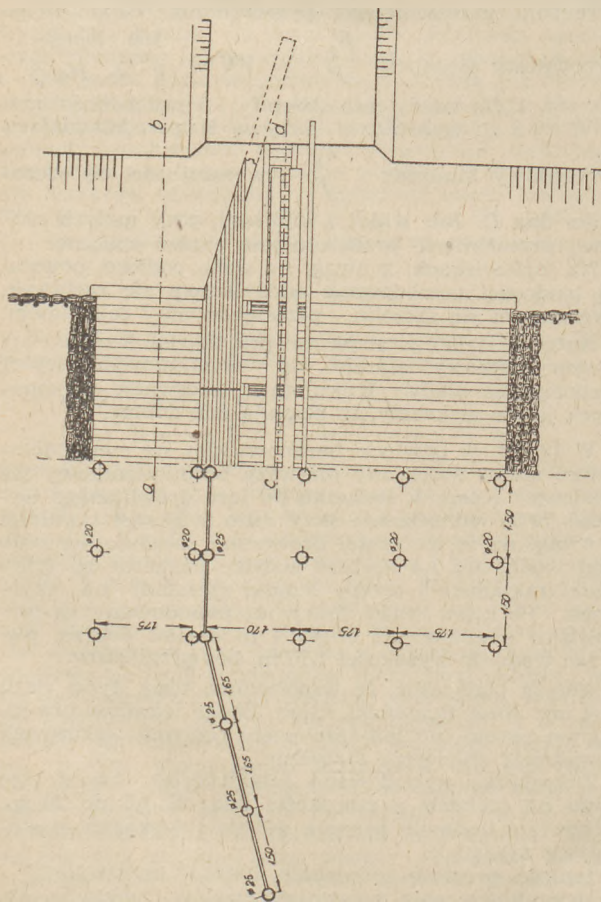
taniść, prostotę wykonania, lekkość konstrukcji, stosunkowo małe zużycie materiałów budowlanych, nie powodują zamulenia i erozji koryta, odpada

Rys. 2a.



więc potrzeba poszerzenia dna; jaz na jesieni jest roz-
bierany i pozostaje koryto o pełnym świetle dla
przepływu wód,
trwałość i niewielki koszt konserwacji,
łatwość obsługi.

Rys. 2b.



Jaz koźlowy ma najlepsze zastosowanie na rzekach nizinnych o szerokości dna od 1,5 do 12 m i napełnieniu na wodę normalną do 0,80 m, przy wysokości piętrzenia do 2,5 m. Jazy tego typu mogą być stosowane również przy większych szerokościach dna, jednak manipulacja otwierania i zamykania jazu jest uciążliwa i wymaga stałej obsługi.

Projekt pierwotny jazu kozłowego został przez autora udoskonalony i w ostatecznej jego formie jest przedstawiony na rys. 2. Obliczenia statyczne wykonano w założeniu, że parcie wody piorznej podtrzymują poziome deski zakładane, oparte na brusach dębowych nachylonych pod kątem α do poziomu. Z kolei brusy w dolnym końcu oraz w 2/3 wysokości wspierają się na kozłach za pośrednictwem umieszczonych w tych punktach podkładek. Kozły ustawione są bezpośrednio na podłodze jazu i podparte od wody dolnej belką drewnianą. Wykaz materiałów dla jazu przedstawionego na rys. 2 zawiera tab. I.

TABLICA I
WYKAZ MATERIAŁÓW
dla jazu kozłowego (rys. 2)

Rodzaj materiału	Prze- kroj em	długość m	I l o ś ć	
			sztuk	m ³
pale kierujące	Ø 25	4	11	2,16
pale pod podłogę	Ø 20	4	5	0,63
" " "	Ø 20	3	20	1,88
oczep na ściankę szczelną	25×25	6,8	1	0,42
" " "	25×25	2,95	2	0,37
" " "	25×25	2,55	2	0,20
pale ścianki szczelnej	10×25	3,50	70	6,12
kleszcze ścianki szczelnej	10×20	3,00	8	0,48
krawężniki	20×20	7,30	2	0,58
oczepy na pale	20×20	5,60	5	1,12
belki zapierające kozły	20×20	3,40	5	0,68
zastawki	7×20	3	10	0,42
"	7×20	4,15	10	0,58
belka oparta na kozłach	11×20	2	5	0,22
kładka	5×20	12	2	0,24
deski podłogowe	5×20	1,85	30	0,55
" "	5×20	5,20	24	1,25
deska dębowa zapierająca	5×20	8,20	1	0,07
poręcz	8×8	14	1	0,09
śrubki do poręczy	10×10	1,2	2	0,03
Razem drzewa				18,07
plyty betonowe	35x25x8	—	270	—
kozły żelazne wys. 1,75 m		—	5	360 kg
klamry	18mm	—	—	37 „
gwoździe	6mm	—	—	25 „
Razem żelaza				422 kg

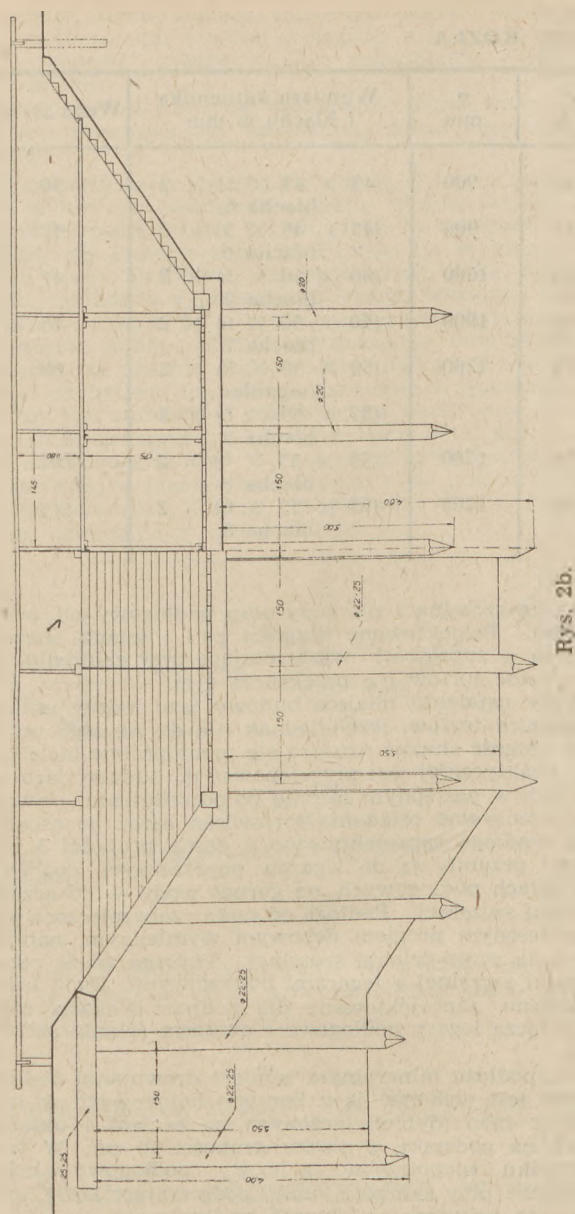
Na rys. 3 wskazano schemat sił parcia wody na konstrukcję piętrzącą. W założeniu, że moment sił parcia wody względem punktu 7 powinien równać

się zeru, otrzymamy równanie $\operatorname{tg}^2 \alpha - \frac{3_a}{h} \operatorname{tg} \alpha - 2 =$

= 0, które określi wielkość kąta nachylenia α . Łączny ciężar kozła, kładki i desek zakładanych działa jako zabezpieczenie od obrotu kozła względem punktu 0.

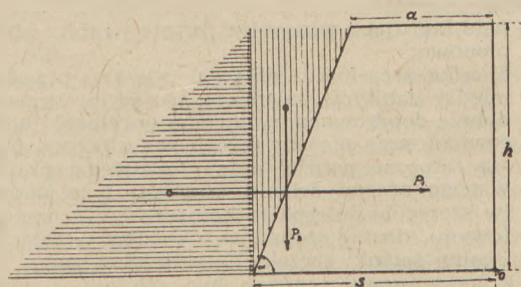
Dla wysokości piętrzenia H w granicach od 1 do 2,5 metra, przy szerokości kładki od 90 do 120 cm, kądy nachylenia α zmienia się od 74^0 do 67^0 . Dla uniknięcia ewentualnej możliwości wywrócenia się kozła, przyjęto nieco mniejsze kądy nachylenia boku kozła, a mianowicie: dla piętrzeń od 1 do 2 m = $68^0 12'$, nacylenie 5 : 2, dla piętrzeń od 2 do 2,5 = $66^0 2'$, nacylenie 5 : 4.

K o z i o ł został zaprojektowany w kształcie trapezu, którego bok od wody górnej nachylony jest pod kątem α do podstawy, natomiast drugi bok od wody dolnej — prostopadły. Przeważnie na wysokość $\frac{2}{3}$ od podstawy bok nachylony podparty jest krzyżulcem, którego oś przechodzi przez punkt 0 (przecięcie podstawy kół za boki pionowych). Zasadniczo parcie wody przejmują trójkąt składający się z podsta-



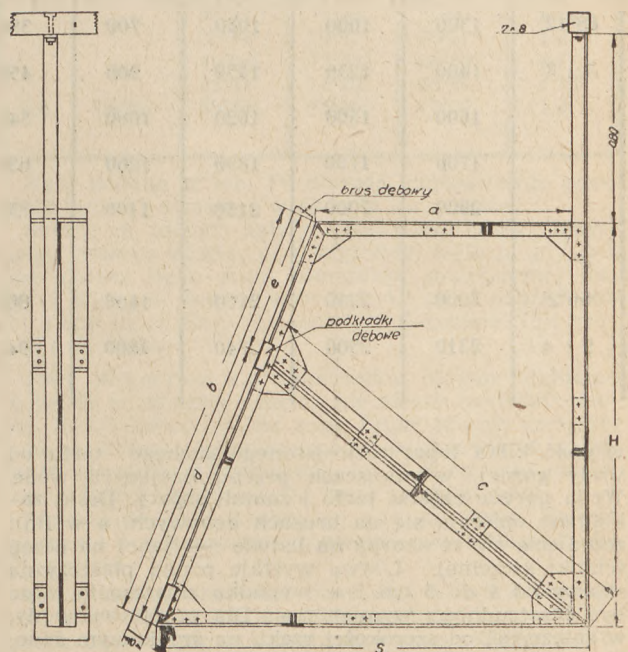
Rys. 2b.

wy kozła. $\frac{2}{3}$ boku nachylonego i krzyżulca, pozostałe elementy służą dla podtrzymania kładki i poręczy. Na rysunku 4 pokazano konstrukcję kozła. Podstawę i boki kozła zaprojektowano z podwójnych kątowników, łączonych w węzłach blachą 6 — 8 mm i wzmocnionych nakładkami. Kątowniki krzyżulca są ustawione w gwiazdę dla zwiększenia wytrzymałości na wyboczenie. Kozioł stoi bezpośrednio na podłodze jazu, stosowanie bowiem żelaznych trzewików wmontowanych w podłogę okazało się niepraktyczne, utrudniające ustawienie kozła i powodujące niepotrzebną stratę materiału i koszty. Kozioł od strony wody górnej utrzymywany jest w położeniu właściwym w dolnej



Rys. 3.

swej części przez brzus dębowy, do którego przytwierdzone są dwie podkładki, obejmujące nachylony bok kozła. Od wody dolnej kozioł podparty jest belką oporową z odpowiednim wycięciem. W pozycji pionowej utrzymuje go kładka połączona ze skarpami oraz poręcz.



Rys. 4.

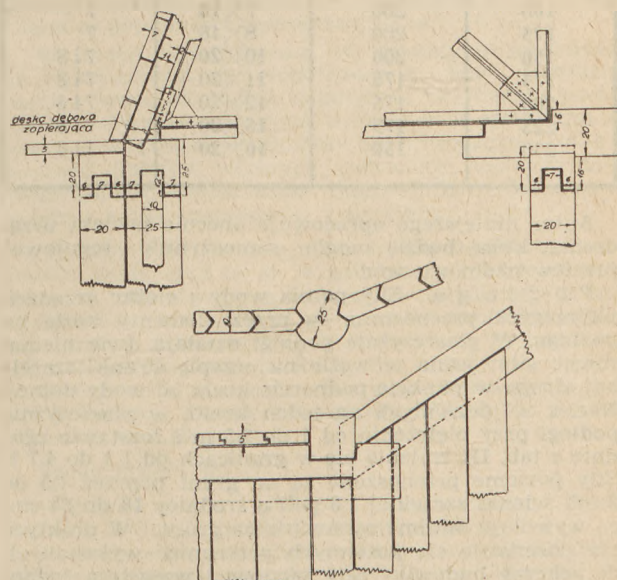
W tab. II podano wymiary poszczególnych elementów kozła w zależności od piętrzenia H (por. rys. 4).

Przekroje żelaza znacznie przewyższają obliczone jednak ze względów konstrukcyjnych nie można było zastosować mniejszych.

W tab. III podano maksymalne rozstawy kozłów w zależności od piętrzenia oraz wymiary brusów i desek zakładanych.

B r u s y dębowe dolnym końcem wpuszczone są w oczeł ścianki szczelnej, co wyklucza ruchy boczne. Brus pracuje jako belka podparta w jednym końcu oraz w $\frac{2}{3}$ swej długości, dzięki temu przekrój na zginanie zostaje wykorzystany ekonomicznie. Przy ustawianiu jazu brus zsuwany po pochyłym boku kozła trafia bez trudności na właściwe miejsce (do gniazda).

Deski zakładane uszczelniane są na styk. Dla uzyskania całkowitej szczelności wystarczy



Rys. 4a. Szczegóły jazu.

TABLICA II
WYMIARY ELEMENTÓW KOZŁA

Kąt α	S mm	H mm	b mm	d mm	e mm	c mm	a mm	Wymiary kątownika i blachy w mm	Waga w kg
68°12'	1300	1000	1080	700	380	1240	900	(45 × 45 × 5) × 2 blacha 6	50
5 : 2	1400	1250	1350	900	450	1335	900	(45 × 45 × 5) × 2 blacha 6	57
	1600	1500	1620	1080	540	1560	1000	(50 × 50 × 5) × 5 blacha 7	67
	1700	1750	1890	1260	630	1700	1000	(50 × 50 × 5) × 2 blacha 7	73
	2000	2000	2150	1400	750	1970	1200	(50 × 50 × 5) × 2 krzyżulec	88
								(55 × 55 × 6) × 2 blacha 8	
66°2'	2200	2250	2460	1600	860	2130	1200	(55 × 55 × 6) × 2 blacha 8	107
9 : 4	2310	2500	2740	1800	940	2280	1200	(55 × 55 × 6) × 2 blacha 8	115

wsypać kilka łopat rozkruszonego suchego torfu od wody górnej, w miejscach przepuszczających wodę. Woda porwie cząstki torfu i zamuli szpary. Deski zakładane opierają się na brusach dębowych, a w linii zetknięcia się ze skarpą na listwie nabijanej na oczep ścianki szczelnej. Listwa wystaje ponad płaszczyznę skarpy od 4 do 5 cm i w wypadku zniszczenia może być bez trudności wymieniona. Dla przepływu wody, w zależności od szerokości rzeki, na środkowym świetle (względnie na kilku) deski zakładane powinny być łączone na styk wzdłuż osi brusa, ażeby można było je wyjmować w zależności od ilości przelewającej się wody. Nie można dopuścić, aby nadmiar wody przelewał się nad skarpami. Szerokość przelewającej się strugi wody winna być węższa od szerokości dna rzeki, a grubość jej — regulowana w zależności od przepływu. Nad skarpami deski zakładane winny być ułożone o 10 cm ponad projektowany poziom piętrzenia. Deski zakładane w środkowych światłach dla przepuszczenia wody, są wyjmowane z kładki przy pomocy dwóch bosaków, które zaczepia się za uchwyty umieszczone na górnej krawędzi desek. Do tej czynności potrzeba dwóch ludzi.

TABLICA III

H-wysokość piętrzenia cm	Maksymalna rozstawa cm	Wymiary brusa dębowego cm	Grubość desek zakładanych cm
100	200	7×18	7
125	200	8×18	7
150	200	10×20	7 i 8
175	175	11×20	7 i 8
200	175	12×20	7 i 8
225	175	15×20	7 i 8
250	150	16×20	7 i 8

Autor niniejszego opracowuje obecnie projekt urządzenia, które będzie mogło samoczynnie regulować przelew nadmiaru wód.

P o d ł o g a. Siły parcia wody i ciężar urządzeń piętrzących przenoszone są przez elementy kozła na podłogę. W płaszczyźnie podłogi działają dwie niemal równe siły: jedna w węźle na oczepie ścianki szczelnej, druga w punkcie podparcia kozła od wody dolnej. Nacisk sił poziomych na jeden koniec podłogi w płaszczyźnie podłogi przy piętrzeniu od 1 do 2,5 m i rozstawie zgodnie z tab. III zmienia się w granicach od 1 t do 4,7 t. Siły poziome przenoszone są na grunt poprzez 1,5 do 2 mb ścianki szczelnej i 5 pali o średnicy 18 do 25 cm, co wywołuje minimalny nacisk na grunt. W praktyce nie obserwuje się poziomych przesunięć wykonanych dotychczas budowli. Siły pionowe wzrastają jednocześnie z wysokością piętrzenia i wynoszą 0,6 t do 2,4 t; przenoszone są one na grunt przez pal kierujący,

ściankę szczelną i pierwszy słup podłogowy od wody dolnej. Projektowane długości pał i ścianki szczelnej są w zupełności wystarczające przy założeniu, że miąższość torfów nie przekracza 4 m.

Przy ustalaniu miejsca budowy jazu należy unikać głębokich torfów, jeżeli jednak nie da się tego uniknąć długość słupów oznacza się przez próbne bicie pał. Praktycznie jest przystępować do budowy jazu na torfach w następnym sezonie po odwodnieniu, z uwagi na intensywne osiadanie torfowiska zaraz po osuszeniu. Podłogę zaprojektowano z desek grubości 5 cm. Deski przybite są do legarów poprzecznych opartych na palach podłogowych, od górnej wody — do oczepu ścianki szczelnej. Podłoga od czoła zabezpieczona jest poprzecznym progiem dębowym wymiennym, nabijanym na oczep ścianki szczelnej. Podłoga wiąże oczep ścianki szczelnej z legarami podłogowymi. Dwie belki podłużne, zaprojektowane dla podparcia skarp, również łączą legary podłogowe z oczepem ścianki szczelnej.

Na podłożu mineralnym zamiast drewnianej podłogi lepiej jest wykonać ją z kamieni betonowych w jaskółczy ogon (dyble), łączonych na cement i układanych na podsypce z piasku grubości 10 cm. W tym wypadku niepotrzebne są legary podłogowe i belki podłużne przy skarpach. Belki podpierające kozły spoczywają wówczas na słupach podłogowych.

Obliczenie ponuru i poszuru dość skomplikowanymi wzorami — przez niewłaściwą interpretację — może doprowadzić do błędnych wyników. Z uwagi na stosunkowo małe piętrzenia (1 do 2,5 m) autor proponuje uproszczone wzory, a mianowicie: długość ponuru = H zaś poszuru = $3H$, umocnienie dna powyżej ponuru 2 — $3H$, zaś poniżej poszuru 4 — $5H$.

Ś c i a n k a s z c z e l n a. Głębokość ścianki szczelnej w torfach stosowano przeważnie równą podwójnemu piętrzeniu.

Na należyte wykonanie ścianki szczelnej potrzeba zwrócić szczególną uwagę. Dobre wykonanie ścianki szczelnej warunkuje właściwe działanie jazu. Aczkolwiek zasady wykonania ścianek szczelnych są powszechnie znane, autor chciałby zwrócić uwagę na następujące szczegóły:

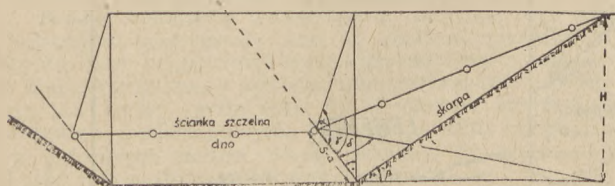
- pale kierujące winny być proste i zabite idealnie pionowo;
- ścianka szczelna o długości równej przestrzeni między zabitymi palami kierującymi musi być dobrze dopasowana, ustawiona w całości i umiejscowiona przy pomocy dwóch par kleszczy, pierwsze założone poniżej dolnej krawędzi projektowanego oczepu ścianki szczelnej i te pozostają (w szczególności jest to konieczne w gruncie torfowym), drugie stopniowo obniżane w miarę zabijania ścianki szczelnej — zdejmowane;
- ścianka szczelna winna być zabijana stopniowo całą szerokością między palami kierującymi a nie do pełnej głębokości po jednym brusie;

— przy użyciu suchego materiału należy pamiętać o pęcznieniu drzewa w wodzie, które może spowodować zwichrowanie prawidłowo zabitej ścianki.

Oczep ścianki szczelnej winien być dopasowany dokładnie i uszczelniony za pomocą pakul nasączonych smołą.

Przy wytyczaniu osi ścianki szczelnej trzeba pamiętać, że jest ona załamana w planie. W dnie tworzy linię prostopadłą do osi koryta rzeki, na skarpach załamuje się symetrycznie, odchylając się w kierunku biegu rzeki. Przecięcie się płaszczyzny, jaką tworzą deski zakładane z płaszczyzną skarp, wyznacza usytuowanie ścianki szczelnej na skarpach. Wykonawcy najczęściej robią błędy, wyznaczając linię ścianki szczelnej na skarpie o nachyleniu równym kątowi α .

Kąt nachylenia linii ścianki szczelnej w płaszczyźnie skarpy jest zmienny w zależności od nachylenia skarpy. Jeśli przyjmiemy kąt nachylenia boku kozła α , kąt nachylenia skarpy β , kąt nachylenia linii ścianki szczelnej w płaszczyźnie skarpy γ do linii przecięcia się płaszczyzny skarpy z płaszczyzną dna, to otrzymamy następującą zależność (rys. 5):



Rys. 5

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\sin \beta}$$

Rzut kąta γ na płaszczyznę poziomą można określić ze wzoru:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta}$$

W tab. IV podano w przybliżeniu wielkość kątów γ i δ w zależności od α , przy nachyleniu skarp 1:1, 1:1,5 i 1:2.

TABLICA IV

Nachyl. kozła	α	β	γ	δ	Nachylenie skarp
5:2	68°12'	45°00'	74°14'	68°12'	1:1
		33°41'	77°30'	75°05'	1:1,5
		26°34'	79°51'	78°41'	1:2
		45°00'	72°34'	66°02'	1:1
		33°41'	76°10'	73°30'	1:1,5
9:4	66°02'	26°34'	78°46'	77°29'	1:2

Kąty podane w tab. IV ułatwiają wyznaczenie położenia ścianki szczelnej w skarpie na gruncie.

Skarpy na torfach należy ubezpieczać opaską faszynową głęboko wciętą; przy płytszych torfach, gdy dno jazu opiera się o grunt mineralny, praktyczniej jest zdjąć warstwę torfu i wykonać skarpe z dobrze ubitej gęby mineralnej, umacniając ją dyblami lub brukiem na mchu.

Jeśli projektuje się umocnienie skarpy dyblami, wówczas na ściankę szczelną nie należy nakładać oczepu. Najpraktyczniej jest ściąć brusy ścianki szczelnej o 20 cm krócej i zabetonować je, pozostawiając w betonie szczelinę o wymiarach 10 × 8 cm, na umocowanie listwy oporowej dla desek zakładanych.

Wykonanie jazu kozłowego nie nastręcza dużych trudności i nie wymaga specjalnie wyszkolonych fachowców.

Koszt jednego kozła w zależności od wielkości wynosi 300—400 zł. Na jaz przedstawiony na rys. 2 potrzeba około 18 m³ materiału drzewnego, 422 kg żelaza i gwoździ.

Całkowity koszt wykonania wynosi około 12.000 zł.

Ponieważ typ jazów kozłowych bezprzyczółkowych rozpowszechnia się coraz bardziej, byłoby celowe opracowanie wzorcowych, szczegółowych projektów wraz z zestawieniem materiałów i kosztorysami dla piętrzeń: 1 m, 1,25 m, 1,50 m, 1,75 m, 2,00 m, 2,25 m, 2,50 przy nachyleniu skarp 1:1, 1:1,5 i 1:2, z uwzględnieniem szerokości dna od 1,5 do 12 m.

DR INŻ. MICHAŁ MAZUR i INŻ. KAZIMIERZ KARS

Studium zaopatrzenia w wodę gospodarczą stacji kolei linowej na Kasprowym Wierchu

U w a g i o g ó l n e

Na kilka lat przed II wojną światową, a mianowicie w roku 1936, została wybudowana i oddana do użytku wisząca kolej linowa z Kuźnic na Kasprowy Wierch.

Piękna ta inwestycja, mająca służyć rzeszom turystów i sportowców, nie we wszystkich jednak szczegółach była właściwie zaprojektowana. Nie przemyślano należycie sposobu zaopatrywania stacji kolei linowej na Myślenickich Turniach i na Kasprowym Wierchu w wodę gospodarczą i nie przeprowadzono wyczerpujących studiów i pomiarów odpływu ze źródła „Lodowe”, które zostało ujęte dla celów zaopatrzenia w wodę, zarówno Myślenickich Turni, jak i Kasprowego Wierchu.

Źródło „Lodowe” położone jest w dolinie „Sucha Kasprowa” na jej wschodnim stoku; przy źródle wykonany został zbiorniczek służący jednocześnie jako piaskownik; w zbiorniku tym umieszczono kosz ssący pompy, która tłoczy wodę do terenowego zbiornika otwartego o pojemności ok. 48 m³, położonego powyżej stacji na Myślenickich Turniach na wysokości 370 m wyżej od źródła „Lodowego”. Z tego zbiornika woda dostaje się grawitacyjnie na stację Myślenickie Turnie, gdzie zostaje albo zmagazynowana dla potrzeb lokalnych, albo wylana do bezek, którymi przewożona jest na Kasprowy Wierch. Tam wylewana jest do

jednego z trzech zbiorniczków połączonych ze sobą, o łącznej pojemności wynoszącej 49 m³.

W chwili wykonywania tej inwestycji wydawało się wykonawcom, że zaopatrywanie obu górskich stacji w wodę nie będzie napotykało na większe trudności i, że pomimo pewnych niewygód w dostarczaniu wody ze względów eksploatacyjnych i częściowo zwiększonych kosztów własnych, całkowicie zadowolili zarówno Administrację Kolei Linowej, jak i korzystających z wody sportowców i turystów.

Jednakże fakt, że w ujętym źródle częstokroć brakowało wody oraz że w okresie zimowym terenowy zbiornik, jako otwarty a więc nie zabezpieczony przed zamarzaniem, nie spełniał swojej roli zasobnika wodnego, zmusił Administrację Kolei Linowej, początkowo tylko w przypadkach braku wody, a potem w ogóle przez cały czas, do pobierania wody i dowożenia jej na Myślenickie Turnie i Kasprowy Wierch, aż z dolnej stacji w Kuźnicach.

Spowodowało to:

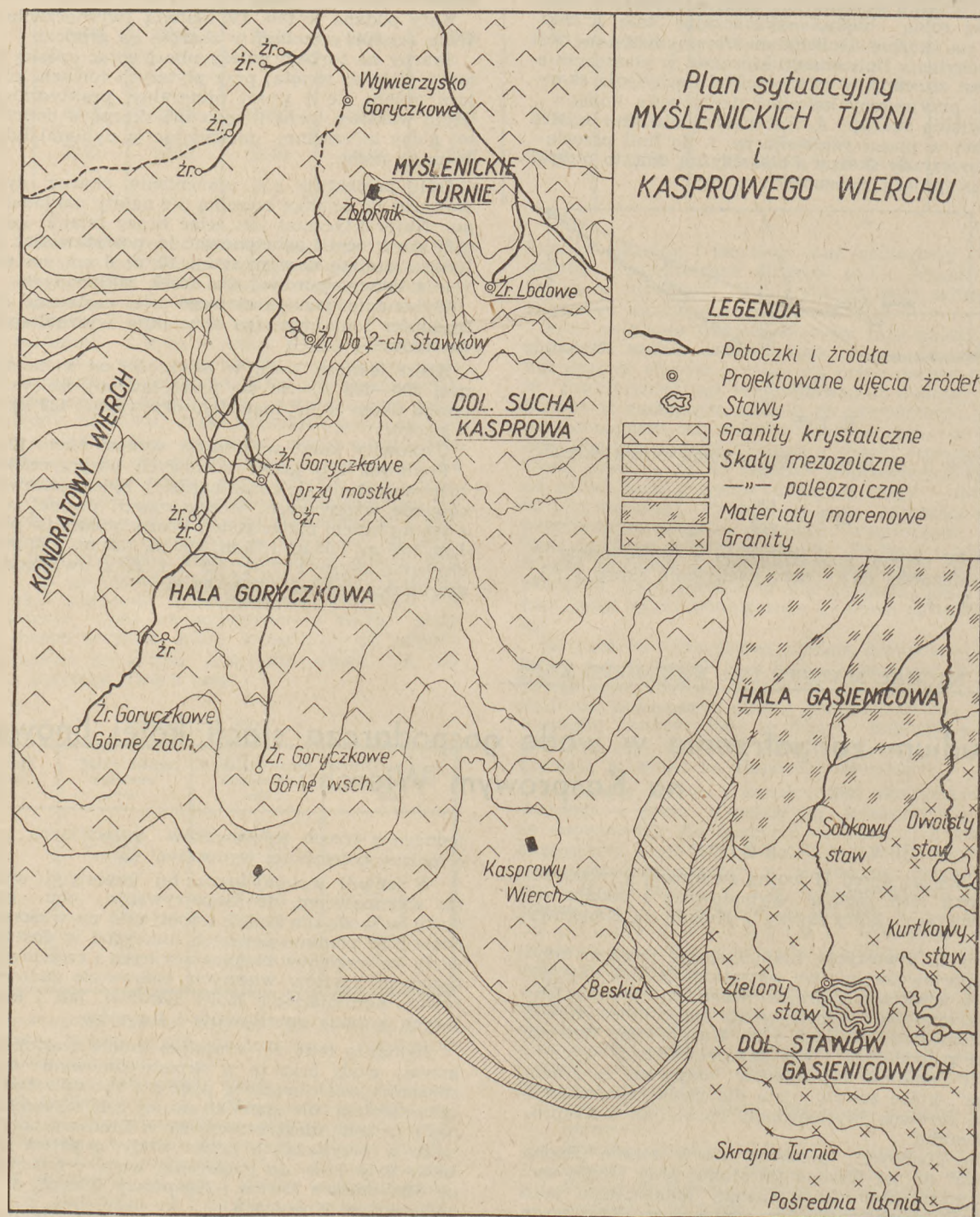
- pomniejszenie zdolności przewozowej kolei linowej, a więc i pomniejszenie wpływów,
- zaabsorbowanie służby eksploatacyjnej nieprzewidzianymi zajęciami, a więc dodatkowo płatnymi,
- ograniczenie spożycia wody do norm niedopuszczalnych,

— niemożność zadośćuczynienia wymaganiom sanitarnym.

W okresie przedwojennym, gdy pobyt w Zakopanem, a więc i korzystanie z urządzeń turystycznych, dostępne były stosunkowo nielicznej grupie zamożniejszych ludzi, ilość wody dostarczanej w tak skomplikowany sposób mogła być uważana za wystarczającą; jednakże obecnie, gdy turystyka i sport stały się udziałem szerokich rzesz ludności, powyższy sposób zaopatrywania stacji kolei linowej w wodę, w związku z już ogromną, a mogącą w przyszłości w dalszym ciągu wzrastać frekwencją osób korzystających z urządzeń turystycznych, nie może być nadal tolerowany.

pokrycie pełnego zapotrzebowania zarówno gospodarczego jak i przeciwpożarowego.

Zapotrzebowanie wody dla Myślenickich Turni może być pokryte ze stosunkowo obfitego źródła, którego wydajność waha się w granicach od 40 do 100 l/s. Zaopatrzenie więc Myślenickich Turni nie stanowi żadnego problemu. Natomiast zaopatrzenie Kasprowego Wierchu jest dużo trudniejsze, gdyż pomimo stosunkowo znacznej ilości źródeł i potoków lub stawów znajdujących się w pobliżu, nie wszystkie z nich nadają się do ujęcia, przede wszystkim z tego względu, że leżą przeważnie ponad granicą porostu lasów, a więc znajdują się w zupełnie odmiennych warunkach



Rys. 1

Zarząd P.K.L. w pełni doceniając potrzebę uczynienia zadość wymaganiom turystów i sportowców oraz warunkom sanitarnym zamierza w najbliższym czasie wykonać nowe, niezależne dla każdej stacji zaopatrzenie w wodę, zabezpieczając w ten sposób

klimatycznych, topograficznych i hydrologicznych niż przeciętne także same źródła czy stawy nizinne.

Zbadanie i przeanalizowanie tych właśnie odmiennych zjawisk i warunków ma na celu niniejsze studium.

Przed przystąpieniem do omawiania istniejących źródeł musimy ustalić wysokość zapotrzebowania zarówno wody gospodarczej, jak i pożarowej.

Konsumentami wody na Kasprowym Wierchu w chwili obecnej są:

- Administracja PKL (wraz z hotelem turystycznym),
- Kolejowe Zakłady Gastronomiczne,
- Obserwatorium,
- Inni konsumenci.

Całkowite zapotrzebowanie wody w latach ubiegłych nigdy nie było w pełni pokryte i dlatego nie wyszczególniamy obecnie danych, które są już całkowicie nieaktualne. Natomiast zajmujemy się zapotrzebowaniem wody w chwili obecnej i wzrostem zapotrzebowania w okresie amortyzacji urządzeń.

Na podstawie statystyki frekwencji osób korzystających z urządzeń turystycznych obecnie i aż do końca Planu 6-letniego zapotrzebowanie wody wyniesie 18 000 l/dobę, w okresie zaś amortyzacji urządzeń, tj. w okresie 30-letnim spożycie wyniesie do 30 000 l/dobę.

*

Każda instalacja wodociągowa powinna być wykonana w taki sposób, aby jej zdolność produkcyjna wystarczała na pokrycie wszelkich możliwych szczytów i nieprzewidzianego wzrostu zapotrzebowania w okresie jak wyżej podaliśmy, tj. w okresie amortyzacji urządzeń wodociągowych. Dlatego musimy rozpatrzyć w pierwszym rzędzie, z kogo składają się konsumenci i jaki jest rozbiór godzinowy i dobowy.

Niestety, żadnej statystyki do chwili obecnej nie posiadamy i jedynie na podstawie pewnych założeń możemy ustalić jakość rozbioru. Otóż na Kasprowym Wierchu istnieją zasadnicze dwie grupy konsumentów. Jedną składa się z mieszkańców stałych, do których wchodzi personel administracyjny PKL, personel Obserwatorium, którzy korzystają z wody przez całą prawie dobę z niewielką przerwą w godzinach od 0 do 4. Grupa ta zużywa przeciętnie 60% wody dla celów gospodarczych i porządkowych. Druga grupa, ilościowo zmienna, składa się wyłącznie z turystów i sportowców, przebywających na Kasprowym Wierchu dłużej jak parę godzin, która korzysta z wody tylko w postaci posiłków i urządzeń sanitarnych.

Z pewnym przybliżeniem można założyć równomierność poboru wody przez 20 godzin w godzinach od 4 do 24. W związku z tym zapotrzebowanie wody wyniesie:

$$30\,000 : (20 \times 3600) = 0,42 \text{ l/s.}$$

Gdybyśmy w tym stosunku pobierali wodę ze źródła, urządzenia tłoczne musiałyby być czynne przez 20 godzin. Stanowiłoby to zbyt wielkie obciążenie pod względem finansowym, a jednocześnie byłoby uciążliwe z punktu widzenia eksploatacyjnego. Poza tym byłoby to w ogóle niewłaściwe, ze względu na to, że rurociąg tłoczny powinniśmy dać o średnicy co najmniej 100 mm, którego wydajność przepustowa jest dużo większa niż nasze zapotrzebowanie, oraz ze względu na to, że posiadamy możliwość magazynowania wody w ilości całodobowego zapotrzebowania z nadwyżką dla pokrycia ewentualnych potrzeb przeciwpożarowych.

Dlatego też przyjmujemy zasadę, że pompy nie powinny pracować dłużej niż 6 godzin i krócej niż 2 godziny na dobę. W pierwszym przypadku, tj. przy 6 godzinach pracy należy pobierać $30\,000 : 6 \times 3600 = 1,4 \text{ l/s}$, w drugim zaś $30\,000 : 2 \times 3600 = 4,2 \text{ l/s}$. Z chwilą posiadania danych dotyczących zapotrzebowania wody możemy przystąpić do omówienia warunków terenowych, klimatycznych itp., w których się znajdują poszukiwane przez nas źródła wody, mogące służyć do pokrycia zapotrzebowania stacji na Kasprowym Wierchu.

Tatry w całości, szczególnie zaś Wysokie, a więc Hala i Dolina Stawów Gąsienicowych oraz otaczające ją szczyty powstały na skutek ogromnego wypiętrzenia skał krystalicznych i działania erozyjnego początkowo wód płynących, a następnie lodowców. Najbardziej nas interesuje obszar położony wokół Kasprowego Wierchu, który wznosi się o 990 m wyżej od zr. „Lodowe” i tworzy wierzchołek 4 krzyżu-

jących się grzbietów, przedzielających znajdujące się między nimi doliny.

Całość Tatr, jak również i część ich znajdującą się w granicach Polski, można podzielić pod względem geologicznym na trzy części. Każda z nich różni się pod względem budowy, układu, okresu i sposobu powstawania oraz urzeźbienia szczytów.

Tatry Główne czyli Wschodnie składają się z granitów. Tatry Zachodnie są przeważnie z łupków krystalicznych. Najmłodsza zaś część Północnych Tatr składa się z wapieni i piaskowców.

Na Hali i w Dolinie Stawów Gąsienicowych, wraz z okolicznymi szczytami, znajdują się wszystkie rodzaje wymienionych skał. Właściwy maszyn granitowy zalega na wschód od linii Przełęcz Liliowe — schronisko na Hali. Na zachód od tej linii rozciąga się tzw. czapa skał oderwanych od głównego trzonu, leżąca na podkładach skalnych należących do północnej części Tatr. Do tej grupy należy Beskid, Kasprowy Wierch, Hala Goryczkowa, Hala Kondratowa, część Czerwonych Wierchów oraz Dolina Sucha Kasprowa. Są one zbudowane z granitów i łupków krystalicznych. Między częścią wschodnią i zachodnią przechodzi wąski stosunkowo pas skał osadowych, przeważnie wapiennych, należących do płaskowyży wierzchowej. Są to skały miękkie, przepuszczające wodę, której kierunki spływu i ilości nie są jeszcze dokładnie zbadane. Wkładka tych skał dochodzi do Kopy Magury, po czym ostro skręca na zachód. Na północ od tych wapieni znajdują się pokłady należące do płaszczowiny reglowej. Wśród nich znajduje się pasmo piaskowców i dolomitów. Na wschód zalegają materiały naniesione przez lodowce.

Z punktu widzenia wodnego najbardziej jest interesująca właśnie ta wkładka wapienna, która gra decydującą rolę w sprawie ustalenia wydajności i jakości wody w badanych źródłach. Niestety, jak już powiedzieliśmy wyżej, sprawy te nie są jeszcze bliżej zbadane, wobec czego należy się zadowolić posiadanymi danymi, które nie zawsze są miarodajne.

Dolinami Stawów Gąsienicowych posiada klimat wysokogórski na całej swej przestrzeni. Klimat ten jest inny niż w okolicach podgórskich i charakteryzuje się dużymi opadami, długotrwałym zaleganiem śniegu, stosunkowo małą wilgotnością, niewielkim zachmurzeniem w zimie, a znacznym w lecie, niską temperaturą, a jednocześnie małymi jej wahaniami w ciągu roku oraz silnymi wiatrami, zwłaszcza lokalnymi, jak halny i orawski.

Średnia roczna temperatura wynosi przeciętnie około 2° C.

Opady na Hali i w Dolinie Stawów Gąsienicowych wynoszą w okresie cieplejszym $\frac{2}{3}$, a w zimowym $\frac{1}{3}$ opadów rocznych. Suma rocznych opadów wynosi ok. 1700 mm, przy czym zdarza się, że w ciągu jednego dnia stan opadów wynosi 150 — 200 mm.

Opady śnieżne wynoszą 40%. Pokrywa zaś śnieżna osiąga wysokość 2,0 m i trwa przez 217 dni w Dolinie Stawów Gąsienicowych, zaś 277 dni na Kasprowym Wierchu.

*

Na stoku północno-zachodnim i północnym znajduje się Hala Goryczkowa. Mniej więcej na wysokości 640 m wyżej od zr. „Lodowe” w odległości 1000 m i 1700 m od stacji Kasprowy Wierch znajdują się źródła. Są one b. mało wydajne i występują periodycznie. Trochę poniżej znajduje się znacznie większe źródło, którego wydajność sięga nawet do 2,5 l/s. Przeprowadzone jednak ostatnio badania wykazały małą przydatność tego źródła, ze względu na spore zanieczyszczenie fekaliami, znaczną odległość, wynoszącą w prostej linii 1700 m, oraz znaczną różnicę poziomów, wynoszącą ok. 600 m. Nie wydaje się więc nam możliwe pobieranie wody z tego źródła.

Na północno-wschodnim stoku znajduje się Dolina Sucha Kasprowa. W dolinie tej tuż przy Myślenickich Turniach znajduje się źródło „Lodowe”, o którym już była uprzednio mowa. Samo przez się rozumie się, że jeśli nie było ono przydatne dawniej tym bardziej nie może być wykorzystane i w chwili obecnej.

Stok południowy stanowi granicę państwową z Czechosłowacją, przeto pobieranie wody z tego kierunku nastąpić nie może.

Na stoku południowo-wschodnim znajduje się Dolina Stawów Gąsienicowych wraz z całym szeregiem stawów i wypływających z nich potoczków.

Mając do wyboru staw i wypływający z niego potok, możemy przyjąć zasadę, że tańszym i na ogół lepszym ujęciem będzie ujęcie ze stawu, gdyż stawy nie wymagają prawie żadnych urządzeń, a w szczególności osadników, specjalnego oczyszczania i ewentualnego piętrenia dla założenia ujęcia. Poza tym każdy staw już z samej natury rzeczy jest zasobnikiem wodnym i może gwarantować pokrycie szczytów zapotrzebowania nie tylko godzinowych, ale i wielodobowych. Jednakże ze względu na to, że mamy do czynienia ze stawami wysokogórkimi, tj. leżącymi ponad granicą porostu lasów, należy zdać sobie sprawę, że pobór wody z takiego stawu jest zupełnie odmienny od poboru ze stawów nizinnych. Specyficzne warunki klimatyczne i hydrologiczne, zaleganie pokrywy lodowej prawie przez 7 miesięcy w ciągu roku, b. niska temperatura wody, stosunkowo mała zawartość tlenu i, jak w ogóle w tatrzańskich stawach, duże ilości CO₂, zmuszają do bardzo wnikliwego i dokładnego przestudiowania reżimu stawu, z którego ma się zamiar pobierać wodę.

Najbliżej położonym w stosunku do Kasprowego Wierchu stawem jest Zielony Staw Gąsienicowy. Dane charakterystyczne są następujące:

Lustro wody leży na wysokości 672 m powyżej źr. „Lodowego”.

Powierzchnia — 3,84 ha,
Największa głębokość 15,0 m,
Średnie nachylenie stoków 11° 50',
Zlewnia ok. 1,5 km²,
Średnie opady roczne 1700 mm,
Średni roczny spływ wg Iszkowskiego $q = 50 \text{ l/s}$.
ha.

Ze względu na bardzo znaczną pochyłość stoków oraz brak większego pokrycia można przyjąć, że spływ do Zielonego Stawu wyniesie 80% opadu. Parowanie na stawie o powierzchni 3,84 ha przy niskiej średniej temperaturze i znacznym zachmurzeniu możemy przyjąć równe 30%, w związku z czym odpływ w porze letniej powinien wynosić:

$$50 \times 0,8 \times 0,7 = 28 \text{ l/s.}$$

Zielony Staw jest stawem przepływowym. Prowadzi on wodę dopływającą strugą z Lilowego oraz posiada dopływ denny z wyżej położonego stawu Kurtkowego. Dowodem tego jest znacznie większy odpływ

TABLICA I

Na głębokości m	6. XII. 37.			10. III. 38			19. V. 38		
	T	O ₂	CO ₂	T	O ₂	CO ₂	T	O ₂	CO ₂
0.5	0,6	11,03	2						
1.0	1,5	10,96							
1.5				0,3	10,23		0,4		
2.0							0,6	11,77	2
2.5				1,9	10,37				
3.0	2,7	10,99					1,1		
3.5							2,0	10,15	
4.0				2,9	10,24		2,5		
5.0	2,9	10,57		3,1	10,12		3,0	10,11	
6.0				3,2	10,00		3,2	9,79	
7.5				3,3	9,39		3,3	8,08	
9.0				3,4	8,01		3,3	-7,11	
10.0	3,4	10,35	2	3,4	6,8		3,4	6,92	
11.0				3,4	6,17		3,4	5,76	
12.0				3,5	5,61		3,5	5,04	
13.0				3,6	3,61		3,6	1,63	
14.0	3,6	9,02		3,6	1,46		3,6	0,95	12
15.0		dno			dno		3,6	0,14	

powierzchniowy, niż dopływ wyżej wymienioną strugą.

Zamarzanie stawu obserwuje się już od połowy listopada, a całkowite zniknięcie skorupy lodowej w pierwszych dniach lipca (obserwacje z r. 1937/38 Olszewski „Zimowe stosunki tlenowe większych jezior tatrzańskich”). Największa pokrywa lodowa dochodzi do 3,0 m (obser. 29.IV.28 Olszewski).

Przeprowadzone badania ciepłoty, zawartości tlenu O₂ i dwutlenku węgla CO₂ w roku 1937/38 wg Olszewskiego przedstawione są w tab. I.

Dotychczas przeprowadzone badania wykazały, że najniższą temperaturę zaobserwowano w maju. Wyżej zaś podana tablica obrazująca przebieg pewnych zjawisk wodnych, zaobserwowanych podczas przeprowadzonych badań, nie może być ostatecznym stwierdzeniem tego czy innego stanu wodnego, jednak daje pogląd na te sprawy i w związku z tym musimy się liczyć z możliwością istnienia takich a nie innych warunków klimatycznych i hydrologicznych w Zielonym Stawie.

Ciekawe jest, że zawartość tlenu przy dnie maleje, natomiast zawartość dwutlenku węgla wzrasta aż do 12 miligr. w litrze. Z przytoczonych danych wysnuć można następujące wnioski:

— Na skutek dopływu dennego do Zielonego Stawu z wyżej położonego Stawu Kurtkowego można przyjąć, że woda w Stawie Zielonym jest w ciągłym ruchu, a więc posiada cyrkulację nawet w okresach zimowych.

— Staw zamarza na głębokość do ok. 3,0 m.

— Stałą temperaturę zaobserwowano na głębokości 5,0 m.

— Na dnie stawu zachodzą procesy gnilne, czego dowodem jest znaczna zawartość CO₂ i prawie zupełny brak tlenu.

Reasumując wszystko wyżej powiedziane, można twierdzić, że pomimo specyficznych warunków, w jakich się znajduje Zielony Staw Gąsienicowy, woda z niego może być czerpana dla potrzeb stacji na Kasprowym Wierchu pod warunkiem zachowania niżej wymienionych zaleceń:

— Ze względu na możliwość wahanía lustra wody pobór powinien się odbywać 3,0 m pod powierzchnią wody w stawie.

— Ze względu na grubość pokrywy lodowej pobór może być uskuteczniiony na głębokości 4,0 m pod l. w.

— Ze względu na ciepłotę wody można ją pobierać na głębokości, przy której nie ma większych wahań temperatury, a więc na głębokości 5,0 m pod l. w.

— Ze względu na możliwość powstawania lawin z kierunku SWS ujęcie powinno być umieszczone na przeciwnym brzegu do kierunku lawin i zabezpieczone od ewentualnych uszkodzeń.

— Ze względu na piękno krajobrazu i ochronę przyrody wszystkie budowle i urządzenia, jak również rurociąg powinny być umieszczone pod ziemią.

— Sterowanie automatycznej stacji pomp powinno się odbywać bezpośrednio ze stacji na Kasprowym Wierchu.

LITERATURA

P. Olszewski — Zimowe stosunki tlenowe większych jezior tatrzańskich. Wydawnictwo PAU Kraków 1948.

Dr S. Berezowski — Hala Gąsienicowa. Wyd. P. Inst. Wyd. 1952.

T. Zwołiński — Tatry Polskie. Wyd. 1951.

W. Paryski — Tatry Wysokie. Wyd. 1951.
Inst. Hydr. Meteorol. Dane pomiarowe zwierciadła wody.

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INŻ. STANISŁAW WOJNAROWICZ

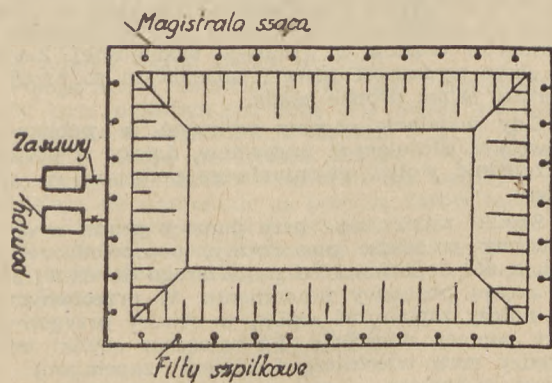
Obniżanie poziomu wód gruntowych przy pomocy filtrów szpilkowych

Wstęp

Filtry szpilkowe służą do obniżania poziomu wód gruntowych w gruntach piaszczystych względnie innych przepuszczalnych, jeśli przepuszczalność gruntu można scharakteryzować współczynnikiem filtracji od 1 do 150 m/dobę.¹⁾

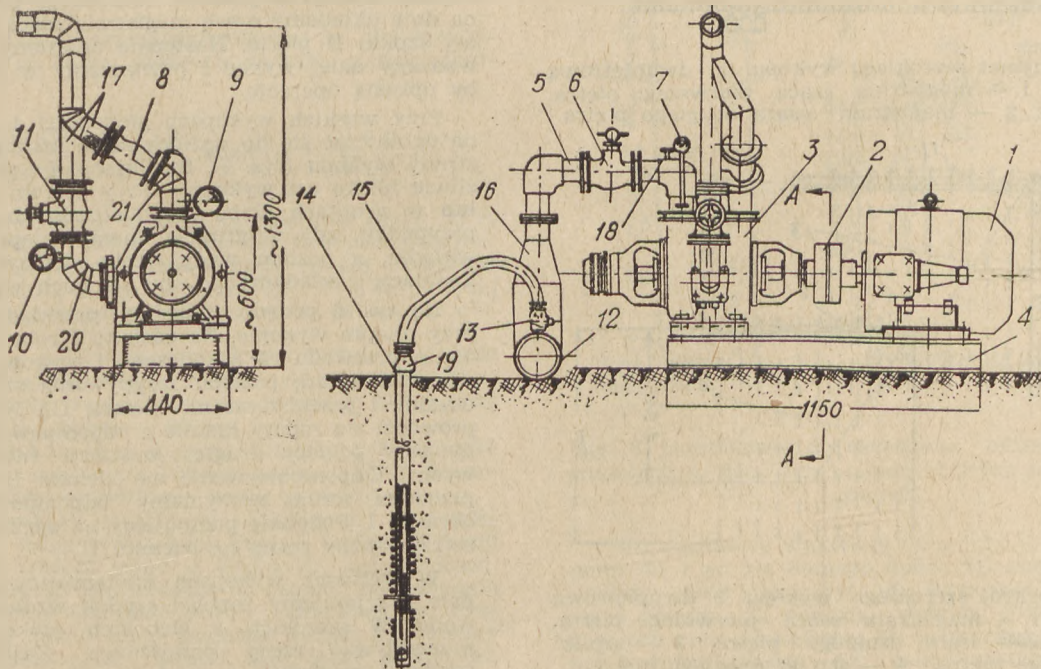
Najlepsze wyniki otrzymujemy przy współczynniku filtracji w gruncie od 4 do 40 m/dobę.

Filtry szpilkowe zagłębiajmy w grunt dokoła wy-



Rys. 1. Schemat małego wykopu z instalacją do obniżenia poziomu wody.

¹⁾ porów. artykuł „Nowoczesne metody techniczne wzmacniania i uszczelniania gruntów nawodnionych w ZSRR” Gospodarka Wodna Nr 1/52 (przyp. Red.).



Rys. 2. Schemat instalacji. 1 — silnik elektryczny, 2 — sprzęgło elastyczne, 3 — pompa samozasysająca, 4 — podstawa agregatu, 5 — przewód ssący, 6 — zasuwa, 7 — vacuummetr, 8 — kłapa zwrotna, 9 i 10 — manometry, 11 — zasuwa, 12 — magistrala 150 mm,

kopu szerokiego względnie wzdłuż wykopu wąskiego (rys. 1). Filtry szpilkowe łączymy poprzez magistralę ssącą z samossącą pompą (rys. 2). Dodatką cechą instalacji filtrów szpilkowych jest duża szybkość ich zapuszczania oraz łatwość montażu i demontażu całego urządzenia, co umożliwia szybkie przemieszczanie się z miejsca na miejsce.

Dzięki temu filtry szpilkowe szczególnie nadają się tam, gdzie skrócenie czasu wykonania robót odgrywa dużą rolę. W zasadzie można powiedzieć, że skracając czas roboty uzyskujemy poza innymi dodatkowymi efektami obniżenie kosztów ogólnych.

Przy wykopach wąskich, długich a płytkich stosuje się jednorzędową instalację filtrów szpilkowych (rys. 3). Dla dużych i szerokich wykopów wypadnie nieraz dawać kilka prowizorycznych stacji pomp, w których ustawiamy do 3 lub więcej pomp (rys. 4).

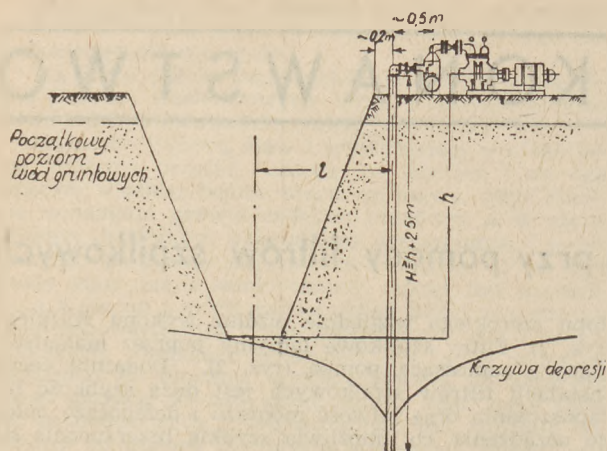
Gdy poziom wody trzeba obniżyć o 5—6 m lub więcej, to stosujemy instalacje piętrowe (rys. 4 i 5). Drugie piętro montujemy na dnie wykopu dokonanego w czasie działania I piętra.

Harmonogram montażu urządzeń filtrów szpilkowych trzeba powiązać z czasem wykonania robót ziemnych i budowlanych, a projekt oprzeć na wynikach wstępnych wierceń, które dadzą pojęcie o warunkach hydrogeologicznych (poziom wody, rodzaje gruntu).

Projektowanie obniżenia poziomu wód przy pomocy filtrów szpilkowych.

Projekt obniżenia poziomu wód gruntowych trzeba opracować na podstawie danych z wierceń próbnych

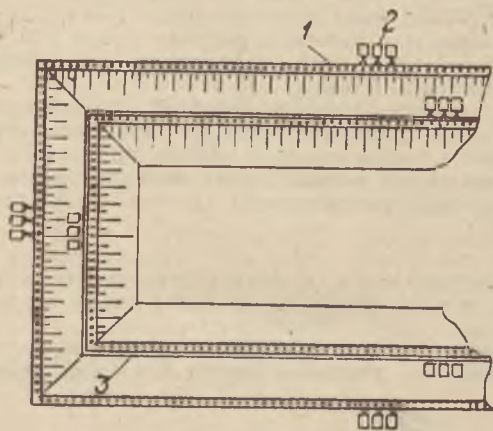
13 — kran podstawy 38 mm, 14 — szpilka, 15 — wąż $\varnothing$ 38 mm, 16 — zwężka, 17 — rura odprowadzająca, 18 — odnoga do zalewania pompy, z zaślepką, 19 — mufa redukcyjna, 20 — kolano bocznego odgałęzienia na pompie, 21 — kolano górnego odgałęzienia na pompie.



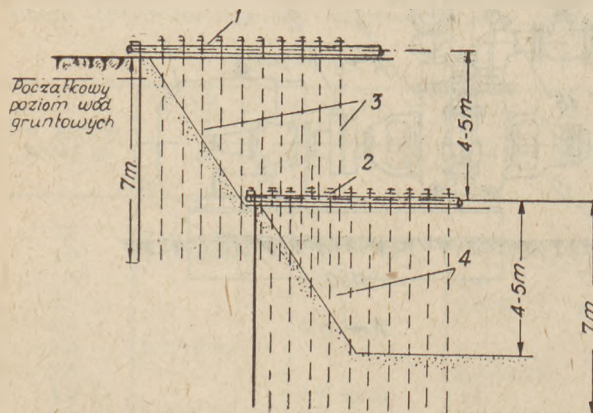
Rys. 3. Schemat jednopiętrowej instalacji przy $l \leq 2,5$ m.

i scharmonizować z robotami. Należy w szczególności ustalić:

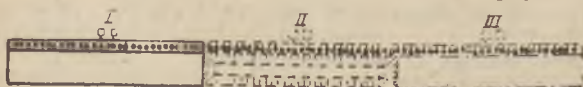
- rodzaj gruntu,
- ewentualność istnienia wkładek ilastych itp.,
- ewent. istnienia soczewek i innych rodzajów gruntu,
- normalny poziom wody gruntowych i możliwości jego wahań w czasie robót.



Rys. 4. Schemat szerokiego wykopu z dwupiętrową instalacją. 1 — magistrala ssąca pierwszego piętra, 2 — pompy, 3 — magistrala ssąca drugiego piętra.



Rys. 5. Przekrój szerokiego wykopu z dwupiętrową instalacją. 1 — magistrala ssąca pierwszego piętra, 2 — magistrala ssąca drugiego piętra, 3 — szpilki pierwszego piętra, 4 — szpilki drugiego piętra.



Rys. 6

W projekcie podajemy istniejącą sieć podziemną (wodociągi, kable, kanały itp.) oraz granice fundamentów budynków, jak również planowany rozkład różnych urządzeń mechanicznych montowanych w czasie robót, rozlokowanie szpuntów, pali itp.

Filtry szpilkowe dają najlepsze wyniki w gruntach piaszczystych i piaszczysto-żwirowych.

Praktycznie można stosować tę instalację, gdy współczynnik przepuszczalności gruntów waha się:

$$l \frac{m}{dobe} \leq k \leq 150 \frac{m}{dobe}$$

Rezultaty osiągnięte zależą również od grubości warstwy przepuszczalnej. Przy projektowaniu należy pamiętać, że warstwa wodonośna nie może być osuszona do warstwy nieprzepuszczalnej. Dlatego niemożliwe jest osuszenie cienkich warstw wodonośnych, a także całkowite osuszenie gruntu na skarpach, jeśli projektowane dno wykopu leży poniżej warstwy nieprzepuszczalnej.

Gdy grunt zawiera dużą domieszkę drobnych cząsteczek ilastych lub gliniastych, należy dokoła filtra szpilkowego dawać obowiązkowo zasypkę z piasku i żwiru o wymiarach od 0,5 do 5 mm, w zależności od wymiarów cząstek w warstwie wodonośnej. Zasypka zwiększa wydajność filtra i zabezpiecza go przed zatkaniem przez drobne osady.

Gdy instalację chcemy wykonać w pobliżu lub wewnątrz istniejących budynków, należy w projekcie uwzględnić wpływ ewentualnego podmycia na grunt nośny.

Szpilki zapuszczane przy pomocy prądu wody nie powinny przecinać płaszczyzny, poprowadzonej pod kątem 60° do poziomu od najbliższego do danej szpilki skraju podeszwy fundamentu. W przeciwnym razie należy zapuszczać szpilki w otwory przygotowane przy pomocy wiercenia. Po założeniu szpilki odstęp między rurą wiertniczą i filtrem zapelniamy piaskiem ze żwirem, a rurę wiertniczą wyciągamy.

Maksymalne obniżenie poziomu wody gruntowej... osiągane w przeciętnych warunkach za pomocą jednego piętra filtrów szpilkowych — wynosi około 5 m, licząc od osi pompy do obniżonego poziomu.

Gdy należy osiągnąć większe obniżenie, stosujemy następne piętra (rys. 4 i 5). W tym przypadku wykonujemy wykop do poziomu osuszonego przez I piętro, na dnie układamy nową magistralę ssącą i zapuszczamy szpilki II piętra. Następnie osuszamy grunt, prowadzimy dalej wykop i powtarzamy w razie potrzeby opisaną operację.

Przy wąskich wykopach głębokości 4—4,5 m można ograniczać się do wykonywania instalacji z jednej strony wykopu (rys. 3). Szpilki należy planować możliwie blisko osi wykopu. Przy szerokich wykopach lub w gruntach słabo przepuszczalnych, a także w przypadku, gdy w gruncie mamy nieprzepuszczalne wkładki, a poziom wody trzeba obniżyć o 2—3 m, instalację zakładamy po obu stronach wykopu.

Na rys. 6 podano schemat przekładania szpilek przy długim wykopie. Na odcinku I roboty przy układaniu przewodu są zakończone i wykop jest zasypywany. W miarę postępu zasypywania szpilki są wyciągane i przekładane na odcinek III. Na odcinku II prowadzi się roboty łącznie z odpompowywaniem wody przy pomocy drugiej instalacji filtrów szpilkowych. Odpompowywanie na odcinku II zaczyna się przedtem, zanim zatrzymamy odpompowywanie na odcinku I. Podobnie pompujemy na odcinku III, przed zatrzymaniem pomp na odcinku II.

W szerokich wykopach fundamentowych jako regułę przyjmujemy rozkład szpilek wzdłuż całego obwodu. W szerokich i głębokich wykopach można przewidywać rzędy przejściowe. Zasadnicze linie szpilek i magistrali z reguły instalujemy poza wykopem, możliwie blisko jego krawędzi górnej.

Przy stosowaniu ścianek szczelnych szpilki lokujemy wewnątrz ścianek. W razie potrzeby stosujemy wtedy podnoszenie magistrali ssącej, względnie opieramy ją na specjalnie w tym celu wykonanych podporach.

Odległość między szpilkami określamy orientacyjnie, posilując się nomogramami (rys. 7 i 8).

Odpowiedni punkt wyjściowy podany po prawej stronie nomogramu łączymy z właściwym punktem skały lewej, odpowiadającym projektowanemu obniżeniu poziomu wód gruntowych. Na skalach pośrednich, odpowiadających danemu rodzajowi gruntu, odczytujemy odległość między szpilkami w m.

Przykładowo określono na nomogramach odległości między szpilkami w gruntach piaszczysto-żwirowych jednorodnych i niejednorodnych przy obniżeniu poziomu wody do 3 m. Punkt z napisem „piasek średnioziarnisty” łączymy prostą z punktem 3 m na skali lewej z napisem „projektowane obniżenie poziomu wody w m”. Przecięcie tej linii ze skalą „średnioziarnisty piasek” wskazuje odległość 1,25 m.

Filtr powinien leżeć na dostatecznej głębokości poniżej dynamicznego poziomu wody (tj. poziomu, który ustali się w końcowym momencie pompowania).

W tym celu należy wbijać szpilki tak, aby górna krawędź siatki leżała:

— nie mniej niż 0,6 m od dna wykopu, gdy mamy do czynienia z wykopami szerokoprzestrzennymi obwiedzionymi dokoła magistralami ssącymi;

— nie mniej niż 1—1,25 m przy filtrach ułożonych tylko z jednej strony wykopu.

Pompę ssącą ustawiamy tak, aby odprowadzenie wody było najłatwiejsze oraz aby straty na ssaniu były możliwie najmniejsze. Ostatni względ wymaga ustawiania pompy po środku przewodu ssącego. Przy kilku pompach odcinki magistrali dla każdej z nich oddzielają się wzajemnie za pomocą zasuw lub lepiej przez odciecie za pomocą korka.

Dla przybliżonego obliczenia ilości wody pobieranej z instalacji można posilować się następującymi wzorami:

$$q = \frac{(H^2 - h^2) k L}{R}$$

gdzie: q — wydatek w m^3/sek , H — początkowy poziom lustra wody ponad warstwą nieprzepuszczalną w m, h — Hs , s — projektowane obniżenie zwierciadła wody mien zasięgu depresji w m, L — długość wykopu w m, k — współczynnik filtracji w m/sek, R — promień zasięgu depresji w m, L — długość wykopu w m. Wielkości H , R i k określa się na podstawie wstępnych badań.

Przy wykopach szerokoprzestrzennych, gdy instalację dajemy na całym obwodzie wykopu, można stosować wzór:

$$q = \frac{1,36 (2H - s) \cdot s \cdot k}{\log R - \log A}, \text{ gdzie } A = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

F jest powierzchnią wykopu ograniczoną przez filtry szpilkowe. Wzory te są ważne dla otworów całkowitych. Przy otworach częściowych, tj. gdy końcówki szpilek znajdują się co najmniej na 1—2 m powyżej warstwy nieprzepuszczalnej, wzory te są bardzo niedokładne.²⁾

Instalacje należy zaopatrzyć w dostateczną ilość pomp z uwzględnieniem potrzebnych rezerw. Przy jednej pompie rezerwa winna wynosić 100%, przy większej ilości pomp — 50%.

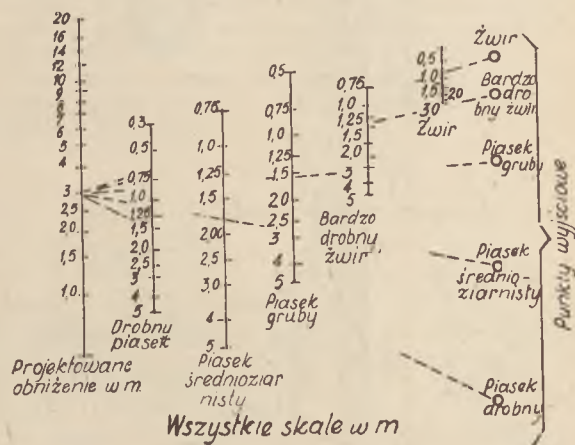
Przy projektowaniu instalacji należy przewidywać wykonanie kontrolnych filtrów, pozwalających obserwować zmiany w poziomie wody i gruntu.

Przy wykopach szerokoprzestrzennych z reguły ustawiamy jeden otwór kontrolny po środku wykopu i 3 otwory wzdłuż jednej z głównych osi wykopu. Rys. 9 wskazuje jak, dodając do szpilki odpowiednią rurkę, możemy otrzymać otwór obserwacyjny. Przy gruntach o różnorodnej budowie zaleca się otwory kontrolne umieszczać wzdłuż linii, gdzie znany jest profil geologiczny. Jeśli profilu takiego nie ma, to

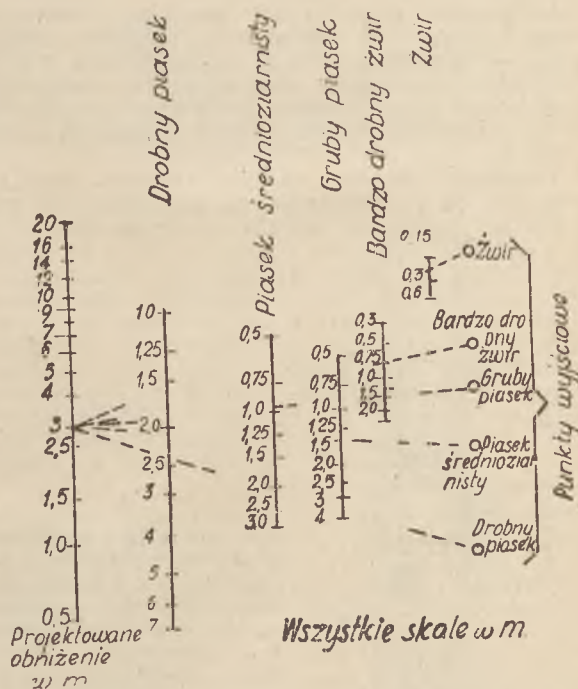
kontrolne otwory zakładamy za pomocą wiercenia, w czasie którego otrzymujemy dane do profilu na badanym odcinku.

Przy wykopach wąskich a długich kontrolne otwory zaleca się zakładać w punktach, gdzie zmienia się geologiczna budowa, względnie gdzie są inne warunki przepuszczalności gruntu

Konstrukcja, eksploatacja, urządzenia



Rys. 7. Nomogram do określania odległości między szpilkami w gruntach jednorodnych piaszczysto-żwirowych.

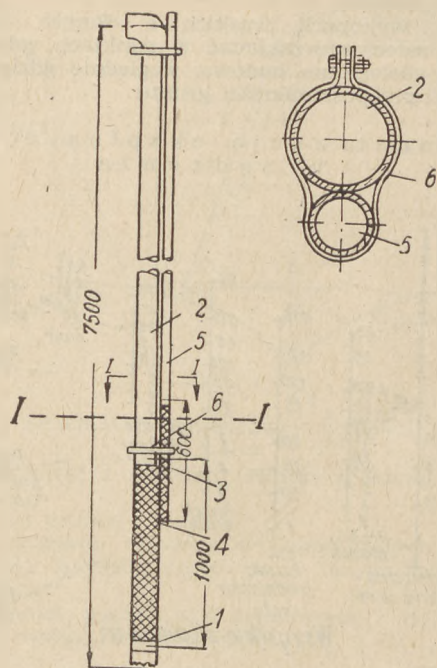


Rys. 8. Normogram do określania odległości między studniami w gruntach niejednorodnych piaszczysto-żwirowych.

Filtr szpilkowy wykonuje się z rury $\varnothing 50$ mm, długości do 7 m. Do dolnego końca tej rury przymocujemy filtr i but. (rys. 10). Rura nadfiltru łączy się z filtrem za pomocą głowicy. Filtr składa się z dwóch rur: zewnętrznej (4) z otworami równomiernie rozmieszczonymi na całej powierzchni i wewnętrznej (5) z sześcioma otworami w dolnym końcu (8). Rurę zewnętrzną obwijamy spiralą (6) z drutu. Na spiralę nakładamy filtracyjną siatkę (7) jak na normalnych filtrach przy studniach wierconych. Spirala z drutu oddziela siatkę filtracyjną od ścianek rury, przez co zwiększa się zdolność przepustowa filtra.

²⁾ Szczegółowiej całe zagadnienie opracowane jest w nomogramach wydanych jako skrypt przez Zrzeszenie Gazowników, Wodociągowców i Techników Sanitarnych w roku 1951.

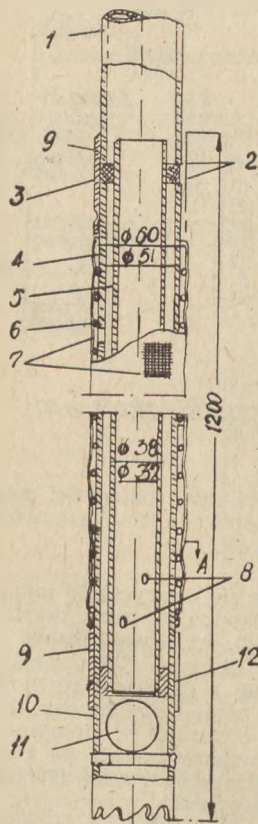
Przekrój I-I



Rys. 9. Szpilka kontrolna. 1 — filtr, 2 — rura nadfiltrowa, 3 — filtr rurki kontrolnej $d = 25$ mm, 4 — korek drewniany; 5 — rura nadstawna, 6 — obaska.

W gruntach piaszczystych stosujemy normalną siatkę filtrową. W gruntach o różnych ziarnach, zwłaszcza zawierających dużą domieszkę ilów o drobnych cząsteczkach, które mogą zasklepić siatkę, trzeba stosować siatkę z otworami 0,5 mm, zabezpieczoną od mechanicznych uszkodzeń przez zewnętrzną spiralę z drutu.

Przestrzeń między górnymi końcami rury zewnętrznej (4) i wewnętrznej (5) uszczelnia się przy



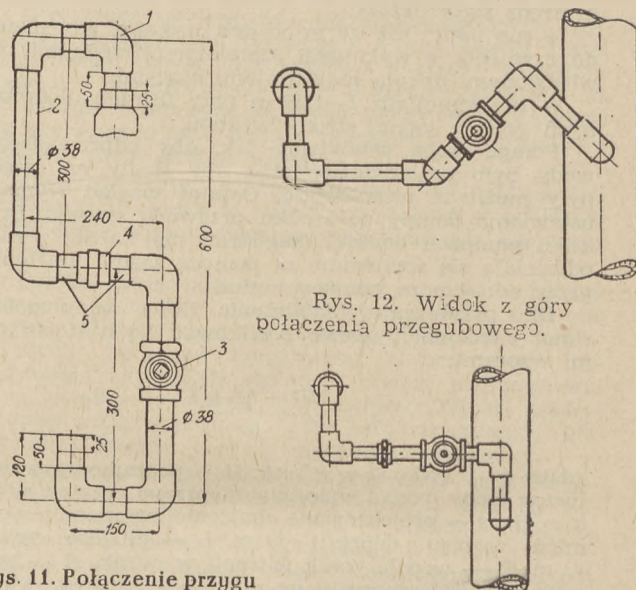
Rys. 10. Filtr szpilkowy. 1 — rura nadfiltrowa, 2 — nakrętka, 3 — pierścień gumowy, 4 — rura zewnętrzna, 5 — rura wewnętrzna, 6 — spiral, 7 — siatka, 8 — otwory, 9 — mufy, 10 — but z zębatą koroną, 11 — zawór kulisty, 12 — gniazdo zaworu kulistego.

pomocy pierścienia gumowego (3). Jest on ściśnięty dwiema nakrętkami (2) przy wkręcaniu mufy (9) w rurę nadfiltrową (1). W dolny koniec wewnętrznej rury wkręcamy detal (12) stanowiący gniazdo zaworu kulistego.

Filtr szpilkowy zapuszczamy przy pomocy prądu wody. Woda pod ciśnieniem wtłaczana jest do rury nadfiltrowej i przez wewnętrzną rurę (5) przepływa do buta (10). But zakończony jest zębatą koroną.

Woda pod ciśnieniem wypływa z dolnej części filtra szpilkowego, rozmywa dookoła niego grunt i wychodzi na powierzchnię, pociągając za sobą drobne cząsteczki gruntu. Filtr szpilkowy opuszcza się własnym ciężarem bez potrzeby pobijania. Zębata korona ułatwia przebijanie rozmytych warstw ziemi.

Zawór kulisty wykonuje się z kuli drewnianej, powleczonej gumą. Gdy przez filtr zaczynamy odpompowywać wodę, to kula dociska się do gniazda (12) i zamyka dopływ wody gruntowej od dołu. Odpompowywana woda może dostawać się do wnętrza rury nadfiltrowej wyłącznie przez siatkę filtra (7).



Rys. 11. Połączenie przygibowe. 1 — kolano, 2 — wstawka prosta, 3 — kran przelotowy, 4 — nakrętka, 5 — wstawki proste

Rys. 12. Widok z góry połączenia przegubowego.

Rys. 13. Połączenie przegubowe uproszczone, bez wstawek.

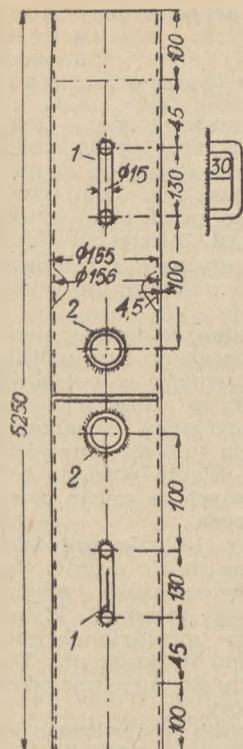
Filtry szpilkowe łączymy z magistralą zbiorczą za pomocą giętkich węzów lub połączeń przegubowych (rys. 11 — 13). Na połączeniach przegubowych można z łatwością kompensować wszelkie odchylenia szpilki od pionu i dopasowywać odległość od magistrali, a to dzięki zastosowaniu długich gwintów.

Na odgałęzieniach od magistrali do filtra umieszczamy krany przelotowe, aby umożliwić odcinanie szpilek wadliwie działających, względnie dostosowywać do potrzeb ilość zabijanych w gruncie szpilek.

Magistralę wykonujemy zwykle z rur $\varnothing 150$ mm (rys. 14) i fasonów w postaci kolan i trójników. Oddzielne elementy magistrali kończą się bosymi końcami, na które przy łączeniu nakłada się gumowe mufy, ściągane chomątami (rys. 15).

Dla dobrego działania urządzenia należy stosować pompy samozasysające. Dzięki temu, że pompa ssie zarówno powietrze, jak i wodę, unikamy konieczności zalewania instalacji przed puszczeniem w ruch oraz nie potrzebujemy stosować specjalnych agregatów do odpowietrzania. Poza tym pompa tego rodzaju gwarantuje ciągłość pracy w razie przedostawania się powietrza do magistrali.

Korpus pompy (rys. 16) składa się z dwóch części, ssącej (1) i tłoczącej (2), osadzonych na wale (3) i uszczelnionych. Pomiedzy pokrywą ssącą i tłoczącą umieszczony jest wirnik (4), osadzony trwale na wale. Wirnik obraca się w kierunku ruchu wskazówek zegara, patrząc od strony pokrywy tłoczącej. W we-

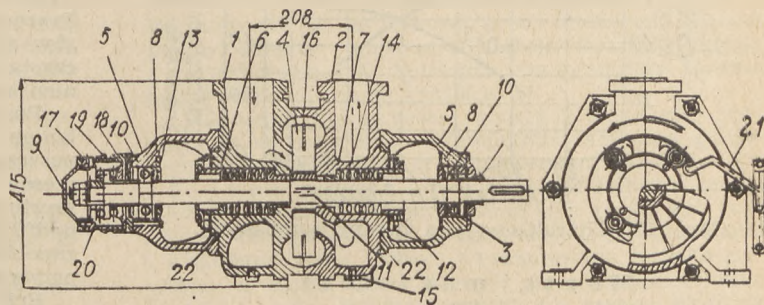


Rys. 14. Ogniwio magistrali ssącej 1 — uchwyt do przenoszenia rury, 2 — odgałęzienie $d = 38$ mm z zaślepką.

konuje się podwójne łożysko kulkowe oporowe (20). Odstęp między wirnikiem i skrzynką ssącą można regulować za pomocą pierścienia (17) i śruby oporowej (19).

Odstęp od strony tłocznej reguluje się grubością wkładki (16). Dla lepszego uszczelnienia dodajemy hydrauliczny pierścień (22). Pierścień hydrauliczny w skrzynce ssącej łączy się za pomocą rurki (21) z bocznym tłocznym kielichem. W dolnej części skrzynek mamy korki (15), służące do spuszczenia wody w razie przewidywanej dłuższej przerwy w działaniu pompy. Do regulowania pracy pompy na bocznym tłocznym kielichu ustawiamy zasuwę (11), a na górnym — klapę zwrotną (8) — rys. 2.

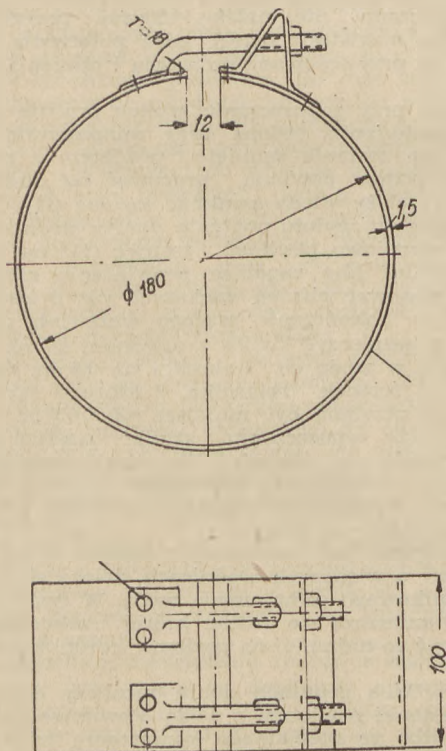
Jak zwykle pompę sprzęgamy bezpośrednio z silnikiem elektrycznym, a cały agregat ustawiamy na wspólnej podstawie.



Rys. 16. Pompa samossąca. 1 — odnoga ssąca, 2 — odnoga tłoczna, 3 — wał, 4 — wirnik, 5 — podstawa łożyska, 6 — panewka, 7 — tuleja uszczelki, 8 i 9 — pokrywy, 10 — łożyska kulkowe, 11 — przetyczka, 12 — kołnierz, 13 — uszczelnienie, 14 — uszczelka, 15 — korek, 16 — przekładka, 17 — garnek, 18 — pierścień oporowy, 19 — oporowa nakrętka, 20 — łożysko oporowe, 21 — rurka, 22 — pierścień hydrauliczny.

wewnętrznej części pokrywy znajdują się zagłębienia w kształcie pierścieniowatych kanałów, a w pobliżu otworów dla wału wirnika umieszczone są okienka ssące i tłoczne. Kanały kończą się tuż pod okienkiem tłoczącym. W tym miejscu skrzynki dotykają do wirnika, tworząc minimalny luz, oddzielający część ssącą od tłoczącej. Pompa posiada dwa tłoczne kielichy. Jeden z nich łączy się z okienkami tłocznymi, drugi — boczny bezpośrednio kontaktuje się z pierścieniową przestrzenią, utworzoną przez skrzynkę pompy.

Wał wirnika opiera się na dwóch łożyskach kulkowych (10), wstawionych w opory w skrzynkach pompy. Dla zamortyzowania oddziaływań poziomych i ustabilizowania położenia wirnika między skrzynkami wy-



Rys. 15. Ściąg do mufy.

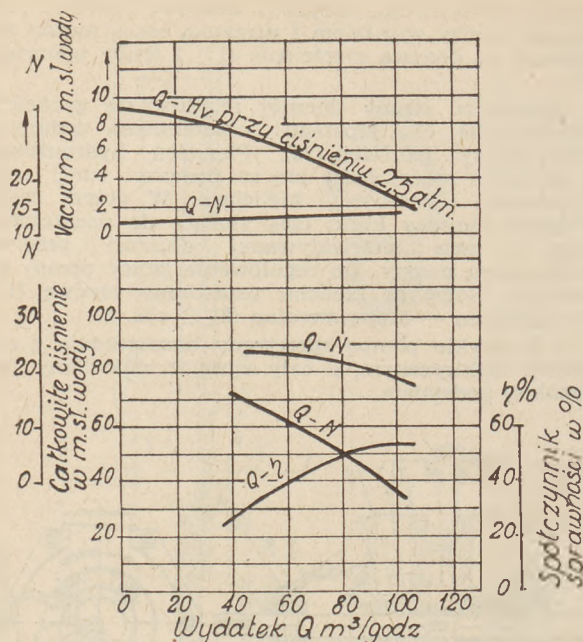
Po uruchomieniu pompy w pierścieniowym kanale tworzą się wiry i cyrkulacja porzeczna, wskutek czego woda posuwa się po spirali wzdłuż osi kanału. Częsteczki wody otrzymują na wirniku przyrost prędkości i wyrzucane są do kanału, gdzie ich energia kinetyczna przekształca się częściowo w potencjalną (ciśnienie). Następnie cząsteczki wody ponownie porywane są przez łopatkę wirnika, mając już pewne dodatkowe ciśnienie. Proces ten powtarza się kilkakrotnie, co powoduje w sumie podniesienie końcowego ciśnienia w kanale pompy.

Zdolność pompy do ssania wody uwarunkowana jest ułożeniem okienka bocznego w pobliżu środka wirnika. Dzięki temu woda tworzy w korpusie pompy pierścień wodny. Pierścień ten ułożony jest na obwodzie kanału i jego powierzchnia wewnętrzna z powodu istnienia przegrody w kanale przybiera formę owalną (spłaszczoną). Na odcinku, gdzie grubość pierścienia wodnego ulega spłaszczeniu, tworzy się rozrzedzenie i powietrze jest wysane. Na następnym odcinku, gdzie pierścień wodny się pogrubia, powietrze jest ściskane i wyrzucane przez okienko tłoczne do kielicha.

Wskutek ułożenia wylotu okienka w pobliżu piasty wirnika kierunek ruchu wody wypływającej z kanału jest odwrotny od kierunku działania siły odśrodkowej, co powoduje straty energii i co za tym idzie — ciśnienia. Straty te usuwa boczny kielich ciśnieniowy, do którego woda wchodzi bezpośrednio z obwodu kanału, omijając okienko tłoczne. Boczny kielich łączy się, gdy nie trzeba odpompowywać powietrza. Przy włączeniu bocznego kielicha pompa nie może zasysać powietrza.

Gdy ssana woda zawiera pewną ilość powietrza, to trzeba pracować przy obu włączonych wypływach.

Na rys. 17 podane są charakterystyki pompy ssącej.



Rys. 17. Charakterystyka pompy samosąsającej.

Montaż magistrali

Montaż całej instalacji rozpoczynamy od ułożenia ssącej magistrali, układanej równoległe do projektowanej linii zabicia filtrów szpilkowych, na odległości nie większej od 0,6 m od osi rzędu szpilek.

Po ułożeniu każdego ogniwa magistrali naciągamy na jego koniec połowę długości gumowej mufy. Przed naciągnięciem mufy należy bosi koniec rury starannie oczyścić. Bosy koniec następnego ogniwa (prostki lub kształtki) wciskamy, w zwisający koniec mufy, następnie zakładamy uchwyt i zakręcamy 2 śruby.

Po ułożeniu całej magistrali odkręcamy zaślepki zamykające otwory odgałęzień do szpilek. Zamiast zaślepek wkładamy wąż lub połowę złącza przegubowego. Wężę łączymy z kolektorem na zamknięcia błyskawiczne. Połączenia przegubowe posiadają długie gwinty w miejscach połączeń kolan z wstawkami prostymi. Regulując długość złącza można kompensować wszelkie odchylenia od pionu szpilek, jak również nierównomierności w odstępach między nimi. W ten sposób możemy łączyć filtry szpilkowe pod różnymi kątami do osi magistrali i niezależnie od odchylenia od pionu.

Połączenia przegubowe (rys. 11 i 12) pozwalają regulować w szerokich granicach odległości od szpilki do magistrali i między samymi szpilekami. Odległości między odgałęzieniami na magistrali wynoszą 0,75 m. Gdy nie ma potrzeby regulacji odchylenia, stosujemy przegubowe połączenia uproszczone wg rys. 13. W tym przypadku z połączenia normalnego (rys. 11 i 12) usuwamy środkowy przegub, a więc nakrętkę i wstawki proste (5) i (2).

Gdy filtry szpilkowe rozmieszczamy na odległościach większych od 0,75 m, to niektóre odnogi na magistrali nie są wykorzystane. Należy je szczelnie zamknąć zaślepkami, z dodaniem uszczelnień gumowych.

Wszystkie gwinty minujemy i skręcamy z dodaniem konopi. Po zakończeniu montażu magistrali wszystkie połączenia gwintowane należy pomalować, aby zapewnić całkowitą hermetyczność instalacji.

W czasie montażu i później przy eksploatacji całej instalacji należy sprawdzać hermetyczność połączeń. To samo odnosi się do uszczelnień przy pompie, gdyż ssanie powietrza zewnętrznego znacznie obniża współczynnik sprawności pompy.

Należy surowo zabronić obciążania magistrali ciężarami, chodzenia po niej, bo może to spowodować niebezpieczeństwo styków.

Przy montażu magistrali należy sprawdzić, aby wewnątrz nie zostawić żadnych przedmiotów, jak

śruby, nakrętki, narzędzia, bo tą drogą możemy uszkodzić pompę.

Opuszczanie filtrów szpilkowych

Filtry szpilkowe — jak już wspomniano — najlepiej zapuszczać w grunt przy pomocy prądu wody.

Przed zapuszczeniem do gruntu wszystkie ogniwa filtra szpilkowego (rura nadfiltrowa, filtr i but) skręcamy na powierzchni. Połączenia gwintowane muszą być miniowane z dodaniem konopi. Z kolei na górną część szpilki nakręcamy kołano złączone z gumowym węzłem, zakończenie którego włączamy do wodociągowej sieci lub pompy.

Po zakończeniu układania szpilkę ustawiamy ręcznie pionowo przy pomocy nałożonego na rurę nadfiltrową uchwytu. But szpilki ustawiamy w odległości poziomej 0,6 m od osi magistrali i w odległości ustalonej wzajemnie między poszczególnymi szpilekami. Przed rozpoczęciem zapuszczania należy sprawdzić stan siatki i zaworu kulistego. Siatka powinna być czysta, bez uszkodzeń mechanicznych, a zawór powinien szczelnie przylegać do gniazda.

Fuszemy wodę pod ciśnieniem i szpilka pod działaniem własnego ciężaru opuszcza się do gruntu. Zapuszczanie zostaje znacznie ułatwione przez równoczesne pokręcanie szpilki około osi pionowej. Wykorzystujemy w tym celu nałożony uprzednio na rurę nadfiltrową uchwyt z rękojeściami drewnianymi. Dla zapobieżenia ślizgania się uchwytu do rury, uprzednio przyspawamy kątowniki jako opory.

Przy zapuszczaniu szpilki należy kontrolować jej położenie pionowe. Pionowo zapuszczony filtr łatwiej po zakończeniu roboty wyciągnąć z ziemi.

Należy pamiętać, aby szpilki zapuszczać we właściwej odległości od kabli elektrycznych. Odległość powinna być taka, aby szpilka padając lub odchylając się od pionu nie zaczęła o kabel.

Prąd wody powinien być tak silny, aby wynosił na powierzchnię terenu największe cząsteczki gruntu i zapobiegał ewentualnemu zaklinowaniu muf szpilek.

W gruntach drobnoziarnistych należy liczyć się z wydatkiem wody 6 — 8 l/sek i ciśnieniem 4 atm. W gruntach gruboziarnistych cyfry te rosną do 10 — 12 l/sek i 8 atm.

Gdy ciśnienie w sieci wodociągowej jest dostateczne, łączymy szpilki bezpośrednio z przewodem tłocznym, w przeciwnym razie stosujemy tę samą pompę, która ma później wodę wysysać.

Do tłoczenia nie należy używać przygotowanej uprzednio magistrali ssącej, gdyż połączenia tej magistrali są przystosowane do ssania i ciśnienia nie wytrzymają.

Pompa przy zapuszczaniu szpilek pracuje na bocznym odgałęzieniu, jednak przy zapuszczaniu pompy, dopóki nie zostanie usunięte powietrze z przewodu ssącego, pompa powinna pracować na odgałęzieniu górnym; należy wtedy zamknąć zasuwę (11) — rys. 2. Gdy z górnego wylotu popłynie zwarty strumień wody, należy stopniowo otwierać zasuwę (11) na bocznym odgałęzieniu. Aby zapobiec przeciążeniu silnika, nie należy stosować ciśnień większych niż 8 atm. Smok stanowiący zakończenie ssącego węża lub przewodu należy zabezpieczyć siatką z otworami $\varnothing$ ok. 1 mm² i zagłębić w wodę co najmniej na 0,5 m. Odległość smoka od ścianek zbiornika, z którego pobieramy wodę, nie powinna być mniejsza niż 0,75 m.

Gdy przy zapuszczaniu szpilki nastąpi przerwa w wypływie na wierzch tłocznej wody lub gdy opór przy zapuszczaniu nadmiernie wzrasta, to szpilkę należy wyciągnąć i pogrążyć ponownie przy zwiększonym ciśnieniu wody.

Jeśli grunt jest zwirowaty i zawiera duży procent kamyczków o większych średnicach, zaleca się stosowanie dodatkowego podmywania wodą. W tym celu obok szpilki umieszcza się rurkę, której zakończenie powinno być co najmniej na poziomie koronki buta szpilki.

W ciężkich gruntach dobre rezultaty daje tłoczenie mieszanki powietrza z wodą. Powietrze można dawać albo ze specjalnego kompresora lub, posilkując się opisaną powyżej pompą przy otwarciu górnego odgałęzienia, wpuszczając częściowo powietrze do

smoka ssącego i zamykając kran na odgałęzieniu bocznym.

Jeśli w gruntach żwirowatych woda znajduje sobie ujście przez zapuszczone uprzednio szpilki, to należy zamknąć krany na przewodach łączących te szpilki z magistralą.

Przy zapuszczaniu szpilek w gruntach z domieszką ilu lub gliny, względnie gdy trafiamy na wkładki ilaste lub gliniaste, dokoła szpilki mogą wytworzyć się kawerny. Należy je równomiernie zasypywać mieszaną piasku ze żwirem lub grubym piaskiem (ziarna od 0,5 do 5 mm).

Zasypkę należy prowadzić w sposób następujący.

Przemynamy kawernę w ciągu kilku minut po zakończeniu zapuszczania szpilki. W tym celu zachowujemy poprzednie ciśnienie i wydatek wody, a szpilekę utrzymujemy w położeniu ostatnim podtrzymując uchwyt. Następnie silnie zmniejszamy ilość dopływającej wody (nie zamykając jednak jej całkowicie) i w szparę dokoła szpilki zasypujemy równomiernie mieszaninę piasku ze żwirem. Równomierność zasypki decyduje o tym, że piasek osadza się na dnie szczeliny. Obsypkę prowadzić trzeba aż do normalnego poziomu wody. Powyżej należy dać glinę, aby zabezpieczyć się przed przedostawaniem się powietrza do filtra w czasie obniżenia poziomu wody.

Przy gruntach słabo przepuszczalnych należy obsypkę wykonywać szczególnie starannie, gdyż ma to wielki wpływ na sprawne działanie filtra.

Celem zwiększenia grubości warstwy obsypki stosuje się: — sztuczne zmniejszenie prędkości zapuszczania filtra, — powolne obracanie szpilki w kierunku ruchu wskazówki zegara, co zapobiega również rozkręcaniu się gwintów.

Gdy w gruncie mamy wkładki nieprzepuszczalne, należy uważać, aby filtr trafił na przepuszczalny piasek. Kontroluje się to, obserwując materiał wynoszony na wierzch przez wodę oraz szybkość zagłębiania się szpilki.

W piaskach dokoła kawerny osadzają się ziarnka piasku. W gruntach gliniastych woda wypływa mętna i nie ma osadów dokoła kawerny. Poza tym w piaskach szpilki zagłębiają się znacznie prędzej niż w gruntach gliniastych.

W specjalnych lecz rzadkich przypadkach, gdy wymagana jest szczególnie staranna obsypka, stosujemy zapuszczenie wstępne rury $\varnothing$ 150 mm. Na dolnym końcu rury dajemy zębatą koronkę, u góry pokrywę z przyspawaną odnogą do włączenia węża od pompy. W gruntach gliniastych zaleca się jednoczesne wciskanie sprężonego powietrza. Do tego celu w pokrywę zamocowuje się drugą odnogę, do której włączamy wąż od kompresora. Po zapuszczeniu rury na odpowiednią głębokość, przerywamy dopływ wody, zdejmujemy pokrywę i do wnętrza wstawiamy filtr szpilkowy. Z kolei przestrzeń wolną między rurą a filtrem zasypujemy piaskiem o odpowiednim uziarnieniu, aż do poziomu normalnego wód gruntowych. W miarę uzupełniania rury ochronną stopniowo podnosimy, zwracając uwagę, aby dolna krawędź rury była zawsze poniżej powierzchni obsypki. Następnie rurę ochronną wyciągamy całkowicie.

Gdy musimy przecinać warstwę gruntu nieprzepuszczalnego, nie dającego się rozmywać, jak również w przypadkach gdy szpilki trzeba opuszczać wewnątrz lub w pobliżu budynku wrażliwego na osiadanie, do opuszczenia rury ochronnej stosuje się wiercenie.

Po zakończeniu zapuszczania górny koniec filtra łączymy za pomocą węża lub połączenia przegubowego z magistralą.

W przypadku stosowania do połączenia węża należy pamiętać o tym, żeby nie tworzyć garbów na wężu. Wąż powinien wznosić się od szpilki do magistrali, przy czym poziom osi magistrali jest graniczną wysokością dla węża.

Po całkowitym zakończeniu roboty w danym miejscu szpilki wyciągamy i dokładnie przemynamy. Przed powtórным użyciem szpilki należy sprawdzić, czy w czasie wyciągania nie nastąpiło obłuzowanie gwintów oraz czy zawór i połączenia gwintowane są szczelne. Z lekkich gruntów szpilki wyciągamy ręcznie przy pomocy dźwigni. W warunkach ciężkich po-

magamy sobie odpowiednimi windami względnie kranami na samochodach lub innymi urządzeniami.

Wyciąganie szpilek może być ułatwione przez rozmycie gruntu strumieniem wody, podobnie jak przy zapuszczaniu, nie jest to jednak zabieg konieczny.

Montaż pompy

Agregat pompowy staramy się ustawić możliwie nisko na wyrównanej poziomej powierzchni. W tym celu trambujemy grunt. Przy pracy na kilku odcinkach pompę z reguły należy ustawić po środku, z uwagi na wielkość ssania. Zawsze trzeba się starać, aby pompa była blisko magistrali (rys. 2). Na przewodzie ssącym między trójnikiem magistrali i pompą na przewodzie tłocznym oraz za bocznym odgałęzieniem powinny być zasuwy (6) i (11). Manometry (9) i (10) należy ustawić na przewodach tłocznych bocznym i głównym. Vacuumetr (7) ustawiamy przed kielichem ssącym pompy. Między głównym kielichem tłocznym pompy a rozdwidleniem (17), łączącym oba przewody tłoczne, należy wstawić kłapę zwrotną (8).

Połączenia kołnierzowe pompy z magistralą muszą być hermetyczne. Wewnętrzna średnica gumowych podkładek między kołnierzami powinna być o 3 — 5 mm większa od wewnętrznej średnicy łączonych przewodów. Łożyska pompy nie mogą być zbyt silnie dociągnięte, bo to powoduje przegrzewanie i niszczenie wału. Dobrze wyregulowane łożysko powinno w czasie pracy pompy przepuszczać z lekką kroplami wodę. Dobrze zmontowana pompa powinna pracować bez uderzeń i wibracji. W razie zauważenia wibracji należy sprawdzić scentrowanie wału silnika i pompy oraz ich zamocowanie na podstawie. Sprzęgło elastyczne (2) łączące silnik z pompą powinno być zgodnie z wymaganiami bezpieczeństwa pracy osłonięte. Silnik powinien być uziemiony.

Przy demontażu spuszczaemy z pompy wodę i do korpusu pompy nalewamy 1 — 2 kg oliwy i ręcznie pokręcamy wirnik.

Normalnie przewidujemy, że jedna pompa samosąca obsłuży 60 filtrów szpilkowych. Gdy trafimy na grunt o dużym nawodnieniu i wydajność tej pompy okaże się za małą, to możemy do pomocy włączyć równolegle zwykłą pompę ośrodkową.

W tym celu magistralę zakończamy zbiornikiem o pojemności co najmniej 0,25 m³ i wysokości 1—1,5 m. Pompę samosącą łączymy z górną częścią zbiornika, gdzie może zbierać się powietrze. Zwykłą pompę ośrodkową przyłączamy do dolnej części zbiornika. Zbiornik należy wyposażyć w szkło wodowskazowe. W czasie pracy trzeba obserwować, aby pompa ośrodkowa była stale zalana wodą. Regulację zasuw przy pompach można zrównoważyć wydatki obu pomp z sumaryczną ilością wody pobieranej z instalacji filtrów szpilkowych.

Eksploatacja urządzenia

Przed puszczeniem w ruch należy zmontowaną całkowicie instalację sprawdzić na szczelność.

W tym celu włączamy pompę przy zamkniętym bocznym wylocie.

Przed uruchomieniem pompy samosącej należy:

— sprawdzić ręcznie czy wirnik lekko się obraca,

— zalać korpus pompy wodą przez otwór (18) —

rys. 2,

— całkowicie zamknąć zasuwę (11) na bocznym odgałęzieniu,

— włączyć silnik i sprawdzić kierunek jego obrotów (patrzac od strony silnika zobaczymy, że pompa obraca się w kierunku zgodnym z ruchem wskazówek zegara),

— otworzyć całkowicie zasuwę na przewodzie ssącym.

Pompa pracuje aż do momentu wyssania powietrza z całego układu. Jeśli wysysanie powietrza trwa dość długo, to należy zapobiec nagrzewaniu się wnętrza pompy wody, tworzącej tzw. pierścień wodny.

W tym celu do odgałęzienia (18) (rys. 2) włączamy rurkę lub wąż, którego koniec zanurzamy w wodzie. Kran regulujemy tak, aby pompa zasysała niewielką

TABLICA 1
Możliwe zakłócenia pracy pompy i sposoby
ich usunięcia

Nr	Rodzaj zakłócenia	Przyczyna	Sposób usunięcia
1.	Pompa nie ssie wody	1. Korpus pompy nie zalany wodą 2. Luz między wirnikiem a korpusem za duży 3. Zasysanie powietrza do układu 4. Przy puszczeniu pompy była otwarta zasuwa na bocznym kroćcu	1. Zalać korpus pompy wodą 2. Wyregulować wielkość luzu 3. Sprawdzić szczelność połączeń, zasuwy i dławic 4. Zamknąć zasuwę
2.	Wydajność pompy za mała	1. Zasysanie powietrza do układu 2. Duże przeszerzenie między wirnikiem i korpusem 3. Kłapa zwrotna na górnym przewodzie tłocznym nieszczelna	1. Jak punkt 1—3 2. Jak punkt 1—2 3. Uszczelnić kłapę zwrotną
3.	Za duże zapotrzebowanie mocy. Silnik się grzeje	1. Wirnik trze się o korpus pompy 2. Dławica zbyt silnie docięnięta	1. Wyregulować położenie wirnika 2. Rozluźnić dławicę. Jeśli po rozluźnieniu dławica przepuszcza strugę wody, to wymienić uszczelnienie (woda powinna sączyć się kropelkami).
4.	W czasie pracy słychać stuk w pompie	Do pompy dostały się obce części stałe. Uszkodzenie detali pompy	Natychmiast zatrzymać pompę. Rozebrać i sprawdzić stan pracujących części pompy
5.	Zagrzewa się łożysko przy mufie	1. Niedokładne scentrowanie wału pompy z silnikiem 2. Zanieczyszczony sznur w łożysku	1. Wyregulować wzajemne położenie wałów pompy i silnika 2. Zmienić sznur i usunąć przyczynę jego zanieczyszczenia
6.	Vacuum zbyt małe	1. Za duży luz między wirnikiem i korpusem 2. Zasysanie powietrza 3. Dopływ wody większy od wydajności pompy	1. Jak punkt 1—2. 2. Jak punkt 1—3. 3. Dodać pompę rezerwową

ilość konieczną dla zamiany syrkulującej w pompie wody, tworzącej pierścień wodny. Gdy pompa zacznie ssąć wodę z magistrali, to kran należy zamknąć. Gdy przez górne odgałęzienia popłynie zwarty strumień wody, należy również zamknąć zasuwę (6) na ssącym odgałęzieniu dla sprawdzenia vacuummetra. Vacuummetr powinien wskazywać w tym momencie ok. 640 mm słupa rtęci. Oznacza to gotowość do eksploatacji całego urządzenia. Przy rozrzedzeniu mniejszym od 640 mm słupa rtęci trzeba usunąć nadmierny dopływ powietrza drogą przejrzenia i dodatkowego uszczelnienia niedokładnie wykonanych połączeń.

Do czasu całkowitego usunięcia powietrza z instalacji pompa powinna pracować przy zamkniętym odgałęzieniu bocznym. Gdy przez górne odgałęzienie pójdzie zwarty strumień wody, należy stopniowo otwierać zasuwę na odgałęzieniu bocznym. Zasuwę tę należy otwierać dotąd, dopóki ciśnienie na manometrze ustawionym na górnym odgałęzieniu nie spadnie do 0,2 — 0,4 atm. Przy tym ciśnieniu przez górne odgałęzienie przechodzi niewielka ilość wody, wystarczająca jednak w warunkach normalnych do usunięcia powietrza dostającego się do pompy.

Przerwa w pracy pompy przy przełączaniu na wpływ boczny wskazuje na zbyt dużą ilość dostającego się do pompy powietrza. Jest to wskazówka, że połączenia są nieszczelne i należy te nieszczelności usunąć. W przypadku, gdy poszukiwania nieszczelności nie dadzą wyników i występują przerwy w pracy pompy, można przez przymknięcie zasuwy na bocznym odgałęzieniu zwiększyć ilość wody wyrzucanej przez górne odgałęzienie, a więc spowodować zwiększenie ilości zasysanego powietrza.

Przy zatrzymywaniu pompy należy najpierw zamknąć zasuwę na ssaniu, a następnie wyłączyć silnik.

Zimą w czasie dłuższych przerw w pracy pompy należy z jej korpusu usunąć wodę. Do spuszczenia wody służą dolne otwory w korpusie.

W czasie pracy pomp należy śledzić jaki jest stan uszczelnień w pompie. Uszczelnienia powinny być dobrze dobite, ale niezbyt ciasno. Do uszczelnień najlepiej nadaje się pleciony sznur azbestowy o przekroju kwadratowym, dobrze wysmarowany grafitem. Dobrze uszczelnienie można również wykonać z plecionki konopnej lub lnianej, przesyconej tłuszczem. Dobijanie uszczelnień należy wykonywać kilkakrotnie. Po zabiciu pierwszego zwoju dodajemy zwój następny itd. Dla zmniejszenia ssania powietrza w przestrzeni uszczelniającej pompy znajduje się pierścień wodny. Wodę wlewamy tam przez specjalny otwór (21) — (rys. 16) za pomocą rurki połączonej z bocznym wpływem tłocznym. Przy zabijaniu uszczelki trzeba dbać o to, aby otwory w uszczelnieniu pokrywły i w pierścieniu trafiły na siebie. Tylko pod tym warunkiem zapewni się normalną pracę zamknięcia hydraulicznego i wykluczy możliwość przenikania powietrza zewnętrznego do korpusu pompy.

Dobrze założone uszczelnienie powinno przepuszczać wodę kroplami w czasie pracy pompy. Gdy woda nie występuje, należy sprawdzić, czy rurka hydraulicznego zamknięcia nie jest zatkana. Należy pamiętać, że utrzymanie uszczelki w należyłym stanie decyduje o pracy pompy, a więc i o efekcie całej instalacji. Co najmniej raz w ciągu miesiąca trzeba przy pompie pracującej wymienić smar w łożyskach, które nie powinny się nagrzewać w czasie pracy pompy.

W tablicy 1 podane są najbardziej charakterystyczne przypadki zakłóceń normalnej pracy pompy oraz sposoby ich usuwania. Gdy środki zaradcze tam podane nie wystarczają, należy pompę odesłać do remontu.

Odstęp między wirnikiem i pokrywą pompy powinien zawierać się w granicach 0,1 — 0,12 mm, a pod podkładkami należy umieścić sprężynowe mutry.

Woda pompowana z instalacji nie może zawierać części stałych. Uszkodzone filtry szpilkowe, przepuszczające cząsteczki gruntu, należy wykluczyć z działania. Do tego celu służą zasuwki na połączeniach między magistralą i główką szpilki.

Przy nierównej przepuszczalności gruntu może się zdarzyć, że poziom wody w poszczególnych szpilkach spadnie poniżej górnej powierzchni siatki filtrowej. Wtedy przez obnażoną siatkę zasysa się powietrze. Dla zapobieżenia temu zjawisku należy przymknąć zasuwkę na danym filtrze.

Ustalenie, które szpilki zasysają powietrze dokonuje się wg następujących objawów:

1. Rura nadfiltrowa wibruje od następujących po sobie uderzeń strug wody i powietrza. Wibrację poznajemy dotykając ręką rury nadfiltrowej.

TABLICA 2

Specyfikacja jednego kompletu filtrów szpilkowych (60 sztuk filtrów + 2 pompy samozasysające o wydajności do 100 m³/godz, o maks. podnoszeniu do 90 m, maks. ssaniu do 9 m)

Nazwa elementu	Sztuk
Pompa samosąsąca o współcz. sprawności 40 — 54%	2
Silnik elektryczny 25 kW, 1450 obr/min.	2
Ogniwo magistrali	18
Trójnik	2
Kolan 90°	4
„ 45°	4
„ 30°	6
„ 22°	4
Zasłepka	2
Rękaw gumowy do łączenia ogniw magistrali	30
Opaska do ściągania połączeń ogniw magistrali	30
Redukcja 150 × 100 mm	2
Komplet połączenia magistrali z pompą	2
Komplet przyrządów pomiarowych (2 manometry i 1 vacuummetr)	2
Komplet połączenia króćców tłocznych pompy z przewodem odprowadzającym	2
Kłapa zwrotna na przewodzie odprowadzającym	2
Zasuwy d = 100 mm	2
Zasuwy d = 75 mm	2
Wąż lub przegubowe połączenie magistrali ze szpilką	60
Filtr szpilkowy wraz z butem	60 — 120
Rury nadfiltrowe różnej długości	180
Wąż do zapuszczania szpilek prądem wody	1
Zasuwy na magistralę d = 150 mm	2
Wstawki proste między zasuwki a magistralę	4

Uwaga:

Komplet obejmuje 60 filtrów szpilkowych i pompę + rezerwa. Wyposażenie tego rodzaju pozwala na wykonywanie roboty przy wykopach wąskich względnie osuszanie wykopu szerokoprzestrzennego o obwodzie do 90 m. Aby zapewnić sobie pewność nieprzerwanej pracy urządzenia zaleca się mieć w danej robocie 2 komplety.

2. Nadfiltrowe rury i przegubowe złącza mają wyższe temperatury w przypadku, gdy przepływa w nich znaczna ilość powietrza w porównaniu z tymi, przez które przepływa sama woda.

Drugą cechą można wykorzystać w przypadku, gdy temperatura powietrza jest znacznie wyższa od temperatury wody gruntowej. Rury, po których płynie wyłącznie woda, będą chłodniejsze od rur, po których płynie mieszanina wody z powietrzem. Różnice te można ustalić przez dotyk. W razie występowania wibracji regulujemy daną szpilkę przez dławienie przepływu na zasuwie łączącej szpilkę z magistralą aż do momentu, gdy pulsacja zginie. Gdy porównanie temperatur wykazuje przepuszczanie powietrza, a pulsacja nie występuje, to jest wskazówką, że dany filtr przepuszcza wyłącznie powietrze. Należy wtedy filtr wyłączyć, wyciągnąć z ziemi i sprawdzić jego stan.

W gruntach słabo przepuszczalnych istnieje możliwość, że przepływ mieszaniny wody z powietrzem nie będzie zjawiskiem wyjątkowym lecz stałym. Wtedy oczywiście posiłkowanie się podaną powyżej metodą nie da rezultatów. Należy w takim razie dla uregulowania pracy instalacji przymknąć zasuwki na wszystkich odgałęzieniach, przy czym oczywiście należy pamiętać, aby nie zmniejszyć zbyt radykalnie wydatku wody całej instalacji. Gdy wypływ wody znacznie spadnie, należy dławienie odpowiednio zmniejszyć. Przy odkręceniu każdego kranu należy sprawdzać wskazania vacuummetru. Vacuum nie może zbyt znacznie spaść w całym układzie.

Załączona tablica 2 zawiera specyfikację jednego kompletu filtrów szpilkowych.

Sprawozdawczość techniczna

Sprawozdanie techniczne powinno zawierać następujące dane:

A. Geologiczny profil odcinka, w którym znajduje się wykop. Profil wykonujemy na podstawie danych z obserwacji skarp wykopu, wiercen otworów kontrolnych i danych z opuszczania szpilek. Na profilach należy podać pierwotny poziom wód gruntowych.

2. Tablice oznaczeń porowatości i współczynnika filtracji warstw wodonośnych (wg danych z badań wstępnych).

3. Plan wykopu z wymiarami (nie zapominać o głębokości), rzędne powierzchni terenu, założenie skarp, schemat rozplanowania szpilek, odległości między nimi, odległości od szpilek do osi wykopu i rozkład pomp. Na planie trzeba wskazać linie, wzdłuż których wykonane były przekroje geologiczne. Szpilki trzeba ponumerować. W uwagach do planu trzeba wskazać, do jakich rzędnych sięgają szpilki. Poza tym trzeba wskazać odległość, na którą odpompowywano wodę.

Przy niejednoczesności uruchamiania należy wskazać daty włączenia lub wyłączenia grup szpilek.

4. Dane z obserwacji zapuszczania szpilek. Dane wpisujemy do dziennika budowy (tabl. 3) z obserwacji pracy przy zapuszczaniu szpilek. Zawierają one: ciśnienie wody dla zapuszczania filtrów, wydatek tej wody, czas zapuszczania każdej szpilki, uzarnienie gruntu względnie ilość mieszaniny piasku ze żwirem do zasypki oraz trudności przy zapuszczaniu lub przy zasypce. Wielkości ciśnienia i wydatku wody podajemy średnio dla całej grupy szpilek. Ciśnienie określamy wg wskazań manometru, przy czym należy podawać długość i średnicę przewodu tłoczego i ssącego, ilość i średnicę ewentualnych załamań lub zwężeń na przewodzie tłocznym. Wydatek ustalamy wg wskazań wodomierza. Gdy wodomierza brak, podajemy typ oraz charakterystykę pompy i wskazania vacuummetra na przewodzie ssawnym pompy.

5. Dane eksploatacyjne instalacji. Dane te wnosimy na formularz wg tablicy 4. Wydatek wody mierzymy za pomocą wodomierza, przelewu lub wg czasu napełnienia zbiornika określonej pojemności.

Poziom wody w otworach kontrolnych określamy za pomocą elektrokontaktowego przyboru lub innych. Górne krawędzie otworów kontrolnych powinny być zaniwelowane.

Nazwa roboty
MiejsceTABLICA 3
Dziennik zapuszczania filtrów szpilkowych

(Wzór)

Nr	Data	Nr szpilki	Długość przewodu puszczającego (wąż lub rura) od miejsca manometra w m	Średnica wewnętrzna węża tłocznego lub rury w mm	Ilość i średnica wewnętrzna miejscowych zwożeń (połączeń redukcji)	Cisnienie manometr. w atm.	Wskazania vacuummetra na przewodzie ssącym w mm sł. rtęci	Wydatek wody przy zapuszczaniu w l/sek.	Czas zapuszczania jednego filtra szpilkowego w min.	Wymiary ziaren zasyпки w mm	Objętość zasyпки na 1 szpilkę w m ³	Typ pompy stosowany do zapuszczania (wskazać sprawność pompy w danych warunkach)	Uwagi
1	25.X.51	1—15	20	50	4 złącza 37 mm	5	460	12	3	3—5	0,12	Pompa samozasysająca	
2	28.X.50	20—27	40	40	9 złącz 37 mm	7	460	10	10	3—5	0,10	" "	

Uwagi:

- Wydatek wody mierzymy, gdy szpilki zapuszczamy nie za pomocą pompy samosysającej, lecz innej pompy lub też wodą wodociągową. Wydatek mierzymy za pomocą wodomierza.
- W uwagach wskazać wszelkie trudności zauważone przy zapuszczaniu, np. na jakiej głębokości prędkość opuszczania ustała, czy były przerwy w doprowadzeniu wody itd.

Wydatek pompy oraz poziomy w otworach kontrolnych powinny być mierzone równocześnie. Dane trzeba uzupełnić wskazaniami vacuummetru na odnodze ssącej pompy.

W ciągu 2 — 3 dni po uruchomieniu instalacji pomiary należy prowadzić co 1 zmianę. Później wystarczy raz na dobę. Pomiary trzeba uzupełnić uwagami, charakteryzującymi zmiany w warunkach pracy instalacji od ostatniego pomiaru (włączenie lub wyłączenie grupy filtrów, dłuższe przerwy w pracy urządzenia, dodatkowy odpływ z wykopu, deszcze, powódzie itp.). W uwagach trzeba zaznaczać brak lub występowanie drobnych cząstek gruntu w odpompowywanej wodzie. W tym celu należy periodycznie pobierać próbki wody. Przy stwierdzonych cząstkach gruntu dobrze jest zaznaczać ich średnice.

Na podstawie tych danych opracowuje się zestawienie rezultatów eksploatacji podane w tablicy 5.

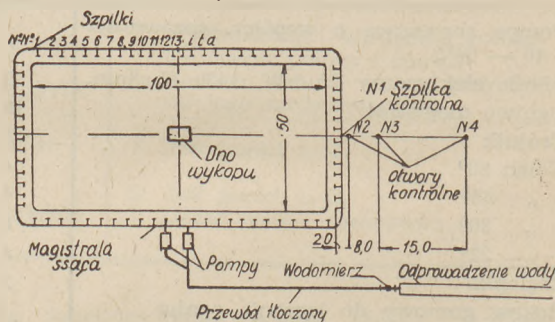
* * *

Opis podany wyżej, oparty na wzorach radzieckich, jest dostatecznie dokładny, tak że można w dowolnym warsztacie wykonać potrzebne filtry szpilkowe i magistralę. Trudności wystąpią na odcinku pompy samozasysającej, której nasze fabryki na razie nie produkują. Można sobie w tym przypadku poradzić stosując pompę odśrodkową normalną i kompresor powietrzny. Manipulacja takim zespołem jest bardziej skomplikowana niż przy pompie samosysającej, ale każdy inżynier czy technik, który miał do czynienia z instalacjami lewarowymi, z łatwością pokona wszelkie

trudności. Muszę nadmienić, że zespół inżynierski Wodociągów Warszawskich opracowuje dodatkowe urządzenie do normalnej pompy odśrodkowej w postaci eżektorów, co pozwoli ssąć powietrze i wodę jednocześnie. Wg wstępnych obliczeń urządzenie tego rodzaju będzie pracowało równie ekonomicznie jak pompa samozasysająca typu radzieckiego. Próby pozwolą na ostateczną wypowiedź w tej sprawie.

Powyższy opis wraz z załączonymi wzorami na tablicach 2—6 może być traktowany jako projekt

Rozplanowanie instalacji i otworów kontrolnych



Rys. 18.

instrukcji. Jak wykonuje się odwodnienie wykopów w naszych warunkach przy robotach budowlanych i kanalizacyjnych, zostało podane w artykule pt. „Osuszanie wykopów w gruntach nawodnionych” (Gaz, Woda i Technika Sanitarna Nr 6/1951).

Powyższe uwagi powinny zaoszczędzić wiele wysiłków przy pokonywaniu trudności w robotach w gruntach nawodnionych. Szybko rosnące w Polsce budownictwo wodne, przemysłowe i komunalne wymaga przygotowań do sprawniejszego wykonywania robót.

Nazwa obiektu
MiejsceTABLICA 4
Dziennik eksploatacji instalacji filtrów szpilkowych

(Wzór)

Nr	Data i zmiana	Wydatek pompy w sek.	Poziom wody w otworach kontrolnych w m				Wskazania vacuummetra na przewodzie ssawnym pompy w mm słupa rtęci	U w a g i
			Filtr szpilkowy		Otwór Nr 1			
			Głębokość	Rzędna poziomu wody	Głębokość	Rzędna poziomu		
1	29. 8. 50 I zmiana	50	4,5	15,1	4,7	16,2	540 mm	Szpilki 4 — 15 nie włączone. Woda pompowana nie zawiera części stałych

TABLICA 5

Z e s t a w i e n i e
rezultatów eksploatacji urządzenia obniżającego po-
ziom wody

(Wzór)

L. p.	Budowa	28. 2. — 5. 5. 50 r.	Stacja Nr
1	Wymiary wykopu w planie (w m)	50 × 100	
2	Rzędna początkowego poziomu wo- dy gruntowej (w m)	+ 0,5	
3	Projektowane obniżenie poziomu wody (w m)	4,5	
4	Ilość szpilek i odległość między nimi	150 szt. odleg. 2 m	
5	Typ (i numer) siatki i wymiary fil- tru	Nr 4 d = 60 mm l = 1 m	
6	Rzędna zapuszczenia końcówki szpilki (w m)	6,5	
7	Typ wydajności pompy do zapus- zczenia szpilek	H = 60 m Q = 20 l/sek.	
8	Typ pompy do odpompowywania samozasysająca		
9	Plan instalacji i otworów kontrol- nych (rys. 18)	Q = 100 m ³ /godz.	
10	Główny przekrój geologiczny z po- daniem otworów kontrolnych (rys. 19)		
11	Granulometryczny skład gruntu		

Rzędne z któ- rej pobrano próbkę	Opis gruntu	Skład granulometryczny w %								Poromatość w %	Współczynnik filtracji
		2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005		
+ 0,5	piasek drobno- ziarnisty na- syciony wodą	—	3,4	5,2	50,7	44,5	15,7	2,5	—	37,5	5m/dobę
- 1,0	..	—	3,2	4,7	55,6	42,1	12,6	1,8	—	37,5	..
- 2,0	piasek średnio- ziarnisty	—	2,5	5,5	20,6	40,5	12,9	10,5	5,1	5,5	—
- 3,0	piasek średnio- ziarnisty nasy- cony wodą	—	3,0	5,4	21,1	40,5	18,7	9,8	1,4	—	55,1 5m/dobę
- 6,0	..	—	5,5	6,2	21,5	42,7	19,5	5,7	0,9	—	55 15,7 m na dobę

12. Dane z zapuszczania szpilek

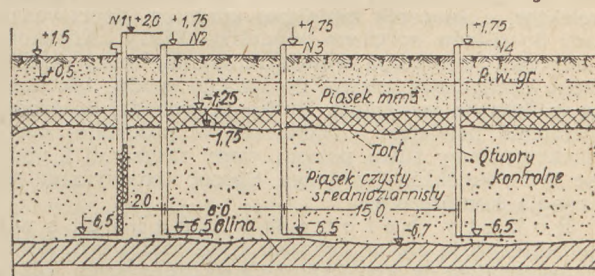
- Wydatek i ciśnienie wody przy Q = 15 l/sek
zapuszczaniu H = 5 atm.
- Długość przewodu tłocznego od
miejsca zainstalowania mano-
metru, średnica węża lub rury
ilość i $\varnothing$ miejscowych zwężeń
przekroju Wąż l = 20 m
d = 50 mm
4 złączki
d = 37 mm
- Wskazania vacuummetra na
przewodzie ssącym 460 mm słupa rtęci
- Czas zapuszczania jednej szpil-
ki 5 min.
- Ewentualne trudności przy za-
puszczaniu Zatrzymanie 2 mi-
nut na warstwie
torfu
- Zasyпка, jej skład i ilość na 1
szpilkę Żwir o wymiarach
3—5 mm, 0,12 m³

13. Zestawienie domiarów w czasie eksploatacji

Nazwa domiarów	Daty i numer zmiany					
	28. I. 1 zm.	28. I. 2 zm.	29. I. 3 zm.	29. I. 1 zm.	29. I. 2 zm.	31. I. 3 zm.
Wydatek w m ³ g	60	58	54	50	48	47
Poziom wody w otworze 1	-4,5	-4,5	-4,7	-4,8	-4,9	-4,9
.. .. N 2	+0,3	+0,1	-0,8	-1,0	-1,3	-1,5
.. .. N 3	+0,4	+0,1	-0,5	-0,7	-0,9	-1,1
.. .. N 4	+0,45	+0,3	-0,1	-0,2	0,3	-0,7
Wykop dna	0,0	-0,5	-0,8	-0,9	-1,2	-2,0
Wskazania vacu- metra na przewodzie ssącym w mm sł. rt.	460	470	470	480	470	490

14. Drobnych cząsteczek gruntu w odpompowywanej
wodzie nie stwierdzono.

Przekrój geologiczny z otworami kontrolnymi



Rys. 19.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

NOWE KIERUNKI W TECHNICIE
WYKONAWSTWA ZSRR W 1951 R.

W nr 2 z 1952 r. miesięcznika „Budownictwo Prze-
mysłowe” zamieszczony jest artykuł sprawozdawczy
z wystawy budowlanej w Moskwie w 1951 r. Dorobek
tej wystawy może znaleźć duże zastosowanie również
w budownictwie wodnym, dlatego też poniżej poda-
jemy wyciąg z tego artykułu.

Hydromechanizacja robót ziem-
nych doznaje dalszego rozpowszechnienia i wpro-
wadzania kombinowanych metod: hydromechanizacja
z normalną mechanizacją robót ziemnych.

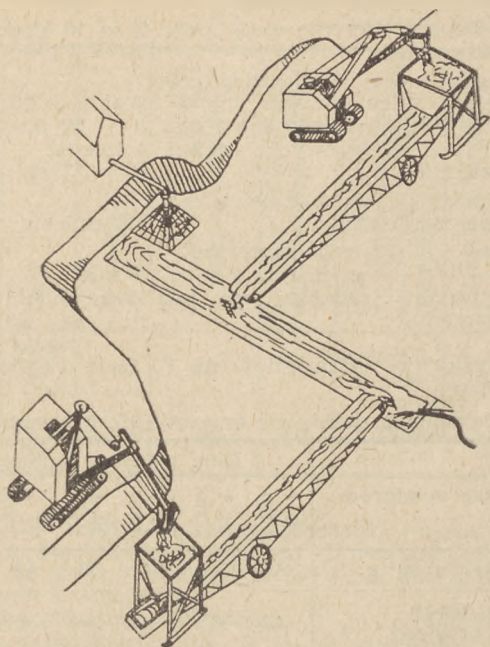
Przykład 1. Roboty ziemne w dole funda-
mentowym. Koparka podaje urobek do zasobnika
(rys. 1), z którego ziemia spada równomiernie na
transporter poziomy, z transportera dostaje się do
oszalowanego rowu, gdzie dostaje się w zasięg dzia-
łania silnego strumienia wody z ustawicznego obok
hydromonitora. Rozwodniona masa ziemna („pułpa”)
spada do dołu, skąd wydobywana jest za pomocą
pomp i podawana na miejsce przeznaczenia. Powsta-
jące w wyniku tej pracy nasypy ziemne są przez wo-

dę doskonale ubite i po spłynięciu wód mogą być od-
razu użytkowane.

Przykład 2 polega na współpracy hydro-
monitora bezpośrednio z koparką (rys. 2). Koparka —
po odspojeniu ziemi — rzuca spalchnioną na odkład
poza siebie. Hydromonitor pracuje za nią z drugiej
strony odkładu, puszczając mocny strumień wody na
spalchnioną ziemię. Rozwodniona masa ziemna spły-
wa naturalnym spadkiem terenu do wykopanego dołu,
skąd zostaje wypompowana i przekazywana na miej-
sce przeznaczenia. W czasie pracy przygotowywany
jest następny dół na masę ziemną, gdzie zostanie prze-
niesiona rura ssąca.

Obniżanie poziomu wód grun-
towych przy robotach fundamen-
towych jest problemem znacznie utrudniającym
wykonywanie wielu budowli, toteż stosowanie coraz
bardziej powszechne w ZSRR metody filtrów szpilko-
wych zasługuje na zwrócenie i u nas bacznej uwagi
na tę metodę.

Przy wykonywaniu w 1950 r. fundamentów jedne-
go z moskiewskich wieżowców, w odległości ok. 30 m



Rys. 1. Pełna mechanizacja robót ziemnych.

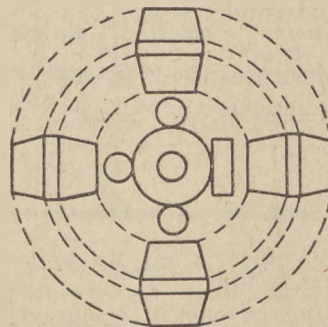
od brzegu rz. Moskwy, przy głębokości wykopu 14 m, w tym 7 m poniżej lustra wody, zastosowano trzystopniową instalację filtrów szpilkowych. Fundamenty zostały wykonane bez stosowania innych środków, w warunkach zupełnie bezwodnych.

Dalszym ulepszeniem tej metody odwodnienia dołów fundamentowych są filtry szpilkowe systemu „Argunowa i Jarcewa”, umożliwiające uzyskanie systemem jednostopniowym obniżenia poziomu wód gruntowych o 12 m w warunkach, w których uzyskano uprzednio obniżenie o 4,5 - 5,0 m. Instalacja tego systemu zaopatrzona jest w drugi obwód, tzw. kolektor, o znacznie mniejszej średnicy, doprowadzający do filtrów sprężone powietrze. Filtry „Argunowa i Jarcewa” posiadają wewnątrz samej rury cienką rurkę dochodzącą prawie do samego spodu, zakończoną kulkowym wentylem. Rurką tą wchodzi do środka sprężone powietrze, podnosząc w pozostałej części przekroju rury filtra poziom wody zasysanej i podając ją do kolektora wodnego. Sposób ten wymaga posiadania kompresora.

Roboty betonowe i żelbetowe charakteryzują się w Związku Radzieckim mniejszym zastosowaniem w konstrukcjach szkieletowych niż to ma miejsce w Polsce, ze względu na powszechne używanie stali na szkielety. Bardzo rozpowszechnione są gotowe elementy żelbetowe. Natomiast beton w formie mokrej używany jest jedynie do robót fundamentowych w budownictwie przemysłowym i mieszkaniowym. W związku z tym problem centralnych stacji betonów został rozwiązany na każdej wielkiej budowie, grupie budów lub dzielnicy miasta. Wielkość

tych wytwórni, w związku z małym zastosowaniem betonów i żelbetów, nie przekraczała wydajności od kilkudziesięciu do kilkuset m³ zaprawy lub betonu na dobę.

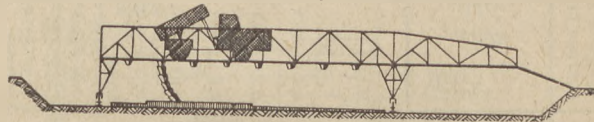
Dopiero budowa potężnych zapór wodnych i innych konstrukcji inżynierskich budownictwa wodnego spowodowała potrzebę wybudowania wielkich wytwórni betonu, które pokryłyby zapotrzebowanie kilku tysięcy m³ betonu na dobę. Na rys. 3 pokazany jest schemat zespołu 8 betoniarek o pojemności 2.400 l każda. Ustawione one są w 2 zespoły połączone pier-



Rys. 3. Schemat zespołu betoniarek stałej wytwórni betonów o dużej wydajności.

ścieniowo po 4 bębny pracujące w jednym cyklu produkcyjnym. Wydajność tego zespołu jest ok. 3.000 m³ betonu na 1 zmianę.

Przykład rozwiązania trudnego problemu transportu na budowie podaje rys. 4. Jest to ruchomy, poruszający się po szynach most stalowy, posiadający pokład dostosowany do jazdy samochodów-samozwa-



Rys. 4. Transport betonu na miejsce przeznaczenia za pomocą ruchomego mostu.

łów, w postaci drewnianych torów dla kół i środkowej części składającej się z szeregu małych silosów, do których kolejno podłączany jest składany przewód w zależności od miejsca betonowania.

Układanie wielkich ilości betonu odbywa się za pomocą wibratorów wgłębnych, łączonych w zespoły i opuszczanych mechanicznie.

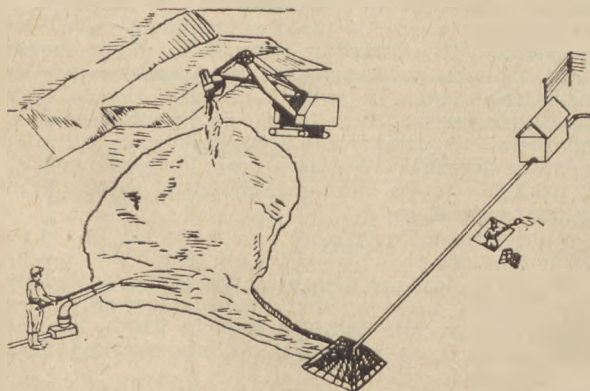
Trudności jednak, jakie stwarza konieczność wyprodukowania tak wielkich mas betonowych i ich transport, nasunęły instytutom naukowym zupełnie nową formę rozwiązania tego problemu. Rozwiązanie to ma polegać na pełnym wyeliminowaniu przygotowania betonu poza miejscem jego przeznaczenia, a zastosowaniu jedynie specjalnie zorganizowanego w sposób ciągły transportu poszczególnych składników betonu, których wymieszanie nastąpi w samym betonowanym elemencie poprzez odpowiednią wibrację. System ten jest dopiero w fazie prób, jednak ma duże szanse zastosowania w niedługim czasie.

Roboty zbrojarskie. Zasadniczymi cechami tych robót w ZSRR w 1950 r. były:

- przygotowanie całego zbrojenia poza placem budowy w warsztatach centralnych;
- zastosowanie chłodnego walcowania okrągłych profili, wykonywane często we własnym zakresie poszczególnych zjednoczeń;
- wyeliminowanie wiązania drutem przez zastosowanie spawania punktowego dla elementów cienkiego zbrojenia do 12 mm średnicy i spawania normalnego dla większych średnic.

W roku 1951 ulepszono metody wymienione w punktach b) i c) przez:

- wyeliminowanie chłodnego walcowania w różnych lokalnych warsztatach i uruchomienie jednolitego systemu stali okrągłej walcowanej w hutach, posiadającej na swoim obwodzie jednolitą linię śrubową, co równocześnie znakomicie zwiększa przyczepność;



Rys. 2. Pełna mechanizacja robót ziemnych z wykorzystaniem spadku terenu.

b) wyprodukowanie nowych typów spawarek punktowych, pozwalających na spawanie prętów różnych średnic, od 3 do 26 mm.

Wyprodukowano również poza typem stołowej spawarki punktowej spawarkę nożycową ręczną. Za jej pomocą można spawać nawet w czasie montażu zbrojenia na budowie.

Wyprodukowane poza placem budowy ciężkie elementy zbrojenia przywożone są na plac budowy i ustawiane za pomocą dźwigów.

M. Ch.

B. Dobrzański i S. Ziemiński — „PROJEKT UKŁADU PÓL NA ERODOWANYCH CZARNOZIEMACH W WERBKOWICACH. Annales Universitatis Mariae Curie-Skłodowska, Lublin, Vol. VI, 3 Sectio E 1951 r.

Badania nad zjawiskiem erozji w Polsce nie ograniczyły się do stwierdzenia dynamiki procesów erozyjnych, ich lokalizacji, zasięgu i rozmiarów, ale jednocześnie weszły na realne tory szukania metod i sposobów walki z tym zjawiskiem. M. in. tereny należące do Zakładu Doświadczalnego Werbkowice pod Hrubieszowem, należące do Instytutu Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa, o powierzchni ca 150 ha, położone na rzekę Huczwa, zostały przeznaczone do wypracowania skutecznej metody bez specjalnych nakładów.

Gleby czarnoziemiu zdegradowane na lessie, lessowe oraz namyle próchniczne. Czarnoziemy zajmują powierzchnie wierzchowinowe, najbardziej równe i procesów erozyjnych na nich się nie obserwuje. Gleby lessowe znajdują się pod działaniem erozji i niektóre z nich są silnie zdzierane, do skały macierzystej — lessu. Gleby próchniczne tworzą się w obniżeniach terenowych, z materiału znoszonego z obszaru zalegania gleb lessowych zmywanych. Istnieje duża szybkość i dynamiczność przemian gleb na skutek procesów erozyjnych, które pozbawiają zbocza próchnicy, wilgoci, niszczą strukturę i to jest powodem znacznych różnic w plonach. Szkody erozyjne powstają pod wpływem spływu wód ze śniegów i deszczów w okresach, gdy gleba nie jest chroniona przez roślinność oraz pod wpływem niewłaściwego kierunku orki, która powoduje spychanie gleby w dół. Spady zboczy nieduże do ok. 10%. Plony zbóż w 1950 r. na zboczach były 10—14 q/ha na wierzchowinie i w dole ok. 25 q/ha. Grubość namulów namytych w 1951 r. wiosną przekraczała nawet 5 cm. Zbocza obsychają szybciej niż dolina.

Rozwiązanie projektu poszło zasadniczo w kierunku ochrony wierzchoń warstwy urodzajnej gleby i likwidacji wąwozów przed zmywaniem, ochrony zbocza od szybkiego obsychania, poprawienia struktury gleby na zboczu i częściowo w dole przez powstrzymanie procesów erozyjnych, właściwe zmianowanie roślin przez nasadzenie drzew dla osłabienia działania wiatrów, przez racjonalną uprawę i orkę w poprzek spadu.

Zaprojektowano racjonalny układ pól, z wprowadzeniem ochronnego płodozmianu; zadrzewienia śródpolne znalazły się na wymoklikach, w wąwozach i najbardziej zmytych zboczach.

Projekt jest ciekawy z tego względu, że zmierza do zlikwidowania zjawiska erozji drogą zabiegów, które nie wymagają specjalnych nakładów gospodarczych i nie spowodują utrudnień gospodarczych. Ma to szczególne znaczenie przy tworzeniu dużych pól i przy coraz intensywniejszej mechanizacji rolnictwa na terenach Lubelszczyzny przede wszystkim. Należy się spodziewać pozytywnych wyników w walce z erozją tą metodą, jaka będzie wypróbowana w Werbkowicach.

Z. S.

Prof. dr inż. K. Dębski — „ROBOTY WODNE NA POTOKACH GÓRSKICH” — PZWS, Warszawa, 1951 r.

Podręcznik ten wydany w formie skryptu — aczkolwiek przeznaczony dla słuchaczy Wydziału Melioracyjnego Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie — jest częścią wykładu encyklopedii budownictwa wodnego i z tego powodu nie stanowi zamkniętej całości (co sam Autor podkreśla), zawiera wiele cennego materiału, uwzględniającego m. in. zdobyte praktyki ostatnich lat z zakresu robót wodnych na potokach górskich w kraju i za granicą. W podręczniku tym mogą znaleźć fachowcy praktycy

wiele przykładów różnego rodzaju budowli i umocnień ubezpieczających dno i skarpy potoków górskich, jak również wskazówki, dotyczące m. in. ochrony dróg komunikacyjnych w terenach górskich przed niszczącym działaniem wód płynących, lawin śnieżnych i kamiennych oraz usuwisk górskich. Omówione są również zagadnienia odwodnienia i ustalenia stoków.

Wobec nielicznej literatury i kompletnego braku nowych opracowań w zakresie robót wodnych na potokach górskich, skrypt ten jest tym bardziej cenną pozycją wśród naszych wydawnictw technicznych.

Z. S.

PRÓBA BUDOWY GRODZY ZIEMNEJ W WARUNKACH ZIMOWYCH

Istniało mniemanie szeregu specjalistów, że budowa w warunkach zimowych ziemnych konstrukcji oporowych była rzeczą ich uszkodzeń i zniszczeń. Z szeregu faktów jednak wynikało, że główną przyczyną tych awarii nie było dostawianie się zamrażniętych brył ziemi do korpusu ziemnego oraz przemarzłość świeżo usypanych warstw, ale nierównomierne zagęszczenie gruntu w korpusie wznieszonej budowli.

Przy budowie jednej z zapór wykonano w warunkach zimowych grodzę składającą się z kasczy od strony wody i nasypu zmiennego od strony wykopu. Grodza objęła teren w postaci trapezu zajmującego swą szerokością $\frac{1}{3}$ część koryta rzecznego.

Wymiary grodzy wynosiły: od strony górnej wody 156,6 m, wzdłuż koryta rzeczno 483 m, od strony dolnej wody 176 m, wysokość grodzi 17 m, szerokość korony 8 m.

Dno rzeki stanowiło warstwę naniesionego piasku grubości 2—3 m na warstwie glin morenowych.

Kaszyce zostały ustawione wprost na dnie rzeki. Od strony wody na kasczach wykonano obszycie uszczelniające, składające się z rzędu desek grubości 30 mm, warstwy bitumu — 10 cm oraz znowu desek 30 mm. Dla ochrony od lodu obito ścianki warstwą bali poziomych 18×18 cm; w przedłużeniu pionowym desek zabito żelazną ściankę szpuntalową na 1 m głębokości do moreny. Uszczelnienie w połączeniu między obszyciem i ścianką wykonano z bitumu (szponka); oprócz tego od strony odwodnej usypano jeszcze nasyp, zabezpieczając go od rozmycia materacami faszynowymi grubości 50 cm i narzutem kamiennym grubości 40 cm.

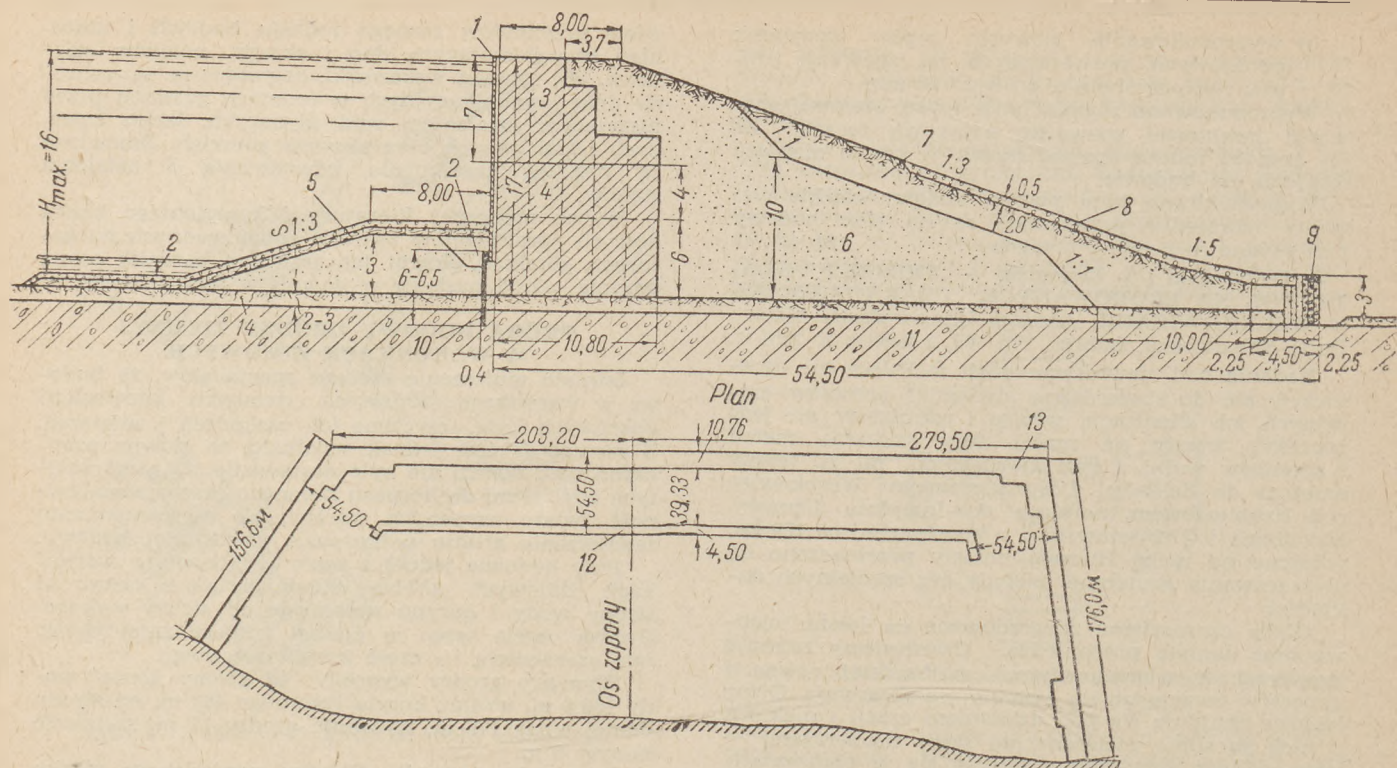
Od strony wykopu grodza poza kasczami głównymi, wypełnionymi gruntem i piaskiem, posiadała nasyp z tegoż materiału ze skarpą 1:3 oraz rzędu mniejszych kasczy wypełnionych piaskiem gruboziarnistym i żwirem. Te ostatnie spełniały zadanie odwrotnego filtru dla przedostającej się wody. Celem odprowadzenia wody wzdłuż kasczy wewnątrz grodzi wykonano rów drenazowy.

Grodza była zbudowana w trzech etapach: w 1 roku po wielkiej wodzie wiosennej rozpoczęto w maju budowę i ustawianie kasczy do wysokości 6 m, zasypując je gruntem piaszczystym, a potem gliniastym z wykopu. Ubijanie stosowano ręczne. Ziemną część grodzi sypano bez ubijania. W sierpniu z oddzielnej grodzi przestrzeni wypompowano wodę.

W następnym roku, w drugim etapie robót nadbudowano kascze na wysokość jeszcze 4 m. W trzecim etapie do 25 marca ukończono ostatnią część grodzi do wysokości 17 m. Nasyp ziemny o objętości 350.000 m³ był wykonany częściowo ($\frac{1}{3}$) w okresie letnim i jesiennym, a reszta zimą.

Ziemię brano z wykopu. Była ona przeważnie bardzo nasiąknięta wodą. Stosowano kontrolę rodzajów ziemi i starano się poszczególne części nasypu wykonywać z tego samego rodzaju ziemi, jednak nie zawsze się to udawało. Ziemię transportowano autami i rozsypywano równomiernymi warstwami. Ugniatanie następowało tylko pod ciężarem jadących aut.

Zamarznęte warstwy (grubości 15—20 cm) rozbiłano, natomiast rozdrobioną zamarzniętą ziemię pozostawiono w nasypie. Szczególnie w okresie dużych mrozów, ze względu na konieczne przyspieszenie robót, cały grunt z wykopu łącznie z częściami zamarznętego, ale rozdrobionego przez wybuchy materiału, szedł na nasyp. W tym okresie ilość przemarniętego gruntu dochodziła do 50%.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny i plan grodzy, 1 — obszy-cie, 2 — granice wykopu czasowego, 3 — kaszyce zasypane płaskiem z wykopu, 4 — kaszyce zasypane gruntem z wykopu, 5 — narzut kamienny — 0,4 m na materacu faszynowym 0,5 m, 6 — grunt z wykopu, 7 — nasyp z gruntu piaszczystego, 8 — warstwa żwiru 0,5 m, 9 — kaszyca filtra odwróconego, 10 — szpunt metalowy długości 6 m, 11 — morenowa glina piaszczysta, 12 — podstawa wewnętrznego oparcia gro-dzy, 13 — część kaszycowa grodzy, 14 — alluwium.

W czasie następnej powodzi wiosennej w drugim roku, przy stanie wody o 9 m wyższym od średnie-go, nastąpiły dość znaczne uszkodzenia grodzy od kry.

Pomimo tego jednak grodza wytrzymała trzy po-wodzie i spełniła w zupełności swe zadanie, zabez-pieczając wykop przed zalewem przy wysokości par-cia wody 11,5 m, po czym została rozebrana.

(„Gigrotiechniczskoje Stroitelstwo“ nr 9/51).

Inż. A. Kasprzycki

ROLNICZE WYKORZYSTANIE ŚCIEKÓW MIEJSKICH I PRZEMYSŁOWYCH

Inż. Leonard Skibniewski

Nasza nader skromna literatura podręcznikowa w dziedzinie zagadnień oczyszczania ścieków miejskich i rolniczego ich wykorzystywania wzbogaciła się o pracę inż. Leonarda Skibniewskiego. Praca ta oparta na materiałach radzieckich i niemieckich uzupełniona została przez dra inż. Jana Wierzbickiego opisem szeregu przykładów wykorzystania ścieków w Polsce na czyn-nych polach irygacyjnych Wrocławia, Ostrowia Wiel-kopolskiego i na łakach nadnerzańskich pod Łodzią.

Książka ta pojawiła się w porę.

Planowana intensyfikacja produkcji rolnej obejmuje u nas nie tylko wzrost produkcji równoległy ze wzro-stem ludności, ale i uwzględnić musi wielkie przemiany socjalne i gospodarcze oraz zapewnić odpowiedni po-ziom stopy życiowej najszeršym robotniczym masom ludności wsi i miast.

W zaopatrzeniu miast ogromną rolę odgrywa ota-czający je pas gruntów użytkowanych rolniczo pod sady i produkcję warzyw. Pas taki wykorzystywał zawsze odpadki miejskie bezpośrednio jako nawozy lub jako materiał na komposty, wzbogacające glebę w humus, ten podstawowy czynnik, zapewniający gle-

bie należyłą strukturę mechaniczną i zasobność w nie-zbędne składniki mineralne, w szczególności w azot, fosfor i potas.

Rozwijająca się mechanizacja i zmniejszenie pogrę-wia końskiego oraz kanalizacja sanitarna odprowa-dzająca do rzek ścieki w sposób nie tylko bezproduk-cyjny ale szkodliwy pozbawiają dziś rolnictwo nasze częściowego choćby zwrotu zabieranych z pól z plona-mi podstawowych elementów. Jeśli dodamy do tego, że nie posiadamy ani kopalni soli potasowych ani fos-forytów, to aktualność zagadnienia wykorzystania bo-gactwa ścieków miejskich w azot, faszór i potas oraz w związku organiczne humusotwórcze staje się od razu zrozumiała.

Kraj nasz znajduje się w momencie powstawania nowych osiedli przemysłowych i miejskich, moderni-zacji urządzeń sanitarnych lub ich wprowadzania w planowanych osiedlach; planowanie przestrzenne obej-muje całe zespoły i rejony, toteż nie może w przesłan-kach planowania przestrzennego zabraknąć jasnego uświadomienia sobie roli rolniczego wykorzystania ścieków i związanych z tym rolniczych możliwości roz-wojowych zaplecza miast.

Tu książka inż. Skibniewskiego, dająca współczesny pogląd na cały szereg zagadnień związanych z rolni-czym wykorzystaniem ścieków, prostująca szereg do-tychczasowych fałszywych ocen działania pól irygacyj-nych, powstałych na tle popełnianych w przeszłości błędów, ma duże zadanie do spełnienia.

Książka „Rolnicze wykorzystanie ścieków miejskich i przemysłowych“ z pożytkiem znajdzie się w rękach inżynierów i techników zatrudnionych w planowaniu przestrzennym, melioracjach, urządzeniach sanitar-nych oraz słuchaczy wyższych uczelni, studiujących wymienione działy techniki.

C. Z.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL,

Dr Inż. Z. SOCHOŃ. Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ

SEKRETARZ REDAKCJI: HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IZYCKI

Konto PKO I-19873/110

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

Zam. 579 z dn. 24.VI.52 r. Podpisano do druku 23.VIII.52 r. Druk ukończono 28.VIII.52 r. Nakład 2100.

Papier druk. sat. V format A1 60 gr.

Druk „Prasa Demokratyczna“ W-wa

3-B-24613

WYKAZ WYDAWNICTW

Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego, które są do nabycia w Centrali PIHM —
Warszawa, ul. Partyzantów 6.

Seria A — Instrukcje i podręczniki

Wskazówki do hydrologicznego badania jezior. 1947, s. 55	cena	4.50
Wskazówki dla obserwatora stacji wodowskazowej. 1949, s. 31	"	3.50
Instrukcja dla obserwatorów stacji wód gruntowych. 1949, s. 85	"	8.—
Instrukcja dla obserwatora stacji batymetrycznej. 1948, s. 4	"	1.50
Automatyczne przyrządy do obserwowania najwyższych stanów wody. 1949, s. 19	"	3.—
Tablice dzielenia do użytku obserwatorów stacji meteorologicznych. 1949, s. 35	"	24.—
Pomiar kierunków i prędkości wiatrów górnych. 1949, s. 105	"	15.—
Instrukcja dla stacji opadowych sieci polskiej, wyd. 6. 1950, s. 39	"	6.—
Tablice psychometryczne. 1950, s. 152	"	100.—
Mały atlas fenologiczny. 1950, s. 119	"	7.70
Tablice dzielenia do wyznaczania średnich stanów wody. 1951, s. 20	"	6.—

Seria B — Prace PIHM

Grady w Polsce 1946 r. 1947, s. 46	"	15.—
Wyniki pomiarów przepływu w lewo-brzeżnej części dorzecza Wisły. 1948, s. 100	"	30.—
Warunki meteorologiczne w okresie wegetacyjnym. 1947—1948, s. 20	"	15.—
Szczegółowy podział dorzecza Odry i rzek Przymorza. 1949, s. 123	"	30.—
Stany wody Bałtyku w Zatoce Gdańskiej 1886—1938. 1950, s. 51	"	40.—
Charakterystyczne stany wody i przepływy w przekrojach wodowskazowych rzeki Narwi. 1949, s. 66	"	28.50
Materiały do bilansu wodnego Polski. I — Opady zmierzone w dorzeczu Wisły w latach 1920—1939. 1951, s. 298	"	100.—
Grady w Polsce 1948. 1950, s. 118	"	90.—
Czas trwania okresu wegetacyjnego w Polsce w 1948. 1949, s. 27	"	53.—
Charakterystyka meteorologiczna okresu wegetacyjnego 1948. 1950, s. 27	"	15.—
Wyniki pomiarów górskich dopływów Wisły 1899—1939. 1950, s. 93	"	60.—
Materiały do bilansu wodnego Polski. II — Opady średnie w dorzeczu Wisły 1920—1937. 1951, s. 26	"	10.—
Grady w Polsce 1949. 1951, s. 212	"	132.—
Warunki meteorologiczne wegetacji roślin w Polsce w r. 1949. 1951, s. 18	"	22.—
Materiały do bilansu wodnego Polski. IV — Stosunki opadu i odpływu w dorzeczu Wisły w latach 1921—1937. 1951, s. 59	"	30.—
Materiały do bilansu wodnego Polski. V — Opady średnie w zlewniach ważniejszych dopływów Wisły, Bugu i Narwi w latach 1920—1937. 1951, s. 36	"	18.—

Seria: Roczniki

Mały rocznik hydrologiczno-meteorologiczny 1948 (powielony). 1949, s. 109	"	30.—
---	---	------

Rocznik hydrograficzny 1945 Odra i rzeki Przymorza między Odrą i Wisłą. 1949, s. 62	"	72.—
Rocznik hydrograficzny 1945 Wisła i rzeki Przymorza na wschód od Wisły. 1950, s. 90	"	90.—
Rocznik hydrograficzny 1946 Odra i rzeki Przymorza między Odrą i Wisłą. 1950, s. 90	"	—
Rocznik meteorologiczny 1935. Część II. 1951, s. 71	"	42.—
Rocznik fenologiczny 1946. 1951, s. 137	"	45.—
Rocznik fenologiczny 1947. 1951, s. 184	"	67.—
Rocznik fenologiczny 1948. 1951, s. 171	"	—

Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej

Tom I

Zeszyt 1. 1947, s. 79	cena	18.—
-----------------------	------	------

Treść: Przyczynki do klimatologii Polski (dr L. Bartnicki i mgr W. Wiszniewski).
Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w przekrojach wodowskazowych rzeki Wisły (inż. S. Siebauer).
Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych, część I — Prace doświadczalne (dr inż. J. Ostromecki).
Wzory empiryczne dla obliczenia objętości przepływu wielkiej wody w rzekach i w większych potokach (inż. K. Dębski).

Zeszyt 2. 1947, s. 92

Treść: Projektowanie równowagi bilansu wodnego dla meliorowanych zlewni bagiennych. Cz. II. Mapa potrzeb wodnych (dr inż. J. Ostromecki).
Odpływ rzek przy zwyczajnym stanie wody (inż. K. Dębski).
Początek robót polnych w Polsce (dr R. Gumiński).
Bilans wodny dorzecza i metoda do jego obliczenia służąca (prof. R. Rośkoński)

Zeszyt 3. 1948, s. 70

Treść: O wielkościach niezmiennych w atmosferze i ich znaczeniu dla meteorologii synoptycznej (dr T. Kopcewicz).
Geneza lodu prądowego (inż. J. Lambor).

Zeszyt 4. 1949, s. 83

Treść: Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu rzeki Odry według stanu koryta w r. 1936, w głównych przekrojach wodowskazowych (inż. S. Siebauer).
Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu rzeki Bugu, odniesione do stanu koryta w r. 1936 (inż. S. Siebauer).
Zbiór krzywych objętości przepływu rzeki Narwi i jej dopływów prawobrzeżnych Pissy, Omulwi i Orzyca (inż. S. Siebauer).
O transpiracji porostu łąkowego i parowaniu nie porośniętych gleb, na podstawie badań w lizymetrach o rzeczywistych stanach wód gruntowych (prof. dr. S. Bac).
Wielkie wody rzeki Biebrzy (prof. inż. K. Dębski).

Okresy 35-letnie wahań klimatycznych Brucknera w świetle klimatologii dzisiejszej (dr R. Gumiński). Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu rzeki Przemszy w profilu wodowskazowym Chełmek (inż. W. Jarocki).

Rzut oka na stosunki odpływu w dorzeczu rzeki Przemszy (inż. S. Senik).

Zeszyt 5, 1949, s. 52

cena 18.—

Treść: Charakterystyka przepływu Noteci na podstawie pomiarów z lat 1890—1924 (inż. A. Rundo). Przyczynki do klimatologii Polski. Cz. II (mgr W. Wiszniewski, dr R. Gumiński, dr L. Bartnicki). Diagram psychrometryczny (Z. Swiorkło).

Tom II.

Zeszyt 1, 1950, s. 98

54.—

Treść: Ruchy warstw gleby wskutek zmarzania i tajania (S. Bac). O zastosowaniu metod wyznaczenia niedosytów wilgotności powietrza ze średnich miesięcznych wartości temperatur i prężności pary wodnej (E. Hohendorf). Próby badania ruchu rumowiska na Sole i Dunajcu w roku 1929 (M. Langer).

Zeszyt 2, 1950, s. 74.

52.—

Treść: Bilans wodny zlewni Wisły po Warszawę (K. Dębski). Stacja tarowania młynków hydro-metrycznych i laboratorium wodne PIHM w Warszawie (W. Jarocki). Badania wód Bałtyku w roku 1948 (B. Wojnicz).

Zeszyt 3, 1951, s. 127

Treść: Ulewy i deszcze nawałne w Polsce (K. Chomicz).

Dalsze próby wyprowadzenia wzorów na rozkład prędkości w przekroju wody płynącej (T. Piller).

Zeszyt 4 i 5, 1951, s. 91

50.—

Treść: Skład chemiczny i bakteriologiczne wskaźniki zanieczyszczenia

wody rzek W Stangenberg).

Biologiczne ws FWH 3105/Gk-Gd./30

nia rzek Wieprza i Rany (A. Gacek-szek).

Wpływ lasu na stosunki hydrologiczne (K. Dębski).

Zmiany dna rzeki Warty po wykonaniu regulacji (J. Lambor).

Tom III.

Zeszyt 1, 1950, s. 113

cena 48.—

Treść: O wpływie lepkości turbulencyjnej powietrza na pionowy rozkład wiatru w tarciowej warstwie atmosfery Ziemi (T. Kopcewicz). O celu i metodzie sondowań aerologicznych (T. Skaliński). Ważniejsze elementy klimatu rolniczego Polski południowo-wschodniej (R. Gumiński).

Zeszyt 2, 1951, s. 49

Treść: Las jako czynnik makroklimatyczny (doc. dr R. Gumiński).

Termodynamiczne uzasadnienie wzoru empirycznego na wyznaczenie wysokości punktu kondensacji ponad poziom wyjścia (mgr P. P. Demiańczuk).

Nota odnośnie współczynnika dyfuzji pary wodnej i współczynnika lepkości dynamicznej powietrza (mgr P. P. Demiańczuk).

Próba ustalenia czasu trwania okresu wegetacji w województwie warszawskim na podstawie obserwacji fito-fenologicznych z okresu 1948—1950 (mgr inż. M. Molga).

Gazeta obserwatora PIHM

Miesięcznik o charakterze popularno-naukowym (hydrologia, meteorologia, fenologia, fizyka, oceanografia) format A4. Cena 1 egz. zł 1.55, rocznie zł 19.80.

ERRATA

W numerze 5/52 naszego czasopisma na str. 191 w artykule dr Jana Wierzbickiego pt. „Nawodnianie paszowisk naturalnych wodami ściekowymi” zauważyliśmy następujące błędy:

str. 191 szpalta lewa, wiersz 22 od dołu	zamiast	ma być
str. 191 szpalta lewa, wiersz 18 od dołu	drobnych	dobrych
str. 101 szpalta prawa, środek	65 km	65 ha
	baleologa	balneologa