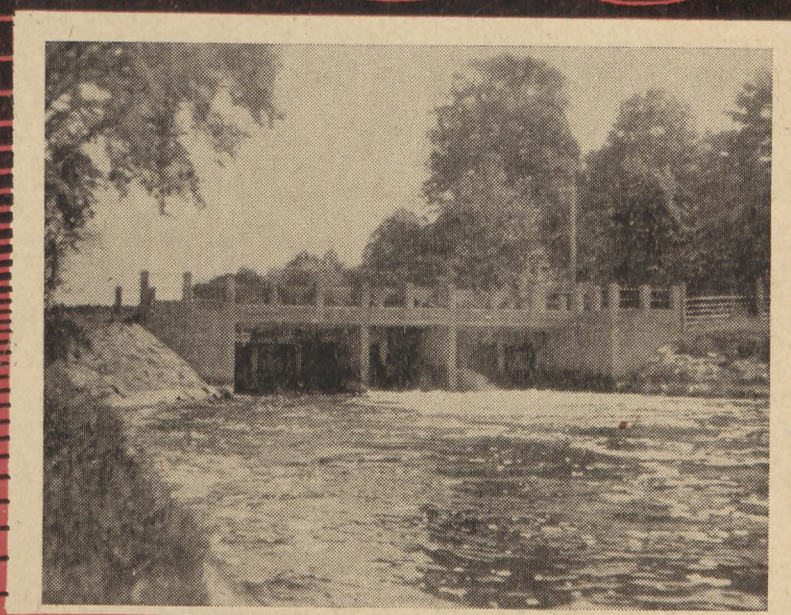


GOSPO

DARKA WODNA

BIBLIOTEKA
Państwowej Wyższej Szkoły Pedagogicznej
w GDAŃSKU

K. Geog



Nr 5
1954

**MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO**

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Inż. Aleksander Mianowski — W sprawie organizacji realizacji wielkich inwestycji wodnych	Str. 170
Inż. Alfred Kępiński — Ochrona zbiorowisk wód jako źródeł poboru wody dla wodociągów komunalnych	172

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Dr inż. Zygmunt Sochoń — Określenie szerokości koryta przy zmiennym ustalonym ruchu wody przy zachowaniu stałej głębokości	174
Inż. Kalina Smólska — Obliczenie potrzeb wodnych i dawek nawodnienia zalewowego i podsiąkowego	180

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Jan Kwapiszewski — Nawodnienie przy zastosowaniu drenowania kreciego	187
Inż. Jan Aulich — Studnie z poziomymi zbieraczami	190

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Iwanicki — Wibrowanie betonu w budowlach hydrotechnicznych — skutki techniczne i ekonomiczne	193
Inż. Ryszard Jaworowski i inż. Stanisław Mołoniewicz — Świder ziemny do podwodnego zakładania ładunków wybuchowych	198
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	200

СОДЕРЖАНИЕ

- К вопросу по организации выполнения больших гидротехнических инвестиций,
- Охрана резервуаров воды как источников водозабора для коммунальных водопроводов,
- Определение ширины русла при неравномерном установившемся движении воды с сохранением постоянной глубины,
- Расчет потребностей обводнения и норм поверхностного и подпочвенного орошения,
- Обводнения с применением кротового дренажа,
- Колодцы с горизонтальными собирателями,
- Вибрирование бетона в гидротехнических сооружениях — технические и экономические эффекты,
- Земной бур для подводного закладывания взрывных зарядов.

SOMMAIRE

- Au sujet d'organisation d'exécution des grands investissements hydrauliques
- Protection des retenues d'eau comme sources des prises d'eau pour l'alimentation commune en eau
- Determination de la largeur du lit pour les écoulements variables stabilisés avec la profondeur constante
- Calcul des nécessités hydrauliques et des doses d'irrigation par inondation et infiltration
- Irrigation par application du drainage de taupe
- Puits avec des collecteurs horizontals
- Vibration du béton dans les constructions hydrauliques — résultats techniques et économiques
- Forêt pour mise des charges d'explosion en terre sous l'eau

CONTENTS

- Organization of execution of big water investments
- Protection of water reservoirs as a catchment source for common water supply
- Definition of bed width for unsettled established water flow with constant depth
- Calculation of water requirements and water doses for irrigation by inundation and infiltration
- Irrigation by application of mole drainage
- Wells with horizontal collectors
- Vibration of concrete for water engineering constructions — technical and economical results
- Drill for putting down the explosion loads in the earth under water

GOSPODARKA WODNA

M I E S I Ę C Z N I K

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIV

WARSZAWA, MAJ 1954 R.

Nr 5 (90)

Na Święto 1 Maja

Tegoroczne Święto 1 Maja posiada specjalne znaczenie — dzieli je bowiem zaledwie kilkanaście tygodni od dnia uroczystego obchodu X-lecia Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. Ten fakt, przy jednoczesnym powiązaniu z bogatym dorobkiem II Zjazdu Delegatów PZPR, nakłada na nas, ludzi pracy, w dniu naszego dorocznego święta, obowiązek krytycznego rzutu oka na okres ubiegłego roku i wyciągnięcia wniosków na najbliższą przyszłość.

Podobnie jak w latach ubiegłych, tak i w roku bieżącym hydrotechnika polska podjęła różnorodne zobowiązania dla uczczenia Święta 1 Maja. Zobowiązania te, polegające przeważnie na przyspieszeniu terminów wykonania pewnych określonych fragmentów prac, zostały wypełnione. Niejednokrotnie jednak podejmowanie i wykonanie zobowiązań traktowane jest zbyt formalistycznie, bez głębszego wnikania w celowość zobowiązań i ich efektów ekonomicznych. A przecież wiemy, że najważniejszymi z naczelnych myśli, kierującymi naszą działalnością w dobie obecnej, są — obok przyspieszenia postawionych do realizacji zadań — walka o obniżkę kosztów własnych i walka o jakość wykonania.

Uświadamiając sobie fakt istnienia jeszcze w dalszym ciągu znacznych zaległości w rozwoju gospodarki wodnej i budownictwa wodnego w Polsce, zaległości datujących się z okresu międzywojennego, a nawet i z okresów wcześniejszych, musimy zwrócić szczególną uwagę na te właśnie czynniki, które przybliżą nas do całkowitego zlikwidowania zacośnięcia gospodarki wodnej.

Walkę o obniżkę kosztów własnych i o jakość wykonania musimy prowadzić w każdej fazie realizacji zadań: przy sporządzaniu planów gospodarki wodnej, przy wykonywaniu studiów i badań naukowych, przy projektowaniu, w bezpośrednim wykonawstwie, wreszcie w eksploatacji urządzeń i obiektów gospodarki wodnej.

Tylko stała i konsekwentna walka o tańsze i lepsze wykonanie studiów, projektów i budowli przyspieszyć może zlikwidowanie naszych zaległości w gospodarce wodnej i budownictwie wodnym oraz przygotowuje nas lepiej do wypełnienia wielkich zadań, stojących w perspektywie przed polską hydrotechniką.

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. ALEKSANDER MIANOWSKI

W sprawie organizacji realizacji wielkich inwestycji wodnych

Organizacja realizacji inwestycji z zakresu gospodarki wodnej jest zagadnieniem po dzień dzisiejszy otwartym.

Wśród wielu rodzajów inwestycji wodnych (inwestycje wodno-melioracyjne, gospodarki wodnej komunalnej, wodno-energetyczne, wodno-komunikacyjne, wody przemysłowej itd.), wielkie, kompleksowe inwestycje wodne wymagają szczególnego zastanowienia się nad formami organizacji ich realizacji, począwszy od fazy włączenia inwestycji do planu narodowego, skończywszy na fazy oddania gotowej już inwestycji do eksploatacji.

Poniższy artykuł stanowi próbę przedstawienia zarysu organizacji realizowania wielkich kompleksowo ujętych inwestycji wodnych. Na ten temat, jak również na temat organizacji bezpośredniego wykonawstwa powinny się pojawić artykuły i wypowiedzi przedstawicieli resortów, zajmujących się poszczególnymi zagadnieniami gospodarki wodnej, oraz przedstawicieli centralnych zarządów i przedsiębiorstw bezpośredniego wykonawstwa inwestycji wodnych. Przedostatni rok planu 6-letniego i zarysy nowego, pięcioletniego planu czynią z zagadnienia właściwej organizacji problem niezwykle ważny i pilny.

Komitet Redakcyjny

Nie podobna sobie wyobrazić kraju dobrze zagospodarowanego, w którym energia licznych i zasobnych w wodę rzek wykorzystywana jest jedynie w niszczeniu osiedli, mostów i zasiewów, a same rzeki — naturalne szlaki komunikacyjne — niszczeją z roku na rok coraz bardziej. Uporządkowanie u nas stosunków wodnych jest rzeczą niezbędną i pilną. Aczkolwiek wykonane inwestycje na naszych rzekach za czasów Polski Ludowej przerastają kilkakrotnie inwestycje wodne okresu międzywojennego, mimo to stoimy dopiero u progu wielkich, kompleksowych inwestycji wodnych socjalizmu.

Każda wielka inwestycja wodna jest zwykle jednocześnie wykorzystywana dla kilku różnych celów. Tak np. Wielki Kanał Turkmński nawodni 8,3 miln. ha bezwodnych dotąd obszarów, będzie drogą wodną długości 1100 km, a moc silowni wodnych projektowanych na tym kanale wyniesie 100 000 kW. Podobnie są zaprojektowane inne wielkie budowle wodne ZSRR. Nawet nasze, stosunkowo skromne dotychczasowe inwestycje wodne są w zasadzie pomyślane kompleksowo. Zbiornik w Gończalkowicach służyć będzie jednocześnie jako ujęcie wody dla Górnego Śląska i obniży falę powodziową na Wiśle. Stopień na Odrze w Brzegu Dolnym zapewni należytą głębokość dla żeglugi i jednocześnie będzie wykorzystany dla celów energetycznych. Wraz z powiększaniem się rozmiarów inwestycji rosną korzyści dla poszczególnych działów gospodarki narodowej.

Należyte przygotowanie dokumentacji, wykonawstwo i eksploatacja wielkich inwestycji wodnych interesuje jednocześnie szereg resortów o bardzo różnym zakresie działania, przy czym interesy ich są często sprzeczne, a kompromis — trudny do osiągnięcia. W tym stanie rzeczy obowiązujące przepisy, dotyczące w ogóle realizacji inwestycji, wydają się za wąskie w zastosowaniu do wielkich budowli wodnych.

Każda wielka inwestycja wodna jest przeoraniem organizacyjnym, a w pewnym sensie i politycznym całego regionu, przez który przepływa rozbudowywany wodociek; znaczne obszary zostają zalane, na innych obszarach poziom wód gruntowych bywa obniżony, na gruntach przyległych powstają użytki rolne lub łąki okresowo nawodniane lub też gospodarstwa rybne. Utrzymanie na tych terenach drobnych, indywidualnych gospodarstw rolnych staje się nonsensem gospodarczym; na terenach tych powstają wielkie jednostki o charakterze przemysłowo-rolniczym. Na bazie miejscowych surowców i produkowanej w wybudowanych siłowniach wodnych energii elektrycznej organizują się zakłady przemysłowe i związane z nimi nowe osiedla ludzkie. Osiedla te z kolei wymagają budownictwa budynkowego i uzbrojenia terenów w urządzenia niezbędne dla życia mieszkańców: wodociągi, kanalizacje, gaz, organizacja handlu detalicznego, organizacja żywienia, zaspokojenie potrzeb kulturalnych itd. Szerokie zalewy i możliwość przekroczenia ich jedynie w miejscu przegród dolin, względnie w ich pobliżu wymagają przebudowy sieci kolejowej i drogowej. Powstają kapitalne zagadnienia reorganizacji życia ludności terenów, objętych inwestycją, przesiedlenia tej ludności, względnie — przy postawieniu jej na miejscu — przygotowania do innych zawodów. Na granicznych wodociągach rozpoczęcie robót muszą poprzedzić układy międzynarodowe.

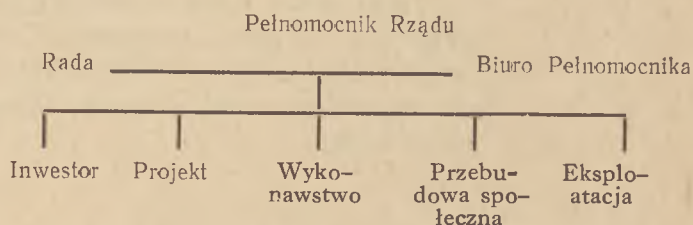
W ten sposób w tej organizacji nowego życia regionu muszą wziąć udział nieledwie wszystkie resorty, a ogólne kierownictwo realizacji tych zamierzeń i koordynację współdziału w nich poszczególnych zainteresowanych powinien objąć organ nadrzędny, to jest Prezydium Rządu.

Z powyższego wynika, że na czele instytucji, która zajmie się realizacją takiej wielkiej inwestycji wodnej, powinien stanąć pełnomocnik Rządu. Będzie on miał, oczywiście, do pomocy organ doradczy w postaci rady, składającej się z przedstawicieli wszystkich zainteresowanych ministerstw, która to rada będzie się wypowiadała we wszystkich zasadniczych problemach, dotyczących planu wykonania inwestycji, koordynowania zadań poszczególnych resortów i oddawania wykonanej już inwestycji w całości lub częściami właściwym resortom do eksploatacji.

Łatwo sobie uprzytomnić, że wielkie inwestycje — typu przebudowa Bugu lub zbiornik — wymagają wielkiego i zbiórowego wysiłku, który nie może i nie powinien być zmarnowany przez nie dość sprawną organizację. A wysiłek taki mógłby być snadnie zagrożony np. przez powierzenie realizacji takiej inwestycji kilku nie dość skoordynowanym pomiędzy sobą organizacjom, dla których zadanie to nie byłoby celem istnienia, które by miały, każda oddzielnie, własną politykę postępowania i swoje interesy partykularne. Jest rzeczą jasną, że w takim przypadku odpowiedzialność za nie dość dobre jakościowo lub nieterminowe wykonanie rozplątyłaby się w spórach pomiędzy poszczególnymi instytucjami. Wypływa stąd wniosek, że organizacja, która by się zajęła realizacją wielkiej inwestycji wodnej i na której czele stanąłby pełnomocnik Rządu, musiałaby objąć całokształt potrzebnych czynności, a więc funkcję inwestora, prowadzącego biura projektów i generalnego wykonawcy. W dalszym ciągu artykułu inwestycję taką będziemy nazywali skrótem „R I” (realizacja inwestycji).

Kumulacja kompetencji „R I” nie powinna budzić wątpliwości, gdyż zdała ona egzamin na szeregu wielkich inwestycji, np. budowa kanału Dunaj — Morze Czarne w Rumunii lub (częściowo) budowa Huty im. W. I. Lenina w Polsce. Nie znaczy to, aby wszystkie roboty lub nawet ich większość była koniecznie zaprojektowana lub wykonana przez „R I”. Sprawę tę zresztą omówimy poniżej.

Poza tymi trzema wymienionymi funkcjami, „R I” musi przejąć niezbędne dla inwestycji tereny oraz gotową inwestycję przygotować do eksploatacji i przekazać właściwym resortom. Wobec powyższego ogólny schemat „R I” przedstawiałby się następująco:



Jak widzimy cała „R I” dzieliłaby się na pięć dyrekcji, których zadania omówimy pokrótce.

1. **Inwestor.** Dyrekcja inwestycji pełni wszystkie obowiązki nadzoru inwestycyjnego w myśl Zarządzenia Przewodniczącego PKPG z dnia 24 grudnia 1951 r. (Monitor Polski Nr A-4/52). Dyrekcja inwestycji jest dysponentem środków finansowych, opracowuje ogólne plany roczne, spełnia funkcje inwestora i zleceńdawcy, sprawuje nadzór techniczny i finansowy nad wykonawstwem inwestycji i przygotowuje przyszłą eksploatację obiektów. Wymieniając obowiązki dyrekcji inwestycji, należałoby podkreślić funkcję nadzoru technicznego, która w budownictwie wodnym nabiera szczególnego znaczenia, wobec stosowania z reguły bardziej skomplikowanych metod technicznych niż w budownictwie budynkowym i wymaga wobec tego wysoko wykwalifikowanego, wnikliwego personelu nadzorczego, uzbrojonego w laboratorium betonowe i gruntoznawcze, instrumenty do mierzenia odkształceń budowli, pracujących już pod obciążeniem itd. Personel ten w zasadzie powinien umieć rozwiązywać zagadnienia techniczne, które mogą wyniknąć w czasie prowadzenia robót i wskazać wykonawcy w takich przypadkach sposób postępowania, doświadczenie bowiem uczy, że personel wykonawczy jest tak zajęty sprawami organizacyjnymi, że na techniczną stronę prowadzenia budowy nie zawsze wystarcza mu czasu. Zresztą nie jest rzeczą wskazaną, aby decyzję w sprawach pewnych trudności technicznych, których właściwe rozwiązanie może wpłynąć na opóźnienie robót, składać w ręce ludzi, którzy przede wszystkim są odpowiedzialni za terminowe wykonanie planów miesięcznych i rocznych.

Przepisy Instrukcji nr 98 PKPG nakładają na organy nadzoru inwestycyjnego obowiązki opiniowania i (w ramach przyznanym im uprawnień) zatwierdzania dokumentacji projektowo-kosztorysowej. Ta część działalności dyrekcji inwestycji powinna być rozwiązana w sposób następujący: powstanie przy niej ciało kolegialne, złożone z mianowanych przez pełnomocnika Rządu specjalistów zarówno spośród naukowców, jak i pracowników „R I”. Ciało to będzie miało podwójne kompetencje: Rady Technicznej dla biura projektów przy „R I” oraz Komisji Oceny Projektów Inwestycyjnych na szczeblu inwestora centralnego.

Przez powierzenie dyrekcji inwestycji funkcji nadzoru nad pozostałymi dyrekcjami, zostaje ona postawiona nieco nadzwięźniej w stosunku do pozostałych działów pracy „R I”. Jest ona w ten sposób jakby gospodarzem pieniędzy, przeznaczonych na wykonanie roboty i gospodarzem samej roboty.

2. **Projekt.** Obowiązujące przepisy o przygotowaniu dokumentacji projektowo-kosztorysowej (Instr. Nr 98 PKPG § 47) postanawiają, że projekt wstępny ma za zadanie wykaazać techniczną możliwość i ekonomiczną celowość realizacji planowanej inwestycji. Wniosek stąd, że wykonanie i zatwierdzenie projektu wstępnego powinno wyprzedzić powstanie „R I”, a dalej, że biuro projektów „R I” wykonuje jedynie projekt techniczny, rysunki robocze i projekty organizacji robót inwestycji.

Biuro projektów „R I” powinno być zdolne do wykonywania samodzielnych prac projektowych, jednakże na poziomie projektu technicznego powinno ono w jak najszerszym zakresie korzystać z usług specjalistycznych biur projektów, zadowolając się opracowaniem danych wyjściowych do właściwego projektowania, weryfikacją projektów i opracowywaniem „styków”, tj. tych części kompleksowego projektu, które znalazły się na peryferiach zainteresowań poszczególnych biur projektów. Np. wyobraźmy sobie, że biuro projektów konstrukcji przemysłowych wykonało projekt budynku siłowni wodnej, a biuro projektów energetycznych — projekt montażu turbogeneratorów oraz stacje rozdzielczą. W uzupełnieniu biuro projektów „R I” było zmuszone wykonać projekt suwnicy i torów kolejowych, które zapewnią dostarczenie części turbogeneratorów na miejsce, pod hak suwnicy.

Projekty techniczne pewnych obiektów będą mogły być wcałości wykonane przez biuro projektów „R I”, względnie to biuro obierze sobie jakąś szczególną specjalność (np. nie reprezentowaną przez żadne z innych biur projektów) i wykona wszystkie projekty w tym zakresie.

Całość rysunków roboczych i projektów organizacji robót opracowuje biuro projektów „R I”. Musi ono być jednak na tym

odcinku w ścisłym kontakcie z wykonawcami, a opracowania te powinny w zasadzie być sporządzane przez wydzielone oddziały biura projektów, pracujące na placach budowy.

Należy dodać, że dokumentacja projektowa w fazie projektu technicznego wymaga zwykle uzupełniających studiów terenowych (wiercenia, pomiary, obserwacje itp.). Czynności te wypadają zwykle niespodziewanie i nie dają się ująć w określony harmonogram. Z tego względu duże przedsiębiorstwa specjalistyczne niechętnie przyjmują lub w ogóle odmawiają przyjęcia tego rodzaju zleceń. Biuro projektów „R I” powinno być i na tym odcinku na tyle operatywne, aby niewielkie tego rodzaju roboty mogły być wykonane w każdej chwili przez własne ekipy wiertnicze i pomiarowe.

3. **Wykonawstwo.** Dyrekcja wykonawstwa jest generalnym wykonawcą inwestycji w myśl Uchwały Prezydium rządu Nr 79/53 z dnia 17 stycznia 1953 r. Nie znaczy to, aby wszystkie roboty lub nawet ich większość była konieczna bezpośrednio przez nią wykonana. Wprost przeciwnie, większość prac wykonają przedsiębiorstwa specjalistyczne Min. Budowy Miast i Osiedli, Min. Bud. Przem., Min. Energetyki, Min. Kolei, Min. Rolnictwa, Min. Transportu Drogowego i Lotniczego oraz Min. Żeglugi. W ten sposób wykorzystano się bez reszty cały zbývający potencjał techniczny i organizacyjny przedsiębiorstw budowlano-montażowych wszystkich resortów, a zmniejszy do minimum rozmiary aparatu wykonawczego „R I”. Tym niemniej „R I” powinno posiadać w swoim ręku niewielkie, ale sprawne, dobrze zaopatrzone w sprzęt przedsiębiorstwo budowlano-montażowe. Przedsiębiorstwo to będzie posiadało dość szeroki wachlarz specjalności z zakresu budownictwa: roboty ziemne, katarowe, betonowe, budynkowe, ewent. jeszcze regulacyjne. Poza tym przedsiębiorstwo to może być w sposób szczególny specjalizowane, prowadząc wykonanie takich zagadnień, jak elektropetryfikacja gruntów lub hydromechanizacja robót ziemnych. Roboty planowe przedsiębiorstwa z zakresu robót ogólnobudowlanych powinny obejmować odcinki drugorzędnej znaczenia, przerwa w wykonywaniu których odbiłaby się na ogólnym postępie robót. W razie załamania się planu robót lub konieczności zwiększenia planu rocznego na ważnym odcinku robót, „R I” w miarę konieczności przerzuci część lub całość niezbędnego sprzętu z obsługą z własnego przedsiębiorstwa „interwencyjnego”, z robót drugoplanowych na odcinek zagrożony. Zarezerwowanie sobie takiego „odvodu” w łonie przedsiębiorstwa, podlegającego innemu resortowi, mija się z celem, gdyż konieczność uzgadniania z władzami tego przedsiębiorstwa zmiany planu pochłania zbyt wiele czasu i posuniecie takie przestają być skuteczne, jeśli chodzi o walkę o plan inwestycyjny. Mogłoby ktoś zauważyć w tym miejscu, że roboty należy tak zaplanować, aby zmiany planu były zbędne. Na to mamy pełne prawo odpowiedzieć, że roboty wodne kryją tyle niespodzianek, iż usztywnienie rocznego planu jest niemożliwe i niezapewnienie sobie z góry pewnych rezerw kosztować może później bardzo drogo.

Poza tym obowiązkiem dyrekcji wykonawstwa jest obsługa techniczna wszystkich subwykonawców, tj. zapewnienie im należytych środków transportu w postaci bocznic kolejowych, ramp, dźwigów, taboru samochodowego, dalej dostarczenie im niezbędnego uzbrojenia terenu: energii elektrycznej, wody, powietrza sprężonego, środków łączności, magazynów, hoteli dla robotników pracujących u subwykonawców, zapewnienie obsługi tych robotników, a więc wyżywienia, zaspokojenia ich potrzeb higienicznych, kulturalnych, ich leczenia itd.

4. **Przebudowa społeczna.** Jak wyżej wspomniano, wielkie inwestycje wodne wywołują w terenach przez nie objętych zasadnicze przemiany w życiu ich ludności. Dział „R I”, który zajmuje się przeprowadzeniem tych przemian, nazwalimy dyrekcją przebudowy społecznej, dla podkreślenia, że wywłaszczenie gruntów niezbędnych dla wykonania inwestycji nie wyczerpuje zadań tego działu. Oczywiście legalne, tj. ściśle zgodne z przepisami obowiązującymi w Polsce Ludowej, wywłaszczenie gruntów pod przyszłe place budowy i przekazanie ich dyrekcji wykonawstwa jest najpilniejszym zadaniem dyrekcji przebudowy społecznej. Niemniej ważną jednak czynnością tej dyrekcji będzie reorganizacja życia ludności przesiedlonej, jak również ludności, której grunty zostały częściowo tylko zajęte lub też tylko zabagnione, ale nie mogą stanowić samodzielnych jednostek rolniczych. Dyrekcja przebudowy społecznej nie tylko załatwia formalną stronę wywłaszczenia, ale również przeprowadza zamianę wysiedlonych gospodarstw na

gospodarstwa, znajdujące się na terenach niedostatecznie za-
udnionych, organizuje przejazd przesiedlanych i pomaga im
w pierwszym okresie pobytu na nowym gospodarstwie; karło-
wate działki włącza do sąsiednich gospodarstw, a na gruntach
zmeliorowanych, nawodnianych i na gospodarstwach rybnych,
wymagających kolektywnej eksploatacji, tworzy spółdzielnie
produkcyjne. Dyrekcja ta przesiedla do nowoutworzonych osie-
dli przemysłowych część mieszkańców wsi, pozbawionych pracy
na skutek zajęcia ich gruntów pod zbiorniki, po uprzednim ich
przeszkoleniu i przygotowaniu do życia miejskiego.

Ponieważ trudne jest całkowite zsynchronizowanie opu-
szczenia gruntów przez dawnych mieszkańców z wykonaniem na
tych gruntach budowli, względnie ich zalaniem, administracja
tymi terenami, ich częściowe lub całkowite wykorzystanie (np.
jako pastwiska), wyeksploatowanie pozostałych materiałów (po-
rużone domy, porost złoza torfu, żwiru itp.) jest także ob-
owiązkiem dyirekcji przebudowy społecznej. Dotyczy to zresztą
tylko materiałów, które z różnych powodów nie mogły być uży-
te do wykonania budowli, wchodzących w zakres inwestycji.

5. **Dyrekcja eksploatacji.** Już w chwili
przystąpienia do robót należy przemyśleć problem możliwie
sprawnego włączenia projektowanej inwestycji po jej wykona-
niu do życia gospodarczego kraju. Wykonawstwo wielkich in-
westycji wodnych trwa zwykle szereg lat; roboty na pewnych
odcinkach (kanały, wały, obiekty) zostają wykonane wcześniej
i cały aparat wykonawczy opuszcza te ukończone budowy, aby
kontynuować pracę na innym miejscu. Wszystkie inwestycje,
a budowle wodne w szczególności, bezpośrednio po ich ukoń-
czeniu wymagają konserwacji, tj. oczyszczania, drobnych po-
prawek, a niejednokrotnie poważniejszych napraw. Koszt ta-
kiej konserwacji należy średnio określić na 1% rocznie od za-
inwestowanych środków pieniężnych. Stanowi to przy dużych
inwestycjach poważne kwoty, którymi nie należy obciążać kosztów
inwestycyjnych, aby nie zaciemniać obrazu ich rzeczywistej
wielkości. Całe to zagadnienie powinno znajdować się w
rękach odrębnej, przystosowanej do tego organizacji — dyrek-
cji eksploatacji. Po ukończeniu robót poszczególne części kom-
pleksowej inwestycji zostaną przekazane do stałej konserwacji
i eksploatacji przez poszczególne resorty. Wobec powyższego,
schemat organizacyjny dyirekcji eksploatacji powinien być, do
pewnego stopnia, zlepkim takichże schematów resortowych
komórek resortowych (tj. Rejonu Dróg Wodnych, Rejonu Ener-
getycznego, Rejonowego Kierownictwa Wodno-Melioracyjnego
itd.), z pewną tylko nadbudową organizacyjną. We właściwym
momencie dyirekcja eksploatacji będzie mogła rozpaść się na
odpowiednie komórki i wejść w skład właściwych resortów. W
ten sposób resort przejmie nie tylko interesującą go część in-
westycji, lecz również zgrany zespół ludzi przeszkolonych, któ-
ry był świadkiem wykonania budowli i jest obeznany z jej kon-
strukcją, jak i z jej eksploatacją.

Wszystkie dyirekcje „R I” posiadają wszystkie komórki orga-
nizacyjne, niezbędne do prawidłowego działania w rozmiarach
potrzebnych z punktu widzenia zadań odnośnej dyirekcji w da-
nym punkcie rozwoju prac inwestycyjnych.

„R I” posiada w terenie w punktach znaczniejszego zgru-
powienia robót główne kierownictwa budowy i główne kierow-
nictwa robót. W głównych kierownictwach budowy występują

agendy dyirekcji inwestycji, projektu, przebudowy społecznej
i eksploatacji. Pracują one pod ogólnym kierownictwem przed-
stawiciela dyirekcji inwestycji, ale według planów i zarządzeń
właściwych dyirekcji. Główne kierownictwa robót stanowią
agendy dyirekcji wykonawstwa. Są one organizacją odrębną,
aczkolwiek pozostającą pod nadzorem przedstawiciela dyirekcji
inwestycji. Na mniejszych placach budowy, odległych od naj-
bliższego głównego kierownictwa budowy nie mniej niż o 10 km,
tworzy się kierownictwa budowy, w których pracują wyłącznie
pracownicy pionu dyirekcji inwestycji oraz kierownictwa robót,
składające się z pracowników dyirekcji wykonawstwa.

* * *

Artykuł niniejszy zajmuje się tylko sprawami ogólnej orga-
nizacji. Przyjmuje on jako zasadniczy podział całej „R I” na
5 równorzędnych dyirekcji lub działów (mniejsza o nazwę),
którym powierzono jeden z problemów, a które składają się na
całkowite wykonanie wielkiej inwestycji wodnej. Każda z tych
dyirekcji jest niezbędna w całokształcie mechanizmu „R I”
i wszelkie tendencje oszczędnościowe zmniejszenia ich liczby
do czterech lub do trzech będą miały opłakane rezultaty. Nie
przesadza się tu natomiast chwili powstania wszystkich pięciu
dyirekcji, ani liczebności personelu poszczególnych dyirekcji.
Pewne ustalenia, oczywiście, nasuwają się same przez się. Jest
rzeczą np. niewątpliwą, że z początku wystarczą dwie dyirekcje:
inwestycji i projektu. Następnie, jeszcze przed przystąpieniem
do robót, powinna powstać dyirekcja przebudowy społecznej,
z początku w rozmiarach raczej skromnych. Z kolei tworzy się
dyirekcja wykonawstwa, a dyirekcja eksploatacyjna jest w za-
łożku. W miarę jak rosną zadania dyirekcji eksploatacji, maleją
dyirekcje projektu i przebudowy społecznej. Przedostatnia za-
nika dyirekcja inwestycji, wykonując swe końcowe zadania:
szkolenie personelu eksploatacyjnego i pozostawiając na placu
dyirekcję eksploatacyjną, która rozpada się na resortowe komór-
ki administracyjne, wcielane wraz z zarządzanymi przez nie
częściami inwestycji na właściwe miejsca do aparatu zaintere-
sowanych resortów.

W tym momencie zadanie „R I” jest całkowicie spełnione
i „R I” rozwiązuje się

Wnioski

- Organizacja realizacji wielkich inwestycji wodnych nie
mieści się w ramach ogólnych przepisów wykonawstwa
inwestycyjnego i wymaga uwzględnienia specyfiki wła-
ściwej tym inwestycjom.
- Wielkie inwestycje wodne, przedmiot zainteresowania
jednocześnie wielu resortów, powinny być podporządko-
wane organowi nadrzędnemu, jakim jest Prezydium Rząd-
u.
- Organizacja, której powierzono wykonanie wielkiej in-
westycji wodnej łączy w sobie kompetencje i obowiązki:
inwestora, projektanta, wykonawcy, reorganizatora ży-
cia gospodarczego na terenach objętych inwestycją i ad-
ministradora.

INZ. ALFRED KĘPIŃSKI

Ochrona zbiorowisk wód jako źródeł poboru wody dla wodociągów komunalnych

Zagadnienie dostarczania wody ludności, w ilości i o ja-
kości odpowiadającej potrzebom odbiorców, związane jest prze-
de wszystkim z uzyskaniem i zabezpieczeniem odpowiedniego
źródła poboru wody.

Źródłem wody dla wodociągów są — jak wiemy — natu-
ralne zbiorowiska wód, istniejące w skorupie ziemskiej lub na
jej powierzchni. Wody tych zbiorowisk w zależności od miejsca
ich występowania nazywane są wodami powierzchniowymi lub

podziemnymi. O ile zbiorowiska wód podziemnych są wykorzy-
stywane głównie jako źródła wody dla wodociągów, to wody
powierzchniowe są równocześnie wykorzystywane dla wielu in-
nych celów gospodarki wodnej.

Aczkolwiek wszystkie funkcje spełniane przez zbiorowiska
wód powierzchniowych są bardzo ważne w życiu społeczeństwa,
to jednak zagadnienie zapewnienia wody dla ludności miast
i wsi, odpowiadające pod względem ilości i jakości wymaga-

niom higieny, stanowi musi w gospodarce wodą zagadnienie dominujące. Dlatego też użytkowanie zbiorowisk wód tak podziemnych, jak i powierzchniowych, z których wody ujmowane są dla wodociągów zaopatrujących ludność w wodę do picia i gospodarstwa domowego, powinno być podporządkowane gospodarce wodociągowej.

Rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dnia 2 września 1950 r. w sprawie określenia warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych i do ziemi¹⁾, mające na celu ochronę wód powierzchniowych i wierzchniej warstwy ziemi przed nadmiernym zanieczyszczeniem ściekami, reguluje ramowo zagadnienie odprowadzania ścieków. Niemniej jednak rozporządzenie to nie wyczerpuje zagadnienia ochrony sanitarnej zbiorowisk wód, stanowiących źródła wody dla wodociągów komunalnych.

Warunki, jakim według powyższego rozporządzenia powinny odpowiadać ścieki wpuszczane do zbiorowisk wód powierzchniowych, nie zawsze będą mogły być zachowane, nawet w przypadku właściwego rozwiązania oczyszczania ścieków. W każdym przypadku oczyszczania ścieków można liczyć się z zaburzeniami w procesach oczyszczania, awarią na oczyszczalni i innymi podobnymi wypadkami.

Poza systematycznym zanieczyszczeniem zbiorowisk wód stale odprowadzanymi do nich ściekami miejskimi i przemysłowymi występują także przypadkowe zanieczyszczenia wody, występujące np. przy kąpaniu się w nich ludzi, praniu bielizny, spuszczeniu ścieków ze statków, pojeniu i myciu zwierząt domowych, wydobywaniu piasku i żwiru, uprawie przybrzeżnych gruntów itp.

Zbiorowiska wód podziemnych narażone są na przedostawanie się zanieczyszczeń bezpośrednio przez same urządzenia ujęć wody oraz na przenikanie zanieczyszczeń przez grunt. Zanieczyszczenia występujące na obszarze zasilania podziemnych zbiorowisk wód, w następstwie spuszczenia ścieków do ziemi, wywożenia i składowania śmieci, nawożenia pól oraz będące wynikiem innych źródeł zanieczyszczenia (cementarze), dostają się do wód podziemnych porami w gruncie, szczelinami, przekopami, odkrywkami, kanalikami wytwarzanymi przez obumierające korzenie drzew itd.

Wody podziemne, zależnie od rodzaju wody i hydrogeologicznej charakterystyki ich występowania, narażone są w różnym stopniu na zanieczyszczenia z zewnątrz. Najmniej narażone są głębokie wody artezyjskie, izolowane od wód powierzchniowych i gruntowych warstwą nieprzepuszczalną. W gorszych warunkach znajdują się płytkie wody artezyjskie, mogące komunikować się z wodami gruntowymi i powierzchniowymi, zwłaszcza w przypadku, gdy nieprzepuszczalna warstwa stropowa nie jest ciągła.

W stosunku do płytkich wód artezyjskich w gorszych warunkach znajdują się wody gruntowe nie chronione bezpośrednio od góry warstwą nieprzepuszczalną. Niemniej jednak wody gruntowe, przykryte dostatecznie grubą warstwą filtracyjną piasku, stanowią stosunkowo dobrze zabezpieczone źródło wody. Poważnie na zanieczyszczenia z zewnątrz narażone są wody szczelinowe nie przykryte warstwą filtracyjną dostatecznej miąższości lub warstwą nieprzepuszczalną. Najbardziej jednak na zanieczyszczenia narażone są wody krasowe.

Wobec zawsze istniejących możliwości zanieczyszczenia zbiorowisk wód, przy równoczesnej konieczności ujmowania z nich wody dla potrzeb, bardzo ważnym zagadnieniem jest ochrona sanitarna źródeł wody, zaopatrujących w wodę do picia i gospodarstwa domowego. Stosowane obecnie w technice wodociągowej metody oczyszczania wody nie mogą zapewnić należytej jej jakości, jeśli warunki sanitarne w zbiorowisku wody nie są utrzymane na odpowiednim poziomie. Wielu substancji trujących, mogących dostać się do zbiorowiska wody ze ście-

kami przemysłowymi, nie można usunąć normalnie stojącymi do dyspozycji środkami. Należyte odkażanie wody stosowanymi sposobami możliwe jest do osiągnięcia w przypadku, gdy zanieczyszczenie bakteryjne wody nie przekracza pewnego stopnia.

W związku z powyższym, dla zagwarantowania koniecznej jakości wody dostarczanej przez wodociągi, zachodzi potrzeba stworzenia należytego systemu zorganizowanej ochrony wodociągowych źródeł wody.

Ochrona zbiorowisk wody powinna obejmować tak jakość wody w zbiorowisku, jak i jego wydajność. Obok zagadnienia zabezpieczenia odpowiedniej jakości wody w naturalnych zbiorowiskach wód, wykorzystywanych jako źródła poboru dla wodociągów, bardzo ważnym zagadnieniem jest zabezpieczenie wydajności wody ze zbiorowiska, w ilości koniecznej dla odbiorców. Ilość wody konieczna do ujęcia ze zbiorowiska w określonym czasie, mająca pokrycie w wydajności zbiorowiska, może ulec zmniejszeniu w wyniku naturalnych lub sztucznych zmian w jego bilansie wodnym. Ze względu na zadania spełniane przez wodociągi komunalne, zmiany takie są wysoce niepożądane, gdyż przekreślają właściwe ilościowo zaopatrzenie ludności w wodę. Zachodzi więc potrzeba ochrony zbiorowisk wody, z których woda jest ujmowana dla wodociągów, przed niekorzystnymi zmianami w ich bilansie.

Zmiany w bilansie wodnym oraz zanieczyszczenia zbiorowiska wody wpływają na wydajność zbiorowiska i jakością jego wody, w miejscu ujęcia przez wodociąg, w sposób szkodliwy dla pracy wodociągu, jeśli występują one na ograniczonym, obejmującym ujęcie obszarze. Zmiany w bilansie wodnym oraz zanieczyszczenia zbiorowiska występujące dopiero w odległościach od ujęcia, przekraczających granice tego obszaru, nie odbijają się w sposób szkodliwy dla pracy wodociągu.

Z uwagi na powyższe, ochrona zbiorowisk wód musi się sprowadzać do wyznaczenia wokół ujęcia wody obszaru obejmującego ujęcie, zbiorowisko wody, jego zlewnię i przylegające do nich tereny w części, w której zmiany w bilansie wodnym oraz bezpośrednio i pośrednio zanieczyszczenia spowodować mogą pogorszenie się wydajności i jakości wody w zbiorowisku, w miejscu jej ujęcia dla wodociągu. Użytkowanie takiego obszaru musi być poddane ograniczeniom uniemożliwiającym szkodliwe dla ujęcia zmiany w bilansie wodnym zbiorowiska oraz systematyczne lub przypadkowe zanieczyszczania wody.

Obszar ten obejmujący ujęcie wody, zbiorowisko wody i tereny do nich przylegające, poddany ograniczeniom w użytkowaniu publicznym i prywatnym, będzie stanowił obszar ochronny wodociągowego ujęcia wody. Granice tego obszaru powinny być określone odległościami od ujęcia, powyżej których występujące zanieczyszczenia i zmiany w bilansie wodnym nie odbijają się szkodliwie na ujęciu. Granice te uzależnione będą od miejscowych warunków topograficznych, geologicznych, hydrologicznych i sanitarnych. Zależnie od rodzaju zbiorowiska wody, ukształtowania i budowy geologicznej terenu, stopnia narażenia zbiorowiska na zanieczyszczenia, możliwości samooczyszczania się wody w zbiorowisku, wydajności zbiorowiska, ilości pobieranej wody, granice obszaru ochronnego będą przebiegały w różnych odległościach od ujęcia. Granice obszarów ochronnych wodociągowych ujęć wody, ze względu na indywidualny charakter występujących w przyrodzie zbiorowisk wód, powinny być ustalane w każdym przypadku na podstawie wniosków badań i studiów hydrologicznych, topograficznych, geologicznych i sanitarnych.

Zagadnienie ochrony zbiorowisk wód stanowiących źródła wody dla wodociągów powinno znaleźć w interesie publicznym swój wyraz w ustawodawstwie. Równocześnie konieczne jest opracowanie wytycznych projektowania i zakładania obszarów ochronnych dla istniejących i projektowanych wodociągów komunalnych oraz wytycznych przeprowadzania studiów i badań, nieodzownych dla ustalenia granic obszarów ochronnych dla wodociągowych ujęć wody i związanych z nimi zbiorowisk wód.

¹⁾ Dziennik RP Nr 41, poz. 371.

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

DR INŻ. ZYGMUNT SOCHON

Określenie szerokości koryta przy zmiennym ustalonym ruchu wody przy zachowaniu stałej głębokości

Przy projektowaniu urządzeń prowadzących wodę w ruchu zmiennym ustalonym istnieje niejednokrotnie konieczność zachowania stałej głębokości wody w korycie przy pewnej określonej objętości przepływu. Np. na bystrotokach, w kanałach odprowadzających wodę ze zbiorników, w korytach rzecznych ze stopniami przy pobieraniu wody z miejsc leżących powyżej stopnia, gdzie normalnie występuje obniżenie linii zwierciadła wody wskutek depresyjnego działania stopnia w korycie o stałej szerokości.

Zakładamy, że w danych warunkach przy określonym przepływie jednostkowym Q i spadzie dna I występuje zjawisko ruchu zmiennego ustalonego i istnieje potrzeba obliczenia wymiarów poprzecznych koryta przy zachowaniu stałej głębokości wody wzdłuż kierunku ruchu. Rozpatrzmy koryto o osi prostoliniowej.

Z warunków wyjściowych wnioskujemy, że poprzeczny przekrój koryta będzie zmieniał się wzdłuż kierunku ruchu wody — a zatem, że będziemy mieli do czynienia z korytem niepryzmatycznym (por. 1 — str. 41).

Podstawowe równanie różniczkowe ustalonego, wolnozmieniającego się ruchu wody w ogólnym wypadku ma następującą postać (2 — str. 169, 3 — str. 243):

$$\frac{dT}{dL} = \frac{j - \frac{Q^2}{P^2 C^2 R} \left(1 - \frac{\alpha C^2 R}{g P} \cdot \frac{\partial P}{\partial L} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B_w}{P^3}} \quad [1]$$

gdzie: T — głębokość wody w m,
 L — długość drogi w m, mierzona w kierunku ruchu wody,

I — spadek względny dna w kierunku ruchu wody,

Q — objętość przepływu w m³/sek,

P — powierzchnia poprzecznego przekroju w m²,

R — promień hydrauliczny w m,

B_w — szerokość koryta w poziomie zwierciadła wody w m,

C — współczynnik prędkości w m^{0,5}/sek — ze wzoru Chezy,

α — współczynnik Saint-Venanta,

g — przyspieszenie ziemskie w m/sek².

W rozpatrywanym przez nas wypadku ma być $T = \text{const}$,

a więc $\frac{dT}{dL} = 0$ oraz $\frac{\partial P}{\partial L} = \frac{dP}{dL}$ (por. 2 — str. 205). Ażebymy

równanie [1] było spełnione, licznik tego równania musi być zerem, a więc:

$$j - \frac{Q^2}{P^2 C^2 R} \left(1 - \frac{\alpha C^2 R}{g P} \cdot \frac{dP}{dL} \right) = 0$$

Stąd

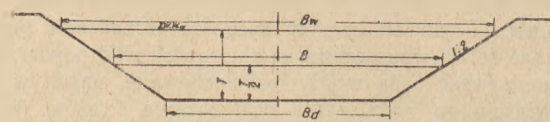
$$\frac{dP}{dL} = \frac{g P^3}{\alpha Q^2} \left(\frac{Q^2}{P^2 C^2 R} - j \right) \quad [2]$$

Otrzymaliśmy równanie różniczkowe ustalonego, wolnozmieniającego się ruchu wody w ogólnym wypadku przy założeniu, że w korycie przy danym przepływie jednostkowym Q będzie $T = \text{const}$ wzdłuż kierunku ruchu wody.

* * *

W praktyce mamy najczęściej do czynienia z korytami o trapezowym przekroju poprzecznym, symetrycznym względem osi, z nachyleniem skarp jak 1:m (rys. 1).

Podstawowe nasze równanie [2] przystosujemy do warunków, jakie daje przekrój trapezowy, przy czym do dalszych rozważań wprowadzimy średnią szerokość koryta B , jaka jest w



Rys. 1.

połowie głębokości wody, a dla określenia współczynnika prędkości skorzystamy ze wzoru Manninga:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad [3]$$

gdzie n jest współczynnikiem szorstkości.

Dla przekroju przedstawionego na rys. 1 mamy:

$$P = B T \quad [4]$$

$$\text{Obwód zwilżony } O = B + T(m - 2\sqrt{1+m^2}) \quad [5]$$

$$R = \frac{B T}{B + T(m - 2\sqrt{1+m^2})} \quad [6]$$

Wobec tego

$$\frac{dP}{dL} = T \frac{dB}{dL} \quad [7]$$

$$P^2 C^2 R = \frac{1}{n^2} B^2 T^2 R^{4/3} = \frac{B^{10/3} T^{10/3}}{n^2 [B + T(m - 2\sqrt{1+m^2})]^{4/3}} \quad [8]$$

Podstawiając zależności 3 — 8 do równania [2] — po odpowiednich przekształceniach otrzymamy:

$$\frac{dB}{dL} = \frac{g T^2}{\alpha Q^2} B^3 \left\{ \frac{n^2 Q^2}{B^{10/3} T^{10/3}} [B + T(m - 2\sqrt{1+m^2})]^{4/3} - j \right\} \quad [9]$$

W tym równaniu szerokość koryta B jest funkcją zależną od długości drogi L . Wielkości I , Q , T , m , n przyjmujemy jako stałe dla rozpatrywanego odcinka koryta.

Dla uproszczenia wprowadzimy następujące oznaczenia:

$$b = \frac{B}{T(2\sqrt{1+m^2} - m)} \quad [10]$$

$$i = \frac{T^{10/3} (2\sqrt{1+m^2} - m)^2}{n^2 Q^2} \cdot j \quad [11]$$

$$l = \frac{n^2 g}{\alpha T^{4/3}} L \quad [12]$$

Wielkości b , i , l będziemy nazywali skązonymi wielkościami B , I , L .

Po uwzględnieniu tych zależności w równaniu [9] i po odpowiednich przekształceniach otrzymamy:

$$\frac{db}{dl} = b \left[\left(\frac{b+1}{b} \right)^{4/3} - i b^2 \right] \quad [13]$$

Wszystkie wyżej podane równania i zależności, odniesione do trapezowego przekroju poprzecznego koryta, możemy zastosować również do prostokątnego przekroju poprzecznego, przyjmując $m = 0$.

Z równania [13] po rozdzieleniu zmiennych otrzymamy:

$$dl = \frac{db}{b \left[\left(\frac{b+1}{b} \right)^{4/3} - i b^2 \right]} \quad [14]$$

Całkując to równanie w granicach od przekroju do przekroju, tj. w granicach od b_1 do b_2 otrzymamy:

$$l_{1-2} = \int_{b_1}^{b_2} \frac{db}{b \left[\left(\frac{b+1}{b} \right)^{4/3} - i b^2 \right]} \quad [15]$$

Rozwiązanie tej całki możemy przeprowadzić dwoma sposobami.

Pierwszy sposób. Użyjemy przybliżonej metody całkowania drogą bezpośredniego sumowania. Równanie [14] możemy przedstawić w tej postaci:

$$dl = \varphi(b) db \quad [16]$$

gdzie

$$\varphi(b) = \frac{1}{b \left[\left(\frac{b+1}{b} \right)^{4/3} - i b^2 \right]} \quad [17]$$

Równanie [17] zastąpimy równaniem różnic skończonych:

$$\Delta l = \frac{1}{2} [\varphi(b_{r+1}) + \varphi(b_r)] \Delta b \quad [18]$$

gdzie: — b_r i b_{r+1} — skazone szerokości koryta w dwóch dostatecznie bliskich przekrojach r i $r+1$, między którymi odległość jest równa Δl ,

$\varphi(b_r)$ i $\varphi(b_{r+1})$ — odpowiednie znaczenia funkcji $\varphi(b)$ w tych przekrojach, określone wzorem 17,

Δb — przyrost wartości b na długości Δl równy $b_{r+1} - b_r$.

Jeśli badany odcinek koryta zostanie podzielony na szereg oddzielnych małych odcinków o długościach $\Delta L_1, \Delta L_2, \dots, \Delta L_s$ i te długości będą przeliczone zgodnie z zależnością [12] na $\Delta l_1, \Delta l_2, \dots, \Delta l_s$, to łączna skazona długość odcinka wyrazi się w ten sposób:

$$l = \frac{1}{2} \sum_{r=1}^s [\varphi(b_{r+1}) + \varphi(b_r)] \Delta b \quad [19]$$

gdzie s — ilość oddzielnych odcinków między skrajnymi przekrojami odpowiadającymi wartościom skazonych szerokości b_1 i b_s .

Kolejność obliczeń będzie następująca. Określamy skrajne wartości tych szerokości B_1 i B_s , obliczamy skazone wartości tych szerokości b_1 i b_s . Wyznaczamy w przedziale między wartościami b_1 i b_s szereg wartości pośrednich i kolejno, poczynając od b_1 a kończąc na b_s , dla wszystkich wyznaczonych wartości b_r obliczamy wartość funkcji $\varphi(b_r)$, określoną zależnością [17], a następnie różnicę Δb między sąsiednimi wartościami b_r . Wstawiając odpowiednie wartości do równania [18] obliczymy, jaką długość skazoną Δl ma odcinek koryta, znajdujący się między przekrojami o szerokościach skazonych b_{r+1} i b_r . W ten sposób kolejno obliczając dojdziemy do wyznaczenia skazonych długości między poszczególnymi przekrojami o określonych skazonych szerokościach w granicach między b_1 i b_s . Przy pomocy zależności [10—12] znajdziemy rzeczywiste wartości, a więc i kształt koryta w planie.

Mogliśmyby ten sam sposób przybliżonego całkowania zastosować wprost do równania [9], które możemy przedstawić w postaci analogicznej do równania [16], a mianowicie:

$$dL = \varphi(B) dB \quad [20]$$

gdzie

$$\varphi(B) = \frac{\frac{\alpha Q^2}{gB}}{n^2 Q^2 \left[\frac{B + T(2\sqrt{1+m^2-m})}{BT} \right]^{4/3} - JT^3 B^3} \quad [21]$$

W tym wyrażeniu prócz zmiennej B pozostałe wielkości są stałe. Jednakże obliczanie funkcji $\varphi(B)$ byłoby bardziej kłopotliwe niż funkcji $\varphi(b)$ przedstawionej zależnością [17].

Powyższy sposób możemy stosować dla wszelkich wartości skończonych $i \geq 0$, a więc i $J \geq 0$.

Drugi sposób. Do równania [14] wprowadźmy na stępujące oznaczenie:

$$y = \left(\frac{b+1}{b} \right)^{1/3} \quad [22]$$

Stąd

$$b = \frac{1}{y^3 - 1} \quad [23]$$

$$db = - \frac{3y^2}{(y^3 - 1)^2} dy \quad [24]$$

Po uwzględnieniu tego w równaniu [14] otrzymamy:

$$\frac{dy}{dl} = - \frac{y^4 (y^3 - 1)^2 - i}{3y^2 (y^3 - 1)} \quad [25]$$

Stąd

$$dl = - \frac{3y^2 (y^3 - 1)}{y^4 (y^3 - 1)^2 - i} dy \quad [26]$$

W dalszym ciągu rozpatrzmy rozwiązania tego równania różniczkowego w dwóch wypadkach, a mianowicie gdy $i \neq 0$ i gdy $i = 0$.

Wypadek A: $i \neq 0$ (tj. $I \neq 0$).

Spadek dna I (a więc jego skazona wartość i) może być dodatni (dno koryta opada w dół wzdłuż kierunku ruchu wody — $J > 0, i > 0$) względnie ujemny (dno koryta podnosi się w górę wzdłuż kierunku ruchu wody — $J < 0, i < 0$).

Dla przejrzystości dalszych wywodów wprowadzimy do równania [26] zamiast „ $-i$ ” wyrażenie „ $\mp i$ ” gdzie (i) odpowiada bezwzględnej wartości „ i ”, znak „ $-$ ” odnosi się do dodatniej wartości „ i ” (tj. gdy $I > 0$), zaś znak „ $+$ ” — do ujemnej wartości „ i ” (tj. gdy $I < 0$). Wtedy równanie [26] przyjmie następującą postać:

$$dl = - \frac{3y^2 (y^3 - 1)}{y^4 (y^3 - 1)^2 \mp |i|} dy \quad [27]$$

albo inaczej

$$dl = - \frac{3}{|i|} \cdot \frac{y^2 (y^3 - 1)}{\frac{1}{|i|} y^4 (y^3 - 1)^2 \mp 1} dy \quad [28]$$

Dla uproszczenia oznaczmy:

$$a = \frac{1}{|i|} \quad [29]$$

a wówczas równanie [28] przyjmie postać:

$$dl = - 3a \frac{y^2 (y^3 - 1)}{ay^4 (y^3 - 1)^2 \mp 1} dy \quad [30]$$

Stąd otrzymamy

$$l = -3a \int \frac{y^2(y^3-1)}{ay^4(y^3-1)^2 \mp 1} dy + C \quad [31]$$

albo inaczej

$$l = -3a \int \frac{y^2(1-y^3)}{\pm 1 - ay^4(1-y^3)^2} dy + C \quad [32]$$

Oznaczając

$$z = 1 - y^3 \quad [33]$$

— podcałkowy ułamek możemy wyrazić w tej postaci:

$$S = \frac{y^2(1-y^3)}{\pm 1 - ay^4(1-y^3)^2} = \frac{y^2 z}{\pm 1 - ay^4 z^2} \quad [24]$$

Po podzieleniu otrzymamy szereg:

$$S = \pm y^2 z + ay^6 z^3 \pm a^2 y^{10} z^5 + a^3 y^{14} z^7 \pm \dots + a^{n-1} y^{4n-2} z^{2n-1} \quad [35]$$

Zbadajmy warunki zbieżności tego szeregu. W tym celu znajdziemy stosunek sąsiednich wyrazów szeregu:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = \frac{|a^{n-1} y^{4n-2} z^{2n-1}|}{|a^n y^{4n+2} z^{2n+1}|} = \frac{1}{|ay^4 \cdot z^2|} \quad [36]$$

Dla zbieżności tego szeregu konieczne jest spełnienie warunku, żeby

$$ay^4 z^2 < 1$$

a więc

$$ay^4(1-y^3)^2 < 1 \quad [37]$$

a uwzględniając, że $a = \frac{1}{|i|}$ otrzymamy

$$y^4(1-y^3)^2 < |i| \quad [38]$$

Jeśli w tej nierówności uwzględnimy zależności [22], [23], [10], [11], [4], [5] i [6], to otrzymamy, że

$$\frac{Q^2}{P^2 C^2 R} < |i| \quad [39]$$

Podstawmy teraz do szeregu [35] zamiast z wyrażenie $1 - y^3$, a otrzymamy wyrażenie podcałkowe w równaniu [32]:

$$S = \pm y^2(1-y^3) + ay^6(1-y^3)^3 \pm a^2 y^{10}(1-y^3)^5 + a^3 y^{14}(1-y^3)^7 \pm \dots + a^{n-1} y^{4n-2}(1-y^3)^{2n-1} \quad [40]$$

Stąd

$$S = \pm (y^2 - y^5) + a(y^6 - 3y^9 + 3y^{12} - y^{15}) \pm a^2(y^{10} - 5y^{13} + 10y^{16} - 10y^{19} + 5y^{22} - y^{25}) + a^3(y^{14} - 7y^{17} + 21y^{20} - 35y^{23} + 35y^{26} - 21y^{29} + 7y^{32} - y^{35}) \pm \dots + a^{n-1} y^{4n-2}(1-y^3)^{2n-1} \quad [41]$$

Po scałkowaniu otrzymamy:

$$l = -3a \left[\pm \left(\frac{1}{3} y^3 - \frac{1}{6} y^6 \right) + a \left(\frac{1}{7} y^7 - \frac{3}{10} y^{10} + \frac{3}{13} y^{13} - \frac{1}{16} y^{16} \right) \pm a^2 \left(\frac{1}{11} y^{11} - \frac{5}{14} y^{14} + \frac{10}{17} y^{17} - \frac{10}{20} y^{20} + \frac{5}{23} y^{23} - \frac{1}{26} y^{26} \right) + a^3 \left(\frac{1}{15} y^{15} - \frac{7}{18} y^{18} + \frac{21}{21} y^{21} - \frac{35}{24} y^{24} + \frac{35}{27} y^{27} - \frac{21}{30} y^{30} + \frac{7}{33} y^{33} - \frac{1}{36} y^{36} \right) \pm \dots \right] - 3a^n \int y^{4n-2} (1-y^3)^{2n-1} dy + C' \quad [42]$$

Jak wynika z przejścia od postaci równania [31] do [32] przy podwójnych znakach w zależnościach [32], [34], [35], [40], [41], [42] znak „+” odnosi się do spadku dodatniego ($i > 0$, a więc $I > 0$), zaś znak „-” do spadku ujemnego ($i < 0$, a więc $I < 0$).

Ponieważ szereg jest szybkozbieżny, to dla praktycznych potrzeb wystarczającą dokładność otrzymamy, jeśli do obliczeń będziemy brali tylko pierwsze trzy wyrazy.

Oznaczmy kolejno trzy pierwsze wyrazy w nawiasach kwadratowych w równaniu [42] w następujący sposób:

$$\begin{aligned} f_1(y) &= \frac{1}{6} y^3 (2 - y^3) \\ f_2(y) &= y^7 \left(\frac{1}{7} - \frac{3}{10} y^3 + \frac{3}{13} y^6 - \frac{1}{16} y^9 \right) \\ f_3(y) &= y^{11} \left(\frac{1}{11} - \frac{5}{14} y^3 + \frac{10}{17} y^6 - \frac{10}{20} y^9 + \frac{5}{23} y^{12} - \frac{1}{26} y^{15} \right) \end{aligned} \quad [43]$$

Wobec tego praktycznymi rozwiązaniami równania [32] będą następujące wyrażenia na długości skażone odcinków znajdujących się między przekrojami 1 — 2 reprezentowanymi przez wielkości y_1 i y_2 :

I. Przy $I > 0$ (tj. $i > 0$)

$$l_{1-2} = -3a [F(y_2) - F(y_1)] \quad [44]$$

gdzie

$$F(y) = f_1(y) + af_2(y) + a^2 f_3(y) \quad [45]$$

II. Przy $I < 0$ (tj. $i < 0$)

$$l_{1-2} = -3a [F'(y_2) - F'(y_1)] \quad [45]$$

gdzie

$$F'(y) = -f_1(y) + af_2(y) - a^2 f_3(y) \quad [47]$$

W obu wypadkach $a = \frac{1}{|i|}$

Ten sposób rozwiązania może być stosowany dla $I \neq 0$ tylko przy spełnieniu warunku [37], a w odniesieniu do wartości nieskażonych — przy spełnieniu warunku [39].

Ten ostatni warunek możemy przedstawić w następującej postaci:

$$\frac{Q^2}{P^2} < C^2 R |I|$$

Ponieważ w rozpatrywanym przekroju $\frac{Q}{P} = v$, gdzie v jest średnią prędkością w przekroju, to

$$v^2 < C^2 R |I|$$

a stąd

$$v < C \sqrt{R |I|} \quad [39a]$$

Z równania Chezy wiemy, że $v_0 = C \sqrt{R I}$. Wobec tego

$$v < v_0 \quad [39b]$$

Wielkość v_0 określa tu średnią prędkość w rozpatrywanym przekroju poprzecznym koryta pryzmatycznego (a więc bez zmiany szerokości) ze spadkiem o bezwzględnej wartości (I) — przy założeniu istnienia warunków jednostajnego ruchu wody w tym korycie z daną głębokością wody. Jeśli więc w rozpatrywanych przekrojach koryta niepryzmatycznego (a więc o zmiennej szerokości) przy zadanej głębokości mamy średnią prędkość wody v mniejszą niż v_0 (według warunku [39b]), wówczas możemy stosować wyżej podany drugi sposób obliczenia. Warunek ten dotyczy oczywiście całego badanego odcinka koryta o zmiennym ruchu wody ze stałą głębokością. Sprawdzamy to w początkowym i końcowym przekroju. Jeśli choć w jednym z tych przekrojów ten warunek nie jest spełniony, wówczas obliczenie szerokości koryta przeprowadzamy według pierwszego sposobu.

W y p a d e k B: $i = 0$ (tj. $I = 0$).

Rozpatrzmy tu koryto z dnem poziomym ($I = 0$, $i = 0$). Równanie różniczkowe [26] przyjmie w takich warunkach następującą postać:

$$dl = \frac{3}{y^2(1-y^3)} dy \quad [48]$$

Stąd

$$l = 3 \int \frac{dy}{y^2(1-y^3)} + C \quad [49]$$

Po scałkowaniu otrzymamy:

$$l = -\frac{3}{y} + \frac{1}{2} \log \text{nat} \frac{y^2 + y + 1}{(y-1)^2} - \sqrt{3} \arctg \frac{2y+1}{\sqrt{3}} + C_1 \quad [50]$$

a przechodząc z logarytmów naturalnych na dziesiętne napiemy:

$$l = -\frac{3}{y} + 1,15129 \log \frac{y^2 + y + 1}{(y-1)^2} - \sqrt{3} \arctg \frac{2y+1}{\sqrt{3}} + C_1 \quad [50a]$$

W tym wypadku można całkowanie w równaniu [49] przeprowadzić przy pomocy zamiany funkcji podcałkowej w szereg, a mianowicie:

$$\frac{1}{y^2(1-y^3)} = y^{-5} + y^{-8} + y^{-11} + y^{-14} + y^{-17} + \dots + y^{-5-3(n-1)} \quad [51]$$

Warunek zbieżności szeregu określimy ze stosunku wyrazów

$$\frac{w_n}{w_{n+1}} = \frac{y^{-5-3(n-1)}}{y^{-5-3n}} = y^3 > 1$$

Z zależności [22] wynika, że y^3 jest zawsze większe od jedności. A zatem szereg [51] w warunkach praktycznych ($b > 0$, $y > 1$) jest zawsze zbieżny.

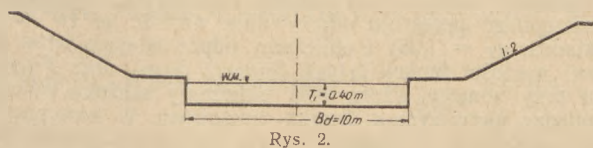
Po scałkowaniu otrzymamy:

$$l = -3 \left[\frac{1}{4y^4} + \frac{1}{7y^7} + \frac{1}{10y^{10}} + \frac{1}{13y^{13}} + \frac{1}{16y^{16}} + \dots + \frac{1}{(1+3n)y^{1+3n}} \right] + C_2 \quad [52]$$

Zależnie od potrzebnej dokładności przy obliczeniach bierzemy pod uwagę trzy, cztery względnie pięć pierwszych wyrazów w nawiasach kwadratowych.

Jeśli wyrażenia po prawej stronie znaku równości bez C w równaniach [50a] i [52] oznaczymy przez $F_0(y)$ i całkowanie przeprowadzimy od przekroju o wartości $y = y_1$ do przekroju o wartości $y = y_2$, to otrzymamy następującą zależność dla obliczenia odległości między przekrojami:

$$l_{1-2} = F_0(y_2) - F_0(y_1) \quad [53]$$



Rys. 2.

Zastosowanie praktyczne

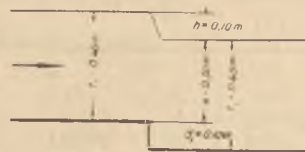
Przykład I. Koryto o przekroju trapezowym z nachyleniem skarp 1:2, z wbudowanymi umocnieniami — jak na rys. 2 — ma szerokość w dnie $B_d = 10$ m i prowadzi objętość średniej małej wody w ilości $Q_1 = 1,845$ m³/sek z głębokością $T_1 = 0,40$ m przy spadzie $I = 0,5\%$, $n = 0,025$, $P = 4,0$ m² i $v = 0,461$ m/sek (wg Manninga). W korycie przewidziany jest próg o wysokości $d = 0,10$ m. W odległości 25 m powyżej progu ma być pobierana woda dla celów przemysłowych, przy czym głębokość wody w korycie u wlotu do kanału przy średnich niskich stanach nie może być mniejsza od głębokości $T_1 = 0,40$ m. W tym celu należy ustalić wymiary poprzeczne koryta powyżej progu, wychodząc z założenia, że głębokość wody na progu (przelewie) i powyżej progu powinna być stała i równa $T_1 = 0,40$ m.

W pierwszej kolejności obliczymy szerokość, jaką winno mieć koryto na progu przy głębokości wody powyżej i poniżej progu $T_1 = 0,40$ m, korzystając ze wzoru na przelew zatopiony (por. 3 — str. 247) o przekroju prostokątnym:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 B \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + \mu_2 a B \sqrt{2g} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right)^{1/2}$$

gdzie: $\mu_1 = i$ μ_2 są współczynnikami wydatku. Przyjmiemy $\mu_1 = \mu_2 = 0,75$,

v — prędkość dopływającej do progu wody,
 B — szerokość koryta na progu (światło przelewu),
 g — przyspieszenie ziemskie = 9,81 m/sek²,
 h i a — jak na rys. 3.



Rys. 3.

Drogą prób znajdziemy szerokość koryta na progu $B = 3,33$ m, przy czym $v = 1,388$ m/sek.

Do ustalenia kształtu koryta rzecznego w planie (szerokości dna) od progu w górę rzeki wykorzystamy pierwszy sposób obliczenia. Odpowiednie wartości skażone według zależności [10], [11] i [12]:

— skażona normalna szerokość dna koryta prostokątnego ($m = 0$)

$$b_{10} = \frac{B_{10}}{2T} = \frac{10}{2 \times 0,4} = 12,5000 \text{ m}$$

— skażona szerokość dna koryta na progu

$$b_p = \frac{B_p}{2T} = \frac{3,33}{2 \times 0,4} = 4,1625 \text{ m}$$

— skażony spadek dna koryta

$$i = \frac{4 T^{16/3}}{n^2 Q^2} \cdot I = \frac{4 \times 0,4^{16/3}}{0,025^2 \times 1,845^2} \times 0,0005 = 0,00709$$

— skażone długości w stosunku do normalnej długości będą wyrażały się zależnością (przy $\alpha = 1,1$)

$$l = \frac{n^2 g}{\alpha T^{4/3}} \cdot L = \frac{0,025^2 \times 9,81}{1,1 \times 0,4^{4/3}} L = 0,0189 L$$

Obliczenia prowadzimy od przekroju do przekroju, wykorzystując wzory [17] i [18]. Sposób obliczenia i wyniki przedstawione są w tablicy I.

Czy możliwe jest tutaj zastosowanie drugiego sposobu obliczenia? Warunkiem stosowności tego sposobu jest spełnienie nierówności [37]. Uwzględniając w niej zależności [22] i [29], otrzymamy po odpowiednich przekształceniach:

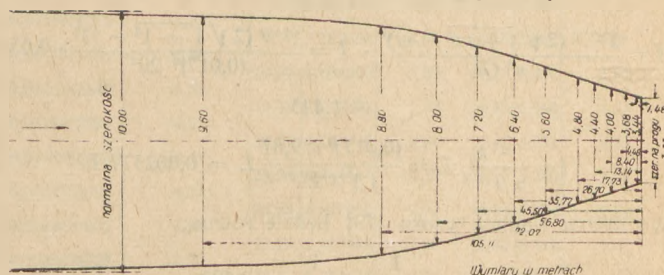
$$\left(\frac{b+1}{b} \right)^{4/3} - i b^2 < 0$$

W naszym wypadku wyrażenie to jest zawsze > 0 (por. tab. I), a zatem drugiego sposobu obliczeń nie możemy zastosować. Przekonamy się o tym również badając, czy spełniony jest warunek [39b] w normalnym przekroju i na progu. W normalnym przekroju mamy $v = v_0 = 0,461$ m/sek, zaś na progu $v_0 =$

$$= \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} = \frac{1}{0,025} \left(\frac{3,33 \times 0,40}{3,33 + 2 \times 0,40} \right)^{2/3} (0,0005)^{1/2} = 0,421$$

m/sek (wg Manninga). Średnia prędkość na progu $v = 1,388$ m/sek, a więc $v > v_0$. Stąd wniosek, że na całej długości odcinka przejściowego do progu mamy $v > v_0$, a więc nie możemy zastosować drugiego sposobu obliczeń.

Kształt koryta w planie jest przedstawiony na rys. 4.



Rys. 4. Kształt koryta rzecznego powyżej progu w planie (wg tabl. I)

TABLICA I. Obliczenie szerokości dna koryta rzecznego powyżej progu.

L. p.	b	$\varphi(b)$ wg wzoru [17]	$\frac{1}{2} [\varphi(b_{r+1}) + \varphi(b_r)]$	Δb	Δl wg wzoru [18]	l	$L = \frac{l}{0,0189}$ wg wzoru [12]	$B = 2bT$ wg wzoru [10]	$P = BT$ m ²	$v = \frac{Q}{P}$ m/sek
1	12,50	∞	∞		∞	∞	∞	10,00	4,00	0,461
2	12,00	0,906		0,50		1,98653	105,11	9,60	3,84	0,480
3	11,00	0,343	0,6245	1,00	0,62450	1,36203	72,07	8,80	3,52	0,524
4	10,00	0,234	0,2885	1,00	0,28850	1,07353	56,80	8,00	3,20	0,577
5	9,00	0,193	0,2135	1,00	0,21350	0,86003	45,50	7,20	2,88	0,640
6	8,00	0,175	0,1840	1,00	0,18400	0,67603	35,77	6,40	2,56	0,721
7	7,00	0,168	0,1715	1,00	0,17150	0,50453	26,70	5,60	2,24	0,823
8	6,00	0,171	0,1695	1,00	0,16950	0,33503	17,73	4,80	1,92	0,960
9	5,50	0,176	0,1735	0,50	0,08675	0,24828	13,14	4,40	1,76	1,048
10	5,00	0,182	0,1790	0,50	0,08950	0,15878	8,40	4,00	1,60	1,053
11	4,80	0,185	0,1835	0,20	0,03670	0,12208	6,46	3,84	1,54	1,199
12	4,60	0,189	0,1870	0,20	0,03740	0,08468	4,48	3,68	1,47	1,255
13	4,50	0,191	0,1900	0,10	0,01900	0,06568	3,48	3,60	1,44	1,281
14	4,40	0,193	0,1920	0,10	0,01920	0,04648	2,46	3,52	1,41	1,309
15	4,30	0,195	0,1940	0,10	0,01940	0,02708	1,43	3,44	1,38	1,338
16	4,20	0,198	0,1965	0,10	0,01965	0,00743	0,39	3,36	1,35	1,367
17	4,18	0,198	0,1980	0,02	0,00396	0,00347	0,18	3,34	1,34	1,377
18	4,1625	0,199	0,1985	0,0175	0,00347	0,00000	0,00	3,33	1,33	1,388

Przykład II. Ze zbiornika winien być odprowadzony zrzut wody w objętości maksymalnej $Q = 20$ m³/sek do bystrotoku o długości $L_b = 100$ m ze spadkiem dna $I = 0,05$, o przekroju poprzecznym trapezowym ze skarpami o nachyleniu 1:1, ze współczynnikiem szorstkości $n = 0,017$. Szerokość dna bystrotoku u wylotu ze zbiornika wynosi $B_{d1} = 7$ m. Należy ustalić kształt bystrotoku w planie przy założeniu, że głębokość wody na całej jego długości winna być równa $T = 1,0$ m.

Zadanie sprowadza się do obliczenia szerokości dna bystrotoku w różnych przekrojach wzdłuż kierunku ruchu wody. Zbadajmy, czy spełniony jest warunek [39].

Promień hydrauliczny w tym pierwszym przekroju równa się:

$$R = \frac{P}{O} = \frac{8}{7 + 2\sqrt{2}} = 0,814 \text{ m}$$

Współczynnik prędkości C określimy według wzoru Manninga:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0,017} (0,814)^{1/6} = 56,841$$

Wobec tego (wzór [39])

$$\frac{Q^2}{P^2 C^2 R} = \frac{20^2}{8 \times (56,841)^2 \times 0,814} = 0,00275 < |I| = 0,05$$

A zatem możemy zastosować w sąsiedztwie tego przekroju II sposób obliczeń, wykorzystując wzory [42 — 45]. Ponieważ w naszym wypadku mamy $I = 0,05 > 0$, to korzystając z wyżej podanych wzorów będziemy brali pod uwagę wartości ze znakiem „+”.

Jak wynika z równania różniczkowego [2] otrzymamy $\frac{dP}{dL} < 0$, bowiem $\frac{Q^2}{P^2 C^2 R} < I$, a zatem szerokość dna bystrotoku będzie się zmniejszała wzdłuż kierunku ruchu wody.

Obliczmy teraz wielkości skażone według wzorów [10—12].

$$b = \frac{B}{T(2\sqrt{1+m^2}-m)} = \frac{B}{1(2\sqrt{1+1^2}-1)} = 0,547 B$$

$$i = \frac{T^{1/3}(2\sqrt{1+m^2}-m)^2}{n^2 Q^2} \cdot I = \frac{1^{1/3}(2\sqrt{1+1^2}-1)^2}{(0,017)^2 20^2} \cdot 0,05 = 1,445$$

$$l = \frac{n^2 g}{\alpha T^{4/3}} L = \frac{(0,017)^2 \times 9,81}{1,1 \times 1^{4/3}} L = 0,002577 L$$

Wartość a według wzoru [29] będzie równa:

$$a = \frac{1}{|i|} = \frac{1}{1,445} = 0,692$$

Szerokość koryta w połowie głębokości bystrotoku w początkowym przekroju wynosi $B_1 = 8$ m. Odpowiadająca jej skażona wartość będzie:

$$b_1 = 0,547 B_1 = 0,547 \cdot 8 = 4,376 \text{ m}$$

Według wzoru [22] określimy dla pierwszego przekroju

$$y_1 = \left(\frac{b_1 + 1}{b_1} \right)^{1/3} = \left(\frac{4,376 + 1}{4,376} \right)^{1/3} = 1,071$$

Ponieważ wartości B a więc i b będą malały wzdłuż bystrotoku, to wartości y będą odpowiednio wzrastały.

Dalsze obliczenia poprowadzimy w następujący sposób: Dla pierwszego przekroju o znanej wartości $y_1 = 1,071$ obliczamy wartości funkcji $f_1(y_1)$, $f_2(y_1)$ i $f_3(y_1)$ według wzoru [43] oraz wartość funkcji $F(y_1)$ według wzoru [45]. Przyjmujemy dla następnego przekroju odpowiednią wartość y_2 (w naszym przykładzie $y_2 = 1,08$) i obliczamy odpowiadające temu przekrojowi wartości funkcji $f_1(y_2)$, $f_2(y_2)$ i $f_3(y_2)$ oraz $F(y_2)$. W końcu przy pomocy wzoru [44] obliczamy skażoną odległość l_{1-2} między pierwszym a drugim przekrojem. W następnej kolejności zakładamy wartość y_3 dla trzeciego przekroju, obliczamy wartości funkcji $f_1(y_3)$, $f_2(y_3)$ i $f_3(y_3)$ oraz $F(y_3)$ i znajdujemy skażoną odległość l_{2-3} między drugim a trzecim przekrojem. W ten sposób postępujemy dalej aż do końca bystrotoku — uważając, żeby suma poszczególnych skażonych odległości między przekrojami osiągnęła względnie przekroczyła skażoną długość bystrotoku $l_b = 0,2577$ m. W wypadku przekroczenia albo ponawiamy obliczenie, przyjmując dla ostatniego przekroju odpowiednio mniejszą wartość y , albo wykreślnie znajdujemy skażoną wartość b dla końca bystrotoku.

Mając założone wartości y możemy określić przy pomocy wzoru [23] skażoną szerokość b bystrotoku, a wykorzystując wzór [10] — obliczyć normalną szerokość B , a następnie szerokość dna B_d w każdym przekroju. Znając skażone odległości l między poszczególnymi przekrojami możemy, opierając się na wzorze 12, obliczyć normalną odległość L między nimi. Wyniki obliczeń zestawione są w tab. II. Z rubr. 12 i 15 widzimy, że w przekroju 7 w odległości 99,77 m od wlotu ze zbiornika do bystrotoku winna być szerokość dna $B_{d7} = 1,51$ m. Możemy przyjąć, że w odległości 100 m należy przewidzieć szerokość dna bystrotoku $B_d = 1,50$ m. Średnia prędkość w tym przekroju będzie $v = \frac{Q}{P} = \frac{20}{2,5} = 8$ m/sek. Tutaj również mamy spełniony warunek [37] i [39], bowiem $v_o = 9,1$ m/sek.

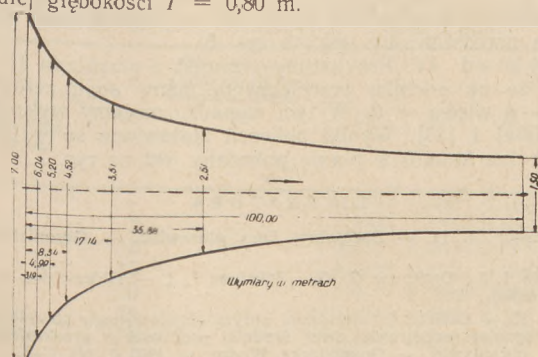
Kształt dna bystrotoku w planie pokazany jest na rys. 5.

Przykład III. Na przejściowym odcinku kanału prowadzącego wodę w objętości $Q = 16$ m³/sek przewidziany jest ujemny spadek dna $J = -0,010$. Szerokość dna kanału na odcinku przejściowym: na początku $B_{d1} = 4$ m, zaś na końcu

TABLICA II. Obliczenie szerokości dna bystrotoku przy $J > 0$.

L.p.	y	$f_1(y)$	$f_2(y)$	$f_3(y)$	$af_2(y)$	$a^2f_3(y)$	$F(y)$	$\Delta F(y)$	$l = -3a \Delta F(y)$	$L = \frac{l}{0,002577}$ m	ΣL m	$b = \frac{1}{y^3 - 1}$	$B = \frac{b}{0,547}$ m	B_d m	P m ³	$v = \frac{Q}{P}$ m/sek
1	1,071	+0,15796	+0,01085	+0,000915	+0,00751	+0,00044	+0,16591									
2	1,080	+0,15543	+0,01061	+0,000886	+0,00734	+0,00042	+0,16319	-0,00272	+0,00564672	+2,19	0	4,376367	8,00	7,00	8,00	2,50
3	1,090	+0,15215	+0,01035	+0,000851	+0,00716	+0,00041	+0,15972	-0,00347	+0,00720372	+2,80	2,19	3,850596	7,04	6,04	7,04	2,84
4	1,100	+0,14840	+0,00976	+0,000827	+0,00676	+0,00040	+0,15556	-0,00416	+0,00863616	+3,35	4,99	3,389830	6,20	5,20	6,20	3,23
5	1,120	+0,13934	+0,00785	-0,000278	+0,00543	-0,00013	+0,14464	-0,01092	+0,02266992	+8,80	8,34	3,021148	5,52	4,52	5,52	3,62
6	1,150	+0,12144	+0,00133	-0,002047	+0,00092	-0,00098	+0,12138	-0,02326	+0,04828776	+18,74	17,14	2,469745	4,51	3,51	4,51	4,44
7	1,200	+0,07834	-0,03207	-0,029423	-0,02219	-0,01409	+0,04206	-0,07932	+0,16466832	+63,89	35,88	1,919754	3,51	2,51	3,51	5,70
8	1,300	-0,07214	-0,40874	-0,085691	-0,28287	-0,51996	-0,87497	-0,91703	+1,90375428	+738,75	99,77	1,373626	2,51	1,51	2,51	7,97
											838,52	0,835422	1,53	0,53	1,53	13,07

$B_{dk} = 7$ m. Ustalić długość odcinka przejściowego oraz kształt dna kanału w planie przy nachyleniu skarp 1 : 1 ($m = 1$), współczynnika szorstkości $n = 0,015$ i przy warunku zachowania stałej głębokości $T = 0,80$ m.



Rys. 5. Kształt bystrotoku w planie (wg tabl. II)

Obliczmy wielkości wchodzące do wzoru [39]:

$$P_1 = 3,84 \text{ m}^2, 0_1 = 6,26 \text{ m}, R_1 = 0,613 \text{ m}, C_1 = \frac{1}{0,015} \cdot 0,613^{1/6} = 61,4$$

$$P_k = 6,24 \text{ m}^2, 0_k = 9,26 \text{ m}, R_k = 0,674 \text{ m}, C_k = \frac{1}{0,015} \cdot 0,674^{1/6} = 62,4$$

$$\frac{Q^2}{P_1^2 C_1^2 R_1} = \frac{16^2}{3,84^2 \times 61,4^2 \times 0,613} = 0,0075 < |I| = 0,010$$

$$\frac{Q^2}{P_k^2 C_k^2 R_k} = \frac{16^2}{6,24^2 \times 62,4^2 \times 0,674} = 0,0025 < |I| = 0,010$$

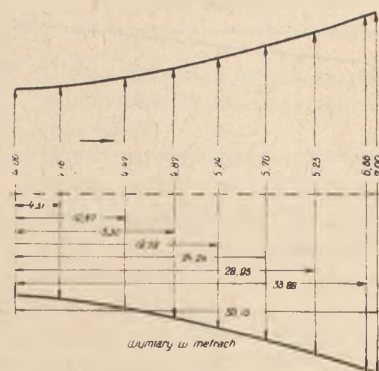
A zatem spełniony jest warunek [39] i możemy zastosować II sposób obliczeń, wykorzystując wzory [42], [43], [46]

i [47] — z uwzględnieniem znaku „—” ($I < 0$).

Wartości skazone (według wzorów [10 — 12]):

TABLICA III. Obliczenie szerokości dna kanału przy $J < 0$.

L.p.	y	$f_1(y)$	$f_2(y)$	$f_3(y)$	$-f_1(y)$	$+af_2(y)$	$-a^2f_3(y)$	$F'(y)$	$\Delta F'(y)$	$l = -3a \Delta F'(y)$	$L = \frac{l}{0,002703}$ m	ΣL m	$\frac{1}{b} = \frac{1}{y^3 - 1}$	$B = \frac{b}{0,6838}$ m	B_d m	P m ³	$v = \frac{Q}{P}$ m/sek
1	1,093	0,15119	0,010177	0,000795	-0,15119	+0,03692	-0,01047	-0,12474									
2	1,090	0,15215	0,010348	0,000851	-0,15215	+0,03754	-0,01120	-0,12581	-0,00107	+0,0116456232	4,31	0	3,281916	4,80	4,00	3,840	4,17
3	1,085	0,15385	0,010497	0,000883	-0,15385	+0,03808	-0,01162	-0,12739	-0,00158	+0,0171963408	6,36	4,31	3,389830	4,96	4,16	3,968	4,03
4	1,080	0,15543	0,010625	0,000886	-0,15543	+0,03855	-0,01166	-0,12854	-0,00115	+0,0125163240	4,63	10,67	3,606202	5,27	4,47	4,216	3,80
5	1,075	0,15690	0,010768	0,000886	-0,15690	+0,03903	-0,01176	-0,12963	-0,00109	+0,0118632984	4,39	15,30	3,850596	5,63	4,83	4,504	3,55
6	1,070	0,15823	0,010854	0,000905	-0,15823	+0,03938	-0,01191	-0,13076	-0,00113	+0,0122986488	4,55	19,69	4,127115	6,04	5,24	4,832	3,31
7	1,065	0,15947	0,010939	0,000919	-0,15947	+0,03967	-0,01213	-0,13193	-0,00117	+0,0127339992	4,71	24,24	4,444444	6,50	5,70	5,200	3,08
8	1,060	0,16059	0,011006	0,000949	-0,16059	+0,03993	-0,01249	-0,13315	-0,00122	+0,0132781872	4,91	28,95	4,810004	7,03	6,23	5,624	2,84
9	1,059	0,16081	0,011021	0,000958	-0,16081	+0,03998	-0,01260	-0,13343	-0,00028	+0,0030474528	1,27	33,86	5,235602	7,66	6,86	6,128	2,61
												35,13	5,333333	7,80	7,00	6,240	2,56

Rys. 6. Kształt dna kanału w planie przy $I < 0$ (wg tabl. III)

$$b = \frac{B}{0,8 \cdot 1,828} = 0,6838 B$$

$$i = - \frac{0,8^{1/3} \cdot 1,828^2}{0,015^2 \cdot 16^2} \cdot 0,010 = -0,27564$$

$$l = \frac{0,015^2 \cdot 9,81}{1,1 \cdot 0,8^{4/3}} L = 0,002703 L$$

Wartość a według wzoru [29]:

$$a = \frac{1}{|i|} = \frac{1}{0,27564} = 3,62792$$

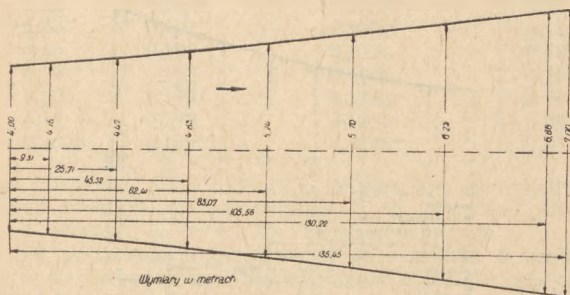
Szerokości koryta w połowie głębokości:

$$B_1 = 4,8 \text{ m}, b_1 = 0,6838 \cdot 4,8 = 3,282 \text{ m}$$

$$B_k = 7,8 \text{ m}, b_k = 0,6838 \cdot 7,8 = 5,333 \text{ m}$$

TABLICA IV. Obliczenie szerokości dna kanału przy $I = 0$

L. p.	y	$\frac{3}{y}$	$\frac{1,15129}{\log y^3 + y + 1}$	$\frac{\sqrt{3} \arctg \frac{1}{y}}{\sqrt{3}}$	$F_0(y)$	$l = \Delta F_0(y)$	$L = \frac{l}{0,002703}$	ΣL	$b = \frac{1}{y^3 - 1}$	$B = \frac{0,6338}{m}$	B_d	P	$V = \frac{Q}{P}$
1	1,093	-2,74474	+2,97024	-1,85818	-1,63268								
2	1,090	-2,75229	+3,00156	-1,85679	-1,60752	+0,02516	+ 9,31	0	3,281916	4,80	4,00	3,840	4,17
3	1,085	-2,76498	+3,05631	-1,85453	-1,56320	+0,04432	+16,40	9,31	3,389830	4,96	4,16	3,968	4,03
4	1,080	-2,77778	+3,11438	-1,85221	-1,51561	+0,04759	+17,61	25,71	3,606202	5,27	4,47	4,216	3,80
5	1,075	-2,79070	+3,17659	-1,84989	-1,46400	+0,05161	+19,09	43,32	3,850596	5,63	4,83	4,504	3,55
6	1,070	-2,80374	+3,24315	-1,84756	-1,40815	+0,05585	+20,66	62,41	4,127115	6,04	5,24	4,832	3,31
7	1,065	-2,81690	+3,31482	-1,84527	-1,34735	+0,06080	+22,49	83,07	4,444444	6,50	5,70	5,200	3,08
8	1,060	-2,83019	+3,39241	-1,84291	-1,28069	+0,06666	+24,66	105,56	4,810004	7,03	6,23	5,624	2,84
9	1,059	-2,83286	+3,40873	-1,84241	-1,26654	+0,01415	+ 5,23	130,22	5,235602	7,66	6,86	6,128	2,61
								135,45	5,333333	7,80	7,00	6,240	2,56

Rys. 7. Kształt dna kanału w planie przy $I = 0$ (wg tabl. IV)

Według wzoru [22] określimy:

$$y_1 = \left(\frac{4,282}{3,282} \right)^{1/3} = 1,093$$

INŻ. KALINA SMÓLSKA

Biuo Projektów Wodno-Melioracyjnych

Obliczenie potrzeb wodnych i dawek nawodnienia zalewowego i podsiątkowego

Sprawa obliczeń zapotrzebowania wody do nawodnień była już niejednokrotnie omawiana na łamach „Gospodarki Wodnej”, jednak ze względu na aktualność zagadnienia i możliwy różnorodny sposób rozwiązania artykuły z tej dziedziny są obecnie b. pożądane.

Inż. K. Smółska w sposób metodyczny i usystematyzowany podaje szczegółowo na praktycznym przykładzie jak powinny przebiegać obliczenia zapotrzebowania wody do nawodnień i sposobu jego pokrycia oraz przytacza szereg potrzebnych do tych obliczeń tablic.

Artykuł ten może być pomocny zarówno dla inżynierów praktyków, jak i studentów.

Wstęp

Przystępując do projektu nawodnienia w pierwszym rzędzie należy ustalić niedobory wodne danego użytku w danym przedziale czasu, czyli okresową dawkę nawodnieniową netto. Obliczenie parowania stanowiącego główną pozycję rozchodów wody można dokonać czterema sposobami.

TABLICA I. Opady optymalne wg dra Hohendorfa dla gleb średniozwięzłych

Roślina	Mie-sięce	X-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	IV-IX	Rok
Zboża		270	30	90	60	50	40	40	230	500
Buraki		210	30	60	50	120	90	80	430	640
Ziemniaki		200	40	60	70	80	90	60	400	600
Użytki zielone		200	65	120	115	100	80	70	550	750

Sposób I. Dr Hohendorf, na podstawie tabeli Freckmana zmodyfikowanej dla warunków polskich, ustalił wy-

Wyniki obliczeń zestawione są w tab. III. Kształt dna kanału w planie przedstawiony jest na rys. 6.

Przykład IV. Przyjmijmy warunki z przykładu III z tą różnicą, że na odcinku przejściowym mamy spad zerowy, tj. $I = 0$ — a więc $i = 0$. W tym wypadku możemy wykorzystać wzory [50a] i [53]. Wyniki obliczeń zestawione są w tab. IV a kształt dna kanału w planie pokazany jest na rys. 7.

LITERATURA

1. Czertousow M. D. — Specjalny kurs gidrauliki. — Gosenergoizdat, 1949 r.
2. Agroskin I. I., Dmitriew G. G., Pikałow F. I. — Gidraulika. — Gosenergoizdat, 1950 r.
3. Sochoń Z. — Obliczenie szerokości koryta regulacyjnego powyżej progu przy warunku zachowania stałej średniej prędkości w przekrojach przy danym przepływie. — Gospodarka Wodna — 1950 r. Nr 7—8.

sokość opadów w poszczególnych miesiącach wegetacyjnych, przy których spodziewać się można najwyższych w normalnych naszych warunkach plonów (tabl. I).

Dla gleb lekkich i torfów dane z tablicy należy mnożyć przez 1,25, a dla ciężkich — przez 0,85.

Porównanie opadów optymalnych z opadami rzeczywistymi dla roku normalnego, względnie dla roku średnio suchego, wskaże niedobory wodne, które drogą nawodnienia trzeba będzie uzupełnić.

Sposób II. Prof. Ostromecki, na podstawie doświadczeń lyzimetrycznych dla porostu łąkowego na torfowisku niskim i na macdach, ustalił wzór na parowanie:

$$P = \frac{0,77 \Sigma d}{e^{3/4} h} (1 + 0,0916 \sqrt{Q}) \text{ — dla torfów}$$

$$P = \frac{0,37 \cdot \Sigma d}{e^{0,2h}} (1 + 0,07 \sqrt[3]{Q^2}) \text{ — dla mac}$$

gdzie: Σd — suma dobowych niedosytów wilgotności powietrza w danym okresie w mm,

e — podstawa logarytmu naturalnego,
 h — odległość od terenu średniego poziomu wody
 gruntowej w metrach,
 Q — plon siana danego okresu w q/ha.

Ostatnio prof. Ostromecki tę samą zależność między parowaniem a wielkością płonu, warunkami glebowymi i ewaporacyjną siłą powietrza wyraził wzorem o formie łatwiejszej w użyciu (nie trzeba logarytmować), a mianowicie:

$$P = \gamma \cdot Q \cdot \Sigma d$$

gdzie: Q — plon zbierany w końcu badanego okresu w q/ha,
 Σd — suma średnich dobowych niedosytów wilgotności powietrza w milibarach¹⁾,
 γ — współczynnik zależny od roślinności, uwilgotnienia gleby i agrotechniki — w m³/ha, na 1 q plonu i 1 milibar niedosytu.

Wartości współczynnika γ dla porostu ławkowego na torfach i **madach** zostały przez prof. Ostromeckiego określone na podstawie doświadczeń wazonowych (tabl. II i III).

TABLICA II. Wartość współczynnika m^3/ha dla torfów niskich, średnio rozłożonych, nienamulonych

Plon siana w q/ha	Odległość wody gruntowej od po- wierzchni terenu w cm			
	25	50	75	100
—	6,450	5,300	4,380	3,600
5	1,553	1,176	1,055	0,867
10	0,831	0,684	0,565	0,464
15	0,583	0,479	0,396	0,326
20	0,455	0,374	0,309	0,254
25	0,376	0,309	0,256	0,210
30	0,323	0,266	0,219	0,180
40	0,255	0,209	0,173	0,144
50	0,213	0,175	0,144	0,119
60	0,184	0,151	0,125	0,103
70	0,163	0,134	0,111	0,091
80	0,147	0,120	0,100	0,082

TABLICA III. Wartość współczynnika γ m³/ha dla mąd ciężkich głębokich

ciężkich głębokich					
Q plon siana q/ha	Odległość wody gruntowej od pow. terenu cm	50	75	100	125
		3,350	3,180	3,030	2,885
5		0,806	0,766	0,730	0,696
10		0,444	0,421	0,402	0,383
15		0,318	0,302	0,288	0,274
20		0,254	0,241	0,230	0,219
25		0,214	0,204	0,194	0,185
30		0,187	0,178	0,169	0,161
40		0,152	0,145	0,138	0,131
50		0,130	0,124	0,118	0,113
60		0,115	0,110	0,105	0,100
70		0,105	0,100	0,095	0,090
80		0,096	0,091	0,087	0,083

Dla miedzi ciężkich płytkich na piasku dane powyższej tablicy należy mnożyć przez współczynnik redukcyjny zależny od odległości, zwierniadła wody od spodu warstwy mady (tabl. IV).

TABLICA IV. Współczynniki redukcyjne dla mad ciężkich na piasku

	na piasku				
Odległość zwierciadła wody w piasku od spodu warstwy mady w cm	25	50	75	100	125
Współczynnik redukcyjny	0,94	0,88	0,82	0,76	0,70

1) Wartości niedosytów wilgotności powietrza na obszarze Polski w opracowaniu dra H o h e n d o r f a mają być w niedalekiej przyszłości opublikowane (złożone do druku w PIHM).

Sposób III. Prof. Szarow, rozpatrując warunki najbardziej ekonomicznego zużycia wody przez rośliny, ustalił wzór na parowanie

$$P = e \cdot \Sigma t$$

gdzie: e — współczynnik zużycia wody w m^3/ha na dobę
i na 1 stopień średniej dobowej temperatury,

Σt — suma średnich dobowych temperatur za dany okres.

Współczynnik e zależy od wysokości plonu i uwilgotnienia gleby i wg prof. Szarowa podany jest dla różnych warunków w tabelicy V. Wartość współczynnika e dla gruntów nie zalewanych (ostatni przypadek z tabelicy V) podana jest w tabelicy VI.

TABLICA V

Obszary	Stan gruntów	m^3/ha i l°t ^e
Nawodniane	Pola uprawne o wysokiej produktywności i dobrej technice nawodnień	2,2-2,0
	Pola uprawne o średniej produktywności i zadowalającej technice nawodnień	2,0-1,8
	Pola uprawne o niskiej produktywności i niskiej technice nawodnień	1,6-1,4
Nie nawodniane	Grunty zalewane wodami powierzchniowymi	3,0-2,5
	Grunty podtapiane wodami gruntowymi przy głębokości lustra wody nie większej niż 0,5 m	2,5-2,0
	Grunty nie zalewane przy głębokości wód gruntowych z (w m)	$2,5 \left(1 - \frac{Z}{F} \right)$

(F zależy od kapilarności gruntu).

TABLICA VI

Gleba	F	Wartość e przy poz. wody grunt.				
		0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
Piaski, żwiry, gleby strukturalne	1,5	1,66	0,83	—	—	—
Gleby lekkie, średnie gliny, less	2,0	1,87	1,25	0,62	—	—
Gleby ciężkie gliniaste	3,0	2,09	1,66	1,25	0,03	—

Prof. O s t r o m ę c k i z danych wypośrodkowanych z obserwacji wazonowych dla mieszanki koniczynowo-trawistej podał²⁾ wartości współczynnika e (tabl. VII).

Wartości średnich miesięcznych temperatur z okresu lat 1881—1930 podane są w „Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej” tom I, zeszyt 5 — 1949 r. Tablica VIII podaje te temperatury dla 20 miejscowości.

Sposób IV. Na podstawie doświadczeń lyzimetrycznych można przyjąć, że na wyprodukowanie 1 kg siana, w przeciętnych naszych warunkach klimatycznych, potrzeba od 400 do 800 kg wody na transpirację i parowanie powierzchniowe, zależnie od wysokości plonu i uwilgotnienia gleby.

Z wymierzonych sposobów obliczenia niewątpliwie należy dać pierwszeństwo metodzie prof. Ostrońskiego, a następnie akademika Szarowa, uwzględniają one bowiem wszystkie czynniki mające bezpośredni wpływ na parowanie. Nie znając

2) J. O s t r o m ę c k i — Przewidywane zużycie wody na zwiększoną produkcję użytków rolnych i łaskowych — rękopiś.

TABLICA VII. Orientacyjne wartości współczynnika e
(w m³/ha i 1 dobostopień *)

Gleba	Wys. plonu siana w q/ha	Poziom wody gruntowej w m				
		0,25	0,50	0,75	1,00	1,25
Torfy niskie	10-20	3,2	2,7	2,4	2,1	
średnio rozłożone	20-30	3,5	2,9	2,6	2,3	
	30-50	3,8	3,2	2,8	2,4	
	50-70	4,1	3,4	3,0	2,6	
Torfy niskie, alkaliczne, silnie zamulone, rozpylone na powierzchni	10-20	2,1	1,9	1,7	1,6	
	20-30	2,3	2,1	1,9	1,8	
	30-50	2,6	2,4	2,2	2,0	
	50-70	3,0	2,7	2,5	2,3	
Mady ciężkie wiślane (60% części spławialnych)	10-20	2,4	2,1	1,8	1,6	1,6
	20-30	2,7	2,3	2,0	1,8	1,8
	30-50	3,1	2,6	2,3	2,1	2,0
	50-70	3,5	3,0	2,6	2,4	2,3

*) Dane tablicy nie są jeszcze ostateczne — mogą one ulec drobnym modyfikacjom.

TABLICA VIII

Miejscowość	Temperatury średnie miesięczne z 1881—1930 r. w °C				
	IV	V	VI	VII	VIII
1 Szczecin	6,4	11,5	14,5	16,8	15,7
2 Hel	5,1	9,9	14,1	17,2	16,8
3 Suwałki	5,7	12,7	15,6	17,9	16,0
4 Szczytno	6,1	12,2	15,1	17,2	15,7
5 Chojnice	5,8	11,5	14,8	16,9	15,4
6 Bydgoszcz	7,2	13,0	16,4	18,4	16,9
7 Zielona Góra	7,7	13,3	16,3	18,1	16,9
8 Poznań	8,0	13,8	17,1	19,0	17,7
9 Warszawa	7,6	13,8	16,8	18,6	17,2
10 Białystok	6,7	13,3	16,5	18,4	16,7
11 Chełm	7,3	13,8	16,7	18,5	17,3
12 Lublin	7,4	13,4	16,5	18,4	17,0
13 Puławy	7,6	13,6	16,5	18,3	17,0
14 Radom	7,8	14,0	16,9	18,7	17,5
15 Piotrków	7,2	13,3	16,2	17,9	16,8
16 Wrocław	8,2	13,8	16,9	18,8	17,7
17 Cieszyn	8,1	13,5	16,5	18,5	17,5
18 Kraków	8,1	13,9	16,8	18,8	17,5
19 Tarnów	8,4	14,5	17,4	19,1	18,1
20 Kielce	7,7	13,0	16,5	18,0	16,8

jednak stopnia przewagi jejnych wzorów nad drugimi, należałoby do obliczeń przyjmować — jeśli rezultaty jaskrawo się od siebie nie różnią — średnią z otrzymanych cyfr, jeśli natomiast wyniki metody opadów optymalnych lub współczynników jednostkowego parowania znacznie odbiegają od wyliczeń wzorami Ostromeckiego i Szarowa, wyniki te lepiej odrzucić.

Różnica między obliczonymi potrzebami wodnymi i rzeczywistymi opadami będzie niedoborami wodnymi, które należy pokryć drogą nawodnień.

Przykład obliczenia niedoborów wodnych

Łąka na torfie średnio rozłożonym w dolinie Kanalu Bydgoskiego ma być zmeliorowana i zagospodarowana. Przewiduje się plony w wysokości 35 q/ha w pierwszym pokosie zbieranym w połowie czerwca i 25 q/ha w drugim pokosie zbieranym w końcu sierpnia.

Potrzeby wodne I pokosu wg dra Hohendorfa, przyjmując torf średnio rozłożony jako średnio-zwięzłą, wyniosą:

$$65 + 120 + \frac{1}{2} \cdot 115 = 243 \text{ mm} = 2430 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

Pokos II wymagać będzie:

$$\frac{1}{2} \cdot 115 + 100 + 80 = 238 \text{ mm} = 2380 \text{ m}^3/\text{ha}.$$

Potrzeby wodne wg prof. Ostromeckiego wynoszą $P = \gamma \cdot Q \cdot \Sigma d$. Zakładamy, że średni poziom wody gruntowej wynosić będzie 0,70 m. Średnie miesięczne niedosyty wilgotności powietrza w milimetrach słupa rtęci dla Bydgoszczy z lat 1921—1938 wynoszą wg danych dra Hohendorfa dla miesięcy:

IV — 76 mm, V — 128 mm, VI — 148 mm, VII — 170 mm, VIII — 146 mm, a w przeliczeniu na milibary, mnożąc przez 1,33 otrzymamy: IV — 101 mb, V — 170 mb, VI — 197 mb, VII — 226 mb, VIII — 194 mb.

Dla plonu 35 q i przy poziomie wody 70 cm otrzymamy z tablicy II drogą interpolacji $\gamma = 0,204 \text{ m}^3/\text{ha}$, a dla plonu 25 q — $\gamma = 0,267 \text{ m}^3/\text{ha}$.

TABLICA IX. Współczynniki parowania terenowego jednostkowego

Wilgotność gleby \ Plon	mały	średni	duży
mała	600	500	400
średnia	700	600	500
duża	800	700	600

Potrzeby wodne dla pierwszego pokosu wyniosą:

$$P_I = 0,204 \cdot 35 (101 + 170 + \frac{1}{2} \cdot 197) = 2642 \text{ m}^3/\text{ha} = 264 \text{ mm},$$

Potrzeby wodne dla drugiego pokosu wyniosą:

$$P_{II} = 0,276 \cdot 25 (\frac{1}{2} \cdot 197 + 226 + 194) = 3464 \text{ m}^3/\text{ha} = 346 \text{ mm}.$$

Obliczenia potrzeb wodnych wg prof. Szarowa, przyjmując współczynnik e z danych prof. Ostromeckiego, dla plonów i poziomu wody gruntowej jak poprzednio wyniosą:

dla I pokosu:

$$P_I = 2,88 (7,2 \cdot 30 + 13 \cdot 31 + \frac{1}{2} \cdot 16,4 \cdot 15) = 2491 \text{ m}^3/\text{ha} = 249 \text{ mm},$$

dla II pokosu:

$$P_{II} = 2,66 (16,4 \cdot 15 + 18,4 \cdot 31 + 16,9 \cdot 31) = 3564 \text{ m}^3/\text{ha} = 356 \text{ mm}.$$

Potrzeby wodne liczone wg współczynników parowania jednostkowego, uważając uwilgotnienie gleby (ze względu na torf) jako duże, a plony 35 q/ha i 25 q/ha jako duże i średni, wyniosą:

dla I pokosu:

$$P_I = 600 \cdot 35 \cdot 100 = 2100000 \text{ kg/ha} = 2100 \text{ m}^3/\text{ha} = 210 \text{ mm},$$

dla II pokosu:

$$P_{II} = 700 \cdot 25 \cdot 100 = 1750000 \text{ kg/ha} = 1750 \text{ m}^3/\text{ha} = 175 \text{ mm}.$$

W myśl tego co powiedziano wyżej do dalszych wyliczeń należy przyjąć średnie z otrzymanych liczb. Ostatecznie więc potrzeby wodne I pokosu będą:

$$P_I = \frac{243 + 264 + 249 + 210}{4} = 241 \text{ mm}$$

Dla II pokosu odrzucając liczbę ostatnią jako zbyt odlegającą otrzymamy:

$$P_{II} = \frac{238 + 346 + 356}{3} = 313 \text{ mm}$$

Dla ustalenia niedoborów wodnych należy od potrzeb wodnych odjąć rzeczywiste opady, przy czym, aby projektowane nawodnienie dawało przynajmniej dla 75% lat w pełni pokrycie niedoborów, opady należy obliczyć dla roku średnio suchego, a właściwie dla średnio suchych okresów I względnie II pokosu.

W tym celu w tablicy X opadów należy obliczyć sumy opadów od I. IV — 15. VI i od 15. VI — 1. IX dla każdego roku, następnie obliczyć średnie tych sum i podkreślić jako suche te lata, w których sumy opadów I i II pokosu będą mniejsze od wyliczonych średnich. Średnie z sum podkreślonych będą opadami miarodajnymi do ustalenia niedoborów wodnych.

W przypadku niemożności uzyskania dla rozpatrywanego obiektu danych o wysokości opadów miesięcznych, można w przybliżeniu przyjmować, dla dorzecza Wisły, że suma opadów dla I pokosu (IV + V + 1/2 VI) wynosi średnio 22% średniego opadu rocznego z wielolecia, a suma opadów dla II pokosu (1/2 VI + VII + VIII) średnio — 34% tegoż opadu; sumę opadów dla I i II pokosów dla lat średnio suchych można liczyć w wysokości 18% i 26% opadu średnio-rocznego z wielolecia.

Niedobory wodne dla I pokosu wyniosą: 241—93=148 mm.

Niedobory wodne dla II pokosu wyniosą: 313—116=197 mm.

Aby ustalić dawki nawodnieniowe, w przypadku płytko zalegającego poziomu wody gruntowej (co będzie miało miejsce na znacznej większości naszych łąk), należałoby mieć wykresy uwilgotnienia głównych typów gleb występujących na meliorowanym obiekcie. Ilość wody zawarta w glebie, jak wiadomo, zależy od rodzaju gleby i odległości od poziomu wody gruntowej.

TABLICA X. Opady dla Bydgoszczy

Rok	Miesiące					Σ IV+V+ +1/2 VI	Σ 1/2 VI+ +VII+VIII
	IV	V	VI	VII	VIII		
1921	22	17	47	19	39	62	81
22	33	51	47	138	82	107	243
23	50	69	53	92	27	145	145
24	30	49	59	63	120	108	212
25	42	23	57	58	65	93	151
26	38	104	71	106	34	177	175
27	72	50	85	63	49	164	154
28	20	62	52	43	58	108	127
29	36	155	43	46	20	212	87
30	38	44	26	98	54	95	165
31	47	45	47	88	63	105	174
32	32	79	83	50	44	152	135
33	12	49	135	28	72	128	167
34	9	31	30	145	39	55	199
35	58	80	44	65	7	160	94
36	48	70	47	73	86	141	182
37	54	23	46	34	47	100	104
śr. 124						153	
średnio z lat suchych						93	116

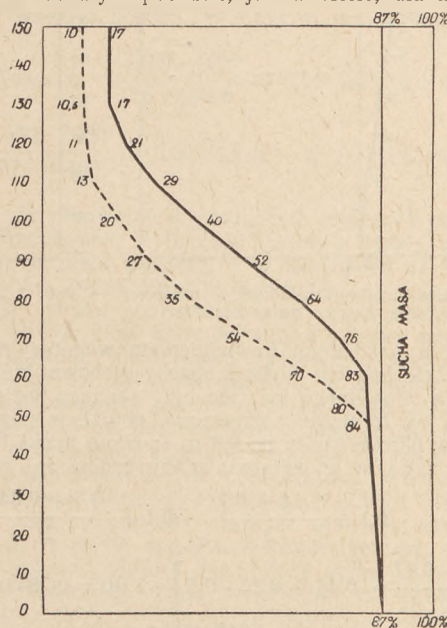
Gdyby w wyobrażonym sobie sześcianie gleby o powierzchni poziomej 1 m × 1 m pobierać próbki gleby o określonej objętości w określonych odległościach (np. co 10 cm) od poziomu wody gruntowej a następnie drogą laboratoryjną określać zawartość wody w próbkach w procentach od jej objętości i rezultaty przedstawić graficznie, odkładając na osi pionowej odległość od lustra wody, a na poziomej procentową zawartość wody, otrzyma się wykres uwilgotnienia miarodajny do obliczenia dawek. Jeżeli pomiar zrobiony byłby po uprzednim nasyceniu gleby wodą, a następnie naturalnym odsączeniu jej nadmiaru (przez otwarcie np. zastawek), to otrzymany wykres ilustrować będzie uwilgotnienie równe lub bliskie chłonności rzeczywistej. Analogiczny pomiar wykonany w okresie dłuższej trwającej suszy, wysokich temperatur powietrza, ale jeszcze przed pierwszymi objawami wędnięcia roślin, da wykres ilustrujący uwilgotnienie gleby, przy którym, w przypadku znacznego obniżenia lustra wody gruntowej, dalsze zwlekanie z nawodnieniem mogłoby być dla porostu szkodliwe. Poniżej podano schematyczne wykresy uwilgotnienia dla kilku gleb sporządzone przez prof. Ostrońskiego — uwilgotnienie równe chłonności rzeczywistej pokazane jest linią ciągłą, uwilgotnienie w okresie suszy — linią przerywaną (rys. 1, 2, 3, 4).

Mając wykres uwilgotnienia meliorowanej gleby oraz ustalwszy, na podstawie głębokości i rozstawu rowów osuszają-

cych, rodzaju gruntów, jego położenia itp., poziom wody gruntowej na wiosnę i w okresie suszy, można obliczyć, ile trzeba będzie użyć wody do nasycenia w pełni danej kwatery, co wraz z warstwą powierzchniową, w przypadku nawodnienia zalewowego, stanowić będzie dawkę brutto, oraz ile wody w gruncie pozostanie po otwarciu zastawek spustowych, tj. dawkę netto. Dzieląc niedobory wodne przez dawkę netto, otrzymamy ilość koniecznych nawodnień dla pokrycia niedoborów. Zaznaczając przy tym należy, że ponieważ uwilgotnienie gleby na wiosnę jest z reguły większe niż uwilgotnienie tejże gleby przed nawodnieniem letnim, przeto do dawki netto nawodnienia wiosennego należy dodać zapas wody glebowej, pozostały z okresu zimy.

Przykład obliczenia dawek nawodnieniowych przy zalewie

Dla przeprowadzenia obliczeń, kontynuując przykład poprzedni, należy mieć, jak zaznaczono wyżej, wykres chłonności meliorowanych torfów. Przypuszczając, że struktura, stopień rozłożenia, warunki topograficzne, stopień zasilania wodami gruntowymi itp. czynniki, od których zależy uwilgotnienie, są w torfowisku meliorowanym podobne, jak w torfie, dla którego spo-



Rys. 1. Wykres uwilgotnienia gleby torfowej (torf niski średnio rozłożony)

ządzono wyżej podany wykres, w pierwszym i dość grubym przybliżeniu przyjmiemy wymieniony wykres za podstawę obliczeń.

Zakładając głębokość rowów osuszających równą 0,9 m (po osiągnięciu torfowiska), a rozstaw 100 m, względnie zastępczy, a równorzędny inny system osuszenia, można sądzić, że na wiosnę woda gruntowa ułoży się przy rowach na głębokości 0,85 m, a w środku łąki — 0,55 m, z grubsza średnio 0,70 m od terenu.

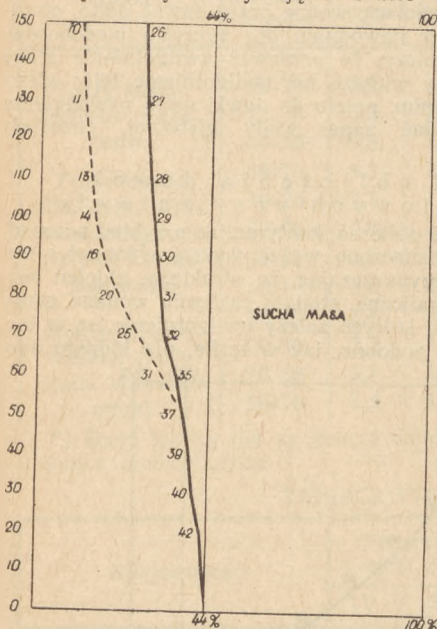
W lecie, w okresie suszy i wysokich temperatur, lustro wody gruntowej może spaść poniżej dna rowów, przy czym układać się będzie w poziomie (a nie jako krzywa depresji jak na wiosnę). W danych warunkach, ostrożnie licząc, można przyjąć jako jeszcze nie przedstawiające niebezpieczeństwa dla rośliny dopuszczalne obniżenie tego poziomu do 0,8 m poniżej terenu.

Nawodnienia wiosenne. Ilość wody, jaka wsiąknie w grunt przy nawodnieniu wiosennym, na podstawie wykresu uwilgotnienia, wyniesie:

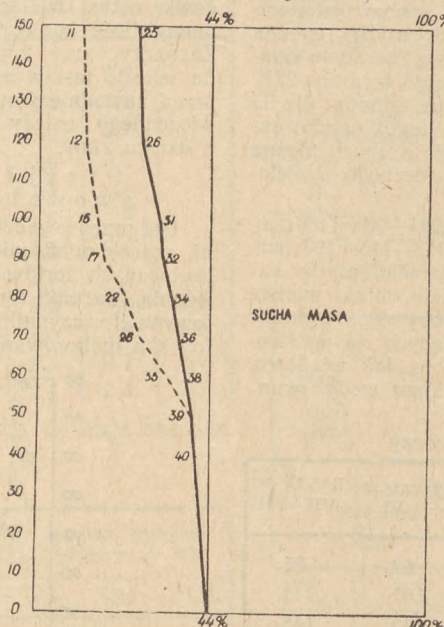
$$\left[\frac{(0,87-0,76) + (0,87-0,83)}{2} \cdot 0,1 + \frac{(0,87-0,83) + (0,87-0,84)}{2} \cdot 0,1 + \frac{0,87-0,84}{2} \cdot 0,5 \right] \cdot 1,00 = 0,0185 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 185 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Licząc głębokość warstwy wody powierzchniowej średnio 0,15 m, objętość jej wyniesie 1500 m³/ha, razem więc zalew wiosenny wymagać będzie 1685 m³/ha — będzie to dawka brutto.

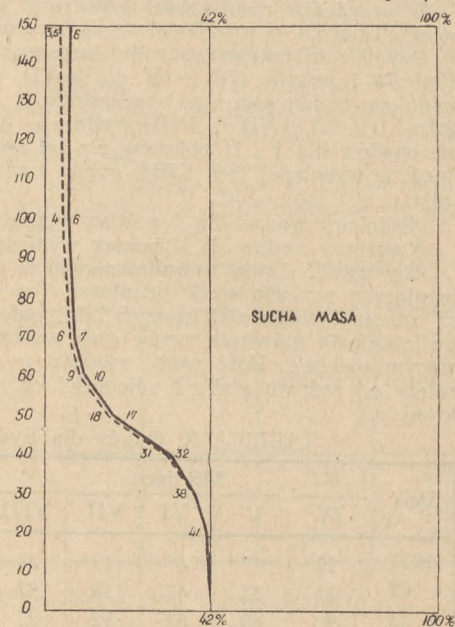
Zakładając, że po nawodnieniu zastawki nie zostaną otworzone na pełną wysokość, a jedynie tak, aby poziom wody gruntowej ułożył się średnio na głębokość np. 0,6 m, część wody która się z gruntu osączy wyniesie: $0,011 \text{ m}^3/\text{m}^2 - 110 \text{ m}^3/\text{ha}$, a dawka netto: $185 - 110 = 75 \text{ m}^3/\text{ha}$. Ilość wody, z której rośliny skorzystają w czasie między nawodnieniem



Rys. 2. Wykres uwilgotnienia gleby madowej (mąka ciężka 60% cz. spalwialnych)



Rys. 3. Wykres uwilgotnienia gleby glinistej.



Rys. 4. Wykres uwilgotnienia gleby piaszczystej (piasek drobny).

wiosennym, a następnym nawodnieniem wegetacyjnym, będzie większa, zużyte bowiem zostaną zasoby glebowe, które w chwili nawodnienia wiosennego już tam były (zapasy pozimowe). Dopuszczając, jak to wyżej zaznaczono, obniżenie poziomu wody gruntowej w okresie suszy do 0,8 m (poziom przed II zalewem) ilość wody zawarta w warstwie gleby grubości 1 m wyniesie:

$$\left[\frac{0,38 + 0,54}{2} \cdot 0,1 + \frac{0,54 + 0,7}{2} \cdot 0,1 + \frac{0,7 + 0,84}{2} \cdot 0,12 + \frac{0,84 + 0,87}{2} \cdot 0,48 + 0,87 \cdot 0,2 \right] \cdot 1,00 = 0,7848 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 7848 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Ilość wody, która w takiejże warstwie gleby pozostała po nawodnieniu wiosennym, wynosiła: $0,87 \cdot 1,00 \cdot 1,00 - 0,0110 = 0,8590 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 8590 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Ilość wody zużyta przez rośliny z nawodnienia wiosennego i zasobów glebowych wyniesie $8590 - 7848 = 742 \text{ m}^3/\text{ha}$. Ponieważ, jak obliczono poprzednio, niedobory wodne I pokosu wynoszą $1480 \text{ m}^3/\text{ha}$ pozostał więc do pokrycia jeszcze $1480 - 742 = 738 \text{ m}^3/\text{ha}$, które powinien dostarczyć II zalew. W myśl założeń, drugie nawodnienie zalewowe należy uskutecznić w czasie, kiedy poziom wody gruntowej obniży się do 0,8 m od terenu, co nastąpi prawdopodobnie ok. połowy maja.

Nawodnienie letnie (majowe). Ilość wody jaka wsiąknie w grunt przy nawodnieniu letnim (poziom wody 0,8 m) wg wykresu uwilgotnienia wyniesie:

$$\left[\frac{(0,87 - 0,38) + (0,87 - 0,54)}{2} \cdot 0,1 + \frac{(0,87 - 0,54) + (0,87 - 0,70)}{2} \cdot 0,1 + \frac{(0,87 - 0,70) + (0,87 - 0,84)}{2} \cdot 0,12 + \frac{0,87 - 0,84}{2} \cdot 0,48 \right] \cdot 1,00 = 0,0852 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 852 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Dawka brutto przy 15 cm warstwie wody powierzchniowej będzie $1500 + 852 = 2352 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Zakładając, że po nawodnieniu majowym, podobnie jak po nawodnieniu wiosennym, zastawki nie zostaną otwarte na pełną wysokość, a jedynie tak, aby lustro wody gruntowej ułożyło się średnio na poziomie 0,6 m od terenu, ilość wody, która się z gruntu osączy, wyniesie $110 \text{ m}^3/\text{ha}$. Dawka netto nawodnienia

majowego, w założeniu, że uwilgotnienie gleby po pierwszym pokosie będzie takie, jak przed tym nawodnieniem, wyniesie $852 - 110 = 742 \text{ m}^3/\text{ha}$. Jak z tego widać, niedobory I pokosu pokryte będą z nieznacznym nadmiarem równym $4 \text{ m}^3/\text{ha}$; uwilgotnienie gleby po I pokosie będzie więc minimalnie większe niż założono, o ile oczywiście przyjęte normy przy

obliczeniu potrzeb wodnych i dawek nawodnieniowych odpowiadały rzeczywistości.

Nawodnienie II pokosu. Nawodnienie to należy dać w kilkanaście dni po pierwszym sianokosie, a więc w końcu czerwca lub w pierwszych dniach lipca. Przyjmując wyjściowy i końcowy stan uwilgotnienia gleby jak przy nawodnieniu majowym, dawka brutto wyniesie $2352 \text{ m}^3/\text{ha}$, a dawka netto — $742 \text{ m}^3/\text{ha}$. Ponieważ niedobory wodne II pokosu obliczono na $1970 \text{ m}^3/\text{ha}$, nawet dwukrotny zalew nie pokryje w pełni niedoborów, dając brak w wysokości $1970 - 2 \cdot 742 = 486 \text{ m}^3/\text{ha}$, który można by uzupełnić albo wodą gruntową, na skutek czego jej poziom opadłby jeszcze o parę centymetrów poniżej poziomu 0,8 m od terenu (ok. 10 cm, tj. do 0,90 m), albo podsiąkiem — dając np. dopływ $0,2 \text{ l}/\text{sek}/\text{ha}$ w ciągu 28 dni ($0,2 \cdot 28 \cdot 86400 = 485 \text{ m}^3$). Dopływ ten należałoby dać po częściowym obniżeniu się lustra wody gruntowej, na skutek wyczerpania wilgoci glebowej przez roślinność, do poziomu, który byłby bliski optymalnemu, co w danym przykładzie wynosić będzie ok. 0,7 m od terenu.

Optymalny poziom wody gruntowej wg doświadczeń prof. Ostromeckiego dla łąki założonej na torfowisku niskim, średnio rozłożonym, zależy od wielkości opadów i dla I pokosu równa

się $h = \frac{H}{3}$, gdzie H jest sumą opadów w okresie tegoż pokosu

w mm, a h — odległością wody gruntowej od terenu w cm. Ponieważ przy nawodnieniach powierzchniowych (a także i podpowierzchniowych ze zmiennym lustrem wody gruntowej), nawodnienie jest uzupełnieniem opadu i spełnia tę samą co on rolę, wydaje się słuszne, aby optymalny poziom wody gruntowej obliczać, przyjmując za H nie opad rzeczywisty, ale opad uzupełniony dawką okresową netto, czyli inaczej wstawiając za H potrzeby wodne⁸⁾. W danym przykładzie potrzeby wodne I pokosu wynoszą 241 mm , a więc h powinno wynosić ok. 80 cm, przyjęto zaś ostrożnie 0,7 m (poziom waha się od 0,6 do 0,8 m).

Na zakończenie obliczeń związanych z nawodnieniem zalewowym należałoby określić wielkość współczynnika wykorzy-

⁸⁾ Zdaniem prof. Ostromeckiego można w ten sposób określać optymalną głębokość zwierciadła wody gruntowej jedynie w przypadku nawodnienia deszczownią, kiedy dawki wody są małe, a częste, dzięki czemu zwilżenie warstwy powierzchniowej jest intensywniejsze niż dzięki np. dwukrotnemu zalewowi w ciągu wzrostu pokosu. Liczne obserwacje terenowe mogłyby się przyczynić do wyjaśnienia sprawy.

stania wody. Jak wiadomo, współczynnik wykorzystania jest to stosunek dawki netto (ilość wody z jakiej rośliny korzystały) do dawki brutto (ilość wody zużytej do zalewu). Współczynnik wykorzystania zalewu wiosennego wyniesie

$$\eta_{\text{w}} = \frac{75}{1685} \approx 0,045, \text{ tj. } 4,5\%.$$

Gdyby do dawki netto nawodnienia wiosennego wliczyć także zasoby glebowe, które zostały przez rośliny zużyte, wówczas współczynnik wykorzystania wyniósłby

$$\eta_{\text{w}} = \frac{742}{1685} \approx 0,44$$

Współczynnik wykorzystania zalewu letniego będzie

$$\eta_{\text{t}} = \frac{742}{2352} \approx 0,31.$$

Jak widać, współczynnik wykorzystania nawodnień zalewowych jest niewielki, co w praktyce staje się jednym z poważniejszych mankamentów tego systemu. Aby temu zaradzić, należałoby z jednej strony dążyć do możliwie znacznego zmniejszenia warstwy wody powierzchniowej, z drugiej zaś, przy sprzyjających warunkach terenowych, używać do zalania niższej położonych kwater wodę zrzutową z kwater wyższych.

Zmniejszenie warstwy wody powierzchniowej można by uzyskać przez skrócenie długości kwater (wzdłuż stoku), przy jednoczesnym wyrównaniu powierzchni, co łatwo jest osiągnąć przy okazji orki i pełnej uprawy. W tym przypadku grobelki ograniczające zalew mogłyby być niskie i przy odpowiednio łagodnych skarpach nie przeszkadzałyby w uprawie; gdyby przy tym dopuścić, że przy zalewie kompleksu kwater woda przechodzić będzie nie przez mnichy, a przez grobelki, przelewając się na całej ich długości, światła mnichów spustowych mogłyby być bardzo niewielkie, woda byłaby cały czas w ruchu, a całość nawodnienia upodobniłaby się do nawodnienia stokowego. Należy mieć nadzieję, że praktyka określi granicę, do której będzie można w ten sposób zmniejszać warstwę powierzchniową, jak również metody pokonywania trudności w budowie i utrzymaniu niskich grobelek, o ściśle poziomej koronie.

Stosując drugi środek na podniesienie skutku użytecznego nawodnień zalewowych — wyzyskanie do zalewu niższych kwater zrzutów wody z kwater wyżej położonych — zmniejsza się jedną z dość ważkich cech tych nawodnień a szczególnie nawodnień wiosennych, mianowicie nawożące ich działanie, bowiem woda zrzutowa jest mniej zasobna w żyźne namuły niż woda bezpośrednio z rzeki czy doprowadzalnika. Za to ekonomika zużycia wody podnosi się znacznie. Gdyby np. w naszym przykładzie tę samą wodę używać trzykrotnie (tj. dwukrotnie wzbyskiwać zrzuty), to przy zalewie wiosennym warstwa powierzchniowa z jednego ha wynosząca 1500 m³ mogłaby

starczyć do zalania $\frac{1500}{1685} = 0,9$ ha, zrzut zaś z 0,9 ha, wynoszący $0,9 \cdot 1500 = 1350$ m³, mógłby z kolei zalać powierzchnię $\frac{1350}{1685} = 0,8$ ha. Razem więc dawka wody w ilości 1685 m³ mogłaby nawodnić $1 + 0,9 + 0,8 = 2,7$ ha, czyli przy trzykrotnym użyciu wody wystarczyłaby na 1 ha $\frac{1685}{2,7} = 623$ m³.

W tym przypadku $\eta_{\text{w}} = \frac{75}{623} \approx 0,12$.

Trzykrotne użycie wody w zalewie letnim da w pierwszym zrzucie 1500 m³ wody, którą można będzie zalać $\frac{1500}{2352} = 0,64$ ha, a drugi zrzut w ilości $0,64 \cdot 1500 = 960$ m³ będzie mógł nawodnić $\frac{960}{2352} = 0,41$ ha; dawka więc 2352 m³ w tym przypadku

obsłuży 2,05 ha, czyli na 1 ha wypadnie $\frac{2352}{2,05} \approx 1150$ m³.

Wtedy $\eta_{\text{t}} = \frac{742}{1150} = 0,64$.

Teoretycznie biorąc, przez zwiększenie wielokrotności wyzyskania zrzutów można w dalszym ciągu powiększać współczynnik wykorzystania, w praktyce jednak nie wydaje się to możliwe ze względu na ograniczony czas, w którym całość obszaru powinna być nawodniona.

N a w o d n i e n i a p o d s i ą k o w e. Nawodnienie podsiąkowe — jak wiadomo — może być ze stałym lub zmiennym lustrem wody. W pierwszym przypadku, stosowanym kiedy rozporządzalna ilość wody do nawodnień jest niewielka, należy zastawki częściowo zamknąć dość wcześnie wiosną, tak aby, nie stwarzając złych warunków powietrznych, zmagazynować wodę w glebie dla uzupełnienia niedostatecznego dopływu w okresie lata. Wysokość piętrzenia na zastawkach należałoby tak uregulować, aby średni poziom wody gruntowej w torfach, glebach zwięzłych i średnio zwięzłych układał się nie wyżej 0,4 m od terenu, wyższe bowiem piętrzenie wody gruntowej zbyt silnie umniejszałoby zawartość powietrza i mogłoby powodować zakwaszenie gleby i ograniczenie rozwoju oraz działalności bakterii tlenowocowych. Średni dopływ sekundowy potrzebny dla nawodnienia równałby się niedoborom wodnym, podzielonym przez czas wzrostu pokosu. W naszym przykładzie wyniósłby

$$\text{on dla I pokosu } q_I = \frac{1480 \cdot 1000}{76 \cdot 86400} = 0,22 \text{ l/sek/ha i dla II poko-}$$

$$\text{su } q_{II} = \frac{1630 \cdot 1000}{77 \cdot 86400} = 0,25 \text{ l/sek/ha. W rzeczywistości jednak,}$$

wobec tego, że parowanie w początkach wegetacji jest niniejsze niż przed sianokosem, wyliczony przepływ będzie w początkowym okresie wzrostu za duży, a w końcowym za mały. Może się też zdarzyć, szczególnie w I pokosie, że początkowo dopływ trzeba będzie ograniczać lub (zależnie od opadów) w ogóle na pewien czas wstrzymać, a później dopływ zwiększać; w przypadku niemożności zwiększenia dopływu roślinność uzupełniać będzie swoje potrzeby z zapasów glebowych i lustro wody gruntowej zacznie opadać. Chcąc ściślej wyliczyć potrzebne dopływy w poszczególnych miesiącach, czy jeszcze mniejszych przedziałach czasu, i ewentualnie późniejsze obniżenie zwierciadła wody w glebie, należałoby wyliczać niedobory wodne dla tych okresów. Pomijając trudności takiego wyliczenia, nie miałoby ono dla praktyki większej wartości, jeśli się zważy, że odchyłki opadów rzeczywistych od teoretycznie wyliczonych są tym większe, im krótszy okres czasu bierze się pod uwagę. Wyliczenie takie wskazałoby na pewien maksymalny dopływ, który, jeśli był osiągalny w każdym czasie, mógłby zapewnić łące w omawianym systemie nawodnień optymalne warunki wodne. Przepływ ten okazałby się prawdopodobnie dość duży na to, aby przy możliwości jego uzyskania zastosować znacznie korzystniejszy system nawodnienia podsiąkowego, mianowicie podsiąg ze zmiennym poziomem wody.

Nawodnienie podsiąkowe ze zmiennym poziomem wody, jak wiadomo, polega na okresowym piętrzeniu wody zastawkami możliwie wysoko, aby pełne nasycenie gleby sięgnęło blisko powierzchni, po czym zastawki częściowo się otwierają i poziom wody gruntowej zostaje obniżony.

Obliczenie tego rodzaju nawodnienia polegać będzie na wyliczeniu czasu potrzebnego do podniesienia się lustra wody gruntowej z poziomu niższego na wyższy, oraz ilości wody do tego celu dostarczonej w tymże czasie. Prof. Ostromecki dla torfowiska niskiego podał wzór na czas wznoszenia się wody gruntowej przy nawodnieniu podsiąkowym, w formie:

$$T = \frac{1,15129}{H_1} \cdot \frac{E^2}{\gamma} \log \left(\frac{H_2 + H'_1}{H_2 + H_1^1} \cdot \frac{H_2 - H_1^1}{H_2 - H'_1} \right)$$

gdzie: T — czas wznoszenia się lustra wody gruntowej w środku łąki,

E — rozstawa rowów w metrach,

H_2 — wysokość piętrzenia wody w rowie nad nieprzepuszczalnym dnem torfowiska w metrach (stała w czasie nawodnienia),

H_1 — zmienna wysokość wody gruntowej w środku łąki nad dnem torfowiska (początkowa H'_1 , końcowa H''_1).

γ — współczynnik znaleziony empirycznie, dla łąki sztucznej na torfie niskim, przy średniej temperaturze powietrza ok. 15°, określający prędkość wznoszenia się wody gruntowej i równy $\gamma = (0,5247 + 0,0141 n)k^2 \cdot 10^8$ m/dobę, przy czym n jest to opad w mm w trakcie piętrzenia, k — współczynnik przepuszczalności torfowiska w cm/sek.

Wzory te można stosować jeśli znany jest współczynnik k dla danego obiektu, oraz jeśli nawodniany obszar ma podobne warunki do warunków, dla których znaleziono zależność γ od k .

Obliczenie czasu wznoszenia się poziomu wody można wykonać w sposób przybliżony, podany również przez prof. Ostromęckiego. Używając oznaczeń jak poprzednio, średnia prędkość podnoszenia się wody

$$v = \gamma \frac{H_2^2 - H_1^2}{E^3} \text{ m/dobę, przy czym } H_1 = \frac{H_1' + H_1''}{2}, a$$

$$T = \frac{\Delta H_1}{v}, \text{ gdzie } \Delta H_1 = (H_1'' - H_1') \text{ m.}$$

Orientacyjne wartości γ podaje tablica XI.

TABLICA XI

Rodzaj torfowiska	Współcz. przepuszczalności w m/dobę	wartość γ w m/dobę
Słabo rozłożone, niezamulone, nieosiadłe	0,864-1,728	50-200
Średnio rozłożone, niezamulone, nieosiadłe	0,346-0,518	8-18
Silnie rozłożone lub namulone, mocno osiadłe	0,086-0,259	0,5-4,5

Mając obliczony czas podnoszenia się lustra wody, należy z kolei obliczyć ilość wody, którą w tym czasie trzeba doprowadzić, aby to podniesienie uzyskać. Na ilość tę złoży się: woda na wypełnienie rowów q_1 , woda na parowanie terenowe (wraz z transpiracją) q_2 i woda na nasycenie warstwy gruntu między poziomem wody gruntowej początkowym i końcowym q_3 . Objętość q_1 łatwo obliczyć znając wymiary rowów i ich długość, q_2 należałoby wyliczyć wzorem prof. Ostromęckiego dla określonego przednio okresu czasu T , co byłoby dość kłopotliwe, gdyż wymagałoby ustalenia wzrostu plonu w tym czasie, dlatego praktyczniej będzie przyjąć z grubsza ustalone doświadczeniem cyfry. Prof. Ostromęcki z badań nad parowaniem otrzymał, że wysokość parowania łąki w początkach wegetacji wynosi ok. 1,2 mm/dobę, a przed sianokosem ok. 5,8 mm/dobę. W dość grubym przybliżeniu można przyjąć dla łąki wysoko produkcyjnej w przeciętnych naszych warunkach parowanie w kwietniu średnio 2 mm/dobę czyli 20 m³/ha/dobę, w maju 4,0 mm/dobę, tj. 40 m³/ha/dobę, i w czerwcu — 5,5 mm/dobę = 55 m³/ha/dobę. Mnożąc czas T przez odpowiednią wysokość parowania, otrzyma się q_2 . Objętość q_3 obliczy się podobnie jak przy nawodnieniu zalewowym z wykresów uwilgotnienia gleby. Potrzebny dopływ sekundowy dla nawodnienia podsiękowego ze zmiennym lustrem wody wyniesie więc

$$q = \frac{q_1 + q_2 + q_3}{T} \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Po nawodnieniu poziom wody gruntowej należy obniżyć, przy czym czas opuszczania wg danych prof. Ostromęckiego będzie o połowę mniejszy niż czas podnoszenia wody. Przeliczenia prof. Ostromęckiego wyżej podanymi wzorami czasu podnoszenia się wody przy nawodnianiu podsiękowym torfów o różnej

miąższości, różnych współczynnikach przepuszczalności i przy różnych rozstawach rowów (od 10 do 100 m) dało graniczne wartości 7 do 28 dni. Praktycznie biorąc, przy obecnym rozwoju mechanizacji, rozstawa nawet 100 m jest za gęsta, zwiększenie zaś jej, nawet gdyby intensywność osuszenia na tym nie ucierpiała, uniemożliwiłoby stosowanie nawodnień omawianego typu, gdyż czas na podniesienie lustra wody do pożądanej wysokości byłby zbyt długi. Dlatego też w melioracji użytków zielonych rowy stosować należałoby tylko w sieci podstawowej, o rozstawie nie mniejszej niż 200 m, a jako uzupełnienie tego dawać takie czy inne, zależnie od miejscowych warunków, drenowanie. Inż. K w a p i s z e w s k i zastosował np. na niektórych obiektach torfowych w woj. lubelskim drenowanie krecie wykonane w dwóch poziomach: jedno na głębokości 25 do 30 dm od terenu, służące do nawodnienia i zasilane z bruzd — doprowadzalników, drugie na głębokości 60 cm, jako sieć osuszająca, posiadające wyloty do rowów odwodniających. Taki system pozwala na szybkie nasycenie warstwy gruntu, dzięki czemu szybkość nawodnienia zbliża się do nawodnienia zalewowego, z tą tylko różnicą, że nie ma warstwy wody powierzchniowej i pełne nasycenie gleby nie osiąga poziomu powierzchni. Przy obliczaniu takiego nawodnienia odpada wyliczenie objętości wody zużytej na parowanie i w czasie nawodnienia, a także obliczenie wody na wypełnienie rowów. Jaki byłby skutek użyteczny takiego nawodnienia i ile razy trzeba by je wykonać, dla pokrycia niedoborów wodnych? Przypuśćmy, że obiekt przytoczony poprzednio przykładu posiada dostateczną ilość wody na zalew wiosenny, natomiast brak jej jest na dalsze zalewy wegetacyjne. Jak wyliczono wyżej, pozostały do zalewie wiosennym niedobór wody przy I pokosie wyniósł 738 m³/ha. Wypełnienie wodą warstwy gruntu od poziomu 0,8 m do średnio 0,2 m od terenu wymagać będzie,

$$\text{wg wykresu uwilgotnienia } 0,0852 - \frac{(0,87 - 0,86)}{2} \cdot 0,2 = 0,0842 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 842 \text{ m}^3/\text{ha.}$$

Zakładając podobnie jak przy zalewie, że po nawodnieniu zastawki nie zostaną otworzone całkowicie, a tylko tak, aby poziom wody gruntowej opadł na 0,6 m od terenu, ilość wody, która się z gruntu odsączy wyniesie: 0,0110 — 0,0010 = 0,0100 m³/m² — 100 m³/ha. Dawka netto tego nawodnienia będzie 842 — 100 = 742 m³/ha. Jak z tego widać, podobnie jak przy zalewie, dla uzupełnienia niedoborów pierwszego pokosu po nawodnieniu wiosennym wystarczy jedno nawodnienie letnie, a drugi pokos może być zaspokojony dwoma nawodnieniami, przy nieznacznym obniżeniu wody gruntowej poniżej 0,8 m od terenu. Współczynnik użytecznego działania nawodnienia

$$\text{wyniesie: } \eta = \frac{742}{842} = 0,88, \text{ a więc będzie znacznie wyższy niż przy nawodnieniu zalewowym z 3-krotnym użyciem wody.}$$

Wybór takiego czy innego systemu nawodnienia zależeć będzie od lokalnych warunków. Na naszych terenach prawie na wszystkich zlewniach, nie uzbrojonych w zbiorniki retencyjne lub nie zasilanych przerzutami wody z innych zlewni, nawodnienie zalewowe nie da się w pełni zastosować, z powodu niedostatku wody w miesiącach letnich. W praktyce więc trzeba będzie stosować kombinowany system nawodnień, przy czym poszczególne systemy mogą być zaprojektowane jako coroczne lub w rotacji co drugi czy trzeci rok. I tak np. na obszarach zasobnych w wodę należałoby dać nawodnienie wiosenne, jak i wegetacyjne — zalewowe; przy mniejszej zasobności w wodę można by się ograniczyć do zalewu wiosennego i podsiąku ze zmiennym lustrem wody gruntowej; na obszarach średnio zasobnych należałoby dać zalew wiosenny, wyzyskując zrzuty, następnie w ciągu maja zastosować podsiąg ze zmiennym lustrem wody na zmianę z podsiąkiem ze stałym piętrzeniem, w rotacji co drugi czy trzeci rok, a przez resztę czasu zastosować podsiąg ze stałym zwierciadłem wody; wreszcie na obszarach ubogich w wodę można by ograniczyć się do zalewu wiosennego z wyzyskaniem zrzutów wody na zmianę z podsiąkiem ze zmiennym piętrzeniem w odpowiedniej rotacji, a nawodnienia pozostałe zastosować podsiękowe, z zamknięciem zastawek na cały okres wegetacyjny, przewidując z góry, że poziom wody gruntowej w miarę wzrostu roślin ulegać będzie obniżeniu.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. JAN KWAPISZEWSKI

Nawodnienie przy zastosowaniu drenowania kreciego

Inż. J. Kwapiszewski, konstruktor znanego w Polsce pług kreciego, prowadzi od szeregu lat obserwacje na terenie woj. lubelskiego nad zastosowaniem sączków krecich do nawodnień.

W poniższym artykule Autor daje wiele wskazań praktycznych dotyczących projektowania i wykonywania nawodnień w oparciu o swoje doświadczenia i dane z literatury radzieckiej. Pozwólą one na łatwe rozszerzenie nawodnień przy pomocy sączków krecich również i w innych częściach kraju. Z pewnością konieczne będzie prowadzenie w dalszym ciągu jeszcze wielu badań i obserwacji, celem przystosowania tego rodzaju nawodnień dla różnych warunków glebowych, klimatycznych i gospodarczych, spotykanych w Polsce.

Nawodnienie przynosi bardzo duże korzyści, a w wielu przypadkach jest czynnikiem decydującym o wysokości plonów. Nawodnienie zbyt intensywne, tak w ilości zużytej wody, jak i czasu trwania, przynosi więcej strat niż korzyści. Również nie powinno się stosować nawodnienia w okresach chłodnych, o małym osłonecznieniu, kiedy transpiracja roślin jest niewielka. Nawodnienie w tym czasie powoduje nadmierne rozcieńczenie roztworu glebowego, niepotrzebne zabagnienie gruntu, hamując zwolnione już w tych warunkach procesy biologiczne i dopływ składników odżywczych.

Biorąc za podstawę lata ubiegłe można ustalić zapotrzebowanie wody w poszczególnych miesiącach okresu wegetacyjnego dla lat średnio-suchych, średnich, i średnio-mokrych. Jako nieokreślone bliżej wielkości występują: zapas wody w glebie dostępnej dla roślin oraz ilość dopływającej wody gruntowej. Na podstawie bezpośrednich pomiarów w terenie można ustalić stan aktualnej wilgotności gleby w odpowiednich poziomach. Zapas wody dostępnej dla roślin będzie równy różnicy między stanem aktualnej wilgotności a stanem, przy którym następują oznaki wędnięcia roślin.

Według prof. Szarowa przeciętnie dostępny zapas wody w glebie przy odległym poziomie wody gruntowej jest równy połowie wodnej pojemności polowej. Polowa pojemność wodna gleby zmienia się w zależności od poziomu wody gruntowej; szczególnie duże różnice występują w glebach torfowych i piaszczystych. Profesor Szarow podaje, że zapas wody dostępny dla roślin w metrowej warstwie gruntu wynosi: dla gleb piaszczystych 90 — 100 mm, glin lżejszych 130 — 140 mm, a dla najbardziej zwięzłych 160 — 180 mm.

Metody szybkiego określania zapasu dostępnej dla roślin wody w glebie i sygnalizacji stanów krytycznych wymagają szczegółowego opracowania i przystosowania do naszych warunków glebowych i klimatycznych. Dla przykładu przytoczymy tu obliczone potrzeby wodne dla terenów w północnej części Lubelszczyzny (dorzecze Bugu).

Po uwzględnieniu opadów niedobór wilgoci w okresie wegetacyjnym dla łąki trzykośnej osiąga 228,2 mm. Niedobór wilgoci w poszczególnych miesiącach okresu wegetacyjnego po uwzględnieniu opadów jest następujący:

IV — 23,3 mm, V — 77,9 mm, VI — 50,9 mm, VII — 57,9 mm; VIII — +3,8 mm (nadmiar), IX — 22 mm.

W kwietniu i w pierwszej połowie maja, z uwagi na niską najczęściej w tym okresie temperaturę oraz znaczne zapasy wody w glebie, nawodnienie należałoby rozpocząć dopiero w końcu drugiej dekady maja, dawką 30 — 50 mm. Nawodnienie w następnych miesiącach następowałoby w zależności od rozkładu opadów. Trzeba jednak mieć na uwadze, że zdarzają się miesiące bez opadów atmosferycznych, a parowanie przy wielkim niedostępie wilgotności może osiągnąć do 200 mm miesięcznie. Szczególnie w miesiącach letnich parowanie z powierzchni użytków zielonych jest tak duże, że doprowadzenie dostatecznej ilości wilgoci podsiąkiem, przy rozstawie rowów 80 — 100 m na glebach torfowych i zwięzłych, jest niewystarczające. Powyższy stan rzeczy powoduje potrzebę zagęszczania rowów, co wysoce utrudnia uprawę i sprzęt mechaniczny i podnosi koszt wykonania melioracji. Przy stosowaniu nawodnienia podsiąkowego rowami otwartymi stwarza się nierównomierne uwilgotnienie gleby, słabe jej przewietrzanie oraz bardzo powolne doprowadzanie wilgoci.

Nawodnienie zalewowe wymaga znacznych ilości wody, która na przestrzeni okresu wegetacyjnego nie zawsze jest osiągalna w dostatecznej ilości. W szczególności w zlewniach

cieków, których użytki zielone stanowią znaczny procent, gospodarowanie wodą jest bardzo trudne i trzeba korzystać z każdej możliwej sposobności, ażeby zmagazynować w zlewni jak największe ilości wody.

Powyższe skłoniło do szukania nowych sposobów nawodnienia, które by uzupełniając dotychczas stosowane, pozwoliły na bardziej oszczędne, skuteczne i operatywne gospodarowanie wodą.

Okazało się, że zastosowanie drenowania kreciego do nawodnień dało nieocenione korzyści w okresie wegetacyjnym, natomiast do nawodnień wiosennych nawożących, wzbogacających glebę w składniki mineralne, mikroelementy i inne niezbędne dla rozwoju roślinności łąkowej, należałoby stosować system zalewowy. W okresie, gdy gleba jest zamrznięta, zalew trwający nie dłużej niż 5 — 6 dni nie spowoduje zabagnienia terenu i nie uszkodzi kanalików krecich.

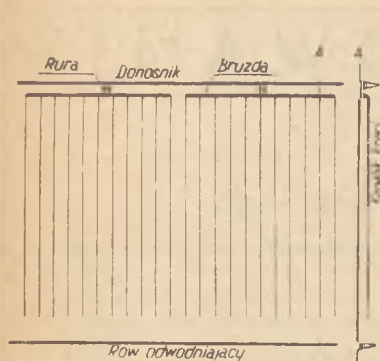
Do nawodnień można użyć odwodniającą sieć kanalików krecich lub zastosować specjalną sieć kanalików do nawodnienia nasiąkowo-podsiąkowego, przeprowadzonych płycej. Jeśli używamy do nawodnienia kanalików odwodniających, działają one podsiąkiem, a szybkość ich działania zależna jest od rozstawu. Przy tym systemie następuje jednak szybkie zamulenie kanalików. Do nawodnień wystarczają urządzenia piętrzące, używane dla systemu podsiąkowego rowami otwartymi.

Przy zastosowaniu do nawodnienia osobnej sieci kanalików krecich, nawodnienie działa jak następuje: z kanalika położonego na głębokości 20 — 35 cm i szczeliny woda przez podsiąk w kierunku pionowym i poziomym zostaje wyprowadzona bezpośrednio do systemu korzeniowego, uwilgotniając przez nasiąk warstwy głębsze. W szczelinie woda stopniowo podnosi się i w końcowej fazie nawodnienia, gdy wsiąkanie maleje, ustala się na poziomie wody w bruzdzie ze spadkiem 0,5 — 1‰ w kierunku płynącej wody. Proces nawodnienia powinien polegać na uzupełnieniu wody kapilarnej, pozostawiając w warstwie gleby na głębokości 25 — 40 cm wodę zawieszoną, nie połączoną z wodą gruntową.

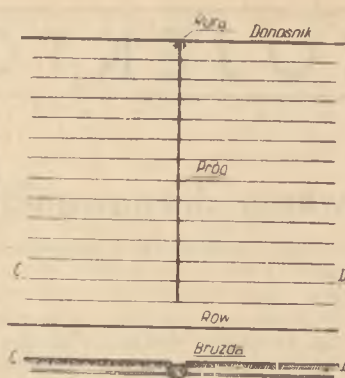
Niemal wszystkie gleby łąkowe można nawadniać przy zastosowaniu nieumocnionych kanalików krecich, z wyjątkiem piasku o bardzo cienkiej warstwie próchnicznej. Kanaliki nawodniające wykonuje się na głębokości 20 — 35 cm w zależności od grubości warstwy próchnicznej; im cieńsza jest warstwa próchniczna, tym płycej należy je wykonywać. Ponieważ próchnica przy zwilżaniu znacznie pęcznieje, kanaliki wykonane w warstwie próchnicznej przestają działać w wielu przypadkach po jednorazowym nawodnieniu. Wykonane kanaliki w warstwie korzeniowej utrzymują się przez cały sezon nawet w glebach mało zwięzłych.

Rozstaw kanalików krecich nawodniających stosuje się 1 — 3 m, głębokość założenia 20 — 35 cm, średnicę 65 — 75 mm i długość 100 — 120 m, w zależności od spadków terenu. Spadki w kierunku wody płynącej stosuje się w granicach 1 — 5‰. Wlotów do kanalików wykonanych w glebach zwięzłych lub w torfie można nie umacniać. W glebach słabszych wystarcza jedna rurka gliniana o średnicy 5 cm. Kanaliki zakończą się ślepo.

Przy nawodnieniu podsiąkowym dreń odwodniający są wprowadzone bezpośrednio do rowu, przy układzie analogicznym jak przy drenowaniu rowkowym. Głębokość kanalików stosuje się 50 — 60 cm, rozstaw 4 m, długość 120 — 150 m. Wyłoty umacnia się rurkami glinianymi o długości 50 cm i $\varnothing$ 5 cm. Nawodnienie uzyskuje się po zamknięciu urządzeń piętrzących.



Rys. 1.



Rys. 2.

Przy zastosowaniu osobnej sieci nawodniającej przy spadkach terenu do 5%, układ urządzeń nawodniających stosuje się wg następującego schematu (rys. 1): z donośnika woda za pomocą rur drewnianych lub betonowych o wymiarze 20×20 cm, zaopatrzonych w zasuwkę, wlewa się do bruzdy o wymiarach 30×30 cm i długości 150 — 250 m. W zależności od nachylenia terenu, w bruzdach powinny być pozostawione naturalne progi ziemne, utrzymujące poziom wody o kilka cm poniżej terenu. Woda z bruzdy poprzez kanaliki krecie długości do 150 m zakończone ślepo, przedostaje się do gleby. Przy zbyt długim nawodnieniu, poczynając od zakończenia kanalików, występuje woda na powierzchni, stopniowo zalewając teren.

Schemat przedstawiony na rys. 2 pozwala na szerszą rozstawę rowów i może być stosowany przy większych spadkach terenu. Woda z donośnika poprzez rurkę zaopatrzoną w zasuwkę wpływa do bruzdy o wymiarach 30×30 cm wykonanej prostopadłe do donośnika. W bruzdzie rozmieszczone są naturalne progi ziemne lub z darniny (mogą być użyte zastawki z blachy lub drewna) tak gęsto, ażeby woda utrzymywała się na głębokości nie niższej niż 10 cm od powierzchni terenu. Z bruzdy woda przedostaje się do kanalików krecich zakończonych ślepo, wykonanych prostopadłe po obu stronach szczytu.

W miarę potrzeby kanalików wykonuje się sztucznym spadkiem. W glebach torfowych bruzdy można wykonywać o ściankach pionowych bez obawy obrywania się ścianek. Bruzdy mogą być z łatwością konserwowane przy użyciu łyżek drenarskich. Do tej czynności utrudnione jest stosowanie łopat, ponieważ już po kilku miesiącach pionowe ścianki bruzdy nawisają, przeważając światło bruzdy w płaszczynie terenu o 10 — 15 cm. W glebach mineralnych lub mulowo-torfowych ścianki bruzd muszą być wykonane o nachyleniu przynajmniej 1 : 2, obsiane mieszaną traw i często koszone.

W ten sposób wykonane i utrzymane bruzdy nie stwarzają trudności przy mechanicznym sprzącie łąk i nie przeszkadzają w komunikacji. Bruzdy mogą być wykonywane przy pomocy pługa do kopania rowów lub rozorywane pojedynczym korpusem płużnym, używanym do orki łąk. Dla wykonania bruzd o ściankach pionowych w torfach z powodzeniem można stosować koparki drenarskie lub frezarki do wykonywania drenów szczelinowych. Materiał z wykopu należy rozplanowywać warstwą grubości 10 cm, ażeby umożliwić nieco wyższe ponad teren sniętrzenie wody na progach.

Roboty związane z wykonaniem drenowania kreciego dają się całkowicie zmechanizować i nie są pracochłonne. Kanalików krecie do nawodnień mogą być wykonywane przy pomocy pługa C. K.-12 i ciągnika K. D. 35. Obecnie opracowuje się typ narzędzia, które by mogło jednocześnie wykonywać 3—5 kanalików zależnie od rozstawu. Jako siła pociągowa w glebach lżejszych mógłby być zastosowany ciągnik na gasienicach o mocy 55 KM, na bardziej zwęższych „Staliniac S-80”. W tych warunkach pracy wydajność dzienna wynosiłaby ok. 10 ha.

Przy nawodnieniu osobną siecią kanalików krecich poziom wody gruntowej nie powinien przekraczać 80 cm, nie wyłączając gleb torfowych z tym zastrzeżeniem, że rozporządzamy odpowiednią ilością wody do nawodnień w każdym okresie.

Szybkość wsiąkania wody kanalikami krecimi wynosi 4—8 l/sek/ha i jest zależna od rozstawu, przepuszczalności gruntu, oraz od czasu działania nawodnienia. Na początku, w ciągu pierwszych kilku godzin, wsiąkanie jest bardzo intensywne. Na wprowadzenie dawki polewowej 30 mm wystarczy 12 godzin, a 50 mm — 24 godziny. Cyfry te należy traktować jako

przybliżone, ponieważ są oparte na małej ilości pomiarów. Nawodnienie przy użyciu drenowania kreciego pozwala na szybkie doprowadzenie wody bezpośrednio do masy korzeniowej, bez potrzeby łączenia się z wodą gruntową. Dzięki temu można stosować często mniejsze dawki, w zależności od strat wywołanych transpiracją roślin, a nie wyrównanych opadami.

Taki sposób nawodnienia jest bardzo oszczędny w wodę, a przy właściwym dawkowaniu współczynnik wykorzystania zbliżony jest do jedności. Straty na parowanie są minimalne, cała ilość doprowadzonej wody zużywa się na uwilgotnienie terenu.

Nadzwyczaj proste, nieskomplikowane urządzenia nawodniające są bardzo łatwe w obsłudze. W zależności od potrzeb może być nawodniony każdy dział z osobna lub jednocześnie większy teren, jeśli na to pozwala ilość dopływającej wody. Powierzchnia działów waha się w granicach 1,5 — 8 ha. Podane wyżej przekroje bruzd i rur dla działów powyżej 6 ha powinny być przeliczone.

Koszt wykonania kanalików krecich nawodniających zależy od ich układu. Układ wg rys. 1 jest droższy, ponieważ sieć może być wykonana przy pracy pługa tylko w jedną stronę i od bruzdy do rowu przejazdy powrotne są jałowe. Według układu wskazanego na rys. 2 wykonanie kanalików jest tańsze, można je wykonywać przy pracy pługa w obie strony. Według cennika Nr 61/R/B/53 na roboty wodno-melioracyjne cz. III koszt wykonania 100 mb kanalików, w zależności od klasy gruntu, kształtuje się przy pracy pługa w jedną stronę:

Ciągnik o mocy

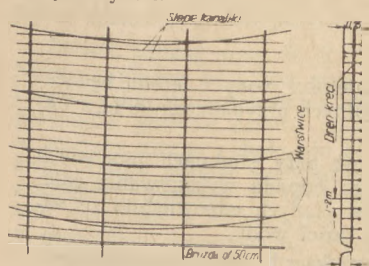
	40 KM	55 KM	80 KM
I kat. gruntu za 100 mb: robocizna 0,75 zł, praca sprzętu z amortyzacją i materiały pędne	3,55	—	—
II kat. gruntu za 100 mb: robocizna 0,95 zł, praca sprzętu z amortyzacją i materiały pędne	5,55	6,70	—
III kat. gruntu za 100 mb: robocizna 1,15 zł, praca sprzętu jak wyżej —	—	7,40	12,15
Przy pracy pługa w obie strony:			
I kat. gruntu za 100 mb: robocizna 0,55 zł, praca sprzętu jak wyżej 2,20	—	—	—
II kat. gruntu za 100 mb: robocizna 0,65 zł, praca sprzętu jak wyżej 2,90	3,45	—	—
III kat. gruntu za 100 mb: robocizna 0,80 zł, praca sprzętu jak wyżej —	—	4,60	7,60

Koszt 1 ha drenowania kreciego nawodniającego, przy rozstawie 2 m i pracy pługa w jedną stronę, z doliczeniem 65% generalii od robocizny i 13% od materiałów pędnych i napraw bieżących, w I kategorii gruntu wynosi 254,23 zł, przy pracy pługa w obie strony 163,98 zł. Nakład na wykonanie sieci ze względu na czas jej trwania powinien zamortyzować się w ciągu dwóch lat. Jeśli się zważy, że przy zastosowaniu pługów wykonujących kilka kanalików jednocześnie cena wykonania obniży się o 50%, to roczny nakład na wznowienie sieci nawodniającej nie będzie wyższy od takiego zabiegu rolniczego, jakim jest sprzężynowanie.

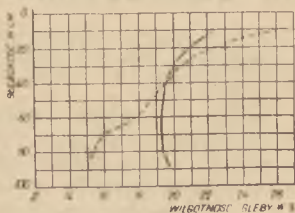
W naszym klimacie grunty orne zwężłe i średniozwężłe w latach o średnim opadzie nie wymagają nawodnienia w założeniu, że są w kulturze (strukturalnej) i nie mają spadków, które by powodowały szybki spływ wód opadowych i erozję gleb. Na glebach o wadliwej strukturze, szybko zasklepiającej się lub o znacznych spadach, na których woda z roztopów wiosennych i opadów jesiennych nie przenika w dostatecznej ilości do warstw głębszych, należałoby stosować kretowanie, które polega na wykonaniu kanalików krecich, bez spadku wzdłuż warstwie terenu, kończących się ślepo. W tych zabiegach główną rolę odgrywa szczelina, które przechwytyując spływającą po powierzchni wodę oraz z warstw uprawnych, przenosi ją do podglebia.

Taki nieskomplikowany zabieg daje bardzo wielkie usługi. Odwodniona warstwa uprawna szybko ociepla się na wiosnę i umożliwia wcześniejsze rozpoczęcie zabiegów agrotechnicznych. Przeniesiona wilgoć do warstw głębszych zwiększa wydajnie zapas wody w podglebiu, z którego mogą czerpać rośliny w okresie posusznym. Ponadto, na skutek kondensacji pary wodnej poprzez szczeliny w okresie suszy, warstwa gleby uprawnej wykazuje większe uwilgotnienie o kilka procent.

W miesięczniku „Gidrotechnika i Mielioracja” radzieccy inżynierowie B. Geitman (nr 2/50), M. Głotow (nr 4/50) i S. Astapow (nr 7/51) opisują doświadczenia z kretowaniem gruntów ornych, podając bardzo dobre osiągnięte wyniki.



Rys. 3.



Rys. 4.

Na rys. 3 podano schematyczny układ kretowania z poprzecznymi kanalikami bez spadku o rozstawie 1 — 2 m, o średnicy 80 mm i głębokości 75 cm. Prostokątnie do nich ze spadkiem terenu wykonane są dreny krecie, odprowadzające nadmiar wód. Głębokość kanalików krecich 0,4 do 0,5 m, rozstawa 25 — 30 m, długość 150 mb, z uściem do bruzd o głębokości 50 cm. Bruzdy odprowadzają ewentualny nadmiar wody nie pochłoniętej przez kretowanie.

Na rys. 4 pokazano procentowy rozkład wilgotności w glebie gliniastej bez kretowania (linią kropkowaną) i kretowanej (linią ciągłą). Procentowa wilgotność obliczona została w stosunku wagowym (ciężar właściwy gleby 2,6). Na głębokości 10 cm gleba niekretowana posiada 26% wilgotności, a kretowana 22%. Na głębokości 90 cm gleba niekretowana ma 15% wilgotności, kretowana zaś 20%.

W ten sposób zostało dodatkowo zmagazynowane w glebie na skutek kretowania ok. 100 mm wody. Jest to tak poważny zapas, że może zaspokoić niedobory opadów.

Szereg naukowych badań radzieckich wykazało wysoką efektywność kretowania, jako powodującego regulację stosunków wodnych i powietrznych gleb ciężkich, polepszenie stosunków cieplnych oraz przyczyniającego się do uaktywnienia procesów biologicznych. Na skutek tych zmian urodzaj podniósł się o 30%.

Publikacje te skłoniły Wojewódzki Zarząd Wodno-Mieloracyjny w Lublinie do zapoczątkowania kretowania w 1952 r. Wyniki w 1953 r. potwierdziły osiągnięcia uczonych radzieckich. W 1954 r. zaplanowano wykonanie kretowania na obszarze 100 ha.

Prof. A. Astapow opublikował w nr 9/50 „Gidrotechnika i Mielioracja” doświadczenia z nawodnieniem kanalikami krecimi gliniastych gruntów ornych. Do rozprowadzenia wody użyto rury walcowanej (stalowej), z której otworami wypływały strugi wody o wydajności 0,15 — 0,25 l/sek. do kanalików krecich. Kanaliki wykonano o rozstawie 75 cm, głębokości 30 — 40 cm, długości 30 mb i średnicy 75 mm. W czasie trwania nawodnienia w okresie 6 godzin wprowadzono dawkę wody, odpowiadającą 550 m³ wody na 1 ha.

Na podstawie doświadczeń prof. Astapow wysuwa następujące wnioski:

- Trwałość płytko wykonanych kanalików krecich w glebach gliniastych zapewniona jest co najmniej na jeden okres wegetacyjny, stwarzając dobre uwilgotnienie.
- Ażeby kanaliki zatrzymywały się należyście, polewanie powinno być stosowane tak często, aby kanaliki zbyt nie przesychały.
- Doprowadzenie wody kanalikami krecimi jest najbardziej korzystne dla rozwoju roślin przy głębokości drenów 30 — 35 cm i rozstawie 65 — 70 cm. Racjonalna dawka nawodnienia wynosi 40 l/mb kanalik (tj. 550 m³/ha).
- Nawodnienie tym systemem stwarza najlepsze warunki powierzchni, najszczędniejsze zużycie wody, nie niszczy strukturalności gleby i nie powoduje zasklepiania się powierzchni gruntu, co ma miejsce przy polewaniu powierzchniowym, zatrzymuje spływ wód oraz przeciwdziała wyleganiu kłosowym.

Stosując drenowanie krecie do nawodnień, należałoby bardziej precyzyjnie określać potrzeby wodne, śledząc stale zmiany

zasobów dostępnej wody dla roślin w glebie. Metoda ustalania terminów nawodnień i wysokości dawek nie została jeszcze, dla stosowania w praktyce, należycie opracowana.

Poziom wody gruntowej jest wskaźnikiem mało dokładnym, ponieważ zmiany wilgotności w górnym poziomie gleby rzutują ze znacznym opóźnieniem na zmianę poziomu. Należałoby na terenach nawodnianych zainstalować aparaty sygnalizujące, które by dawały znać o wyczerpaniu się zasobów wilgoci.

Dawki nawodnień powinny być obliczane na okres jednej dekady (25 — 40 mm) w zależności od parowania. Nawodnienie należy tak często stosować, aby pokrywać braki wilgoci, nie uzupełnione opadami.

Rozrząd wody powinien obejmować całe dorzecze i należy tam dysponować nawodnieniem, gdzie są najbardziej pilne potrzeby, ponieważ wysokość opadów atmosferycznych jest bardzo zmienna. Na obszarze zlewni w tym samym miesiącu mogą być powierzchnie o dostatecznym opadzie i o znacznym niedoborze. Szczególnie ma to miejsce w okresie letnim, gdy opady o większym nasileniu obejmują swym zasięgiem stosunkowo małe powierzchnie. W dwóch punktach odległych o 2 km mierzono opady w okresie wegetacyjnym wykazywały różnice dochodzące do 60 mm w ciągu miesiąca.

Uwagi końcowe

Sączki krecie i szczeliny powodują szybkie odwodnienie uprawnej warstwy gleby wiosną, ocieplenie jej i przewietrzenie, ułatwiają kondensację pary wodnej w glebie, przyczyniając się do uwilgotnienia.

Zastosowanie sączków krecich na łąkach umożliwia wyeliminowanie 70% rowów otwartych, powoduje akumulację zasobów nawozowych niesionych przez wody spływające i nie utrudnia pielęgnacji i sprzętu mechanicznego. Gęsta sieć kanalików powoduje szybkie przesiekanie wody w glebę i podglebie, umożliwia magazynowanie wody w dolinach rzecznych. Wszelkie spływy burzowe, niosące zazwyczaj wiele cennych zawieszin, mogą być zatrzymywane.

Nawodnienie na gruntach ornych kanalikami krecimi daje duże oszczędności wody, nie niszczy struktury gleby, pozostawiając na powierzchni suchą warstewkę gleby, obniża parowanie powierzchniowe, stwarzające złe warunki dla kiełkowania nasion chwastów.

Kretowanie przyczynia się do zmniejszenia erozji gleb, likwiduje wymoklika i wyleganie kłosowych oraz stwarza rezerwę wilgoci na okres posuchy.

Przy zastosowaniu drenowania kreciego do nawodnień łąk, uzyskano następujące osiągnięcia:

- Okres nawodnienia znacznie skrócono, wynosi on zaledwie 12 — 48 godzin w zależności od rozstawu kanalików, przepuszczalności gruntu i dawki nawodniającej.
- Uwydatnia się znaczna oszczędność wody, ponieważ odpadają niemal całkowicie straty na parowanie i zrzuty.
- Szybkie doprowadzenie wody bezpośrednio do warstwy korzeniowej umożliwia racjonalne dawkowanie wody w zależności od potrzeb, a kilkakrotne stosowanie nawodnień o małych dawkach w okresie wegetacyjnym przyczynia się do intensywnego przewietrzania gleby, bez ługowania składników pokarmowych, dając znaczną zwyżkę plonów.
- Na łąkach uprawianych otrzymano szybkie i równomierne wschody oraz dobre zadarnienie powierzchni. Łąki siane w okresie 5 — 10 maja dwukrotnie koszono w tym samym sezonie, uzyskując plon 40 — 60 q.
- W zależności od dopływu można nawadniać powierzchnie dowolnej wielkości, przy pomocy tanich i prostych urządzeń (dopływ sekundowy 4 — 8 l/sek/ha).

Jeśli do powyższych zalet drenowania kreciego dodamy łatwość wykonania i możliwość całkowitej mechanizacji, to należy rokować w najbliższym czasie coraz większy rozwój drenowania kreciego w zastosowaniu do nawodnień.

LITERATURA

- W. Wiljams — Sобрание сочинений т. IV.
A. Szmuk — Trudy T. I.
D. Priamisznikow — Izbrannyye sochineniya T. I.
M. Maksymow — Fizjologia roślin.
„Gidrotechnika i Mielioracja” Rocznik 1950, 1951 i 1952.
J. A. Szarow — Eksploatacja gidromielioratiwnyyh sistem.

INŻ. JAN AULICH

Zakład Budownictwa Wodnego
Politechniki Wrocławskiej

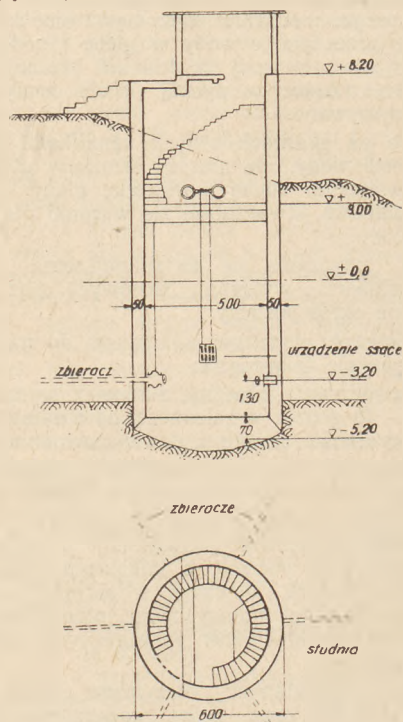
Studnie z poziomymi zbieraczami

Problem zaopatrzenia w wodę miast, osiedli, fabryk i hut staje się coraz trudniejszy. Podczas gdy dawniej zapotrzebowanie wody na jednego mieszkańca wynosiło zaledwie kilka litrów na dobę, dziś wzrasta ono, czasem nawet stokrotnie (wielkie miasta przemysłowe zużywają do 500 l na dobę na jednego mieszkańca). W wyniku tego, na wielu obszarach, dawniej dostatecznie zaopatrzonych w wodę, odczuwa się dotkliwy jej brak. Stosowane dotychczas urządzenia do poboru wody gruntowej, przeważnie studnie pionowe, w terenach ubogich w wodę okazały się niedostateczne i nieekonomiczne. Te przyczyny stały się bodźcem do szukania nowych rozwiązań poboru wody. Jednym z nich są studnie z poziomymi zbieraczami.

Pierwsze próby zastosowania tych studni były przeprowadzone z dobrymi wynikami w roku 1934.

W rozwiązaniu tym możemy wyodrębnić dwie następujące części:

1. Studnię pionową wykonaną z kręgów betonowych lub żelbetonowych o kilkumetrowej średnicy. Wymiar jej zależny jest od urządzeń wciągających zbieracze. Dno ostatniego dolnego kręgu jest zabetonowane. W ten sposób utworzony jest cylindryczny zbiornik, z którego czerpie się wodę za pomocą rury ssącej (rys. 1).



Rys. 1. Studnia z poziomymi zbieraczami.

2. Poziome zbieracze — w betonowych kręgach przewierca się otwory, przez które wciska się w grunt poziome zbieracze (rys. 1). Mają one na celu ściągnięcie wody z przyległego terenu do studni. Długość zbieraczy zależy od rodzaju gruntu, jak też i od sposobu wciskania. Według danych uzyskanych na Węgrzech, najekonomiczniejsza długość zbieraczy wynosi około 50 m. Zbieracze zakłada się systemem wiertniczym, hydro-mechanicznym lub udarowym. W chwili obecnej istnieje już cały szereg systemów różniących się pomiędzy sobą głównie techniką zakładania zbieraczy.

Ujęcia z poziomymi zbieraczami posiadają następujące zalety:

— Ściągnięcie prawie całej objętości wody z terenu będącego w zasięgu studni (w poszczególnych przypadkach 90%, a nawet więcej %).

— O wiele większy zasięg niż przy studniach pionowych bez zbieraczy poziomych, przez co odpada wykonywanie całego szeregu studni pionowych powiązanych odpowiednio ze sobą, w celu otrzymania tej samej ilości wody.

— Nie zachodzą szkodliwe zjawiska zdarzające się przy studniach pionowych, gdzie w gruntach o dużej zawartości związków żelaza tworzy się osad na filtrze, zatykający go i uniemożliwiający przez to pobór wody.

— Istnieje możliwość dowolnej regulacji wody (np. w Budapeszcie przy studniach, które mają założone zbieracze pod dnem Dunaju w porze letniej ze względu na ciepłotę tej wody, są one zamykane).

— W studniach, w których początkowo nie wykorzystano pełnych możliwości zbiorczych, w razie potrzeby można założyć nowe zbieracze, powodując tym samym zwiększenie ilości wody.

— Nieduże koszty konserwacji, gdyż zasadniczym materiałem są kręgi betonowe, nie ulegające korozji.

— Dogodna kontrola i konserwacja studni.

— Łatwość sprawdzenia sprawności poszczególnych zbieraczy.

— Możliwość sprawdzenia jakości wody z poszczególnych zbieraczy, co wiąże się z możliwością odcięcia dopływu nieodpowiedniej wody z niektórych zbieraczy.

— Pobór wody z dowolnych warstw geologicznych. Często w ten sposób można uzyskać wodę miększą lub z mniejszym procentem żelaza.

— Mały koszt w porównaniu z ilością otrzymanej wody.

— Możliwość użycia tego sposobu w warstwach wodonośnych o małej miąższości, a tym samym w bliskości morza.

— Możliwość przetkania zbieraczy przez przepłukanie ich silnym strumieniem wody. Narusza się w ten sposób naturalnie wytworzoną warstwą filtracyjną na powłoce zbieraczy, lecz jest to o tyle nieszkodliwe, iż po pewnym czasie znowu się ona z powrotem odtworzy.

— Krótki czas amortyzacji w porównaniu z ilością pobieranej wody.

Zasadniczą wadą tych systemów jest to, że w gruntach drobnoziarnistych, tam gdzie nie może się wytworzyć warstwa filtracyjna na powłoce zbieraczy, studnie te zawodzą. Można jednak w tych przypadkach zbieracz zaopatrzyć sztuczną powłoką filtracyjną.

* * *

Pierwszy etap pracy, to znaczy sposób zapuszczania studni pionowej jest ogólnie znany i w literaturze obszernie opracowany. Dlatego też nie będziemy się nad tym problemem szerzej zastanawiać. Należy jedynie wspomnieć o ciekawym systemie zapuszczania studni pionowych w gruntach niezwięzłych, opracowanym przez radzieckiego inż. W. R. Bułdieja.

Jak wiadomo, opuszczanie studni w niezwięzłych gruntach a zwłaszcza w nawodnionych piaskach czy też kurczawkach, jest związane z wielkimi trudnościami. Dotychczas ten sposób polegał na:

1) ustawieniu, w miejscu budowy studni, kręgu betonowego, zaopatrzonego u dołu w nóż,

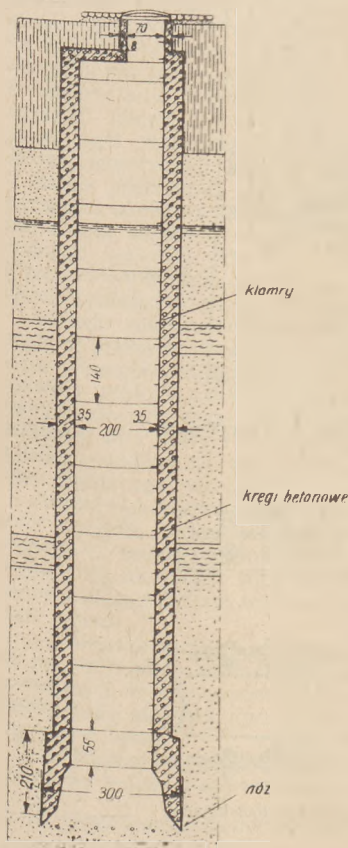
2) nałożeniu na niego drugiego kręgu w celu zwiększenia ciężaru,

3) wkopywaniu się w grunt ręcznie, przy czym studnia pod własnym ciężarem opuszczała się w dół.

Ziemię wykopaną wydobywano przy pomocy kubłów na zewnątrz. System ten ma jednak wielką wadę, a mianowicie przy różnicy poziomu wody w studni i wody gruntowej, powstaje przez wypompowanie wody ze studni, następuje wypływ ku-

rzawki spod noża. Wewnątrz studni tworzy się z kurzawki poduszka, zaś ze strony zewnętrznej na powierzchni tworzy się wokół studni lej powstały przez osiadanie gruntu. Zapobiec temu można jedynie w tym przypadku, gdy poziom wody wewnątrz studni będzie równy poziomowi wody gruntowej. Jednak praca ręczna przy zatopionym szybie jest utrudniona.

Sposób podany przez W. R. Bułdieja wykorzystany był z dobrymi wynikami w ZSRR przy budowie ujęć wody dla miast i przemysłu. Miejsce budowy studni było wybrane w pewnym przypadku powyżej zalewu rzeki. Zwierciadło wody gruntowej w miejscu ujęcia wahało się od 3 do 5 m pod powierzchnią ziemi. Górny poziom wody gruntowej był położony w drobnoziarnistych piaskach kurzawkowatego charakteru. Przechodziły one następnie w nawodnione średnio- i gruboziarniste piaski z otoczkami kwarcowymi, grubości 20–40 mm. Główny poziom wody miał nastąpić właśnie w tych gruboziarnistych piaskach.



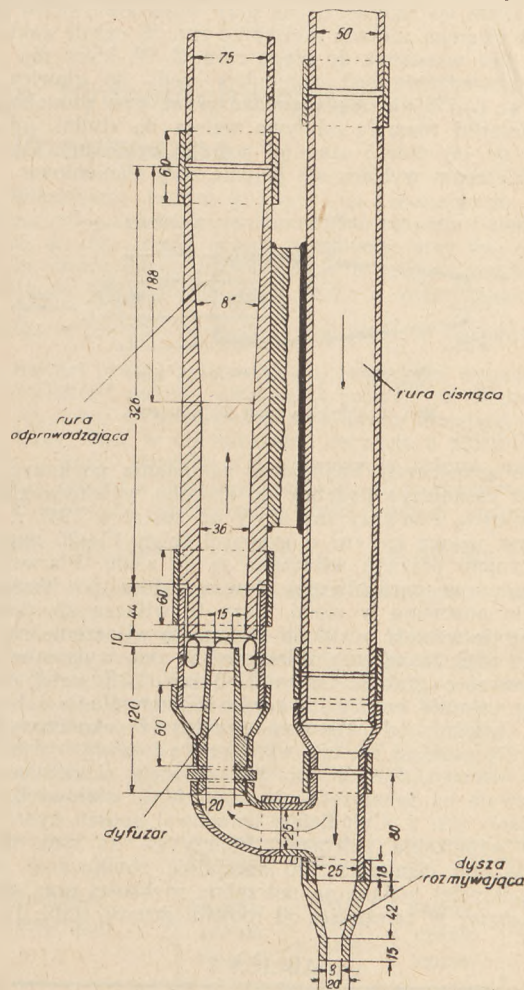
Rys. 2. Schemat zapuszczanej studni.

Ujęcie wymagało zapuszczenia studni żelbetowej (rys. 2). Dolny krąg, w celu lepszego opuszczania, zaopatrzony był w nóż metalowy. Średnica kręgu wynosiła u góry 2 m, zaś na dole zwiększała się do 3 m. Wysokość wynosiła 2,1 m, grubość ścianek 0,35 m. Studnie te trzeba było opuścić na głębokość do 17 m, przy czym warstwę grubości około 12 m stanowiły kurzawki.

Po nieudanych próbach opuszczania ręcznego tych studni oraz przy pomocy hydroelewatora zastosowano aparat inż. W. R. Bułdieja. Aparat ten (PA-1 (rys. 3) składa się z następujących części: 1) Urządzenie ssące, 2) dyfuzor, 3) urządzenie wpustowe z otworami wpustowymi. (Aparat PA-2 posiada w odróżnieniu od aparatu PA-1 dwie dysze rozmywające).

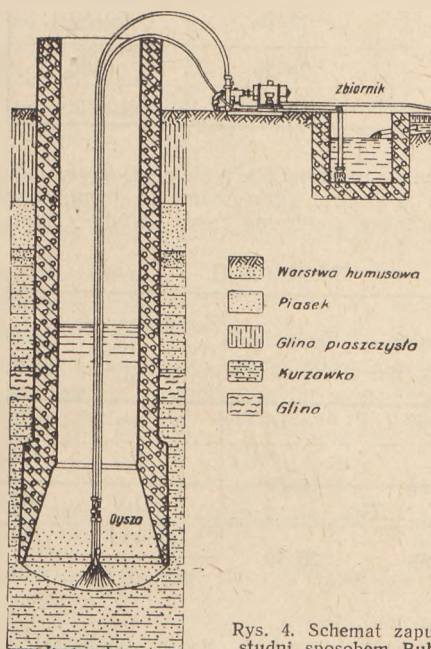
Na miejscu budowy było zmontowane urządzenie, składające się z pompy odśrodkowej o wydajności 90 m³/godz. i ciśnieniu 85 m. Rury odprowadzające i ciśnieniowe były zmontowane z giętkich węży o średnicy 5 mm oraz długości po 20 m. Zasadniczy aparat rozmywający

w ściankach otwory $\varnothing 400$ mm. W otwory te włacza się rury filtracyjne $\varnothing 200$ mm. Rury wykonane są ze stali w odcinkach po 2,5 m, o grubości 8 mm i posiadają na 20% całej swej po-



Rys. 3. Aparat rozmywający.

wierzchni szpary, przez które woda przecieka do wewnątrz. Długość szpar wynosi 40 mm, zaś ich szerokość jest zależna od uziarnienia gruntu. Szpary te do wewnątrz rozszerzają się,



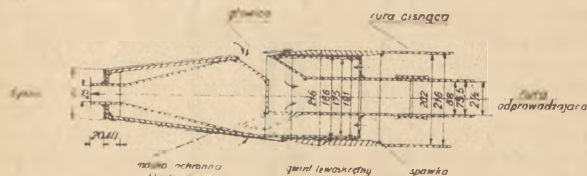
Rys. 4. Schemat zapuszczania studni sposobem Bułdieja.

Aparat ten ma tę zaletę, iż działa pod wodą, a więc nie zachodzi zjawisko wyciekania kurzawki spod noża oraz nie następuje osiadanie gruntu wokół studni.

Schemat pracy pokazuje rys. 4. Średnia prędkość opuszczania studni wynosiła 0,3 — 0,35 m/godz, zaś największa 0,75 m/godz. Duże wahanie średniej i największej prędkości opuszczania studni należy tłumaczyć napotykanymi trudnościami w postaci kamieni — otoczek. Inż. Bułdiej podaje, iż do większych średnic należy użyć urządzeń rozmywających o większych rozmiarach. Czas budowy został przy pomocy tego systemu znacznie skrócony, zaś koszt obniżono o 50%. Poziome zbieracze są zakładane w podobny sposób.

W systemie Rahney'a, użytym po raz pierwszy w 1934 r. w Budapeszcie, studnia pionowa średnicy 4 m posiada wykonane

stwarzając dogodniejsze warunki filtracji wody. Odcinki rur stalowych łączy się przez spawanie. Czolo zbieracza zaopatrzone jest w głowicę, mającą na celu zabezpieczenie przed wdraniem się ziemi do zbieracza, zaś przy wypychaniu swym kształtem parabolicznym ułatwia wciskanie rur. W czasie zakładania zbieracza jest wsadzona do niego rura $\Phi 50$, która ma za zadanie doprowadzenie pod ciśnieniem wody do głowicy, skąd wytryskując pod ciśnieniem rozmywa grunt oraz zmniejsza opór ziemi. Materiał rozmyty odpływa wstecz do studni, gdzie się gromadzi na jej dnie i stamtąd zostaje wybierany. Po ukończonym wierceniu wybiera się jedynie rury ciśnieniowe.



Rys. 5. Głowica typu Chludiejewa.

Sposób szwajcarski Fehlmanna zakładania poziomych zbieraczy jest zasadniczo podobny do sposobu wykonywania wierceń pionowych. Pierwszy raz użyty on został w 1947 r. W systemie tym używa się rur o grubości ścian 15–20 mm, które hydraulicznymi prasami wtlaczane są do ziemi. Pierwsza rura jest zakończona paraboliczną głowicą, która po ukończonym wtlaczaniu pozostaje w ziemi. Rury te wtlacza się dotąd, aż opór osiągnie wartość od 60 do 80 ton. Po wtlczeniu rur wkłada się do nich zasadnicze zbieracze. Są one wykonane z blachy cynkowej o grubości ścian 2–3 mm. 33% całej powierzchni rury zajmują szpary filtracyjne 25 mm długie i 1–5 mm szerokie (zależnie od uziarnienia gruntu). Po ukończonym wtlaczaniu, rury stalowe zostają wyciągnięte i mogą być użyte do dalszych wierceń. Sposób ten jest o wiele ekonomiczniejszy, gdyż pozwala na zaoszczędzenie cennych rur stalowych.

Radziecki inż. J. Chludiejew opracował sposób hydromechanicznego wtlaczania zbieraczy. Polega on na tym, iż wodę tłoczy się pod ciśnieniem do specjalnie zbudowanej głowicy (rys. 5). Poniżej podane są potrzebne szybkości oraz ciśnienia wody w dyszy w zależności od rodzaju gruntu (tabl. I).

TABLICA I

Rodzaj gruntu	Szybkość wody w dyszy m/sek	Ciśnienie wody m
piaski	10-15	30-60
gliniaste piaski	15-20	30-60
głina	20-30	60-80
il	30-40	80-120

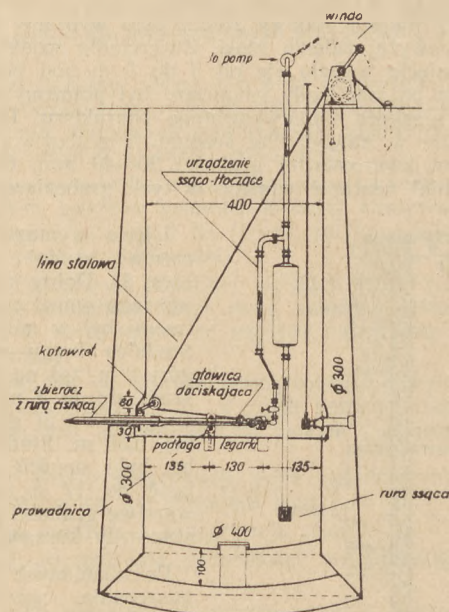
Głowica stanowi tu najważniejszy element. Przez dysze woda dostaje się na zewnątrz, gdzie rozmywa grunt, umożliwiając w ten sposób łatwe wciskanie rury. Woda z materiałem

TABLICA II

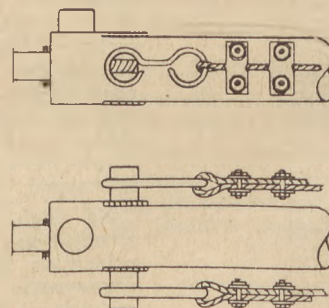
Średnica rur w mm	Średnica dyszy w mm	Zużycie wody 1/sek	Zużycie wody na 1 mb m ³ /mb	Średnica rury mm
50-100	13-20	5-10	0,1-0,2	50-100
150-300	25-30	10-20	0,2-0,6	150-200
			0,6-1,0	200-300
350-500	30-38	20-30	1,0-1,45	350-400
			ponad 2	450-500

rozmytym odpływa rurą $2\frac{1}{8}$ " wstecz do studni. Szerokość dyszy oraz zużycie wody jest zależne od średnicy jak to widać z tablicy II.

Rury te są w odpowiedni sposób dociskane za pomocą ręcznej windy (rys 6 i 7). Wg Chludiejewa przy rurach o średnicy 300 mm potrzebna siła dociskająca wynosi od 3 do 5 ton. Woda zużyta zbiera się wewnątrz studni, gdzie osadza materiał wy-



Rys. 6. Schemat urządzenia wtlaczającego.



Rys. 7. Schemat głowicy dociskającej.

plukany. Stąd ściąga się ją do pomp, tworząc w ten sposób zamknięty obieg wody. Gdy wtlaczanie osiągnie projektowaną długość, wtedy przez wykręcenie głowicy z gwintu (gwint lewoskrętny) można ją wraz z pomocniczą rurą $2\frac{1}{8}$ " tłoczną wyciągnąć. Na końcu rur zostaje jedynie maska blaszana, chroniąca przed wciskaniem się ziemi do rur. W rury te, podobnie jak w systemie Fehlmanna, osadzone są następnie zbieracze. Po założeniu zbieraczy rury stalowe również się wyciąga. Sposób ten jest najłatwiejszy i najekonomiczniejszy, gdyż kosztowna głowica, jak i rury wiertnicze są odyskiwane i mogą być użyte do dalszych wierceń.

LITERATURA

1. Dr inż. Sticha i dr inż. Bulicek. Horizontalni sberace spoustenych studni. Vodni Hospodarstvi. Nr 7–8, 1953 r.
2. Milos i Cenek Pstross. Studny s horizontalnimi sberaci. Vodni Hospodarstvi. Nr 7–8, 1953 r.
3. Inż. W. R. Buldiej. Skorostnoj sposob opuskaniya szachtnych kołodcev w nieswiaznyh gruntach. Gidrotehnika i Mielioracija. Nr 2, 1953 r.

DZIAŁ IV – WYKONAWSTWO

INZ. STANISŁAW IWANICKI

Wibrowanie betonu w budowlach hydrotechnicznych – skutki techniczne i ekonomiczne

Beton w budowlach wodnych (tzw. beton hydrotechniczny) — począwszy od momentu zaprojektowania mieszanki poprzez cały proces mokry (mieszanie, transport, układanie i zagęszczanie) oraz okres pielęgnacji (w poważnym stopniu wpływającej na ostateczną jakość betonu) — nakłada na wykonawców b. poważne i odpowiedzialne zadania i obowiązki. O ile sprawa projektowania mieszanek betonowych, łącznie z całym procesem technologicznym mieszania, transportu, układania i pielęgnacji na ogół ma przebieg mniej więcej zgodny ze znanymi zasadami technologicznymi, dyktowanymi wymogami tego tworzywa, o tyle zagęszczanie betonów, zwłaszcza przy użyciu współczesnych narzędzi jakimi są wibratory różnych typów, nie jest jeszcze przez ogół wykonawców dostatecznie opanowane. Dotyczy to strony teoretycznej procesu technologicznego wibrowania, jak i strony praktycznej. Wykonawcy wibrowania betonu w pełni świadomi użytkowania narzędzi zagęszczających powinni pamiętać o celu wibrowania, jakim jest otrzymanie materiału jednorodnego wysokiej jakości, zwłaszcza jeśli chodzi o gęstość i szczelność, mającą decydujące znaczenie przy wszelkich budowlach hydrotechnicznych.

Metoda zagęszczania betonu za pomocą wibrowania, rozpoczęta w praktyce światowej w latach dwudziestych obecnego stulecia (Francja), stosunkowo szybko doszła do obecnego stadium rozwoju, głównie dzięki wielkim budowłom hydrotechnicznym, na których znaczne masy układanych betonów (rzędu nawet kilku milionów m³) sprzyjały rozwinięciu badań na dużą skalę, które z kolei pozwoliły na wyjaśnienie szeregu właściwości i zalet betonu poddanego wibracji.

Aczkolwiek wiele jeszcze zagadnień z zakresu technologii betonu w ogóle, a w szczególności betonu wibrowanego wykonywanego na budowach nie zostało dotąd całkowicie wyjaśnionych, wydają się nie ulegać wątpliwości następujące charakterystyczne cechy dodatnie betonu wibrowanego, w porównaniu z zagęszczanym ręcznie:

— Większa szczelność betonu wskutek lepszego zagęszczania, co ma szczególne znaczenie przy budowlach hydrotechnicznych, pracujących w środowisku wody, ścieków przemysłowych i miejskich, wody morskiej itp., i mniej lub więcej agresywnie działających na beton.

— Większa wytrzymałość R₂₈ betonu wibrowanego w stosunku do betonu zagęszczanego ręcznie, możliwa do osiągnięcia

m. in. przez zmniejszanie wskaźnika $\frac{w}{c}$.

— Szybszy przebieg twardnienia betonu, wskutek m. in. możliwości stosowania niższych wskaźników $\frac{w}{c}$, co może być wykorzystane przy większych budowlach, np. dla zwiększenia krotkości użycia szalunków.

— Stosowanie wibrowania zwiększa wydajność na 1 robociznika. W zależności od rodzaju konstrukcji wydajność ta wzrasta od ok. 20–30% (przeciętnie) do 70% (w przypadkach spotyecznych) 1).

Nie omawiając szczegółowo zagadnień ściśle technologicznych wyjaśniających powyższe, nie wszystkie zresztą, cechy wyróżniające beton wibrowany od betonu zagęszczanego tradycyjnymi metodami ręcznymi, zwróćmy uwagę na skutki techniczne i ekonomiczne, wynikające z zastosowania prawidłowego zagęszczania betonu metodą wibracyjną. Wibrowanie betonu może być bowiem jednym ze środków uzyskania oszczędności w budownictwie, jak również oszczędności kosztownego i deficytowego materiału podstawowego, tj. cementu.

Omawiając podstawowe zagadnienie w metodzie projektowania mieszanek betonowych swoją metodą, która dała podstawy nowoczesnego projektowania mieszanek betonowych, prof. Paszkowski stwierdza, że... „dolna granica r daje się obniżyć znacznie, jeżeli zamiast zwykłego ubijania zastosujemy zagęszczanie betonu w formach przy pomocy aparatów wibracyjnych

nych. Wibrowanie betonu pozwala na zmniejszenie otulenia i zmniejszenie ciekłości w porównaniu do otulenia i ciekłości niezbędnych do otrzymania betonu szczelnego przy zwykłym sztychowaniu. Zmniejszenie grubości otulenia i zmniejszenie ciekłości zmierzają do zmniejszenia ilości wody, a więc do podniesienia

wskaźnika cementowo-wodnego $\frac{c}{w}$, a przez to do podwyższenia wytrzymałości betonu przy tej samej zawartości cementu“ 2).

Innymi słowy, metoda wibrowania pozwala na otrzymanie betonu o tej samej wytrzymałości, przy użyciu mniejszej ilości zaprawy, której ilość w m³ mieszanki decyduje o potrzebnej ilości cementu i wody. Ponadto zaś wibrowanie betonu pozwala na stosowanie betonu o mniejszej ciekłości, co w konsekwencji prowadzi do dalszego zmniejszenia ilości wody i cementu, przy

utrzymaniu tego samego wskaźnika $\frac{c}{w}$, od którego — wg stosowanego i w naszych normach wzoru Bolomey'a — zależy wytrzymałość R₂₈.

W zależności od charakteru obiektu o konstrukcji betonowej lub żelbetowej, normy techniczne krajów produkujących w technice wykonywania dużych i odpowiedzialnych robót betonowych i doświadczenia których stanowią o postępie technicznym w zakresie technologii betonu (Związek Radziecki, USA) stawiają następujące wymagania odnośnie ciekłości betonu jaki powinien być stosowany w poszczególnych przypadkach, zależnie od sposobu zagęszczania (tabl. I):

TABLICA I

Charakter konstrukcji	Związek Radziecki		U S A	
	zagęszczanie ręczne	zagęszczanie wibratorami	zagęszczanie ręczne	zagęszczanie wibrator. wysok. częst.
Masywy betonowe, żelbet słabo zbrojony.	Opad stożka Abramsa w cm			
	3,5	1-3	2,5-7,5	1-2,5
Masywne konstr. gęsto zbrojone, konstr. żelbet. znacznych przekrojów, średnio zbrojone	5-7	3-5	5-12	2,5-4
Przeciętne konstr. żelbet. (płyty, belki, słupy itp.).	7-12	5-7	7,5-15	2,5-5
Konstr. żelbet. małych przekrojów gęsto zbrojone	12-16	7-8	—	—

Ponieważ między ciekłością betonu i zapotrzebowaniem wody do zarobu istnieje związek, który z pewnym przybliżeniem (dla przeciętnych warunków) można ująć w następujących cyfrach (tabl. II):

TABLICA II

Opad stożka	0-2	2-4	5-8	8-12	12-15
Ilość wody w litr. w 1 m ³ betonu	150-160	160-170	170-180	180-190	190-210

2) W. Paszkowski „Technologia betonu“, Warszawa 1946.

1) Katalog Norm i Stawek Jednostkowych 1953.

Z porównania obu zestawień widać, że przy stosowaniu wibracji betonu, wskutek możliwości zastosowania betonu o opadzie stożka 2—3-krotnie mniejszym niż przy zagęszczeniu ręcznym, stosunkowo w poważnych granicach zmienia się ilość wody zarobowej. Ponieważ stosunek wody do ilości cementu w 1 m³ betonu (wskaźnik wodno-cementowy $w:c$) decyduje o wytrzymałości betonu, jego szczelności, odporności na działanie mrozu, przeto ze stosowania metody wibracji przy wszelkiego rodzaju budowach hydrotechnicznych możemy wyciągnąć dwojakie wnioski. Pierwszy — to wykorzystanie wzrostu wytrzymałości dla ewentualnego zmniejszenia wymiarów względnie zwiększenia obciążeń, drugi — przy zadanych wytrzymałościach i obciążeniach — oszczędności materiału, w poważnym stopniu decydującego o kosztach jednostkowych betonu, tj. cementu.

Możliwość osiągnięcia oszczędności materiałowych nie wynika jak wspomniano wyżej, z samego tylko zmniejszenia wskaźnika wodno-cementowego. Ponieważ przy wibrowaniu betonu kamieniem, wo układu się znacznie szczelniej niż przy zagęszczaniu ręcznym, tzn. punkt piaskowy może być obniżony (mniejsze otulenia — wg Paszkowskiego), przy zachowaniu warunku szczelności, co w konsekwencji prowadzi do dalszego zmniejszenia ilości wody i cementu, przy zachowaniu tego samego wskaźnika $\frac{c}{w}$.

W rezultacie, przy zagęszczeniu betonu wibratorami, można obniżyć ilość dozowanego cementu o ok. 10% (wg technicznych norm radzieckich).

Biorąc pod uwagę ilość betonu układanego rocznie we wszelkiego rodzaju budowach hydrotechnicznych, otrzymamy dające się łatwo obliczyć oszczędności, sięgające tysięcy ton tego cennego dziś materiału.

O osiągnięciach efektów ekonomicznych przy stosowaniu wibracji może być mowa oczywiście tylko przy przestrzeganiu zasad technologii wibrowania i stosowania właściwego dla danych warunków sprzętu. W tym zakresie poważny obowiązek spoczywa na projektantach organizacji wykonawstwa robót betonowych, całym personelem produkcyjno-technicznym na budowach oraz na kontroli technicznej jakości wykonawstwa.

*

Technika wibrowania betonów, oparta na długotrwałych już obserwacjach i wynikach doświadczeń wielu badaczy, zasadniczo różni się od ręcznego sposobu zagęszczania betonów. Przy ręcznym ubijaniu betonu, pod wpływem uderzeń ubijaków grubsze kamieniwo, pokonując opory tarcia, zostaje mechanicznie przesunięte względem różnych jego części dla uzyskania szczelnego ułożenia i wypełnienia przestrzeni pustych przez zaprawę, której nadmiar powinien być wyparty do góry (tzw. pocenie się powierzchni ubijanej). Znaczna część zaprawy, jak również powietrza nie daje się „wycisnąć” na zewnątrz, względnie uzyskanie tego efektu wymagałoby nadmiernej ilości robocizny. Zasadnicze charakterystyki betonu, jak ciekłość, kohezja pozostają niezmiennie w toku procesu ubijania.

Przy obserwacji pracy wibratora, najlepiej pogrążalnego, obserwujemy, że w pewnym promieniu (tzw. promień działania wibratora) wilgotny albo słabo plastyczny beton jest znacznie bardziej ciekły niż w dalszej odległości od wibratora. Łatwo się o tym przekonać np. za pomocą zwykłego pręta zbrojeniowego lub drewnianego. W najbliższym sąsiedztwie wibratora, w czasie jego pracy, pręt z łatwością daje się zanurzyć na głębokość kilkudziesięciu cm, podczas gdy w dalszej odległości od wibratora trzeba będzie użyć znacznej siły. Tenże pręt zanurzony koło wibratora z łatwością wyjmujemy się gdy wibrator pracuje, natomiast będzie to połączone ze znaczną trudnością po przerwaniu pracy wibratora, względnie jego przesunięciu na inne stanowisko.

Tę właściwość, w obrębie promienia działania wibratora, beton nabiera dzięki temu, że impulsy od drgającego z dużą częstotliwością wibratora udzielają się cząstkom masy betonowej, które również zaczynają drgać (po przewyciężeniu przez energię drgającego wibratora sił tarcia i kohezji masy betonowej). Masa betonowa ze stanu wilgotnego, sprężysto-plastycznego (przy mieszkankach małej ciekłości), pod wpływem tych drgań nabiera cech gęstej cieczy, o znacznie większej niż przed wibrowaniem ciekłości, skutkiem czego następuje jej samozagęszczanie się. W wyniku bowiem zmniejszenia tarcia wewnętrznego i kohezji, kamieniwo grubsze, którego masa jest ok. 10⁴—10⁶ razy większa od masy ziarn piasku względnie cementu, pokonując zmniejszone opory tarcia, układa się szczelniej w „rozrzedzonej” zaprawie, której nadmiar wskutek tego wypierany jest do góry. Powietrze zawarte w betonie, który nabrał właściwości gęstej cieczy stosunkowo łatwo wypływa do góry i wydzielą się z betonu, co zresztą — wroko biorąc — jest

może najbardziej charakterystyczną cechą procesu wibrowania, nie dającą się zaobserwować przy zagęszczaniu ręcznym. Zaprzestanie wydzielania się banieczek powietrza jest równocześnie uważane za miernik zakończenia wibrowania na danym stanowisku wibratora.

Osiągnięcie opisanego wyżej ogólnikowo przebiegu i skutku wibrowania współczesnymi wibratorami wymaga zarówno od sprzętu, jak i od projektantów i wykonawców robót betonowych spełnienia pewnych warunków.

Sprzęt do zagęszczenia betonu o określonym składzie powinien posiadać pewne charakterystyki, bez spełnienia których wibrowanie będzie za mało efektywne (nieekonomiczne).

Projektanci obiektów i organizacji wykonawstwa, w zależności od charakteru obiektu, jego wymiarów, gęstości zbrojenia itp., przy zastosowaniu zagęszczania wibratorami, powinni zaprojektować beton o odpowiedniej ciekłości i urabialności, dobrać odpowiedni typ wibratorów, ponadto odpowiednio zaprojektować szalunki, które przy wibrowaniu betonem z reguły muszą być mocniejsze, silniej rozparte.

Wykonawcy powinni poznać dokładnie charakterystyki stosowanego sprzętu, sprawdzić przed rozpoczęciem wibrowania efektywność wibratorów, ich promień działania, ustalić czas wibrowania na jednym stanowisku dla danej ciekłości betonu, przestrzegać ściśle zasad technologicznych procesu wibrowania, zapewnić dostateczną ilość sprzętu (z odpowiednią rezerwą), dostosowaną do ilości układanej w jednostce czasu masy betonowej.

Na efektywność wibrowania betonu w konstrukcjach różnych rodzajów w zasadniczym stopniu wpływa wybór odpowiednich typów wibratorów.

Rodzaje konstrukcji betonowych i żelbetowych, które stawiają różne wymagania odnośnie stosowania właściwego sprzętu, można sprowadzić do kilku następujących typów podstawowych:

- Masywy betonowe, ewentualnie konstrukcje betonowe znacznych rozmiarów z betonu dozbrajanego, których najmniejszy wymiar jest większy od 80 cm (np. zapory, jazy stałe, ściany osorowe, przyczółki, ściany słuz, filary wolnostojące itp.).
- Płyty średniej grubości (0,20—0,80 m) i płyty cienkie (poniżej 0,20 m grubości) zarówno poziome, jak i pochylone (umocnienia skarp, zapór ziemnych, kanałów itp.).
- Ściany średniej grubości (0,20—0,80 m) i ściany cienkie (poniżej 0,20 m).
- Belki średnich wymiarów (szerokość 0,20—0,80 m) i małych (poniżej 0,20 m).
- Słupy średnich wymiarów (0,20×0,20 — 0,80×0,80) i małych (poniżej 0,20×0,20 m).
- Elementy budowli o nieznacznych wymiarach, np. fundamenty pod wolnostojące słupy.

Tablica III podaje zestawienie wyżej omówionych typów konstrukcji i typów wibratorów jakie powinny, względnie mogą być stosowane w określonych warunkach (wg doświadczeń radzieckich), z podziałem na konstrukcje rzadko, średnio i gęsto zbrojone. Przez zbrojenie rzadkie należy rozumieć takie, gdzie stosunek przekroju zbrojenia do całkowitego przekroju jest $\leq 0,4\%$ i rozstaw prętów > 20 cm; przez zbrojenie średnie — gdy przekrój żelaza do całkowitego przekroju jest $\leq 1\%$, a rozstaw zbrojenia równa się 15—20 cm i gęste — gdy przekrój żelaza $> 1\%$ całkowitego przekroju, zaś rozstaw zbrojenia < 15 cm, zbrojenie układane w jednej strefie w kilku rzędach itp.

Jak wynika z tablicy III, uniwersalne zastosowanie mają wibratory iglicowe z giętkim wałem, aczkolwiek w niektórych przypadkach bardziej wydajne są inne typy. Przy masywnych budowach hydrotechnicznych, rzadko zbrojonych, używa się np. grup wibratorów pogrążalnych na sztywnym trzpieniu (silnik umieszczony w iglicy), zamocowanych do sztywnej ramy stalowej. Z uwagi na wagę całości, przestawianie odbywa się dźwigiem. Dość szerokie zastosowanie mają wibratory buławowe, zwłaszcza przy rzadszym zbrojeniu, pozwalającym na swobodną nym pracę. Wibratory powierzchniowe mogą być z powodzeniem użyte do masywnych rzadko zbrojonych, a zwłaszcza cienkich płyt (podłoża, stropy, umocnienia skarp, drogi betonowe itp.).

Zastosowanie odpowiedniego typu wibratora wiąże się z ich wydajnością (m³ uwibrowanego betonu na godzinę). Wydajność wibratorów zależy od szeregu czynników. Decydującą rolę odgrywają odpowiednio zbrane parametry samego wibratora. Żeby zagęszczenie betonu o określonych właściwościach było efektywne, wibrator powinien mieć odpowiednią ilość drgań na jednostkę czasu, przy pewnej niezbędnej minimalnej amplitudzie drgań. Jeśli bowiem drgania nie będą dostatecznie intensywne, beton może nie nabyć cech cieczy ciężkiej i samozagęszczanie nie nastąpi, względnie będzie niedostateczne.

TABLICA III

Typ konstrukcji	Masywy		Płyty			Ściany				Belki			Słupy			Elementy budow- lane o nieznaczn- ych wymiarach	
			średniej grubości		cien- kie	średniej grubości		cienkie	średnich wymiar.		mał. wym.	śred. wym.	małych wymiar.				
charakter zbrojenia	rzadkie	średnie	średnie	gęste	średnie	rzadkie	średnie	średnie	gęste	średnie	gęste	gęste	średnie	średnie	gęste	średnie	gęste
typ wibratora																	
Pograżalne, kilka na ramie prze- stawiane dźwigiem (tzw. zespół wibratorów).	1	2	2	x	x	2	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Buławowy dużej mocy (silnik powyżej 1 KW)	1	1	1	x	x	1	2	x	x	2	x	x	2	x	x	x	x
Buławowy średniej mocy (0,5 — 1 KW)	2	1	1	x	x	1	1	2	x	1	x	x	1	2	x	1	x
Iglicowe z giętkim wałem (ig- lice Ø 50 — 75 mm)	2	2	2	1	1	2	2	1	1	2	1	1	1	1	1	2	1
Bagietowe	x	x	x	x	2x)	x	x	x	x	2	2	1	x	x	x	x	2
Powierzchniowe — płytowe	[xx)	x	2	x	1	2	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
„ — listwowe	x	x	2	x	1	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Przyczepne	x	x	x	x	1	x	x	2	1	x	x	1	2	2	1	2	1

*) Tylko w przypadku płyty podsza-
lowanej od spodu.

Uwaga: cyfra 1 w tablicy oznacza, że dany typ wibratora jest zalecany

**) O ile grubość warstwy wibrowanej nie przekracza 0,75 promienia działania wibratora (w głąb).

2	„	„	„	„	„	może być wzięty z braku innego (typ 1)
znak x	„	„	„	„	„	nie może być użyty z zasady.

Dla ilustracji powyższego można przytoczyć wyniki doświadczeń z betonem o opadzie stożka 1—2 cm, przy zawartości cementu 250 kg/m³ (cement portlandzki) (tabl. IV):

TABLICA IV

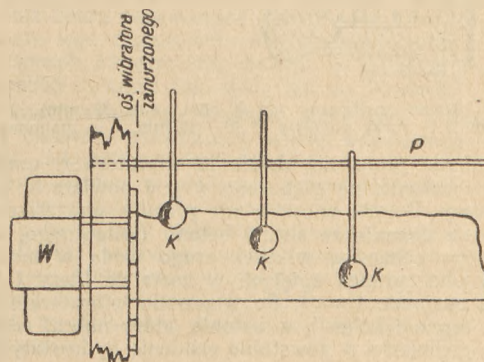
Częstotliwość drgań/min	Niezbędna minimalna amplituda drgań w cm
1500	0,037
3000	0,010
4500	0,006
6000	0,004

Nie wdając się w wywody teoretyczne, które uzasadniają powyższe eksperymentalne wyniki, a które znaleźć można w odpowiedniej literaturze technicznej, można stwierdzić, że współczesne, wysokiej częstotliwości, wibratory warunki te spełniają.

TABLICA V

Typ wibratora	Czas wibro- wania na jed- nym stano- wisku sek.	Promień działania wibratora (wzg. głę- bok.). cm	Grubość warstwy cm		Wydajność w m ³ /godz.
			Dopu- szczalna od-do	Przyjęta do oblicz. wydajn.	
Pograżalny, wysokiej częstotliwo- ści	30	30-40	20-50	30	9
Iglicowy z giętkim wa- łem-końców ka Ø 75 mm	30	25-35	20-40	30	6
Końcówka Ø 50 mm	30	20	20-40	30	3
Bułowowy	30	30-35	20-35	30	7,5
Powierz- chniowy- płytkowy	60	20-30	10-30	25	5-7

Drugim czynnikiem mającym wpływ na wydajność wibratorów jest ciepłość betonu oraz charakter kamieniwa. Betony o niższym opadzie stożka (małej ciepłości) i oparte na kruszywie tłuczniowym są trudniejsze w obróbce, betony o większym opadzie i kruszywie żwirowym — łatwiejsze. Wydajności będą zatem w pierwszym przypadku niższe, w drugim wyższe (przy tym samym wibratorze). Podając poniżej przykładowo orientacyjne wydajności różnych typów wibratorów, należy podkreślić, że określenie właściwej wydajności w danych warunkach każdorazowo powinno być ustalone na budowie. Podstawowym czynnikiem wpływającym na wydajność wibratora jest promień jego działania (o czym mowa niżej), grubość warstwy wibrowanej i wyżej omówione charakterystyki samego sprzętu, jak i skład betonu, jego ciepłość i urabialność.



Rys. 1. W — wibrator przyczepny, k — kule z rurkami prowadzącymi,
p — prowadnica

Zakres działania wibratora (promień działania), w oparciu o wyżej scharakteryzowane właściwości świeżego betonu, podanego wibracji, tzn. w założeniu że nabywa on cech cieczy ciężkiej (o ciężarze objętościowym 2,4—2,6 kg/dcm³), można sprawdzić kilkoma sposobami.

Najprostszy z nich, wg prof. B r y t y, polegałby na następującym: w betonie, w pewnych wymierzonych odległościach od szalunku (dla wibratora przyczepnego), względnie od miejsca ustawienia wibratora pogrążalnego, na głębokości h pod powierzchnią betonu ($h \approx 20$ cm), zakłada się 3 kule metalowe wewnętrznie puste, zatem o znacznej wyporności (średnica kul ok. 10—15 cm), i przysypuje betonem w sposób normalnie przyjęty

dla układania betonu. Do kul powyższych przymocowane są wodzidła, najlepiej rurowe. Oczywiście waga kuli z wodzidłem musi być mniejsza od wyporności kuli.

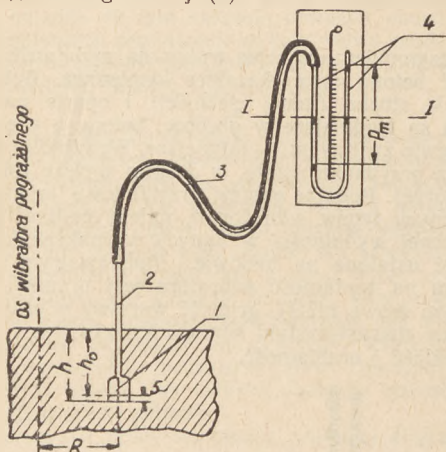
Pod uruchomieniu wibratora, gdy wskutek jego drgań pokonane zostaną opory wewnętrzne masy betonowej i ta ostatnia nabędzie cech cieczy gęstej, kule położone w zasięgu działania wibratora wypłyną na powierzchnię, znajdując się zaś poza zasięgiem jego skutecznego działania — pozostaną w betonie. Zmieniając kilkakrotnie położenie kul w stosunku do wibratora, można ustalić największy promień jego działania.

Przy sprawdzaniu wibratora przyręcznego należy sprawdzić zasięg jego działania zarówno w kierunku prostopadłym do szalunku (w kierunku działania pola sił wibratora), jak i w kierunku równoległym do szalunku, dla ustalenia rozstawu gwarantującego równomierne zagęszczenie betonu w całej konstrukcji (np. w przypadku cienkich ścian betonowych lub żelbetowych), tzn. również i w kierunku podłużnym.

O ile w powyższym sposobie budzić może wątpliwości zagadnienie oporów działających na kule przy ich wypływaniu, przy ustalaniu maksymalnego promienia działania wibratora, sposób inż. P. M. Miklaszewskiego pozwala w sposób dokładny ustalić promień działania wibratorów różnych typów. Opiera się on na zasadzie dzwonu powietrznego i polega na następującym (rys. 2):

W betonie wibrowanym, który nabrał cech cieczy ciężkiej, powstają również związane z tym ciśnienia hydrostatyczne, beton wibrowany podlega zatem w okresie jego wibrowania ogólnym zasadom hydrostatyki.

Cale urządzenie składa się z następujących części: właściwego dzwonu (1), tj. cylindra blaszanego $\varnothing$ ok. 60 mm, o wysokości ok. 80 mm, rurki metalowej przyspawanej do dzwonu (2) ($\varnothing$ 10–15 mm) i łączącej dzwon powietrzny z manometrem wodnym (4), rurki gumowej (3).



Rys. 2. 1 — dzwon powietrzny ($\varnothing$ 60 mm, wys. 80 mm), 2 — rurka $\varnothing$ 10–15 mm, 3 — rurka gumowa $\varnothing$ 10–15 mm, 4 — manometr wodny.

Dla ustalenia promienia działania wibratora r , umieszcza się dzwon w betonie, na głębokości h pod powierzchnią wibrowanej warstwy. Dopóki wibrator nie pracuje, powietrze zawarte w dzwonie nie doznaje ze strony betonu (wilgotnego, plastycznego) żadnego ciśnienia, wskutek czego woda w manometrze wodnym, w obu rurekch zgitych w kształcie litery U stoi na tym samym poziomie I — I. Po włączeniu wibratora i pokonaniu oporów tarcia i kohezji, w betonie, który nabrał cech cieczy ciężkiej, na głębokości h powstanie ciśnienie hydrostatyczne:

$$P = \gamma_b \cdot h$$

Pod wpływem tego ciśnienia beton wejdzie do dzwonu i wywrze ciśnienie na znajdujące się w nim powietrze, wskutek czego naruszona również zostanie równowaga cieczy w manometrze wodnym; ciecz wyparta z lewej rurki zajmie nowe położenie i wytworzy się różnica poziomów P_m odpowiadająca wartości ciśnienia wywieranego na powietrze w dzwonie.

Jeżeli pod wpływem wibrowania beton znajdujący się pod dzwonem nabrał cech cieczy ciężkiej, tzn. wibracja jest dostateczna dla dobrego jego samozagęszczania się, można wówczas napisać równanie:

$$\gamma_b = \frac{P_m}{h_0} = \frac{P_m}{h - \delta}$$

gdzie: γ_b — ciężar objętościowy betonu (2,4–2,6 t/m³),
 P_m — ciśnienie wykazane przez manometr wodny (różnica poziomów w obu rurekch mierzona w cm),
 h_0, h, δ — wg rysunku.

Przykład liczbowy: manometr wodny wykazał różnicę poziomów wody = 46 cm, beton wszedł do dzwonu na 1 cm (stwierdzone po śladzie, po wyjęciu dzwonu z betonu), głębokość założenia dzwonu 20 cm (ślad na rurce sztywnej wychodzącej z dzwonu), wówczas

$$\gamma_b = \frac{P_m}{h - \delta} = \frac{46}{20 - 1} = \frac{46}{19} = 2,42$$

czyli w danym miejscu wibrowanie jest w pełni efektywne.

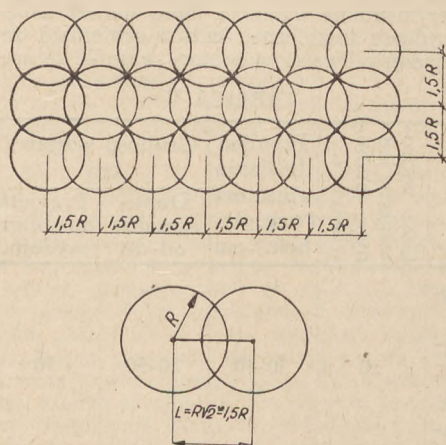
Jeżeli wibracja w miejscu założenia dzwonu nie będzie w pełni efektywna, to albo manometr nie wykaże żadnej różnicy poziomów, albo też wyliczone γ_b na podstawie otrzymanych wyników da wartość znacznie mniejszą od 2,4–2,6. a)

Dla ustalenia promienia działania wibratora pogrążalnego za pomocą dzwonu powietrznego, ustawia się dzwon w jednym miejscu, przestawiamy wibrator, oddalając go względnie zbliżając do momentu dopóki zachodzą związki wyżej omówione. Największa odległość wibratora od dzwonu, przy której beton posiada jeszcze cechy cieczy ciężkiej, jest promieniem działania wibratora.

Przy wibratorze powierzchniowym postępuje się w sposób podobny, z tym, że przestawia się dzwon na coraz to inne poziomy warstwy betonowanej i w ten sposób określa się zasięg działania wibratora powierzchniowego w głąb warstwy, czyli ustala się dopuszczalną grubość układania warstwy betonu, która może być jeszcze danym typem wibratora zwirowana w sposób efektywny. Dzwon powietrzny powinien być ustawiony oczywiście możliwie blisko obrysu płyty wibratora, gdyż tylko wówczas będzie prawidłowy obraz jego działania.

Istnieją jeszcze inne sposoby ustalenia promienia działania wibratora, m. in. sposób przewodności elektrycznej, oparty na zasadzie, że opór omowy masy betonowej zależy od stopnia jej zagęszczenia. Z uwagi na potrzeby do tego celu specjalny sprzęt pomiarowy elektryczny, którego na razie na naszych budowlach nie używa się, sposobu tego bliżej nie omawiamy, zwłaszcza że obsługa i wykonywanie pomiarów dla celów praktycznych wymaga specjalnych umiejętności.

Organizacja i wykonanie robót betonowych z zagęszczeniem wibratorami, poza normalnymi przygotowaniem, jak przygotowanie szwu roboczego, sprawdzenie szczelności i stabilności szalunków, wymiarów, sprawdzenie zbrojenia co do położenia, zamocowania, oczyszczenie z rdzy i starego betonu itd., wymaga dopilnowania wykonania doprowadzeń prądu do wszystkich miejsc, z których będzie on pobierany dla zasilania wibra-



Rys. 3. Przestawianie wibratora (krok wibratora) co 1,5 R zapewni efektywne i równomierne zagęszczenie całej powierzchni elementu budowlanego.

torów, przygotowania wibratorów zapasowych, wyznaczenia dyżurnego elektryka i ewentualnie mechanika dla niezwłocznego usuwania drobnych awarii.

a) Ponieważ γ_b może różnić się w dość znacznych granicach, należałoby uprzednio sprawdzić ciężar objętościowy betonu wibrowanego, np. za pomocą form dziurkowanych opisanych niżej.

Do obsługi wibratorów powinni być wyznaczeni odpowiednio przeszkoleni betoniarze, którzy powinni być poinstruowani odpowiednio specyfiki roboty i odpowiedzialności wykonywanej przez nich obróbki betonu.

Laboratorium polowe, przed przystąpieniem do robót betonowych, powinno określić sposobem wyżej opisanym promień działania wibratorów, jak również określić czas wibrowania na jednej pozycji wibratora, dla zadanej ciekłości betonu. Ponieważ ciekłość masy betonowej w toku roboty zmienia się w pewnych granicach (25—30%), pracownicy obsługujący wibratory powinni być pouczeni o konieczności przedłużenia wibrowania przy betonie mniej ciekłym i skrócenia czasu wibracji przy betonie większej ciekłości.

Wibrowanie współczesnymi wibratorami pogrążalnymi nie powinno na ogół trwać na jednej pozycji dłużej niż 20—30 sek, a powierzchniowymi 60 sek; czas wibrowania zależy jest jednak od częstotliwości drgań i amplitudy drgań wibratora, rodzaju kruszywa, cementu, a zwłaszcza ciekłości betonu i każdorazowo powinien być sprawdzany.

Zewnętrznymi oznakami dostatecznie zagęszczonego betonu są: przerwa w osiadaniu betonu w rejonie działania wibratora i wyrównanie się do poziomu jego powierzchni, pojawienie się na tej powierzchni rzadszej zaprawy, wreszcie zaprzestanie wydzielania się baniek powietrza.

Z uwagi na omówione wyżej skutki ekonomiczne i techniczne, wynikające ze stosowania metody wibracji, nie powinno się stosować przy zagęszczaniu wibratorami betonów o opadzie mniejszym jak 10 cm (chyba że zastosowane będą plastyfikatory, co stanowi już odrębne zagadnienie), gdyż przy betonach o tak znacznej ciekłości łatwo może nastąpić ich rozwarstwienie.

Dla utrzymania w przyszłej konstrukcji betonu o jednakowych właściwościach, powinny być przestrzegane następujące zasady technologiczne:

— Warstwowe rozprowadzanie betonu, z tym że grubość warstwy nie powinna przekraczać 30—40 cm i czas nakładania jednej warstwy na drugą nie może być większy jak czas do początku wiązania cementu. Czas ten zależy od temperatury zewnętrznej; w przypadku gdy początek wiązania cementu $\approx$ 2,5 godz. i na wszystkie operacje z transportem, układaniem itp. przyjmujemy 0,5 godz., to okres nakładania na siebie dwu sąsiednich warstw powinien wynosić wg zestawienia w tabl. VI.

TABLICA VI

Przy temp.	10°	15°	20°	25°	30°
godz.	2,0	1,75	1,50	1,25	1,0

Zwiększenie tych okresów powinno być odpowiednio uzasadnione; potwierdzone badaniami laboratorium polowego, z uwzględnieniem lokalnych warunków budowy (temperatury, jakości cementu, ewent. dodatków do betonu itp.).

— Dla pełnego powiązania 2 sąsiednich warstw ułożonego betonu przy wibrowaniu warstwy górnej wibrator powinien być zapuszczony nieco (5—10 cm) w warstwę dolną.

— W czasie pracy na jednym stanowisku wibrator należy prowadzić w pozycji pionowej dla uniknięcia rozpadu (rozwarstwienia) masy betonowej. Ponadto powinien on być podnoszony i opuszczany, gdyż na ogół promień działania wibratora w dolnej części jest nieco większy niż w górnej.

— Przesławianie na sąsiednie pozycje powinno się odbywać wg wyraźnego planu i to zgodnie z wyznaczonym uprzednio promieniem działania. Odległość 2 sąsiednich pozycji wibratora w kierunku równoległym i prostym powinna zatem wynosić $\sim 1,5 R$. Dla ułatwienia orientacji pracownikom obsługującym wibratory, jak i dla lepszej kontroli, można to osiągnąć np. za pomocą łat z wyraźnymi znakami trwale uwidocznionymi, czasowo rozkładanymi na powierzchni betonu. Nieprzestrzeganie dyscypliny wibrowania prowadzi do otrzymania masy niejednorodnej, o różnych właściwościach w różnych przekrojach. Beton niewibrowany będzie w ogóle nie zagęszczony, pamiętać zaś należy, że nawet zagęszczany ręcznie beton może mieć do 25% próżni i porów, które wywierają znaczny wpływ nie tylko na wytrzymałość, lecz również na przesiąkliwość, zmniejszając odporność na agresję i mróz.

— Przy wibratorach powierzchniowych, których zasięg działania nie przekracza na ogół 25 cm, należy dodatkowo ułatwiać

wydostanie się powietrza z betonu, przez sztychowanie pod działającym wibratorem cienkimi, spłaszczonymi prętami. Wibratory te powinny być stosowane zasadniczo do płyt cienkich, gdzie wibrowanie odbywa się jednorazowo. Przy wibrowaniu masowych powstają trudności z połączeniem poszczególnych warstw.

— Przy szalunkach obróbka betonu powinna być wyjątkowo staranna, dla otrzymania gładkiej i równej powierzchni. W tym celu krak wibratora zmniejsza się do połowy promienia jego działania; tę samą mniej odległość należy zachować od szalunku w kierunku poprzecznym, w każdym razie nie można opierać wibratora o szalunek lub zbrojenie, żeby nie spowodować szkodliwie działających na starszy beton wibracji, gdyż prowadzi to do nacieków (drżenie szalunku) lub zniszczenia orzyrzeczności (drżenie żelaza).

— Przy wibratorach powierzchniowych, dla otrzymania jednolitego betonu przesuwanie wibratora na następne stanowisko powinno być wykonywane z takim wyciśnięciem, żeby na nowym stanowisku wibrator pokrył stanowisko poprzednie na szerokości 3—5 cm.

— Wibrowanie należy prowadzić równolegle do frontu układki i ilością wibratorów dostosowaną do ich wydajności i postępu betonowania.

— Wibrowanie powinno się zaczynać po wyrównaniu warstwy nałożonego betonu, a nie, jak niekiedy się stosuje, że beton wyładowany ze środków transportowych, o znacznej dość objętości bryły, „rozprowadza” się wibratorami. Następuje bowiem wówczas rozwarstwienie betonu, tym większe im większej ciekłości jest beton.

* * *

Kontrola jakości betonu wibrowanego. Ostateczna jakość betonu w konstrukcji zależy od wielu czynników: jakości materiałów składowych, wzajemnego ich stosunku, sposobów przygotowania, transportu i układania wyprodukowanego mieszanek, wreszcie pielęgnacji betonu w okresie jego dojrzewania.

Kontrola i nadzór nad całym procesem od zaprojektowania do ułożenia i zagęszczenia oraz pielęgnacji betonu, należy do odpowiedzialnych zadań służby kontroli technicznej oraz laboratorium polowego na budowie. Nie wchodząc w całość wyżej omówionego wachlarza zagadnień, zajmijmy się poniżej wyłącznie sprawą pobierania próbek, tzn. walców próbnych, z konstrukcji betonowej lub żelbetowej, przy zagęszczaniu wibratorami.

Jak wynika z powyższego, efektywne zagęszczenie wibratorami powinno dać w wyniku beton o innych, wyższych właściwościach, niż beton zagęszczany ręcznie. Jak dotąd, nie normalizują jeszcze tego zagadnienia PN, które z drugiej strony wymagają; „sposób zagęszczenia betonu w formach musi być w miarę możliwości również taki sam, jak na budowie.”

Przy dotychczasowym sposobie pobierania i zagęszczania próbek na budowie, właściwości betonu wibrowanego nie znajdują swego całkowitego odzwierciedlenia.

Utrząsanie betonu w próbkach, przeszytychowanie, względnie utrącenie przez dotknięcie wibratora do formy — w zestawieniu z istotą technologii wibrowania można uważać jedynie za półśrodki. Próbkę wykonaną w ten sposób nie mogą w pełni odzwierciedlać cech, które beton nabrał po zawibrowaniu go w obiekcie, nie mogą zatem również być miarodajne dla oceny np. wytrzymałości na ściskanie, najczęściej wymaganego kryterium jakości betonu.

Otrzymanie betonu o takich samych w przybliżeniu jak w konstrukcji charakterystykach i w próbce można osiągnąć za pomocą form o konstrukcji zaproponowanej przez inż. Miklaszewskiego. Są to mianowicie formy zbudowane z blachy dziurkowanej, które zakłada się w konstrukcję betonową, zasypując je betonem, w czasie jego rozkładania w konstrukcji. Po uwibrowaniu betonu z zachowaniem zasad wyżej omówionych, odkopuje się formy, oczyszcza je ostrożnie z betonu przylegającego do zewnętrznych ścian formy i dalsze operacje przeprowadza podobnie jak z normalnymi próbkami. Dziurkowane ściany formy, zapewniając bezpośredni kontakt betonu w próbce z masą betonową poddaną wibrowaniu, nie stanowią przeszkody dla nabycia przez beton, zawarty w formie tych samych cech i właściwości co i beton otaczający. W ten sposób pobrane i wykonane próbki mogą dać właściwy pogląd na skuteczność wi-

browania. Przez pobranie równocześnie próbek w sposób dotychczas stosowany można będzie ewentualnie uzyskać związki między wytrzymałością walców próbnych, pobranych i wykonanych obydwojma sposobami.

* * *

Wibrowanie betonu na wielu budowach, pomimo znacznego już rozpowszechnienia wibratorów jako narzędzi do zagęszczania, jest dość dalekie jeszcze od metod i zasad omówionych powyżej. Wynika to głównie z braków w doszkalanii niższego personelu technicznego, najbliższego i bezpośrednio związanego z produkcją.

INŻ. RYSZARD JAWOROWSKI,

INŻ. STANISŁAW MOŁONIEWICZ

Świder ziemny do podwodnego zakładania ładunków wybuchowych

Używanie materiałów wybuchowych przy wykonywaniu robót ziemnych jest znane od dawna. Znane są też sposoby wykonywania tych robót w gruntach różnych kategorii.

Trudniejsza jest tego rodzaju praca, gdy ładunek wybuchowy trzeba założyć poniżej dna rzeki, potoku, w gruncie pokrytym warstwą wody lub podmokłym i płynnym. Wykonanie odwiertu lub wykopanie (wygrzebanie) dołu jest w tych przypadkach niemożliwe w sposób szybki i prosty, gdyż płynny, pomieszany z wodą grunt każdą tego rodzaju pracę czyni niewykonalną a wygrzebanie, wywiercony lub wykopany otwór zostaje szybko zamulony, zanim zdąży się umieścić tam ładunek wybuchowy na potrzebnej głębokości.

Probowano zatem wbijać lub wkręcać rury, nacięte w dolnym końcu w zęby, i ziemię wciskającą się do rury wybierać świdrem talerzowym lub łyżkowym. Probowano wbijać rurę kafarem lub wciskać przy użyciu płuczki, umieszczonej na rusztowaniach lub na urządzeniach pływających. Wszystkie te sposoby okazały się zawodne i niedostateczne. Kopanie dołów lub wiercenie bez osłony odpadły jako zbyt kosztowne, żmudne i mało efektowne. Wbijanie rury kafarem lub zapuszczanie płuczki okazało się również mało wydajne ze względu na skomplikowaną operację i nieruchliwy sprzęt, co np. przy konieczności usuwania tego sprzętu na większą odległość podczas odstrzelania pojedynczych lub zgrupowanych ładunków powodowało dodatkowe trudności.

Ostatni dotychczas stosowany sposób, a mianowicie ręczne wkręcanie otwartej, naciętej w ząb w dolnym końcu rury i wybieranie wciskającego się do wnętrza rury urobku świdrem łyżkowym lub talerzowym, wymaga kosztownych rusztowań i dużej ilości ludzi.

Ponieważ operowanie ładunkami wybuchowymi przy wykonywaniu robót pogłębiarskich ma charakter prac pomocniczych przy zasadniczych i większych robotach inżynierskich, prace minerskie muszą być przeprowadzane szybko i sprawnie, bez zbitych nakładów na różnego rodzaju urządzenia, jak rusztowania, pomosty, pływaki, kafary lub płuczki, oraz przy zatrudnieniu jak najmniejszej ilości ludzi i zachowaniu maksimum bezpieczeństwa.

Dla zilustrowania niedoskonałości używanych dotychczas sposobów podajemy krótki opis stosowanego sposobu w 1953 r. przy pogłębianiu rzeczki Breń, przy głębokości wody do 1 m.

Koryto rzeczki na całej swej długości podzielone zostało na odcinki o długości 25 m każdy (odcinki nr 1, 2, 3, 4, 5 itd.). Do roboty przystąpiono jednocześnie na dwóch odcinkach, rozpoczynając od góry na odcinku 1 i 3, następnie 2 i 4 itd.

Roboty rozpoczęto od układania na dnie rzeczki rusztowań klatkowych, sięgających ponad poziom wody jako opory, na które nakładano belki zaścielone potem deskami, tworząc w ten sposób pomost dla ustawienia na nim sprzętu do wiercenia otworów, dla ułożenia materiału wybuchowego oraz dla obsługi.

Wiercenia otworów dokonywano przez ręczne wkręcanie w dno rzeczki otwartej i u dołu naciętej rury stalowej o długości 2—2,5 m, na głębokości od 1 do 1,5 m. Wciskając się do wnętrza rury urobek wybierano sukcesywnie na zewnątrz za pomocą wielokrotnie wkładanego i wyjmowanego świda łyżkowego lub talerzowego. Ten rodzaj pracy był bardzo powolny, uciążliwy i kosztowny.

Otwory wykonywano w odstępach ok. 1,5 m z tym, że na jeden 25 m długi odcinek przypadało ok. 30 otworów.

Zebrane w powyższym dane i zasady, oparte o obserwacje własne i literaturę techniczną, powinny przyczynić się do podniesienia techniki wibrowania na budowach i uzyskania efektów, za którymi kryją się niewątpliwie źródła poważniejszych oszczędności dla gospodarki narodowej.

Literatura

- W. Paszkowski — Technologia betonu. 1946.
Br. Bukowski — Technologia betonów i zapraw. 1947.
A. E. Desow, E. P. Miklaszewski, O. A. Gerszberg, C. B. Szestopierow — Rukowództwo po układzie betonowej mieszki z przymieszeniem wibratorów. 1950.
W. N. Jefremow — Proizwodstvo betonnych i żelzobetonnych rabot pri stroitelstwie gidrostancij. 1949.

Po wkręceniu rury i wybraniu z niej urobku opuszczano na dno otworu spakietowany ładunek o zawartości 12 kg materiału wybuchowego, z wyciągniętym na zewnątrz rury i ponad powierzchnię wody lontem elektrycznym. Po założeniu ładunku wyciągano rurę, rozbierano klatki i leżące na nich pomosty, po czym przenoszono na następne odcinki nr 2, 4, następnie na nr 6 i 8 itd. Zaznaczyć należy, że — jak zaobserwowano — część materiału rusztowaniowego pozostawała w wodzie.

Wyciągnięte ponad powierzchnię wody lonty od poszczególnych min łączono grupowo i odstrzelivano.

Ujemną stroną takiej organizacji pracy — poza wielką pracochłonnością robót — było, że wysadzony urobek np. na odcinku nr 2 znoszony był siłą wybuchu i prądu wody na uprzednio już pogłębione odcinki (nr 3), co powodowało zamulenie dna na tych odcinkach ponad 25%, ponadto nie uzyskiwano zagęszczenia gruntu w otworze, potrzebnego do otrzymania pełnego efektu z siły sprowadzonego do eksplozji materiału wybuchowego. Dalszą ujemną stroną było używanie zbyt silnych ładunków przeciętnie o 40%, a to z powodu braku odpowiedniego zagęszczenia gruntu i potrzeby uzyskania odpowiedniego efektu wybuchowego. Używanie zbyt silnych ładunków powodowało, poza rozrzućnością materiału, dodatkowo zamulenie dna rzeki.

Przy wyżej opisanym sposobie pracy zatrudniano przeciętnie 30 robotników. Wydajność dzienna, przy 8-godzinnej pracy, wynosiła 15 otworów minerskich i około 10 mb pogłębionej rzeczki.

* * *

Przedstawiona niżej projektowana metoda usuwa omówione wszystkie niedokładności i niedomagania dotychczasowych sposobów.

Metoda polega na zastosowaniu do wglębnego zakładania ładunków wybuchowych pod dnem rzeki itp. lub w gruntach wodonośnych specjalnego stalowego świda ziemnego, wykonanie którego możliwe jest w każdym, nawet niewielkim warsztacie ślusarsko-kowalskim.

Świder składa się z sześciu zasadniczych, łączonych ze sobą części, wykonanych ze stali, a mianowicie (rys. 1):

1) Z cienkościennej, gładkiej rury zewnętrznej (1), o przekroju od 200 do 300 mm i długości około 2600 mm. Dolny koniec rury (na wysokości kołnierza głowicy świda) posiada od wewnątrz przyspawane nasadki o wymiarach 10 × 40 × 50 mm, których zadaniem jest umożliwienie skręcania się głowicy świda. W górnym końcu rury (około 100 mm krawędzi w dół) wywiercone są dwa przeciwległe otwory o przekroju 27 mm dla założenia zatyczki (6).

2) Z cienkościennej, gładkiej rury wewnętrznej (2), o przekroju 75 do 100 mm i długości około 2700 mm. W górnym końcu rury wywiercone są (na wysokości takich samych otworów w rurze zewnętrznej) dwa otwory o przekroju 27 mm, dla założenia zatyczki (6).

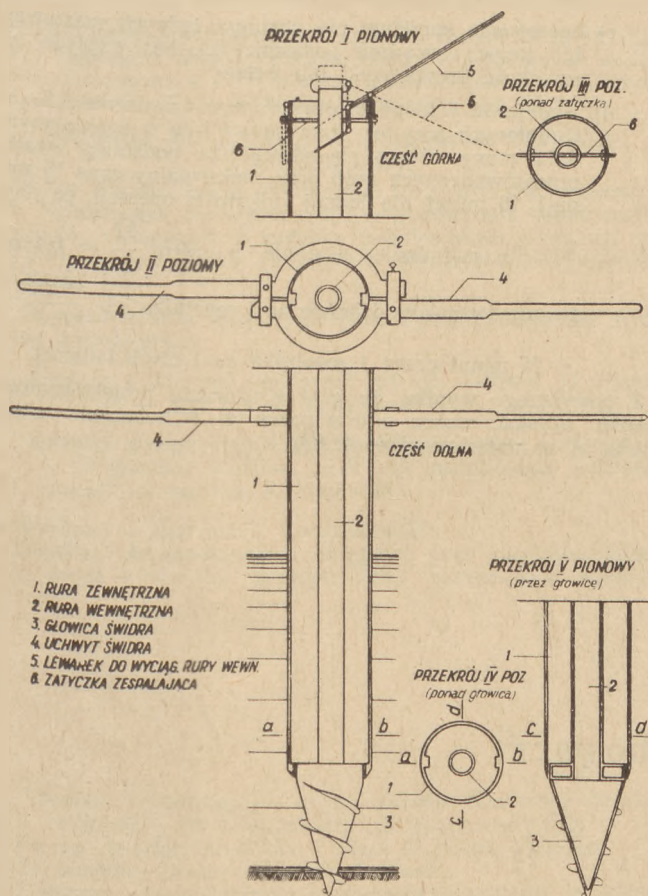
3) Na dolnym końcu rury wewnętrznej przypawana jest (w dwóch poziomach) głowica świda (3), o kształcie odwróconego stożka, z 3 mm grubej blachy. Wysokość widocznej części stożka 400 mm w rurze (kołnierza) 50 mm. Przekrój stożka w rurze od 197 do 297 mm. W kołnierzu głowicy znajdują się dwa przeciwległe wgłębienia (wkłęsłości), o wymiarach 8 × 3 × 50 mm, w które wchodzi wyżej opisane nasadki w rurze zewnętrznej.

4) Z uchwyty zaciiskowego (4), o długości 1500 do 2000 mm, służącego do obracania rur.

Dla ulżenia pracy za pomocą uchwytu przedłuża się go odpowiednio długimi rurkami, nakładanymi na rączki uchwytu.

Uchwyt składa się z dwóch oddzielnych składanych ze sobą części, umożliwiających nałożenie lub zdjęcie uchwytu i zaciskających się samoczynnie na rurze zewnętrznej podczas wiercenia w dół lub dla wyjęcia rury z gruntu.

5) Z ręcznego lewarka wahadłowego (5), służącego do wy-
ciągania rury wewnętrznej wraz z głowicą świda po zakoń-
czeniu wiercenia. Praca lewarkiem polega na założeniu, umoco-
wanego na krótszym ramieniu dźwigu, pierścienia na górny
koniec rury wewnętrznej, następnie nasadzeniu stopki lewar-



Rys. 1.

ka na górną krawędź rury zewnętrznej i przez nacisk na koniec dłuższego ramienia dźwigu wyciągnięciu stopniowo, ruchem wahadlowym, rury wewnętrznej do góry.

6) Z zatyckich z zawleczką (6), o przekroju 25—30 mm i długości bez uszka od 235 do 335 mm, umocowanej na górnym końcu rury zewnętrznej, za pomocą około 350 mm długiego łańcuszka. Zatycką służy do zespolenia rury zewnętrznej z wewnętrzną, celem unieśliwienia skręcania się rury z głowicą świda. Dalszym zadaniem zatyckich jest unieśliwienie opadania lub podnoszenia się rury z głowicą w trakcie wiercenia.

W przypadku wiercenia otworów w gruntach cięższych zastosowany może być dodatkowo lekki i przenośny trójnog stalowy, około 3 m wysoki, wykonany z 30 do 40 mm rurek w wyciąganiu rury zewnętrznej, po założeniu ładunku wybuchowego.

Długość całego złożonego razem świdra wynosi bez głowicy około 2600 mm, z głowicą ok. 3000 mm. Ciężar kompletnego świdra, zależnie od przekroju rur, waha się od 80 do 100 kg, koszt orientacyjny około 1000 zł.

Projektowany świder nie wymaga żadnych rusztowań lub innych urządzeń pomocniczych, bez względu na szerokość korytarki lub terenu, przeznaczonego do pogłębiania.

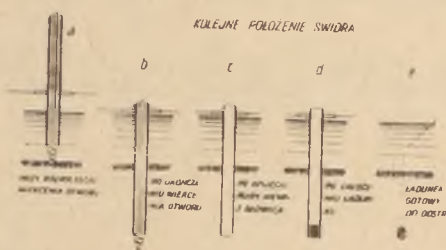
Praca projektowanym świdrem może być wykonana bezpośrednio w wodzie do 1,25 m głębokości, przez robotników zaopatrzonych w ubiór rybacki.

Roboty prowadzić można w sposób ciągły z biegiem wody rzeki, z tym, że wykopane w ciągu dnia otwory powinny być w tym samym dniu odstrzelone. W ten sposób wyrzucony siłą wybuchu wyrobek po opadnięciu na dno znoszony jest siłą prądu wody i nie dopuszcza do ponownego zamulenia dna. Ponadto projektowaną metodą uzyskuje się wymagane zagęszczenie gruntu dla otrzymania pełnego efektu przy wybuchu, co pozwala na około 40% zmniejszenie ładunku.

Przed przystąpieniem do wiercenia otworu wkłada się do rury zewnętrznej (1) (przez dolny jej otwór) rurę wewnętrzną z głowicą (2, 3) tak, ażeby wciągnąć w głowicę weszły całkowicie na nasadki w rurze zewnętrznej, otwory zaś w rurze wewnętrznej dla założenia zatyczki (6) znalazły się na wysokości takich samych otworów w rurze zewnętrznej. Następnie wkłada się zwisającą na łańcuszku zatyczkę w otwory w rurze wewnętrznej i zewnętrznej i zamyka zawleczką, zespalając w ten sposób obie rury. Po dokonaniu tej czynności, nakłada się na rurę wewnętrzną uchwyt (4), służący do obracania rury zewnętrznej, a tym samym i całego świda. Po założeniu uchwytu (4) luzem przenosi się całe urządzenie i ustawia pionowo na wskazanym do wiercenia miejscu, po czym zaciska się uchwyt na właściwej wysokości i rozpoczyna normalne wkręcanie świda w grunt, na głębokość maksymalną około 1400 mm.

Długość świda, średnica rur i głębokość wkręcania, mogą być również i inne jak wyżej podane, dostosowane do lokalnych warunków i potrzeb.

Przy projektowanym świdrze urobek wyciskany jest na boki głowicy i nie przedostaje się do wnętrza rury zewnętrznej. Odpada zatem całkowicie wybieranie urobku, jak np. przy dotychczasowo stosowanym sposobie.



Rys. 2.

Po ukończeniu wiercenia na potrzebną głębokość wyjmuje się zatyczkę (6) z rur, wyciąga rurę wewnętrzną wraz z głowicą świda za pomocą lewarka i przenosi na następne miejsce, pozostawiając rurę zewnętrzną z uchwytem w wywierconym otworze, do czasu założenia ładunku wybuchowego.

Następnie wpuszcza się do rury zewnętrznej spakietowany ładunek wybuchowy (rys. 2d) na dno otworu z tym, że przewodnik elektryczny (lont) wystaje poza rurę i ponad wodę (rys. 2e). Po założeniu ładunku wyciąga się z ziemi i otworu rurę zewnętrzną za pomocą uchwytu i przenosi na następne miejsce. Do tego celu może być użyty wspomniany wyżej w gruntach cięższych lekki trójnog z rur stalowych.

Po usunięciu rury zewnętrznej wywierony otwór z założonym ładunkiem wybuchowym zamyka się samoczynnie usuwając się ziemią lub wodą, wystający zaś przewódnik (lont) elektryczny (pojedynczo lub grupowo z przewodnikami innych otworów z ładunkami) łączy się ze źródłem elektryczności i odstrzela.

Po przejściu na następne miejsce składa się elementy świdera w opisany wyżej sposób, ustawia pionowo świder i rozpoczyna nowe wiercenie.

Zależnie od rozmiaru roboty, warunków i terminów można użyć jednocześnie kilku śwідrów z zastrzeżeniem, że w tym samym dniu założone ładunki zostaną odstrzelone.

Obsługa świrdra składa się z 5 pracowników, tj. z jednego brygadziści kategorii 6 i czterech fachowych robotników kategorii 4 z tym, że trzech pracowników obsługuje świrdr, pozostali zaś dwóch przygotowuje i zakłada ładunek, ostrzeża i pomaga przy montowaniu i demontowaniu świrdra i przenoszeniu części składowych.

Potrzebny czas na doniesienie świdra, zmontowanie, wywiercenie otworu do 1400 mm głębokości, założenie i odstrze-

lanie ładunku oraz zdemontowanie świdra, wynosi na podstawie przeprowadzonych prób od 12 do 15 minut.

Wydażność jednego urządzenia i podanej wyżej obsługi w ciągu 8-godzinnej dnia pracy wynosi (przyjmując do obliczenia czas 15 minut) około 32 otworów minowych do 1400 mm głębokości w wodzie od 1,0 do 1,25 m głębokiej lub około 40 otworów do 2200 mm głębokich w gruncie wodonośnym.

Wymagane usprzętowanie dla jednego świdra i jednej brygady stanowią:

1 kompletny opisany wyżej świder, łącznie z dwoma przedłużaczami na uchwyt,

1 ręczny lewarek wahadłowy,

4 pary długich butów gumowych albo 4 pary ubrań rybackich

ewentualnie jeden lekki trójnóg przestawny.

*

Analizując efekty i koszty pracy pomiędzy dotychczas stosowanym a projektowanym sposobem, wynika, że:

1) Przy dotychczas stosowanym sposobie —

a) zatrudnia się średnio 30 robotników,

b) na 1 otwór — ładunek zużywa się około 12 kg materiału wybuchowego,

c) dla operowania sprzętem wykonuje się klatki rusztowaniowe i pomosty drewniane, przy czym — jak wspomniano — część materiałów drzewnych pozostaje po rozbiórce w wodzie,

d) wydajność jednego urządzenia i 30 zatrudnionych przy tej pracy robotników w 8-godzinnej dniu pracy wynosi 15 otworów minerskich, a zatem 0,5 otworu dziennie na 1 robotnika lub 16 godzin pracy 1 robotnika na 1 otwór-ładunek.

2. Przy projektowanym sposobie —

a) zatrudnia się tylko 5 robotników,

b) na 1 otwór-ładunek powinno używać się na podstawie obliczeń i doświadczeń dla w. w. warunków maksimum 7 kg materiału wybuchowego,

c) operowanie sprzętem nie wymaga żadnych rusztowań lub innych urządzeń pomocniczych, bez względu na szerokość koryta rzeki lub terenu,

d) wydajność jednego projektowanego urządzenia i 5 zatrudnionych przy tej pracy robotników w 8-godzinnej dniu pracy równa się (biorąc za podstawę wyniki przeprowadzonych prób oraz maksymalny czas 15 minut) 15 minut dla jednej całkowitej operacji, co daje

$$32 \text{ otwory-ładunki dziennie, a zatem } \frac{32}{5} = 6,4 \text{ o-}$$

$$\text{tworów-ładunków dziennie na 1 robotnika lub } \frac{60 \cdot 8}{6,4} =$$

$$= 75 \text{ minut pracy 1 robotnika na 1 otwór-ładunek.}$$

Z powyższego wynika, że przy stosowaniu projektowanego sposobu uzyskać można oszczędności: a) w robociźnie około 1280%, b) w materiale około 41,6%.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

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

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA REDAKTOR TECHNICZNY — MIECZYSLAW GAJCY

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

NOT — Naczelna Organizacja Techniczna — Warszawa. Nakład 2800 egz. Ark. druk. 5. Papier druk. sat. kl. V, 60 g, 86×122/16. Oddano do skład. 27.3.54. Podp. do druku 15.5.54. Druk ukończ. 22.5.54. Druk. im. Rewolucji Październikowej, W-wa. Zam. 399c/54. 5-B-15626.

K O M U N I K A T

Zarząd Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych PRL podaje do wiadomości, że w dniach 4, 5 i 6 czerwca 1954 r. organizuje w Białymstoku IV Zjazd Naukowo-Techniczny pod hasłem:

„ZADANIA MELIORACJI W REALIZACJI UCHWAŁ II ZJAZDU PZPR“

Celem zjazdu będzie mobilizacja sił i środków naukowych oraz technicznych dla wykonania i przyspieszenia zadań melioracyjnych, związanych z szybkim podniesieniem produkcji rolnej stopy życiowej mas pracujących Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej.

W czasie zjazdu będą wygłoszone i przedyskutowane następujące zagadnienia:

„Zadania i kierunki melioracji na tle Uchwał II Zjazdu PZPR“ — mgr inż. Z. Kisielewski.

„Sposoby wykorzystania istniejących rezerw w melioracjach i zwiększenia efektów robót dla podniesienia produkcji rolnej“ — mgr inż. K. Majewski.

Koreferat — mgr inż. J. Kwapiszewski.

„Analiza dotychczasowych osiągnięć prac naukowo-badawczych i sposoby przyspieszenia opracowania wyników

tych badań, ze szczególnym uwzględnieniem możliwości przekazywania ich praktyce oraz metod ich rozpowszechniania“ — prof. J. Ostrómecki, dr Z. Sochoń.

Koreferat — mgr inż. K. Matul.

„Białostoczczyzna, jako jedna z większych baz paszowych w Polsce“ — inż. St. Hertel.

W związku z ostatnim referatem przewidziany jest wyjazd w teren dla zapoznania się bezpośrednio z wykonanymi robotami wodno-melioracyjnymi i ich efektami.

Zjazd zakończy się podsumowaniem dyskusji i rezolucją, która wytyczy zasadniczą linię działania na najbliższy okres dla aktywu melioracyjnego, celem szybkiego zrealizowania поставionych przez Partię i Rząd zadań na naszym odcinku gospodarki narodowej.

Zarząd Główny SNITWM prosi zainteresowane instytucje o zgłaszanie zamówień na teczki z materiałami pokonferencyjnymi pod adresem:

Stowarzyszenie Naukowo-Techniczne Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, Warszawa, ul. Czackiego 3/5.

Przegląd Techniczny

Przegląd Techniczny — organ główny Naczelnej Organizacji Technicznej. Nr 5/54 zawiera następujące artykuły:

- Po raz dziesiąty święcimy 1 Maja w Polsce Ludowej.
- Na wspólnej drodze — inż. D. Gajewski.
- Podstawy ekonomicznego wykorzystania energii w zakładach przemysłowych — W. Callenberg.
- Jasny cement żuźlowy — mgr E. Górecki.
- Nowa metoda tłumienia drgań przy toczeniu — W. K.
- Pierwsza ogólnokrajowa narada normalizatorów — mgr J. Zienkiewicz.
- O dalszy rozwój prac w dziedzinie słownictwa technicznego — inż. J. Switkowski.
- O tworzeniu nazw technicznych — prof. W. Fabierkiewicz.

- Plan wydawniczy PWT na rok 1954 — inż. H. Chmielewski.
- Plan wydawniczy PP „Wydawnictwa Komunikacyjne“ na rok 1954 — mgr S. Nawrocki.
- Ważniejsze pozycje planu wydawniczego Państwowych Wydawnictw Naukowych w dziedzinie książek technicznych na rok 1954 — inż. S. Benigen.
- Z działalności wydawniczej Państwowego Wydawnictwa Rolniczego i Leśnego — inż. W. Burzyński.
- Nowiny techniczne z prasy zagranicznej. Sprawy organizacyjne NOT i stowarzyszeń. Krytyka i bibliografia. Biuletyn CIDNT. Przegląd Dokumentacyjny Zagadnień Dokumentacji. Przegląd Dokumentacyjny Metrologii. Krynika.

Cena zł 8.—

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

- BADER J.: Odgromniki zaworowe. Konstrukcja, eksploatacja, próby. S. 88, zł 6,20
- BLOM A. V.: Organiczne powłoki ochronne. Teoria i praktyka. Tłum. z ang. A. Szuchnik. S. 199, zł 23.50 (w oprawie)
- CHRZANOWSKI S.: Wiadomości z budownictwa dla oficerów i podoficerów straży pożarnych. S. 168, zł 10.50
- DZIKOWSKI A.: Bezpieczeństwo i higiena pracy w rzemiośle brązowniczym, galwanizerskim i odlewniczym. S. 64, zł 4.—
- Izolacje cieplne. Poradnik izolatora. Praca zbiorowa. Tłum. z ros. W. Kulikowski. S. 440, zł 42.50 (w oprawie)
- JABŁONSKI M., SAPAŁA C.: Próby przemysłowe transformatorów. S. 154, zł 11.30
- KOMAROW A. M., ŁUKNICKI W. W.: Poradnik dla energetyków. Zagadnienia cieplne i obsługa elektrosiłowni. Tłum. z ros. W. Czaplicki, S. Hahn i A. Neyman. S. 520, zł 38.50 (w oprawie)
- LEWCZENKO J. P.: Planowanie miast. Wskazówki techniczno-ekonomiczne. Tłum. z ros. I. Pannenkowa. S. 113, zł 7.10
- NECHAY J.: Betonowanie. Seria „Będę fachowcem”. S. 55, zł 3.—
- NECHAY J.: Deskowanie i zbrojenie. Podstawowe wiadomości dla betoniarza. Seria „Będę fachowcem”. S. 56, zł 3.20
- PIETRZYK T.: Racjonalizatorstwo w mojej pracy zawodowej. S. 28, zł 1.—
- Podstawy szklarstwa. Praca zbiorowa. Tom I. S. 468, zł 32.— (w oprawie)
- PRZESTĘPSKI W.: Ciepłaki. Konstrukcja i zastosowanie do robót budowlanych. S. 119, zł 12.60
- PIYSZKOWSKI L.: Instalacje elektryczne przewodem kablowym. S. 43, zł 3.—
- RODDATIS K. F., RUBINOW J. S.: Modernizacja kotłów parowych małej wydajności. S. 115, zł 19.40
- RUSZCZYŃSKA T., SŁAWSKA A.: Poznań. S. 195, zł 21.—
- SCHNEIDER E.: Winidur. Własności, obróbka zastosowanie. S. 54, zł 4.50
- TROSKOLANSKI J.: Matematyka w zarysie. Wyd. 2 poprawione i uzupełnione. S. 380, zł 28.40
- Urządzenia sportowe. Wytyczne do projektowania. Praca zbiorowa. S. 267, zł 34.— (w oprawie)
- WOŁKOWINSKI K.: Uziemienia w urządzeniach elektroenergetycznych. S. 132, zł 9.70

Do nabycia w księgarniach technicznych **DOMU KSIĄŻKI** i u kolporterów zakładowych