

BIBLIOTEKA
Państwowej Wyższej Szkoły Pedagogicznej
w Warszawie

GOSPO DARKA WODNA



Nr 8
1954

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

<i>Inż. Jan Kwapiszewski</i> — Sposoby wykorzystania istniejących rezerw w melioracjach i zwiększenie efektów robót, dla podniesienia produkcji rolnej	297
<i>Inż. Donat Dejas</i> — Planowanie melioracyjne w Niemieckiej Republice Demokratycznej	299

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Inż. Stefan Czernik</i> — Kilka uwag w sprawie regulacji ujścia Wisły	303
<i>Prof. dr inż. Jerzy Ostromęcki</i> — Uwagi w sprawie ciężaru objętościowego torfów	309
<i>Inż. Julian Wężyk</i> — Nowy typ deszczomierza sygnalizującego	313
<i>Inż. Czesław Bielenia</i> — Badania gruntoznawcze dla projektu zapory ziemnej względnie obwałowania	314

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Inż. Jerzy Ostrowski</i> — Zastąpienie drewnianej ścianki szczelnej dla zapobieżenia filtracji „prozkami” betonowymi	317
<i>Inż. Felicja Witulska</i> — Taran wodny	319

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

<i>Inż. Kazimierz Siemaszkiewicz</i> — Udoskonalenia techniczne i usprawnienia w dziale wodnych melioracji	322
--	-----

PRZEGLĄD WYDAWNICTW	324
-------------------------------	-----

LISTY DO REDAKCJI	334
-----------------------------	-----

СОДЕРЖАНИЕ

- Способы использования существующих резервов в мелиорациях и увеличения эффективности работ для повышения сельскохозяйственной продукции,
- Планирование мелиорации в Немецкой Демократической Республике,
- Несколько замечаний по вопросу регуляции устья реки Вислы,
- Замечания по вопросу удельного веса торфа,
- Почвенные исследования к проекту земляной плотины,
- Новый тип сигнализационного дождемера,
- Замена деревянной шпунтовой стены бетонными „порожками” для предотвращения фильтрации,
- Водный таран,
- Технические усовершенствования,
- Обзор печати,
- Письма в Редакцию.

SOMMAIRE

- Modes d'utilisation des reserves existantes en hydraulique agricole et modes d'agrandissement des resultats des travaux pour l'enlevement de la production agricole
- Tracement des plans d'hydraulique agricole en Allemagne de l'Est
- Quelques remarques sur le problème de la regularisation de l'embouchement de la Vistule
- Remarques sur le poids spécifique des tourbes
- Nouveau type du pluviomètre signalisateur
- Etudes du sol pour le projet d'un barrage en terre
- Remplacement de la palplanche en bois par les „seuils” en beton pour éviter la filtration
- Bélier hydraulique
- Perfectionnements techniques
- Revue des publications
- Lettres à la Rédaction

CONTENTS

- Way of utilisation of existing water amelioration reserves in agriculture and increase of work results for improvement of agricultural production
- Water amelioration planning in East Germany
- Some remarks in the matter of regulation of the river Vistula estuary
- Remarks on the specific weight of peats
- New type of a signalor rain-gauge
- Soil studies and researches for a scheme of an earth dam
- Exchange of wooden sheet piles by concrete „homes” for evitation the water filtration
- Hydraulic battering ram
- Technical improvements
- Review of publications
- Letters to the Editor

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

INŻ. JAN KWAPISZEWSKI

Sposoby wykorzystania istniejących rezerw w melioracjach i zwiększenia efektów robót, dla podniesienia produkcji rolnej¹⁾

W ramach krótkiego referatu trudno ująć tak szerokie zagadnienie, jakim jest wykorzystanie istniejących rezerw i możliwości dla zwiększenia efektów robót melioracyjnych. Kol. inż. K. Majewski wywiązał się z tego zadania dobrze, wskazując cały szereg możliwości usprawnienia naszej pracy, podniesienia jakości oraz zwiększenia ilości robót. Tym cenniejsze są wypowiedzi i wnioski, że padły z ust przedstawiciela Centralnego Zarządu Wodnych Melioracji. Możemy mieć nadzieję, że poruszone tu zagadnienia i jasno postawione wnioski zostaną urealnione w najbliższym czasie. Niemniej ze swej strony, reprezentując głos terenu, chciałbym dodać kilka uwag i podkreślić zagadnienia najbardziej ważne.

Na wstępie należałoby przeanalizować przyczyny uchybień w robotach wykonawczych, które prelegent skrytykował. Wina często ponosi tu inwestor, oddając do wykonania dokumentację, w której nie przewidziano niezbędnych robót, a w miarę zgłaszanych uzupełnień — nie uaktualniono jej. Poza tym przyczyną naruszenia zasad technicznych jest głównie brak dostatecznej ilości praktycznie wyszkolonych kadr oraz środków lokomocji dla personelu nadzorującego. Młode siły techniczne, najczęściej o słabym przygotowaniu teoretycznym, prowadząc samodzielnie roboty nieraz popełniają błąd, spóźniona kontrola wytknie to, udzielając wskazówek, ale wykonana fuszerkę trudno czasem bez większych kosztów naprawić. Należy zatem zwrócić baczniejszą uwagę na dobór kandydatów w szkołach technicznych. Za mało wysiłku wkłada szkoła w odpowiednie przygotowanie tak techniczne, jak i ogólnokształcące, poza tym nie odczuwa się wkładu pracy nad wychowaniem i uświadomieniem politycznym uczniów. Najczęściej przychodzi kandydaci z wyolbrzymionymi wymaganiami, traktując nakaz pracy jako karę lub przymus, nie zdając sobie sprawy, że jest to wyróżnienie podyktowane troską o zabezpieczenie pracy w swoim zawodzie. Aby zwerbować odpowiednią ilość kandydatów objęciu się im „złote góry” i w rezultacie stwarza się malkontentów bez zapuła do pracy, wiecznie biadających, że są niedocenieni. Do szkół dla młodszych nadzorców i nadzorców powinno się przyjmować tylko tych kandydatów, którzy wykazali się uprzednio pracą w melioracji i rokiem nadzieje, że po wyszkoleniu będą pełnowartościowymi pracownikami. Dobrze, sprawnie i ekonomicznie może być wykonana robotą wówczas, gdy zagrają wszystkie elementy składające się na całość.

Dotychczasowy podział na rodzaje robót: 1) regulacje rzek, 2) renowacje regulacji, 3) renowacje rowów na gruntach ornych, 4) rowy nowe na gruntach ornych, 5) rowy nowe na łakach, 6) renowacje rowów na łakach, 7) renowacje drenowania, 8) drenowanie nowe, 9) drenowanie krecie na gruntach ornych, 10) drenowanie krecie na łakach, 11) akcja nawodnienia na gruntach ornych, 12) akcja nawodnienia na łakach, 13) renowacje budownictwa obsługi wodno-melioracyjnej, 14) budownictwo obsługi melioracyjnej, 15) zagospodarowanie — pełna uprawa, 16) podsej, 17) nawożenie, 18) stawy rybne, renowacje, 19) stawy rybne nowe, 20) zbiorniki i inne — jest tak skomplikowany, że chcąc się zorientować, jaki

limit i jaki rozmiar robót jest na danym obiekcie, trzeba przeznaczyć we wszystkich rodzajach robót cały plan, a potem sumować poszczególne rodzaje robót. Trudno się zorientować również, gdzie daną robotę zakwalifikować, np. zastawkę — do rowów nowych, czy do akcji nawodnienia, czy też do renowacji. Takie nieporozumienia, które stwarzają formalny zamęt w rachunkowości, niesłychanie komplikują gospodarkę materiałową. Można by tu przytoczyć jeszcze bardzo wiele przykładów, które wyraźnie wskazują, że na tym odcinku jest źle. Skasowanie podziału na rodzaje robót, a wprowadzenie do planu obiektu z wyszczególnieniem rozmiaru rzeczowego przyniesie wielkie usprawnienie: pozwoli to na uproszczenie finansowania, fakturowania, da możliwość scalenia całego szeregu czynności na budowie, odciąży zaopatrzenie materiałowe, pozwoli na przejrzyste sprecyzowanie planów, ułatwi kontrolę, a co najważniejsze, spowoduje zwiększenie powierzchni oddawanych do produkcji i całkowicie wykonanych. Nie chodzi nam przecież o kilometry rowów, ale o hektary, które przynoszą zwiększone plony.

Nikt tego chyba nie neguje, że plany powinny wypływać z potrzeb terenu. Tam będziemy wykonywać melioracje i oddawać zmeliorowane tereny do użytku, gdzie jest gwarancja, że będą one zagospodarowane, należycie eksploatowane i pielęgnowane, a rolnik weźmie czynny udział na wszystkich etapach wykonania. Zdrowa incjatywa terenu, skierowana odpowiednio przez służbę wodno-melioracyjną, należyte uświadomienie i wyszkolenie zainteresowanych, przy wzajemnej współpracy sporządzona dokumentacja, uwzględniająca wnikliwe potrzeby terenu i wspólnie ustalony plan realizacji zamierzeń, są to podstawy do rozpoczęcia robót. Po takim przygotowaniu możemy mieć pewność, że zaplanowane roboty zostaną wykonane z nadwyżką, a osiągnięte wyniki przekroczą najśmielsze oczekiwania. Rolnicy będą się starali wszystkimi siłami przyspieszać realizację „swoich własnych” planów, czując wielką wdzięczność dla Państwa Ludowego za wydatną pomoc.

Znacznym utrudnieniem jest niewłaściwe ustawienie planów operatywnych. Plany te, wobec zbyt wczesnych terminów sporządzania, nie mają odpowiedniego powiązania z przebiegiem wykonania i są powodem nieraz poważnych niedociągnięć w wykonawstwie robót. Plany operatywne na następny kwartał powinny być sporządzone w okresie od 5 do 20 każdego ostatniego miesiąca poprzedniego kwartału.

Roboty melioracyjne, zależne od kaprysów pogody, stanu wód gruntowych w recypientach, hamowane przez pilne prace polowe, które rozpoczynają się w zmiennych okresach, powinny mieć terminy sporządzania planów przystosowane do specyficznych warunków pracy. Odpowiednio do możliwości terenowych ustalony plan operatywny będzie czynnym mobilizującym, usprawniającym roboty, a nie tak, jak to ma obecnie miejsce. Zbyt wcześnie sporządzony plan przestaje być aktualny już na początku kwartału, a wobec konieczności terminowej realizacji robót wzrastają niepotrzebnie koszty, zaś jakość robót obniża się.

Przechodząc do zagadnienia dokumentacji, trzeba stwierdzić, że brak jej w odpowiednim czasie powoduje olbrzymie perturbacje. Słuszny jest wniosek odciążenia Biur Projektów

¹⁾ Koreferat wygłoszony na IV Zjeździe Naukowo-Technicznym Stow. Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w Białymstoku (4-5-6.VI.1954 r.). Porówn. referat inż. K. Majewskiego w nr 6/54.

wych od wykonywania dokumentacji „na skład”. Na podstawie projektów wstępnych, ujmujących generalne rozwiązanie całego kompleksu, trzeba wykonywać projekty szczegółowe, przewidziane do wykonania w ciągu 1—2 lat.

Komisje kołaudacyjne wspólnie z zainteresowanymi powinny stawiać wnioski dotyczące kolejności realizacji robót w obiekcie, tak jednak pomyślane, ażeby odławać w każdym roku całkowicie gotowe do produkcji powierzchnie.

Należałoby poddać krytycznej ocenie dotychczasowe podstawy projektowania. Tam, gdzie parowanie terenowe po zagospodarowaniu przewyższy opady i bilans będzie kształtował się ujemnie, odwodnienie można stosować mniej intensywnie. W tych przypadkach trzeba ułatwić wsiąkanie opadów do podglebia. Najwyższy czas zarzucić stosowaną dotychczas gęstą sieć rowów, przechodząc na nieco głębsze, o rozstawie 250—400 m, uzupełniając odwodnienie w miarę potrzeby bruzdami, ułatwiającymi spływ powierzchniowy lub drenażem rurkowym, krecim, szczelinowym itp. Nawodnienie zalewowe stosować możliwie płytkie w okresie wiosennym, celem wykorzystania nawożącego działania wód i dla zmagazynowania w glebie wilgoci, natomiast w innych okresach — do walki ze szkodnikami i ewentualnymi pożarami torfów. W okresie wegetacyjnym w miarę możliwości stosować nawodnienie krecie stokowe lub bruzdowe (nasiąkowe). Nawodnienie przy zastosowaniu płytych kanalików krecich, jako najbardziej operatywne i niemal w 100% wykorzystujące wodę, należałoby stosować na gruntach torfowych zwiezłych i średniozwiezłych.

W ten sposób pomyślane melioracje dadzą dużą oszczędność w wykonawstwie, umożliwią mechanizację upraw, zbiorów i pielęgnację, a oszczędna i skuteczna gospodarka wodą da możliwość obsłużenia większych powierzchni. Niżej utrzymywane w okresie wegetacji poziomy wód gruntowych stworzą dogodny warunki dla rozwoju roślinności korzeniowej się w różnych poziomach. Dzięki temu uzyska się bardziej różnorodną szatę roślinną o większej masie, przy jednoczesnym zmniejszeniu parowania z powierzchni gruntu.

Duże osiągnięcia można uzyskać w budowie obiektów stosowanych masowo. Nawet nieznaczne ulepszenia, powodujące obniżkę kosztów wykonania i podnoszące sprawność działania, w ogólnym bilansie przynoszą ogromne korzyści. Trzeba jak najspieszniej opracować typowe wzorcowe projekty tak pomyślane, ażeby można było wykonać je z prefabrykatów, stosując wibrowany beton (kwasoodporny). Mnichy, przepusty, wyloty, rury wlotowe z zasuwami, mostki, kładki, zastawki itp. są to obiekty, których wykonanie z prefabrykatów podniesie ich jakość, przyspieszy produkcję, poważnie obniżając koszty.

W wykonawstwie najbardziej palącą sprawą jest uregulowanie świadczeń szarwarkowych (udział zainteresowanych), obecnie w każdym roku traci się bardzo poważne środki, których np. wartość w woj. lubelskim wynosiła ok. 4 mln. zł. Opóźniony wymiar, brak w wielu przypadkach indywidualnych wezwań bez wskazania terminu i miejsca do odrobienia, bezkarność dla uchylających się od wykonania, ponieważ egzekwowanie zaległych świadczeń prawie nie istnieje, samowola prezydentów gminnych rad narodowych i nieporządku przy skwitowaniach — wszystko to powoduje coraz mniejsze wykorzystanie świadczeń. Na tym odcinku powinien zapanować wreszcie ład i porządek, ponieważ tolerowanie takiego stanu rzeczy nie powinno mieć miejsca.

Niemniej ważnym zagadnieniem jest odpowiednie ustosunkowanie się do robotników, postawienie tej sprawy na właściwiej płaszczyźnie. Z uwagi na zadania jakie stoją przed nami, należy stworzyć doborowe kadry fachowców melioracyjnych z uprawnieniami robotników stałych. Ze względu na wędrowny charakter pracy trzeba otoczyć ich szczególną opieką, zabezpieczyć żywienie, odzież ochronną, pomieszczenie, zająć się szkoleniem fachowym i ogólnym, udostępnić kulturalne rozrywki. Przyzwyczajeni do sezonowości i prymitywu, większość robót wykonywali rolnicy, którzy posiadając gospodarstwa, robili melioracje jako dodatkową pracę. Nie rezygnując w dalszym ciągu z tego elementu, musimy obecnie na skutek mechanizacji prac zwiększonego budownictwa wodnego i większej precyzji wykonania, wychować specjalne kadry wędrownych specjalistów i zorganizować im odpowiednio życie. Jeśli zaspokoimy w zorganizowany sposób potrzeby zmniejszając koszt utrzymania, wówczas robotnik nie będzie zmuszony żądać wygórowanej zapłaty, nie znajdując uzasad-

nienia w cennikach. Normalne, zdrowe żywienie, wypoczynek, zakwaterowanie w pobliżu miejsca pracy stworzą odpowiednie warunki dla osiągnięcia właściwej wydajności robotnika. W takich warunkach można rozwinąć współzawodnictwo, wiążąc robotnika bliżej z zakładem pracy poprzez szkolenie i uświadczenie, i osiągać coraz lepsze wyniki.

Na szczególne podkreślenie zasługuje mechanizacja robót melioracyjnych. Jeszcze wiele czynności wymaga zmechanizowania, które obniży koszty wykonania i kołosalnie przyspieszy realizację robót. Jednak mechanizacja bez odpowiednio wyszkolonych operatorów, zorganizowania zaplecza warsztatów remontowych, baz sprzętu i części zamiennych, pogotowia technicznego i odpowiednio dobranych i uzupełniających się zespołów maszyn nie da spodziewanych wyników. Maszyna bez obsługi fachowej, rzucona jako jednostka na odległą robotę, bez współdziałających z nią innych maszyn, jest z reguły niewydajna, a co za tym idzie — mało opłacalna. Najczęściej zamiast usprawnienia przysparza tylko kłopotów, zniechęcając kierownictwo budowy do mechanizacji i nowatorstwa. Notujemy wiele przypadków, gdzie maszyna na skutek drobnej awarii miała kilkutygodniowe przestoje lub po paru dniach niewłaściwej eksploatacji została unieruchomiona na cały sezon. Bywa też i tak, że kierownictwo budowy przez nieumiejętne posługiwanie się maszyną osiąga tak małą wydajność, że praca mechaniczna wypada drożej niż ręczna.

Ażeby uzyskać pełne wykorzystanie maszyn, należy łączyć współdziałające ze sobą jednostki tworząc zespoły, które, po obsłużeniu jednego obiektu, przesuwają się na następne. W takim układzie wystarcza wspólny nadzór, jest możliwość szybkiej likwidacji awarii, łatwiejszego i ekonomiczniejszego zaopatrzenia w materiały pędne i pełniejszego wykorzystania sprzętu. Na przykład wydajność dwóch współdziałających ze sobą koparek wieloczerpakowych na szynach wzrasta o 40% w sezonie. Połączenie maszyn i narzędzi do mechanicznej uprawy łąk zwiększa wydajność, polepsza jakość robót ze względu na wnikliwszy dozór i obsługę fachową oraz obniża koszty eksploatacji.

Na podstawie dotychczasowej praktyki i osiągnięć wypływa wniosek, że można podnieść wydajność posiadanego parku maszynowego, stosując odpowiednie rozstawienie, szybkość i sprawną likwidację awarii, wnikliwą i bardziej częstą kontrolę oraz dobre zaopatrzenie.

W obecnej fazie posiadamy jeszcze ogromne braki w umaszynowaniu i powinniśmy dążyć do powiększenia stanu posiadania. Najpilniejsze uzupełnienia sprzętu są następujące:

- uruchomienie pogotowia technicznego, zmontowanego w przyczepnym wozie i wyposażonego w kuźnię, aparat do spawania, wiertarkę, tokarkę, szlifierkę, komplet narzędzi ślusarskich;
- uruchomienie na przyczepie przewoźnego warsztatu do obróbki drzewa, wyposażonego w motor napędowy, cyrkularkę, dłubarkę, frezarkę, pilę taśmową i mechaniczną do cięcia poprzecznego. Zadaniem ruchomego warsztatu byłoby: zmechanizowany wyrób kołków, szpuntowanie pali, ściąganie szczelnej, łubanie otworów, czopowanie itp.;
- zaopatrzenie większych rejonowych kierownictw i samodzielnych warsztatów w samochodowe dźwigi — podnośniki do ładowania ciężarów, materiałów, maszyn, układania na budowie prefabrykatów (mnichy, przepusty itp.). Do tych robót najczęściej odrywa się od pracy fachowców, a nieraz z braku robotników są przestoje, powodujące słabe wykorzystanie środków transportowych;
- zaopatrzenie betoniarni rejonowych kierownictw w stoly wibracyjne oraz wibratory, które mogłyby być wykorzystywane na budowach;
- zastosowanie do robót lekkich, przewoźnych, szybkoieżnych katarów wibracyjno-udarowych, zastępując przestarzały system bicia pali katarami udarowymi, których wydajność jest mała, ponieważ zużywają wiele czasu na ustawianie i przesuwanie ciężkiej konstrukcji;
- zastosowanie w większej ilości pługów do kopania mniejszych rowów, pługów do formowania groblek piętrzących wodę, koparek wąskoprzestrzennych na gąsienicach i frezarek do wykonywania kinet osuszających, rowków drenarskich i nawodniających oraz drenowania szczelinowego;

- zastosowanie spycharek do kopania większych kanałów i donośników, wyrównywania powierzchni pod zagospodarowanie, zgarniarek do zawożenia ziemią starych koryt, dołów i nierówności, przy transporcie ziemi ponad 50 m;
- zastosowanie maszyn do plantowania ziemi systemem rozrzutowym;
- zastosowanie maszyn do konserwacji rzek, rowów i urządzeń nawodniających.

Aczkolwiek nasza mechanizacja stawia pierwsze kroki, ma wszelkie dane, ażeby rozwinąć się szybko, rugując łopate i taczki, wyzwalaając człowieka z niezmiernie ciężkiej i mało produkcyjnej pracy ręcznej, jaką są roboty ziemne.

Trzeba koniecznie rozszerzyć działalność warsztatów remontowych, zaopatrzyć je w odpowiednią ilość maszyn i materiałów, ażeby nadążały za obsługą wzrastającego parku maszynowego.

Trzeba zobowiązać przemysł do produkcji maszyn, wzorując się na osiągnięciach Związku Radzieckiego, który wykonał wiele maszyn dla mechanizacji robót melioracyjnych.

Z wykonawstwem łączy się system premiowania. Należałoby wprowadzić takie zmiany, ażeby oprócz elementów terminowości i oszczędności, wprowadzić do premiowania momenty jakości i ilości wykonanych robót. Przy obecnym systemie premiowania każdy z wykonawców stara się ograniczyć swój przerób do minimum, ponieważ mniejszą ilość robót łatwiej może wykonać i tym samym przekroczyć plan.

Specjalną uwagę należy poświęcić eksploatacji i konserwacji wykonanych urządzeń melioracyjnych. Wyodrębnienie pionu eksploatacji i konserwacji jest już dziś kwestią nie cierpiącą zwłoki. Racjonalne gospodarowanie tak cennymi surowcami jak woda, nawozy, troska o utrzymanie plonowania na odpowiednim poziomie, wymaga dużej pieczołowitości i znajomości rzeczy. Powinna być zorganizowana służba eksploatacyjna, w skład której wejdą fachowcy, specjaliści od nawożenia, łakarstwa i melioracji, ażeby obsłużyć zwiększające się z roku na rok oddawane do produkcji tereny. Aparaty sygnalizacyjne powinny dawać znać o potrzebie nawodnienia, badania laboratoryjne określać dawki nawożenia, studia ekologiczne ustalać potrzeby wilgotnościowe i zespoły roślinne, ponieważ od właściwego postawienia tych spraw zależy w ogromnej mierze plonowanie.

W ramach konserwacji powinny być wykonywane w uzgodnieniu z zainteresowanymi: przejazdy, mostki, przepusty, kładki, przepędy, wodopoje, pastwiska kwaterowe, ogrodzenia, zbiorniki przeciwpożarowe i inne urządzenia użyteczności publicznej, ponieważ brak budowl jest najczęściej powodem niszczenia urządzeń melioracyjnych.

Reasumując, należałoby wysunąć następujące wnioski uzupełniające referat inż. K. Majewskiego:

- przeprowadzać bardziej wnikliwą selekcję kandydatów do szkół technicznych; na kursy dla nadzorców i młodszych techników przyjmować kandydatów kierowanych przez rejonowe kierownictwa przynajmniej po rocznej pracy;
- przystosować do specyfiki robót wodno-melioracyjnych terminy składania planów operatywnych;
- zrewidować dotychczasowe podstawy projektowania;
- budowle stosowane masowo wykonywać z prefabrykatów wg typowych projektów, używając beton wibrowany;
- spowodować pełną i terminową realizację szarwarku;
- zorganizować kadry wykwalifikowanych robotników-specjalistów, traktując ich jako stałych, otoczyć należyłą opieką;
- celem lepszego wykorzystania posiadanych maszyn, łączyć je w zespoły;
- wprowadzić do wykonawstwa robót melioracyjnych szerszy asortyment maszyn i dążyć do umaszynowania przez uruchomienie własnej produkcji i zwiększenie importu;
- rozszerzyć sieć i działalność warsztatów remontowych, zaopatrując je w maszyny, części zamienne i materiały;
- w systemie premiowania wprowadzić premie za jakość i ilość wykonywanych robót; proponowane przez referenta uzależnienie premii od wzrostu produkcji rolnej byłoby dość trudne do przeprowadzenia, ponieważ zbyt długi okres czasu dzieli wykonanie poszczególnych robót od pełnego efektu rolniczego;
- uzupełnić wykonane melioracje urządzeniami użyteczności publicznej;
- zapewnić odpowiednie środki lokomocji dla rejonowych kierownictw, większych budów i służby liniowej.

INŻ. DONAT DEJAS

Planowanie melioracyjne w Niemieckiej Republice Demokratycznej

Rola melioracji w rozwoju rolnictwa

Melioracje rolne są technicznym środkiem prowadzącym do zwiększenia zdolności produkcyjnej gleb oraz łatwiejszego zagospodarowania. W ramach ich mieszczą się: ochrona przed powodzią, odwodnienie, nawodnienie, zagospodarowanie kompleksów torfowych i nieużytków, zużytkowanie wód ściekowych, budowa dróg polnych, zakładanie pasów ochronnych, sztuczne przekształcanie terenu oraz niektóre zabiegi rolnicze.

Uprawa gleby oraz nawożenie, jako czysto rolnicze środki zagospodarowania o przejściowym działaniu, nie mieszczą się w całości w ramach robót melioracyjnych. Jednak w przypadku rolniczego wykorzystania torfowisk i nieużytków, gdzie prace melioracyjne odgrywają dominującą rolę, rolnicze zabiegi melioracyjne wchodzą w zakres tych prac.

W NRD powstał wielki plan melioracyjny, który głównie przez odwodnienie i nawodnienie dużych obszarów przyczyni się do znacznego zwiększenia zbiorów. W ramach tego planu, który jest jednym z głównych ogniw planu pięcioletniego mieści się:

- podniesienie produktywności gleb na polach ornych przez drenowanie,
- zmeliorowanie użytków zielonych,
- odwodnienie i nawodnienie pastwisk oraz łąk, przy czym z łąk w okresie 1951—1955 przewiduje się zwiększenie zbiorów o 65%.

W czasie od roku 1951 do 1955 przewiduje się zmeliorowanie 340 000 ha gruntów uprawnych i poprawę warunków produkcji na 400 000 ha użytków zielonych, co w sumie daje 740 000 ha. Z tego odwodnienie obejmować będzie 660 000 ha, a do nawodnienia przeznacza się tylko 80 000 ha. Koszt tych robót obliczony jest na 300 milionów marek.

Rozpatrując związane z tymi pracami zagadnienie wody, hydrologzy NRD obliczyli, że realizacja tych planów na obszarze dorzecza Łaby aż po Darchau — co stanowi około 3/4 całego obszaru NRD — pociągnie za sobą znaczne zmniejszenie odpływu w Łabie. W półroczu letnim odpływ zmniejszy się o 24,2 mm = 35,6%, a w niektórych miesiącach o 52%. W okresach posuchy, w których obniżenie to wystąpi jeszcze bardziej, pobór wody będzie zapewne niemożliwy. Aby temu zapobiec, należałoby wtedy uciec się do wybudowania budowli wodnych, co jednak zostałoby połączone z poważnymi kosztami.

Kolejność ustalenia planu melioracji

W praktyce plan melioracyjny powinien rozwiązać następujące zadania:

- ustalić położenie i stan terenów wymagających zmeliorowania,
- ustalić hierarchie potrzeb i korzyści pomelioracyjnych,

- ustalić niezbędne obiekty techniczne łącznie z urządzeniami rolniczymi, które będą pracować po ukończeniu robót melioracyjnych,
- ustalić rozwój zagospodarowania gleb terenów zmeliorowanych wraz z przewidywanym podwyższeniem wydajności tych gleb,
- określić przewidywane koszty budowy, amortyzacji i utrzymania,
- orientacyjnie obliczyć dane dotyczące gospodarki wodnej oraz zaplanować dodatkowe budowle wodne (np. zapory wodne) dla melioracji,
- ustalić plan robót melioracyjnych co do czasu i zasięgu ich realizacji.

Systematyczne rozwiązywanie tych problemów rozpoczęto w NRD w roku 1950, a w roku 1951 Państwowa Komisja Planowania — Oddział Gospodarki Wodnej — przystąpiła do dokładnego opracowywania tych zagadnień.

Odwodnienie oraz ochrona przeciwpowodziowa

Obeone najważniejszą gałęzią melioracji w NRD jest odwodnienie. Wiele dotychczasowych prac na ten temat, a zwłaszcza Rieckego oraz badania naukowe Zunkera¹⁾ nie ujmują w wystarczającym stopniu zagadnienia odwodnienia i dlatego nie mogły one posłużyć jako motywy przewodnie przy planowaniu. Okazało się więc konieczne ustalenie miejscowych potrzeb przy odwodnieniu terenów NRD. Metodyka ustalania ich ogłoszona została w pracy zbiorowej pod redakcją Kallweita²⁾. Definiuje ona pojęcie nadmiernej wilgotności gleb jako czynnika wpływającego na zmniejszenie plonowania. Przyczynami nadmiernej wilgotności wg Zunkera są:

- niedostateczny odpływ,
- nieprzepuszczalne podglebie,
- grunt ciężki o dużej retencji,
- napływ obcych wód gruntowych,
- częste zalewy.

Na wiosnę i latem 1951 roku sporządzono mapy wszystkich obszarów NRD, które powinny być odwodnione, jak również tych terenów, które zostały już zmeliorowane i tych, których urządzenia odwodniające wymagają renowacji. Oprócz tych prac ustalono odpowiednie rodzaje budowli, przypuszczalne koszty związane z ich wykonaniem oraz przewidywaną wyższkę plonów. Na podstawie uzyskanych danych sporządzono jednolite mapy w skali 1 : 25 000, które z kolei naniesiono na mapę w skali 1 : 200 000 i 1 : 500 000. Wycinek takiej mapy przedstawia rys. 1. Mapy te posłużyły również do ustalenia korzyści jakie przypuszczalnie uzyska się po wykonaniu robót odwodniających.

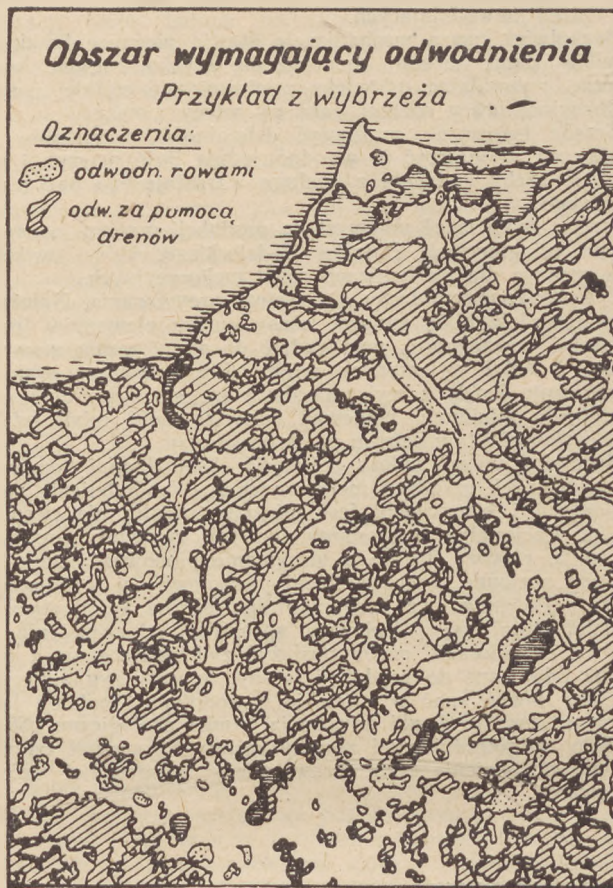
Zatrzymamy się teraz nad kwestią ekonomiczną melioracji. Teoretycy niemieccy przy ustalaniu korzyści pomelioracyjnych posługiwali się wzorem

$$W = \frac{E}{K}$$

gdzie: W — korzyści pomelioracyjne, E — przypuszczalne zwiększenie plonów po wykonaniu melioracji w q/ha wartości zbożowej, K — koszty roczne w liczbach stosunkowych w odniesieniu do drenowania, z uwzględnieniem kosztów związanych z jego działaniem, konserwacją oraz amortyzacją kapitału włożonego.

Korzystanie z cyfr wartości zbożowej według Wöerra³⁾ pozwala przeliczyć różne kultury uprawne i plodozmiany na jednolitą skalę ocen, niezależnie od istniejących stosunków rynkowych. Odpowiednio do tego koszty względne K dostarczają takiego układu, który jest dla dłuższego okresu czasu niezależny od wachlarza cen w budownictwie. Jeżeli

pomnożymy wartości E i K przez aktualne absolutne ceny produkcji oraz koszty odpowiadające cennikowi budowlanemu — obecnie wynoszą one w NRD 20 marek/q wartości zbożowej, a 70 marek odpowiada liczbie względnej $K = 1,0$ — otrzymamy wartości absolutne wyrażające nam korzyści pomelioracyjne W .



Rys. 1

Aby pokryć koszty związane z drenowaniem lub odpowiednio innym zabiegiem technicznym, polepszającym własności produkcyjne gleb, obliczono i ustalono, że współczynnik oprocentowania ich biorąc pod uwagę obecne ceny rynkowe w NRD, musi się równać zbiorom większym przynajmniej o 3,5 q/ha.

Odpowiednie badania przeprowadzono na wszystkich obszarach wymagających odwodnienia, a wyniki naniesiono na mapy, których przykład podaje rys. 2. Liczbowo wyniki te obrazuje tabl. 1. Z zestawienia tego jasno wynika olbrzymie znaczenie gospodarcze odwodnienia. Po dokładnym zbadaniu przypuszczalne dodatkowe zbiory wynosząco będą 17 milionów q wartości zbożowej, co odpowiada pełnemu wyżywieniu 1,5 miln. ludzi.

Do stosunkowo małych kosztów związanych z odwodnieniem dochodzą jeszcze koszty ochrony przeciwpowodziowej. Ochrona przeciwpowodziowa nie może być traktowana w oderwaniu od całości planowania melioracyjnego. Szkody wyrządzone powodzią oraz spadek zbiorów są w rolnictwie ważnym argumentem przemawiającym za koniecznością ochrony obszarów uprawnych przed wielką wodą. Planowanie ochrony przeciwpowodziowej powinno dążyć najpierw, tak jak i przy odwodnieniu, do ustalenia powierzchni obszarów nawiedzanych powodziami. Rys. 3 przedstawia część mapy terenów nad środkowym biegiem Łaby zalewanych przez wielką wodę i terenów ochraniających wałami przeciwpowodziowymi.

Dodać trzeba, że planowanie melioracyjne powinno mieć na względzie nie tylko problemy rolnicze, lecz równocześnie ochronę życia ludzkiego, osiedli, przemysłu oraz obiektów komunikacyjnych.

¹⁾ Grundsätzliches über die Ernährungsmöglichkeiten Deutschlands durch landwirtschaftliche und technische Massnahmen. Die Technik, 1948, zeszyt 6.

²⁾ Wasserwirtschaftliche Perspektivplanung, tom I, Berlin 1951.

³⁾ Mitteilungen für die Landwirtschaft, 1944, zeszyt 36.

nawodnienia dla wszystkich opłacalnych kultur oraz ulepszenie metod uprawy przez wprowadzenie roślin pierwszorzędowego znaczenia i międzyplonów oraz pełnego nawożenia, gospodarka rolna w NRD może osiągnąć znacznie wyższy poziom.

Nie ulega wątpliwości, że nawodnienie gleb lekkich i suchych, jak np. w środkowych Niemczech, daje rolnictwu dużo więcej korzyści, aniżeli nawodnianie gleb ciężkich i wilgotnych, np. terenów nadmorskich. Fakt ten musi być brany pod uwagę przy metodyce planowania.

Rozpatrując dotychczas wykonane prace teoretyczne o potrzebach nawodnienia, K a l w e i t stwierdza, że żadna z nich nie nadaje się do dostatecznego rozwiązania problemu nawodnienia.

W zasięgu idealnych izohiet wg Z u n k e r a⁵⁾ i F r e c k m a n n a, dla których W u s s o w⁶⁾, S c h r e i t e r i V o g e l⁷⁾ sporządzili mapy całego obszaru Niemiec, istnieje niebezpieczeństwo suszy. Nie wzięli oni jednak pod uwagę wpływu temperatury, która wg M i t s c h e r l i c h a i B a u m a n n a⁸⁾ posiada równie ważne znaczenie. Za pomocą czynnika klimatycznego, opadowego, wskaźnika suszy itd. ustalono zależności pomiędzy opadami, temperaturą i warunkami produkcji rolniczej. W zależnościach tych nie uwzględniono jednak tak ważnego czynnika jakim

Uwzględnienie wilgotności powietrza obok temperatury i wyrażenie ich za pomocą niedosytu wilgotności powietrza N umożliwia wyprowadzenie funkcji tych dwu wielkości i następnie zależności pomiędzy nią a plonami. Należałoby jeszcze uwzględnić wahania ilości zawartej wody w glebie. Zagadnienie tego nie można rozwiązać w zadowalającym stopniu, ponieważ brak odpowiednich danych obserwacyjnych.

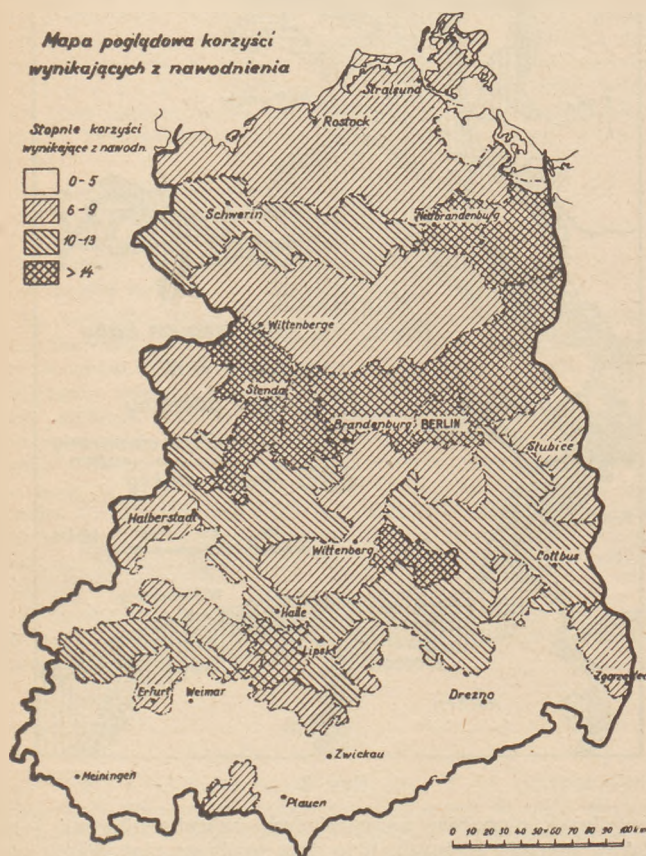
Do obliczenia potrzeb nawodnienia użyto za S c h i l d k n e c h t e m⁹⁾ tzw. quotientu HN w postaci

$$\frac{H}{N}$$

gdzie: H — opad, N — niedosyt wilgotności powietrza. S c h i l d k n e c h t, przy pomocy quotientu HN doszedł do wyników, na podstawie których mógł sądzić o potrzebach wodnych. Obliczenia jego odnoszą się do bardzo zróżnicowanych pod względem klimatu obszarów Ameryki. Ponieważ klimat niemiecki bardzo różni się od amerykańskiego, jest bowiem bardziej jednolity (monotonia klimatu), dlatego też uczeni niemieccy poszli inną drogą. Badali oni matematycznie korelatywną zależność pomiędzy statystycznie znalezionymi średnimi zbiorami różnych roślin w poszczególnych latach i quotientem HN z okresu wegetacyjnego na odpowiednich obszarach. Użytkali oni wyniki, które były jednak obarczone znacznymi niedokładnościami. Przeprowadzone obliczenia za pomocą równań korelat pokazały, że nie wystarcza uzależnić zbiory od średnich quotientów HN całego okresu wegetacyjnego poszczególnych lat, lecz brane muszą być pod uwagę ich wartości miesięczne. Krótsze okresy czasu aniżeli jeden miesiąc pozwalają na uzyskanie jeszcze dokładniejszych zależności, ale obliczenia okazują się wtedy bardzo żmudne. Obliczone wartości zależności pomiędzy zbiorami i quotientami HN dla okresu wegetacyjnego miesięcznego różnią się nieco od statystycznie znalezionych. I tak: przy ziemniakach różnica ta wynosi około 6%, przy owsie około 10% i przy sianie około 12%. Uzyskane wyniki potwierdzają słuszność tej metody.

T h r a n¹⁰⁾ uzyskał podobne, częściowo jeszcze dokładniejsze zależności pomiędzy opadami i temperaturą z jednej strony, a zbiorami z drugiej. Doświadczenia te przeprowadzał w Schleswig-Holstein.

Ponieważ działanie wiatru w niektórych miesiącach wegetacji odbija się niekorzystnie na parowaniu w okresie nawod-



Rys. 4

jest względna wilgotność powietrza. Nie można również ustalić tutaj zależności pomiędzy plonowaniem a potrzebami wodnymi związanymi z dodatkowym nawodnieniem.

TABLICA II

Prowincja	Obszar wymagający nawodnienia F w 1000 ha		Zapotrzebowanie wody w hm ³	
	w latach średnio-wilg.	w latach suchych	w latach średnio-wilg.	w latach suchych
Brandenburgia	638	823	395	1131
Meklenburgia	177	607	43	705
Saksonia	164	643	75	658
Saksonia - Anhalt	635	785	357	981
Turyngia	84	491	19	483
S u m a	1698	3349	889	3958

⁵⁾ Die Anwendung der Feldberechnung. Der Kulturtechniker 1925.

⁶⁾ Die Häufigkeit nasser u. dürre Sommermonate im mittleren Norddeutschland. Der Kulturtechniker, 1930 i 1931.

⁷⁾ Die Häufigkeit nasser und dürre Sommermonate in Sachsen. Der Kulturtechniker, 1935.

⁸⁾ Das Problem der ertragschädigenden Dürre und die physiologischen Grundlagen der Feldberechnung. Der Kulturtechniker, 1938.

⁹⁾ Die Bestimmung der Bewässerungsbedürftigkeit in der Landwirtschaft. Der Kulturtechniker 1932.

¹⁰⁾ Die Abhängigkeit der Ernte von dem Witterungsverlauf in Schleswig — Holstein. Annalen der Meteorologie, 1950 Beurteilung der landwirtschaftlichen Produktion mit Hilfe der Wetterertragsrechnung und andere Beiträge. Berichte des Deutschen Wetterdienstes in der US — Zone, Nr. 32, Bad Kissingen, 1952.

iania, dlatego należy użyć wtedy do nawodnienia dodatkowej ilości wody. Ilości tej, metodą *Thra* n a jako matematycznie niezupełnie udowodnioną, obliczyć nie dało się. Z porównania miesięcznych quotientów *HN* z roku największego zbioru i pozostałych lat oraz niskiego zbioru lat suchych, uczeni niemieccy otrzymali absolutne ilości wody potrzebnej do nawodnienia dla różnych kultur. Wyniki tych badań mogą być obecnie użyte tylko dla celów teoretycznych, chociaż przy dalszym ich rozwinięciu wykorzystane mogą być również w praktyce.

Podaną wyżej metodykę zastosowano przy badaniach dla całego terytorium NRD. Dane liczbowe tych badań podaje tabl. II. Widzimy, że obszar wymagający nawodnienia jest bardzo duży. W latach suchych obejmuje on prawie połowę wszystkich obszarów uprawnych. Gwałtowny wzrost zapotrzebowania wody do nawodnienia w tym okresie, które w latach

TABLICA III

Prowincja	Korzyści wynikające z nawodnienia			Średnia zwyżka pło- nów w 1000 t wartości zbożowej
	W średnie	F × W		
		wartości absolutne	%	
Brandenburgia	11,2	7700	40,5	1510
Meklenburgia	9,5	2700	14,2	690
Saksonia	4,0	1140	6,0	420
Saksonia-Anhalt	9,9	6660	35,0	1680
Turyngia	4,4	820	4,3	350
S u m a	8,3	19020	100	4650

posuchy wynosi prawie 4 miliardy m³, wpłynie niewątpliwie ujemnie na stan gospodarki wodnej.

Teoretycy niemieccy, opierając się na tych samych zasadach co i przy odwodnieniu, obliczyli także zwyżkę pło-
nów jaką uzyskają z obszarów przeznaczonych do nawodnienia (tabl. III).

Na podstawie porównania stwierdzono, że nawodnienie jest przeciętnie o około 50% mniej ekonomiczne aniżeli odwodnienie. Przyczyną tego jest przede wszystkim wysoki koszt doprowadzania wody. Wzrost zbiorów ze wszystkich gleb i kultur podlegających nawodnieniu przewidywany jest o 46,5 miln. q wartości zbożowej. Wystarczy to na pełne wyżywienie około 4 miln. ludzi.

Teoretycy niemieccy, opierając się na tych samych zasadach co i przy odwodnieniu, obliczyli także zwyżkę pło-
nów, jaką uzyska się z obszarów przeznaczonych do nawodnienia. Wyniki tych obliczeń podaje tabl. III. Graficznie korzyści te przedstawione są na rys. 4. Koszty niektórych zabiegów melioracyjnych, które planiści NRD brali pod uwagę przy obliczaniu korzyści pomelioracyjnych zestawione są w tabl. IV.

TABLICA IV

Oznaczenie	Opis	Koszty w mrk/ha
Badania wstępne	pomiar, badanie gleby, nowy podział pow. użytkowania	200
Zamiana użytków zielonych na pola orne	orka, przygotowanie pod obsiew	150
Orka użytku zielonego i nowy obsiew	orka, przygotowanie pod obsiew, nawożenie, nowy obsiew ustaloną mieszanką traw	350
Urządzenie pastwisk	założenie ogrodzenia, wodopojów i obór	200
Zalesienie odłogów	las mieszany	700
Uprawa pod zalesienie	las mieszany	900
Ochronne pasy leśne	pasy leśne drzewiaste jednorzędowe szer. 7,0 m	900
Ochronne pasy leśne	krzaki dzikie i użytkowe w dwóch rzędach szer. 4,0 m	2600
Użytkowanie brzegów	pastwiska itp. szer. 4,0 m	900
Sadzenie drzew owocowych	odstęp rzędów i drzew 3 — 5 m	1100

Olbrzymi, na szeroką skalę zakrojony plan zmeliorowania obszarów Demokratycznych Niemiec powstał dzięki ofiarnej i twórczej pracy naukowców i praktyków niemieckich. Urzeczywistnienie tego gigantycznego przedsięwzięcia przewiduje się w ramach pięcioletek do roku 1970 włącznie. Współpraca pomiędzy placówkami opracowującymi projekty a instytucjami wykonawczymi zapewni właściwą realizację tak poważnego zadania. W dużej mierze przyczyni się do tego wprowadzenie nowoczesnej techniki przy robotach wykonawczych. Jak dotychczas w NRD i u nas stopień zmechanizowania robót w stosunku do takich krajów jak Szwecja, a przede wszystkim Związek Radziecki, jest bardzo niski. Dopiero dzięki współpracy naukowców z racjonalizatorami, mechanizacja zaczyna osiągać coraz wyższy poziom, czego wyrazem jest choćby udoskonalenie pluga do drenowania kreciego. Opierając się na doświadczeniach Związku Radzieckiego, rząd Niemieckiej Republiki Demokratycznej, mając na uwadze podniesienie stopy życiowej swych obywateli, przystąpił do rozwiązywania zagadnienia podniesienia rolnictwa i przeobrażenia przyrody, albowiem wielkie roboty melioracyjne i przebudowa gospodarki wodnej należą do rzędu najważniejszych czynników rozwoju socjalistycznej gospodarki.

ZWIEDŹ

KRAJOWĄ WYSTAWĘ WYNAŁAZCZOŚCI I POSTĘPU TECHNICZNEGO WE WROCŁAWIU

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

INŻ. STEFAN CZERNIK

„Hydroprojekt” Oddział we Włocławku

Kilka uwag w sprawie regulacji ujścia Wisły

(Artykuł dyskusyjny)

Wstęp

Problem regulacji ujścia Wisły należał dotychczas do tych zagadnień hydrotechnicznych, którym w naszej publicystyce technicznej poświęca się b. mało uwagi, względnie porusza się niejako na marginesie innych popularniejszych zagadnień. Usprawiedliwione jest to poniekąd okolicznością, że do 1945 r. ujście Wisły znajdowało się faktycznie poza granicą kraju, bowiem możliwości Polski ingerowania w sprawy wewnętrzne b. Wolnego Miasta Gdańska, na którego terytorium ujście Wisły w okresie międzywojennym się znajdowało, były na ogół b. ograniczone.

Stosunkowo korzystnie ukształtowały się możliwości te w Gdańskiej Radzie Portu i Dróg Wodnych w zakresie dróg wodnych śródlądowych, dzięki silnej indywidualności tej miary fachowca jakim był inż. Rożankowski, któremu Rada Portu powierzyła opracowywanie projektów regulacji rzek oraz ogólne kierownictwo wykonawstwa robót na podległych jej odcinkach śródlądowych dróg wodnych. Dziełem jego, między innymi, był projekt uzupełniającej regulacji ujścia Wisły (ukończony i zatwierdzony w r. 1929), którego realizacja pod jego osobistym kierownictwem kontynuowana była sukcesywnie do r. 1939. Cennym przyczynkiem do tego projektu był referat inż. Rożankowskiego wygłoszony w r. 1938 na VI Hydrologicznej Konferencji Bałtyckiej pt. „Wybrzeże przy ujściu Wisły”. W referacie tym inż. Rożankowski, poza naświetleniem przyjętym przez niego zasad projektu regulacji ujścia Wisły, przeprowadził też częściową analizę postępu robót łącznie z ich wpływem na kształtowanie się dna morza na przedpoju ujścia oraz wzdłuż przyległego doń brzegu morskiego.

W okresie powojennym zagadnienie regulacji ujścia Wisły było, o ile mi wiadomo, poruszone na łamach naszej prasy technicznej zaledwie jeden raz, a mianowicie przez inż. R. Sawickiego w artykule pt. „Rozbudowa ujścia Wisły”, opublikowanym w „Gospodarce Wodnej” Nr 1 — 2 z r. 1948. Przy opracowaniu tego artykułu oparł się inż. Sawicki ściśle na wynikach analizy postępu narastania stożka usypowego przy ujściu Wisły, zawartych w referacie inż. Rożankowskiego (z r. 1938), ilustrując ze swej strony postępowanie narastania dodatkowymi wynikami sondaży z lat 1941, 1943 i 1947. Ponadto w artykule tym przedstawił inż. Sawicki swój pogląd na sposób przeprowadzenia dalszych robót około regulacji ujścia Wisły, pokrywający się w zasadzie z projektem inż. Rożankowskiego.

W międzyczasie, tzn. w okresie 1948—1953 przeprowadzono kilka dalszych periodycznych sondowań rejonu ujścia Wisły, rozszerzając znacznie ich zasięg sondowań.

Ostatni z tych pomiarów (z r. 1953) wykonał Oddział „Hydroprojektu” we Włocławku, który też przeprowadził częściową analizę całości dotychczasowych wyników pomiarów głębino-owych (z okresu 1894—1953), poddając zarazem wstępnej rewizji wyniki prac badawczych inż. Rożankowskiego w zakresie postępu narastania stożka ujściowego.

Ponieważ w ostatnich czasach, w związku z zagospodarowaniem Zula, a w szczególności przy rozważaniu sposobów należytego ich zabezpieczenia przed powodzią, wyłoniła się sprawa szkodliwego oddziaływania nieuporządkowanego ujścia Wisły na bezpieczeństwo stałości wałów wiślanych osłaniających Zula, poruszenie w chwili obecnej tego zagadnienia, chociażby w zawężonym znacznie zakresie wydaje się wskazane, a to dla zainicjowania na łamach „Gospodarki Wodnej” szerszej dyskusji nad tym i bezpośrednio z nim związanymi innymi problemami natury hydrotechnicznej.

Dyskusja taka i wynikające z niej sprecyzowanie życzeń i poglądów ułatwiłyby znacznie właściwe rozszerzenie kierunku dalszych, wnikliwszych prac badawczych oraz studiów ma-

jących na celu ustalenie wytycznych dla planowanej, uzupełniającej regulacji ujścia Wisły. Rozpatrzenie i przeanalizowanie dotychczasowych wyników studiów oraz przeprowadzenie w odpowiednio rozszerzonym zakresie dalszych prac badawczych nad całokształtem tego zagadnienia powierzone zostało ostatnio Morskiemu Instytutowi Technicznemu w Gdańsku, który przy zapewnionej współpracy ze strony innych pokrewnych instytucji i instytucji, a przede wszystkim ze strony PIHM prace te już w br. zapoczątkował w szerszym zakresie. Na ogół biorąc dotychczasowe prace badawcze przeprowadzane od strony rzeki zawierają stosunkowo obfity materiał statystyczny i pomiarowy, umożliwiający jego analizowanie, natomiast właściwe naświetlenie wpływu morza na kształtowanie się ujścia Wisły wymagać będzie zapewne jeszcze wielkiego nakładu pracy zarówno w czasie, jak i kosztach. Ponieważ jednak wpływy obu tych kierunków, tzn. od strony rzeki i od morza, są ze sobą nierozdzielnie związane, dlatego też wysnucie właściwych wniosków uzależnione jest od należytego ustalenia stopnia ich wzajemnego oddziaływania, a to wymagać będzie dłuższego okresu studiów.

Dla wprowadzenia zainteresowanych w istotę zagadnienia, podajemy poniżej pokrótce kolejność wykonania robót regulacyjnych w partii ujściowej Wisły od chwili zrealizowania się przekopu pod Swibnem (w r. 1895) do chwili obecnej.

Kolejność robót i stan obecny regulacji ujścia Wisły

Po zrealizowaniu się w czasie W Wody z wiosną 1895 r. przekopu Wisły pod Swibnem oraz odcięciu jej głównego lewostronnego ramienia (tzw. Wisły Gdańskiej), skierowane zostało prawie $\frac{3}{4}$ przepływu Wisły najkrótszą drogą do morza. Pozostała część przepływu wykorzystywała do r. 1915 otwarte jeszcze w tym okresie koryto Nogatu. Równocześnie z otwarciem przekopu pod Swibnem zaczął się na przedpoju ujścia Wisły tworzyć sukcesywnie stożek usypowy z materiału stałego, transportowanego rzeką oraz pochodzącego z samoczynnej realizacji pełnego profilu przekopu.

Szybkość narastania stożka przybrała znacznie na sile z chwilą odcięcia w r. 1915 ramienia Nogatu, a tym samym skierowania całego przepływu wody i rumowiska Wisły jednym ujściem do morza. Największe nasilenie odkładu rumowiska rzeczynego na stożku ujściowym miało miejsce w czasie katastrofalnej W Wody w r. 1924, w którym to czasie też i erozja dna Wisły (poniżej odgałęzienia Nogatu) osiągnęła swój punkt kulminacyjny. Ten gwałtowny (w r. 1924) wzrost objętościowy, a tym samym i zasięgu stożka ujściowego zaczął coraz wydajniej oddziaływać na układ przybrzeżnych prądów morskich w rejonie ujścia Wisły, powodując coraz silniejszy odkład rumowiska morskiego przy tym stożku, potęgując zarazem jego dalszy wzrost.

Dla ułatwienia odprowadzania rumowiska wiślanego na większe głębokości i przeciwdziałania tworzeniu się rozległej pływiny na przedpoju ujścia, zapoczątkowano już w r. 1897 budowę falochronów, naprzód (do r. 1906) prawobrzeżnego o dług. około 400 m, następnie (w r. 1907) lewobrzeżnego doprowadzonego w r. 1912 do dług. 550 m. W latach 1913—1930 nastąpiła przerwa w budowie, a ograniczono się jedynie do konserwacji wniesionych poprzednio falochronów. Do dalszego ich wydatniejszego podłużenia przystąpiono dopiero w r. 1933, doprowadzono falochron lewobrzeżny do dług. ok. 1700 m, zaś w latach 1936—1938 prawobrzeżny do ok. 1600 m. Od tego czasu do chwili obecnej długość falochronów nie uległa zmianie. Ponieważ przewidziana w projekcie inż. Rożankowskiego długość falochronu lewobrzeżnego miała wynosić 2085 m, zaś prawobrzeżnego 1790 m, zatem do pełnej jego realizacji pozostawało do wykonania łącznie ok. 575 m.

TABLICA I. Zestawienie objętości odkładu rumowiska na stożku ujściowym Wisły w odniesieniu do warstwy — 15,0 NN

Data pomiaru		Całkowita objętość w odniesieniu do profilu bazy po- miarowej	R o c z n y		Przyrost całkowity 1000 m ³	Suma rocznych przyrostów	Suma rocznych ubytków
rok	miesiąc		przyrost w 1000 m ³	ubytek w 1000 m ³			
1	2	3	4	5	6	7	8
1894	IX	64790	—	—	—	—	—
95	IX	73852	9062	—	9062	9062	—
97	X	78057	4205	—	13267	13267	—
98	X	75146	—	2911	10356	—	2911
99	IX	74014	—	1132	9224	—	4043
1900	V	74555	541	—	9765	13808	—
1	IX	72735	—	1820	7945	—	5863
2	IX	75107	2372	—	10317	16180	—
3	IX	79087	3980	—	14297	20160	—
4	VI	78622	—	465	13832	—	6328
5	V	80927	2305	—	16137	22465	—
6	IX	82379	1452	—	17589	23917	—
7	XI	83630	1251	—	18840	25168	—
8	XI	86269	2639	—	21479	27807	—
9	V	85383	—	886	20593	—	7214
1910	V	85481	98	—	20691	27905	—
11	IV	88672	3191	—	23882	31096	—
12	IV	88601	—	71	23811	—	7285
13	V	85933	—	2668	21143	—	9953
14	V	84760	—	1173	19970	—	11126
16	VI	85910	1150	—	21120	32246	—
23	V	122560	36650	—	57770	68896	—
24	V	140257	17697	—	75467	86593	—
25	V	116768	—	23489	51978	—	34615
26	V	112557	—	4211	47767	—	38826
27	VII	106406	—	6151	41616	—	44977
28	V	107960	1554	—	43170	88147	—
29	V	121885	13925	—	57095	102072	—
1930	V	119889	—	1996	55099	—	46973
31	V	120501	612	—	55711	102684	—
32	V	130324	9823	—	65534	112507	—
33	V	125136	—	5188	60346	—	52161
34	IV	127160	2024	—	62370	114531	—
35	IV	123404	—	3756	58614	—	55917
36	V	121658	—	1746	56868	—	57663
37	V	122894	1236	—	58104	115767	—
38	V	123206	312	—	58416	116079	—
41	VIII	141362	18156	—	76572	134235	—
42	IX	132077	—	9285	67287	—	66948
43	IX	120544	—	11533	55754	—	78481
47	VI	130263	9719	—	65473	144154	—
48	VII	140227	9964	—	75437	154118	—
51	VIII	136037	—	4190	70247	—	82671
52	X	136365	331	—	71578	154449	—
53	VI	148374	12006	—	83584	166455	—

Ten początkowo powolny postęp w budowie falochronów, a wskutek tego tworzenie się znacznych odkładów rumowiska i to nie tylko na przedpolu ujścia, ale i w obrębie ujściowego odcinka Wisły, skłoniły w r. 1906 ówczesną administrację dróg wodnych do zastosowania pogłębiarek dla uzyskania poprawy warunków odpływu. Ogółem w okresie 1906—1914 wykonano ok. 1 000 000 m³ robót pogłębiarskich, w tym znaczną część w obudowanym korycie Wisły.

Dalsze natężenie robót pogłębiarskich miało miejsce w latach 1915—1916 (523 000 m³), jednakowoż celem tych robót była raczej doraźna poprawa warunków żeglugowych dla potrzeb marynarki wojennej (I wojna światowa). W okresie międzywojennym, wobec niezadowalających wyników robót pogłębiarskich z poprzedniego okresu, ograniczono b. znacznie stosowanie tych robót dla doraźnej poprawy warunków odpływu, średnio do ok. 20 000 m³ na rok (ogółem 375 000 m³ w okresie 1919—1938), zaś dodatkowo w latach 1926—27 dla udostępnienia dojazdu mniejszych statków morskich do Tczewa w okresie wielkiego strajku węglowego w Anglii, wydobyto 266 000 m³. Ponadto w latach 1936—1937 w okresie intensywnej budowy falochronów, pobrano dla splycenia podłoża w trasie falochronów oraz wypełnienia ich korpusu ogółem 380 000 m³ piasku i to przeważnie epozą właściwej trasy koryta.

Rozmiar zatem łączny robót pogłębiarskich wykonanych w rejonie ujścia Wisły od chwili zrealizowania się przekopu pod Świbnem wyniósł dotychczas ok. 2 500 000 m³, jedna-

kowoż efekt tych robót był z reguły krótkotrwały, gdyż wykonane rynny odpływowe utrzymywały się nie dłużej jak przez kilka miesięcy.

Prace pomiarowe w rejonie ujścia Wisły do r. 1953.

Prace badawcze wykonywane w rejonie ujścia Wisły ograniczały się do r. 1943 w zasadzie do przeprowadzania periodycznych sondowań przedpolu ujścia, w prostokącie o szerokości podstawy 5,766 m (licząc wzdłuż pierwotnej linii brzegu) i sięgającego na odległość ok. 3000 m w morze. Powierzchnia zatem tego prostokąta wynosiła ok. 17,3 km², przy czym zasięg sondowań ograniczono do warstwy — 15 m. Następnie planimetrując poszczególne warstwy obliczono dla każdego pomiaru objętość stożka. Wyniki tych obliczeń (do r. 1937 włącznie) zawarte są w publikacji inż. Rożankowskiego (z r. 1938), oraz zamieszczone w artykule inż. Sawickiego (z r. 1948). Poważną wadą tych pomiarów było ograniczenie zasięgu sondowań do warstwy — 15 m, wskutek czego nie uwzględniono narastania stożka na większych głębokościach. Na okoliczność tę zwrócił już uwagę inż. Rożankowski, który, porównując obliczone dla poszczególnych lat objętości stożka, stwierdził niejednokrotnie znaczne ubytki w stosunku do lat poprzednich. Według wszelkiego prawdopodobieństwa, powodem tych ubytków było oddziaływanie fal morskich oraz prądu przybrzeżnego, wywołujące rozmywanie korony i b. stromych skarp stoż-

ka i przemieszczanie materiału dennego bliżej podstawy stożka, a więc w obręb głębokości nie uchwyconych wówczas sondowaniami.

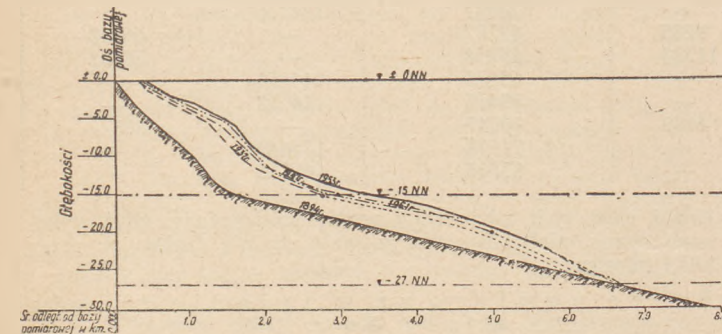
Nieścisłościom tym starała się nasza administracja dróg wodnych częściowo zaradzić, rozszerzając sukcesywnie w latach powojennych zakres sondowań, tak że zasięg pomiarów wykonywanych w r. 1953 obejmował już głębokości do — 27 m, przy czym szerokość pasa pomiarowego wynosiła ok. 6,8 km, przy średniej odległości 6 km licząc od pierwotnej linii brzegu. Powierzchnia prostokąta pomiarów powiększona została w ten sposób do ok. 41 km², a więc prawie 2^{1/2}-krotnie. Stwierdzony przy tym pomiarze układ warstw stożka przedstawiony jest na rys. 1.

Wstępna analiza wyników pomiarów.

W celu uzyskania bazy porównawczej dla dalszych rozważań, a zarazem dla nawiązania do obliczeń objętości korpusu stożka opublikowanych przez inż. Rożankowskiego, dokonano naprzód na tych samych jak poprzednio zasadach (tzn. do warstwy — 15 m) obliczenie mas dla brakującego okresu 1938—1953, dla którego dysponowano 9 pomiarami głębinyowymi. Pełne zestawienie tych obliczeń przedstawione jest w tabl. I. Jak z rubr. 7 tegoż zestawienia wynika, całkowity odkład, wzgl. objętość stożka ujściowego powyżej warstwy — 15 m wynosił w r. 1953 85 584 000 m³.

Następnie dla określenia przypuszczalnego zasięgu stopy stożka i obliczenia całkowitej jego objętości, zrekonstruowano plan głębiny dna morskiego w rejonie ujścia Wisły dla stanu z r. 1894 z zasięgiem do warstwy — 35 m. Rekonstrukcji tej dokonano w oparciu o dyspozycyjne z tego okresu karty morskie w skali 1 : 75 000. Dla ułatwienia właściwego porównania z dawniejszymi wynikami pomiarów, zastosowano przy tym identyczną szerokość pasa pomiarowego (5766 m), opartego na bazie brzegowej z r. 1894.

Po splanimetrowaniu z planów głębinyowych z r. 1947, 1951 i 1953 w obrębie tego pasa poszczególnych warstw w odniesieniu do płaszczyzny pionowej w linii pierwotnego brzegu i podzieleniu otrzymanych powierzchni przez przyjętą szerokość pasa (5766 m), obliczono i naniesiono dla tych lat profile przeciętne stożka dna morskiego z r. 1894 tzn. z okresu bezpośrednio poprzedzającego realizację przekopu pod Świbnem. Ponadto zrekonstruowano w oparciu o liniowe porównanie objętości stożka w latach następnych, profil przeciętny stożka dla r. 1937 w jego części położonej poniżej warstwy — 15 m. Wykres tych przeciętnych profili przedstawiony jest na rys. 2.



Rys. 2. Przeciętny przekrój poprzeczny brzegu morskiego z 1894 r. oraz stożka usypowego w rejonie ujścia Wisły wg stanu z 1937, 1947, 1951 i 1953 r. w obrębie pasa pomiarowego o szerokości 5766 m

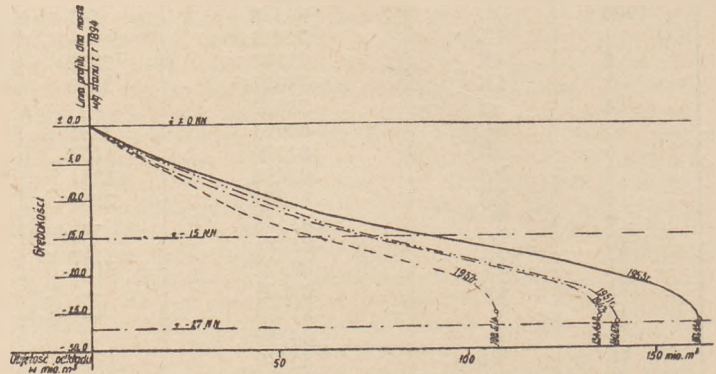
Na podstawie tak ustalonych profili dokonano następnie obliczenia objętości stożka naturalnego dna morskiego oraz odkładu rumowiska na stożku. Wynik tych obliczeń w odniesieniu do profilu dna morza z r. 1894 zobrazowano wykreślić na rys. 3.

Porównując uzyskane w ten sposób ostateczne wyniki z objętościami przedstawionymi w tabl. I obliczonymi do poziomu — 15 m, otrzymujemy ilości odkładu, zestawione w tabl. II, z której wynika, że obliczenia objętości odkładu w tych latach rumowiska w ujściu Wisły, oparte na pomiarach głębokości do warstwy — 15 m, ujmowały w przybliżeniu zaledwie połowę rzeczywistego odkładu. Stosunek ten potęgować się będzie w przyszłości w miarę wzrostu objętości stożka względnie poszerzania się jego podstawy, natomiast wydatnie malałby o ile przeprowadzono by analogiczne przeliczenie dla poszczególnych lat z okresu sprzed r. 1947 lub 1937.

Wykazane powyżej ilości należy traktować jako orientacyjne, a to z uwagi na przyjętą stosunkowo wąską szerokość pasa

TABLICA II

Stan z roku	Objętość stożka w m ³		Różnica w %
	do warstwy — 15 m	do stopy stożka	
1937	58104000	108014000	86
1947	65473000	134480000	106
1951	70247000	140476000	100
1952	83584000	161434000	93



Rys. 3. Krzywe całkowite objętości odkładu rumowiska na stożku usypowym w rejonie ujścia Wisły w latach 1937, 1947, 1951 i 1953, w odniesieniu do dna morza wg stanu z 1894 r. przy szerokości pasa pomiarowego 5766 m.

obliczeniowego (5766 m) oraz stosowany dotychczas przy pomiarach prymitywny sposób sondowań głębokości.

Ponieważ przeprowadzanie wnikliwszych prac badawczych musi być oparte na materiałach nie nasuwających zastrzeżeń, konieczne jest, wydaje się, że dalsze wydatne poszerzenie powierzchni pomiaru głębokości oraz zastosowanie przy sondażu samokreślnej echosondy.

Przypuszczalne pochodzenie rumowiska na stożku ujściowym
 Drugim z kolei zagadnieniem, związanym zresztą ściśle z postępowaniem narastania stożka ujściowego Wisły, które przeanalizowano wstępnie, była sprawa pochodzenia rumowiska stanowiącego korpus stożka.

Celowość podjęcia chociażby orientacyjnego tego rodzaju rozważań uzasadnia fakt, że zagadnienie to nie było dotychczas w zasadzie rozpatrywane. Z tego też względu przedstawimy nieco szczegółowiej sposób i tok przeprowadzonych rozważań.

Materiał, z którego wytworzył się stożek ujściowy Wisły, ma pochodzenie następujące:

1. z samoczynnego zrealizowania się przekopu pod Świbnem do pełnego profilu koryta, które nastąpiło w ciągu r. 1895,
2. z erozji dna koryta Wisły w okresie 1895—1934, a szczególnie w latach 1915—1934, na odcinku Korzeńiewo — Przeglina, na skutek wydatnego skrócenia jej biegu w partii ujściowej,
3. z materiału wleczonego przez Wisłę w okresie 1895—1953,
4. z materiału unoszonego w tym okresie,
5. z rumowiska morskiego transportowanego prądami przybrzeżnymi.

Określenie przypuszczalnych ilości przypadających na wymienione wyżej źródła pochodzenia odkładu, przeprowadzono w sposób następujący:

1. Ilość materiału pozostawionego w r. 1895 w rzece do rozmycia po wykonaniu jedynie wąskiej kinety dała się dość ściśle określić na podstawie posiadanych, planów z okresu 1894—1895. Obliczona w ten sposób objętość wyniosła 8 450 000 m³ i należałoby przypuszczać, że w całości odołożona została na przedpolu ujścia.

2. Określenie ilości materiału dennego, który na skutek erozji wylukany został z koryta Wisły szczególnie w następstwie odcięcia Nogatu (1915 r.) i skierowania całego przepływu w zwężone koryto Wisły poniżej Piekła, dokonano w oparciu o profile podłużne dna i charakterystyczne przekroje poprzeczne koryta Wisły z okresu 1895—1937 oraz przez sprawdzenie otrzymanych wyników w odniesieniu ich do charakterystycznych stanów wody Wisły z tego okresu na odcinku Korzeńiewo

wo — ujście. Stwierdzono przy tym, że w okresie 1895—1935 na tym odcinku Wisły zwierciadło śr. NW obniżyło się w profilu Montawski Narożnik o 0,51 m, Piekło 0,82 m, Mała Słońca 1,26 m, zaś Tczew o 1,39 m, przy zachowaniu względnej równowagi dna w profilach Korzeniewo i Przegalina.

Obliczona w ten sposób objętość wyniosła 11 662 000 m³. Nie wyodrębniono przy tym objętości wymytych w okresie 1895—1915, gdyż ilość ich w stosunku do ogólnej masy jest stosunkowo mała (obniżenie zw. śr. NW pod Montawskim Narożnikiem o 0,09 m, Piekłem o 0,20 m, Małą Słońcą o 0,14 m, Tczewem 0,21 m) oraz z uwagi, że największe nasilenie erozji miało miejsce w r. 1924.

Porównując stany charakterystyczne Wisły z r. 1934 ze stanami z okresu do r. 1953 daje się z jednej strony stwierdzić postępującą (choćby stosunkowo powoli) erozję wsteczną dna odcinku Montawski Narożnik — Korzeniewo ku Grudziądzi, z drugiej zaś strony utrzymywanie się równowagi dna (z nieznacznym nawet podwyższaniem) na odcinku Mała Słońca — Przegalina. Z tego powodu uważa się tymczasem za niecelowe uwzględnienie po r. 1934 w odкладach na stożku ujściowym objętości pochodzących z erozji dna koryta rzeki Wisły.

Wykazana powyżej ilość materiału pochodzącego z erozji dna rzeki określona na 11 662 000 m³, a składająca się przede wszystkim z grubszych frakcji rumowiska rzeczno, prawdopodobnie też ołożona została w całości w obrębie stożka.

3. Przy ustalaniu ilości doprowadzonego do r. 1953 w obręb stożka ujściowego rumowiska wlezonego, oparto się (z braku innych publikacji) wyłącznie na wynikach pomiarów, przeprowadzonych na dolnej Wiśle w latach 1925—1926 przez inż. Borna. Jako miarodajne dla całego rozpatrywanego okresu (1895—1953) przyjęto przy tym wyniki pomiarów pod Toruniem, pominięto natomiast wyniki pod Tczewem, a to z uwagi, że pomiary były tam przeprowadzane w okresie wzmożonej erozji dna. Nie uwzględniono też redukcji ilości rumowiska wlezonego w okresie 1895—1915, mimo czynnego wówczas ramienia Nogat, gdyż płytko założony próg wlotowy w miejscu odgałęzienia Nogat pod Piekłem a z drugiej strony głęboko wcięte koryto Wisły uniemożliwiały przedostanie się poważniejszych ilości tego rumowiska do koryta Nogat.

Obliczona przez inż. Borna jako przeciętna dla okresu 1910—1919 ilość rumowiska wlezonego w roku w profilu w Toruniu wynosi 47 542 ton, co przy stwierdzonej wadze 1 m³ 1,65 tony, daje 28 800 m³ rocznie.

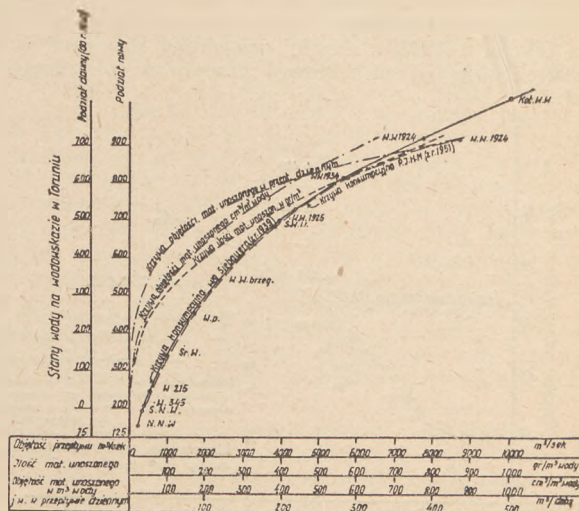
Ponieważ na odcinku Toruń — Korzeniewo zachowywało się dno Wisły w rozpatrywanym okresie na ogół na równowadze, zaś następstwa erozji dna na odcinku poniżej Korzeniewa zostały już uwzględnione poprzednio (w p. 2), z tego więc względu przyjęto pełną podaną przez inż. Borna dla Torunia ilość wleżenia, jako miarodajną dla odkładu na stożku ujściowym.

W takim ujęciu całkowita ilość odkładu pochodzącego z rumowiska wlezonego przez Wisłę w okresie 1895—1953, a więc w okresie 58 lat wyniosła: $58 \cdot 28\,800 = 1\,670\,000$ m³. Ilość tę, w okresie 58 lat zawarte w niej z reguły grubsze frakcje rumowiska, przyjęto jako też w całości ołożoną w obrębie stożka.

4. Najtrudniejsza do określenia, z uwagi na zbyt duże różnice wyników dotychczasowych pomiarów oraz poglądów poszczególnych badaczy, jest ilość unoszonego Wisłą materiału.

Ponieważ określenie tej ilości chociaż w orientacyjnym tylko ujęciu było nieodzowne dla rozpatrzenia przedmiotowego zagadnienia, z tego więc względu starano się zadanie to rozwiązać na podstawie uzyskanych danych oraz opartych na dyspozycyjnym materiale własnych obliczeniach. Za podstawę wyjściową przyjęto przy tym wyniki pomiarów przeprowadzonych w rejonie Torunia, a w szczególności oparcie się na krzywej objętości materiału unoszonego, opracowanej przez inż. Borna (1925) oraz krzywej konsumpcyjnej obliczonej przez inż. Siebauera (1939). Wykresy tych krzywych przedstawione są na rys. 4. Na wykresie tym wkreślono dodatkowo krzywą konsumpcyjną opracowaną na podstawie danych zawartych w publikacji PIHM pt. „Materiały do bilansu wodnego Polski”, cz. III z r. 1951, która to krzywa w odniesieniu do wysokich stanów wód znacznie się różni od podanej przez inż. Siebauera. I tak objętość max. WW z r. 1924 w publikacji z r. 1951 wynosi 8 795 m³, gdy tymczasem inż. Siebauer określa ją na 7 800 m³. Różnica ta, tak istotna przy określaniu ilości materiałów unoszonych, nie została dotychczas, o ile wiadomo, przez PIHM wyjaśniona.

W zestawieniu zawartym w tabl. III podano (przy zachowaniu kolejności lat wzgl. okresów) skompletowane wyniki dotychczasowych pomiarów w rejonie Torunia, uzupełniając je własnymi przybliżonymi wyliczeniami, opartymi na krzywych częstotliwości stanów wód i krzywej unoszenia podanej przez



Rys. 4. Krzywa objętości przepływu wody i ilości materiału unoszonego w profilu wodowskazowym w Toruniu.

TABLICA III. Zestawienie wyników pomiaru i obliczeń ilości materiału unoszonego w profilu wodowskazowym w Toruniu

Rok względnie czasokres	Objętość przepływu rocznego wody km ³	Ilość materiału unoszonego w roku miln. ton	Średnia zawartość mat. unoszon. gr/m ³	Obliczenie dokonane przez
1	2	3	4	5
1906—1925	30,86	1788,23	58,0	„Hydroprojekt“
1910—1919	30,86 ^{xxx}	2045,32	64,8	Born
1920	39,48	3955,41	100,0	„Hydroprojekt“
1923	32,77 ^x	1751,76	53,5	Born
1923	32,77 ^x	1823,63	55,6	„Hydroprojekt“,
1924	35,41	6198,75	175,0	„
1924	40,63 ^x	6198,75	152,8	„
1926	44,02	2379,89	54,1	„
1926	39,80 ^x	2379,89	59,9	„
1934	34,25	2595,94	75,7	„
1.VII.1938—30.VI.1939	28,95	1795,00	62,0	Dębski
1946	15,24 ^{xx}	520,10 ^{xx}	34,1	PIHM
1947	21,71	1022,85	47,1	„
1948	34,05	2123,06	61,7	„
1949	28,22 ^{xx}	1981,99 ^{xx}	70,1	„
1950	23,44	1198,82	51,0	„
1951	25,63	1783,05	69,5	„
1951	25,63	1882,78	73,4	„Hydroprojekt“
1920—1936	31,94 ^x	2210,00	69,2	„

Uwagi:

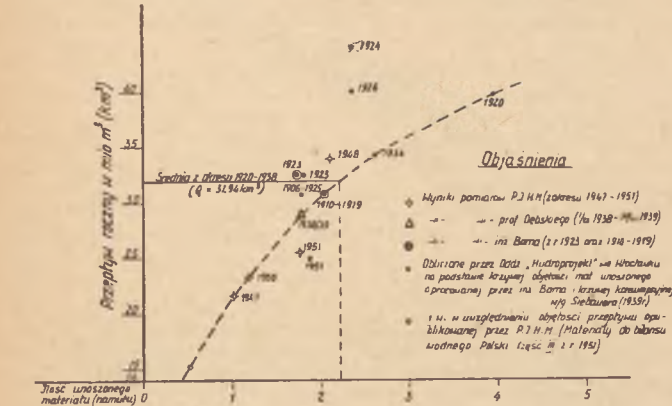
*) Objętości obliczone na podstawie krzywej konsumpcyjnej opracowanej przez inż. Siebauera. Pozostałe objętości wg publikacji wzgl. danych otrzymanych z PIHM.

**) Wyniki nie obejmują pełnego roku.

***) Przyjęto jak dla okresu 1906—1925 z braku dokładniejszych danych.

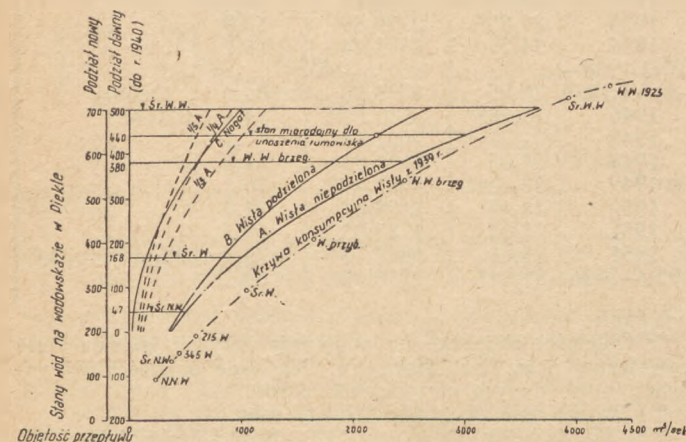
inż. Borna. Następnie wartości te naniesiono na wykres przedstawiony na rys. 5, którego oś odciętych stanowi podziałka rocznych ilości unoszonego materiału (w miln. ton), zaś oś rzędnych — podziałka przepływu rocznego wody (w km³). Wprawdzie wykres ten z punktu widzenia hydrologicznego jest niewłaściwy, gdyż nie może istnieć wzajemna ściślejsza zależność tych wartości, jednakowoż potraktowano go za wystarczająco dokładny dla orientacyjnego określenia ilości materia-

łów unoszonych w roku przeciętnym z dłuższego okresu lat. Dowodem słuszności tego rozumowania jest koncentracja punktów odpowiadających latom względnie czasokresom o przepływach zbliżonych do przeciętnego oraz możliwość wyznaczenia przybliżonej krzywej związku. Widoczna z wykresu rozbieżność punktów dotyczących lat 1924 i 1926 tłumaczy się z jednej strony wyrównanym stosunkowo odpływem w r. 1926, wysoką falą w r. 1924, z drugiej zaś strony różnicami w opublikowanych objętościach rocznego przepływu obliczonego dla tych lat.



Rys. 5. Krzywa związku rocznej objętości przepływu wody i ilości unoszonego materiału w korycie Wisły w profilu wodowskazowym Toruń.

Dla umożliwienia określenia stosunku redukcji ilości materiału unoszonego Wisłą na skutek przejmowania jego części do 1915 r. przez czynne wówczas koryto Nogatu, sporządzono na podstawie pomiarów objętości przepływu wykonanych w latach 1910—1912 w rejonie wodowskazu w Piekle wykres krzywych konsumpcyjnych Wisły (nie podzielonej i podzielonej) oraz Nogatu przedstawiony na rys. 6. Dodatkowo dla zobrazowania skutków erozji wkreślono na wykresie tym krzywą konsumpcyjną dla stanu koryta Wisły z r. 1939 na podstawie stanów charakterystycznych obliczonych dla wodowskazu w Piekle przez inż. Siebauera. Jak z wykresu na rys. 6 wynika, objętość przepływu w Nogacie w odniesieniu do całkowitego przepływu Wisły powyżej Piekla wynosiła wówczas przy stanie śr. NW ok. 10%, przy śr. W. ok. 21%, przy WW brzegowej ok. 25%, zaś przy śr. WW ok. 27%. Ponieważ maksimum unoszenia rocznego w tym rejonie odpowiada przepływowi ok. 3 000 m³, zatem odpowiadający mu udział procentowy Nogatu wynosił 26%, czyli ok. 1/4 całkowitej ilości.



Rys. 6. Krzywe konsumpcyjne Wisły i Nogatu oparte na pomiarach objętości przepływu wykonanych w rejonie wodowskazu w Piekle w latach 1910 — 1912

Opierając się na powyżej przedstawionym sposobie wyliczeń otrzymano:

dla okresu: 1895—1915 (20 lat), przy przyjęciu jako miarodajną objętość unoszonego materiału obliczoną przez inż. Borna jako przeciętną z okresu lat 1910—1919, redukując ją o 25%, tzn. o ilość przejmowaną wówczas przez Nogat:

$$\frac{2045320 \text{ ton} \cdot 0,75}{1,25 \text{ t/m}^3} = 1227200 \text{ m}^3 \text{ rocznie,}$$

zatem w okresie 20 lat, $1227200 \cdot 20 = 24544000 \text{ m}^3$

dla okresu 1915—1953 (38 lat), przy przyjęciu objętości unoszonego materiału wypośredkowanego dla okresu 1920—1936, a wynoszącej:

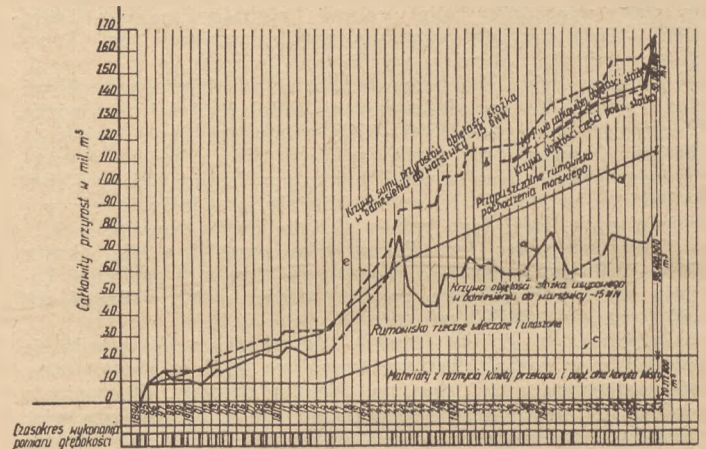
$$\frac{2210000 \text{ ton}}{1,25 \text{ t/m}^3} = 1768600 \text{ m}^3 \text{ rocznie,}$$

zatem w okresie 38 lat $1768600 \cdot 38 = 67184000 \text{ m}^3$.

Ogółem: 91 728 000 m³

Jaka część z podanej wyżej ilości materiału unoszonego odłożona została w obrębie stożka ujściowego, a jaka uniesiona dalej przez morze nie jest tymczasem możliwe ściślej określić, wobec nieprzewodzenia dotychczas badań granulacji względnie podziału na frakcje, tak materiału unoszonego przez Wisłę, jak i odkładanego na stożku ujściowym.

Mając jednakowoż na uwadze sam proces ustalania wagi materiału unoszonego, a mianowicie suszenie sączków z materiałem unoszonym w specjalnych suszarkach o wysokiej temperaturze, a następnie spalanie ich dla ustalenia wagi części mineralnych, należałoby przypuszczać, że w procesie tym przeważająca część cząstek organicznych (głównie zawieszin) przepada wagowo, bądź to przez ich odwodnienie (zbytne przesuszenie), bądź też spalanie. Można by zatem wnio-



Rys. 7. Wykres przyrostu objętości stożka usypowego przy ujściu rz. Wisły w okresie 1895 — 1953.

skować, że podana wyżej (91 728 000 m³) ilość materiału unoszonego była w swej przeważającej części pochodzenia nieorganicznego i mogła osiąść w całości w obrębie stożka ujściowego, natomiast zawiesziny organiczne i część pyłów koloidalnych, nieuchwytnych wagowo w procesie suszenia, unoszona była dalej w morze, t. zn. poza zasięg stożka ujściowego Wisły. Sprawdzenie czy hipoteza ta jest słuszna czy nie, wydaje się w zasadzie łatwe, jednakże sprawy tej o ile wiadomo, nie próbowano dotychczas zbadać i pozostaje tymczasem otwartą.

Opierając się na powyżej przedstawionych założeniach, przyjęto orientacyjnie, że cały unoszony Wisłą materiał (z wyłączeniem zawieszin) jest odkładany w obrębie stożka ujściowego i że odłożona w okresie 1895—1953 objętość wyniosła w grubszym przybliżeniu 92 000 000 m³.

5. Jako podstawę do określenia objętości rumowiska morskiego, które wleczone prądami przybrzeżnymi odkładane było przy stożku ujściowym Wisły, przyczyniając się tym samym do jego wzrostu, przyjęto wynik ostatniego sondowania dna morza z r. 1953. Stwierdzona przy tym objętość stożka wyniosła 161 434 000 m³. Objętość tę należy dodatkowo powiększyć o 2 059 400 m³ odłożonych w „cieniu“ falochronów powyżej warstwy $\pm 0 \text{ NN}$. Łączna zatem objętość stożka ujściowego tzn. w jego części nad- i podwodnej określona została na podstawie pomiaru głębinowego z r. 1953 na 163 493 400 m³, ok. 163 500 000 m³. Odejmując od tej objętości ilości wykazane

w p. 1, 2, 3 i 4 a więc: $8\,450\,000 + 11\,662\,000 + 1\,670\,000 + 91\,728\,000 = 113\,510\,000 \text{ m}^3$, otrzymujemy objętość ($163\,493\,400 - 113\,510\,000 = 49\,983\,400 \text{ m}^3$) okrągło $50\,000\,000 \text{ m}^3$, którą to część odkładu określa się jako przypuszczalnie rumowisko pochodzenia morskiego.

Reasumacja wyników studiów przeprowadzonych w r. 1953

Dla lepszego zobrazowania wyników uzyskanych przy rozpatrywaniu obu poruszanych w niniejszym opracowaniu zagadnień, przedstawiono je wykreślnie na rys. 7. W szczególności na wykresie tym uwidoczniono:

- krzywą przyrostu objętości stożka ujściowego w odniesieniu do poziomu — 15,0 NN dla okresu 1895 — 1953,
- krzywą przyrostu przypuszczalnej całkowitej objętości stożka z okresu 1937 — 1953 w jego części pod- i nadwodnej,
- krzywą przyrostu odkładu na stożku, pochodzącego z materiału z rozmycia przekopu i pogłębienia dna Wisły,
- krzywą przyrostu odkładu, pochodzącego z materiału unieszonego i wlezonego przez Wisłę w okresie 1895 — 1953,
- krzywą przyrostów objętości stożka (z pominięciem czasowych ubytków) w odniesieniu do poziomu — 15,0 NN na podstawie wyliczenia podanego w rubryce 8 tabl. I.

Rozpatrując bieg krzywych przyrostu objętościowego stożka, stwierdza się łatwość rozgraniczenia głównych okresów jego narastania, a mianowicie: okresu 1895—1915, poprzedzającego odcięcie Nogatu, następnie okresu 1915—1924 łącznie ze skutkami powodzi z r. 1924, oraz na ogół regularnego, jeśli chodzi o postępowanie narastania stożka, okresu 1924—1953. Nie uwidacznia się natomiast wpływu znacznego przedłużenia falochronów w latach 1933—1938.

Szczególne charakterystyczna w swym biegu jest krzywa sumowania samych tylko przyrostów odkładu na stożku ujściowym, mierzonych powyżej poziomu warstwy — 15,0 NN. W pierwszym rzędzie uderza w okresie 1895—1915 całkowitą prawie zgodność jej biegu z linią wzrostu objętości stożka, ustalona przy rozpatrywaniu rodzaju wzgl. pochodzenia rumowiska. Można by z tego wnioskować, że do r. 1915 wielkość i zasięg stożka ujściowego nie powodowały jeszcze odkładu rumowiska morskiego, zaś w okresie 1915 — 1923 tylko nieznacznie. Całkowita zmiana warunków uwypukla się w r. 1924, od którego linia sumy przyrostów znacznie odbiega (i w dodatku na stałe) od krzywej przyrostu rumowiska wiślanego, a natomiast na ogół zgodna jest z biegiem krzywej całkowitej objętości stożka, ustalonej przy pomiarach z ostatnich lat. Uderza przy tym zapewne tylko czysto przypadkowa zgodność dwóch ustalonych na całkowicie odmiennych zasadach objętości, a mianowicie: sumy samych tylko przyrostów objętości (powyżej warstwy — 15,0 NN), która wyniosła w r. 1953 — $166\,455\,000 \text{ m}^3$, oraz objętości całkowitej stożka ujściowego wynoszącej wg wyniku pomiaru z r. 1953 — $163\,493\,000 \text{ m}^3$.

Dokładne przeanalizowanie tego stwierdzenia z braku szczegółowych materiałów, pomiarowych z lat ubiegłych nie wydaje się tymczasem możliwe, a nawet byłoby niewskazane, gdyż mogłoby łatwo doprowadzić do wysnucia wręcz fałszywych wniosków.

U w a g i k o ń c o w e

Przedstawione w niniejszym artykule wyniki studiów, przeprowadzonych w r. 1953, dotyczą, jak to już na wstępie zazna-

czono, jeżeli chodzi o kompleksowe rozpatrzenie i rozwiązanie problemu regulacji uzupełniającej ujścia Wisły, małej tylko, chociaż bardzo istotnej części zagadnień wymagających szczegółowego przeanalizowania.

Poza tym dotychczasowe studia, ograniczone bardzo w czasie i środkach finansowych, miały raczej za zadanie ogólne zorientowanie się w zakresie i wynikach poprzednich prac badawczych, a to dla określenia kierunku i rozmiaru dalszych studiów. Z tych więc względów wyniki tych studiów należałoby określić jako na ogół bardzo skromne, a w dodatku jednostronne, gdyż naświetlają problem ujścia Wisły głównie od strony rzeki, pozostawiając oddziaływanie morza sprawą otwartą. Niemniej jednak wydaje się, że postawione zadanie zostało spełnione, a osiągnięte wyniki mogą w pewnym stopniu posłużyć jako wytyczne dla dalszych, szczegółowych prac badawczych.

Mając na uwadze trudności na jakie natrafiono, przy rozpatrywaniu szczupłych i nie dość dokładnych dyspozycyjnych materiałów oraz że poruszone w tym artykule zagadnienia wymagają być dodatkowego, wnikliwszego przeanalizowania, uważamy za nieodzowne dla należytego wyjaśnienia tych zagadnień przeprowadzenie następujących uzupełniających prac badawczych:

- rozszerzenie zasięgu periodycznych sondowań rejonu ujścia Wisły, do szerokości brzegowej 10 km i warstwy — 35 m, a to dla uchwycenia możliwie całości korpusu stożka,
- wykonanie jednorazowego, orientacyjnego pomiaru głębokości morza w rejonie ujścia Wisły, obejmującego pas brzegowy ok. 20 km i sięgającego w morze na odległość określoną warstwą — 50 m. Jest to konieczne dla porównania ze stanem dna morza z okresu poprzedzającego realizację przekopu pod Świbnem i dla zorientowania się w oddziaływaniu stożka ujściowego na układ przybrzeżnych prądów morskich,
- przeprowadzenie szczegółowych badań nad składem (ilościowym i jakościowym) rumowiska tworzącego stożek ujściowy, dla umożliwienia dokładniejszego określenia pochodzenia tegoż rumowiska,
- przeprowadzenie szczegółowszych niż dotychczas badań nad ilością i jakością materiału unieszonego i wlezonego przez Wisłę,
- wykonanie pomiarów przybrzeżnych prądów morskich w zasięgu których znajduje się stożek ujściowy Wisły, a w szczególności pomiarów, których wyniki umożliwiłyby określenie kierunku, zasięgu i natężenia tych prądów, jak również i wpływu wiatru na ich układ i prędkość,
- wykonanie pomiarów przy dnie morza w obrębie występowania prądów morskich, dla określenia kierunku, ilości i jakości materiału wlezonego tymi prądami,
- prowadzenie systematycznych obserwacji meteorologicznych i hydrologicznych na stacji obserwacyjnej położonej w rejonie ujścia Wisły oraz na stacjach dalszych, których obserwacje są niezbędne dla naświetlenia wpływu morza na ujście Wisły.

Nie poruszamy tu szeregu dalszych prac badawczych koniecznych dla zobrazowania reżimu hydrologicznego ujścia Wisły od strony morza, gdyż właściwe kierunki i zakres tych prac mogą być określone jedynie przez specjalistów oceanologów.

PROF. DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI

Uwagi w sprawie ciężaru objętościowego torfów

W nr 2 „Gospodarki Wodnej” z rb. ukazała się praca inż. W. Jankowskiego pt. „Torfy jako grunt budowlany”. Autor opiera swe rozważania na niektórych fizycznych własnościach gruntów torfowych i przyjmuje wg literatury pewne wartości liczbowe, będące podstawą do dalszych obliczeń osiadania powierzchni torfowisk i głębokości zabicia ścianek szczelnych.

Jakkolwiek w wymienionej pracy znajdujemy wyraźne parokrotne zastrzeżenia autora, podkreślające orientacyjny i przy-

bliżony charakter tablic i obliczeń (wynikający na skutek oparcia się „na danych przyjętych a nie ustalonych laboratoryjnie” — str. 67 G. W.), tym niemniej nasuwa się konieczność przedyskutowania i wyświetlenia paru kwestii, a to z przyczyn następujących.

1. Poprawność rezultatów obliczeń zależy od prawidłowej interpretacji danych podstawowych i od prawidłowego wyboru liczbowych wartości tych danych. Sprawy te w omawianej pra-

cy budzą jednak pewne wątpliwości i powinny być wyjaśnione.

2. Opublikowanie tablic lub wykresów, noszących charakter bądź co bądź normatywny, mogłoby zachęcać praktyków do bezpośredniego użytkowania materiałów, bez głębszego wniknięcia w ich istotę. Ta obawa o tyle wydaje się słuszna, że sam autor pomimo wyrażania zastrzeżeń pisze: „Dane z tabl. V są w pewnym stopniu dowolnym rozwinięciem danych z tabeli II, dlatego też mogłyby być stosowane tylko do czasu opracowania nowej szczegółowej klasyfikacji gruntów torfowych”.

3. Wreszcie nasza znajomość własności fizycznych gruntów torfowych nie jest jeszcze dostateczna i wszelkie przyczynki oraz dyskusje nie pozostaną bez pożytku.

Uwagi niniejsze poświęcone są wyłącznie ciężarowi objętościowemu gruntów torfowych, a punktem wyjścia do dyskusji będą zacytowane przez autora dwie pozycje, które przytaczam w dosłownym brzmieniu:

Pozycja 1 (str. 61 i 62 „Gospodarki Wodnej”) oraz PN/B-02009 na str. 17 w pkt. 5.2.1.

Grunty organiczne	Ciężar objętościowy	Kąt tarcia wewnętrzznego
Piaski próchniczne	1,40—2,00	18°—28°
Namuly	1,30—1,90	2°—20°
Torfy	1,10—1,80	2°—20°

Pozycja 2 (str. 62 „Gospodarki Wodnej”).

W tablicy tej nie podano również stanu zawilgocenia gruntów, prawdopodobnie stan ten odpowiada naturalnemu zawilgoceniu w rodzimych pokładach tych gruntów. Dla porównania podane są poniżej ciężary objętościowe torfów wg Scheidiga, przy naturalnej zawartości wody, bezpośrednio po odwodnieniu pokładu:

Torf niski silnie rozłożony od do 1,8 t/m³
 „ wysoki silnie rozłożony od 0,9 t/m³ do 1,2 t/m³
 „ wysoki mało rozłożony od 0,8 t/m³ do 0,9 t/m³

TABLICA I. Definicje ciężarów gruntu wg niektórych źródeł

Lp.	Określenie	Nazwa	Źródła
1	2	3	4
A	Ciężar jednostki objętości gruntu, pobranej z zachowaniem naturalnej struktury i wilgotności lub Stosunek ciężaru próbki w stanie naturalnym do objętości próbki	Ciężar objętościowy	Łomtadze ¹⁾
		Ciężar objętościowy wilgotnego gruntu	„
		Chwilowy ciężar objętościowy	Musierowicz ²⁾
		Ciężar objętościowy	PN/B-02480 Projekt ³⁾
B	Ciężar suchej masy gruntu (szkieletu gruntu) zawartej w jednostce objętości gruntu, pobranej z zachowaniem naturalnej struktury	Ciężar objętościowy szkieletu gruntu	Łomtadze ¹⁾
		Rzeczony ciężar objętościowy	Musierowicz ²⁾
		Ciężar objętościowy	„
		Ciężar objętościowy suchej gleby	Czerkasow ⁴⁾
C	Ciężar jednostki objętości szkieletu gruntu	Ciężar właściwy szkieletu	Łomtadze ¹⁾
		Ciężar właściwy fazy stałej	„
		Ciężar właściwy	Musierowicz ²⁾

Zanim jednak przystąpimy do właściwego tematu, należy przede wszystkim ustalić definicje ciężaru objętościowego. W tym celu w tabl. I zestawiono przykładowo wg paru źródeł określenia związane z ciężarami gruntu. Zestawienie to wskazuje, iż źródłem wielu nieporozumień może być nieustalona nomenklatura. Aby tego uniknąć przyjmujemy dla dalszych rozważań następujące nazwy:

- A) chwilowy ciężar objętościowy,
- B) ciężar objętościowy,
- C) ciężar właściwy szkieletu

— odpowiadające trzem kolejnym określeniom (A, B, C,) podanym w tabl. I w kol. 2. Nazwy te zostały w kol. 3 podkreślone.

W pracy swej inż. Jankowski zgodnie z PN/B jako ciężar objętościowy przyjmuje stosunek ciężaru próbki w stanie naturalnym do objętości próbki, a więc wielkość zmienną, zależną od każdorazowego stanu nasycenia gruntu wodą. Byłoby słuszniej, jak to np. stosuje Musierowicz, nazywać ten ciężar „chwilowym ciężarem objętościowym”, dla podkreślenia właśnie jego zmienności zachodzącej i w warunkach naturalnych (wpływ pór roku, deszczów itd.) i pod działaniem zabiegów technicznych (odwodnienie, nawodnienie).

Nazwę „ciężar objętościowy” należałoby raczej rezerwować dla oznaczenia ciężaru absolutnie suchej masy zawartej w jednostce objętości próbki gruntu.

W warunkach naturalnych grunty nie osiągają tego ciężaru, gdyż nawet w stanie powietrzno-suchym zawierają jeszcze wodę higroskopową (otrzymanie suchej masy wymaga suszenia w 105°). Ciężar objętościowy jest w zwykłych warunkach cechą stosunkowo stałą (z wyjątkiem wierzchnich uprawnych poziomów gleby i torfów w fazie osiadania), dlatego też zasługuje na uwzględnienie w charakteryzowaniu gruntu.

Po tym niezbędnym omówieniu nomenklatury możemy podjąć dalszą analizę wartości dotyczących ciężaru gruntu.

Już w cytowanej na wstępie tablicy (Ciężary objętościowe gruntów organicznych wg PN/B) widzimy pewną sprzeczność, którą trzeba wyjaśnić. Jak mianowicie można wytłumaczyć stwierdzenie PN/B, że „chwilowy ciężar objętościowy” torfów (1,10 — 1,80) tak mało różni się od „chwilowego ciężaru objętościowego” piasków próchnicznych (1,40 — 2,00).

Inż. Jankowski zwraca na to uwagę, pisząc „przeło takie ogólne ramowe dane w tabl. I i II nie mogą stanowić podstaw dla obliczeń statycznych posadowienia na tych glebach” (G. W. str. 62), nie poddaje natomiast przytaczanych wartości bliższej analizie, jednak liczby tablicy ciężarów objętościowych (chwilowych) czyli dane PN/B — 02009 są słuszne. Trzeba tylko uwzględnić jakie grunty są przez PN/B zaliczane do gruntów organicznych. Otóż materiały PN/B, dotychczas opublikowane drukiem, klasyfikacji takiej rzeczywistości nie podają, natomiast w „Projekcie PN/B-02480” z sierpnia 1951¹⁾ mamy szczegółowe i wyczerpujące objaśnienia.

Ponieważ materiałami tymi autor omawianej pracy nie dysponował i zapewne nie są one znane szerszemu ogółowi projektantów melioracyjnych, celowe będzie przytoczenie niektórych pozycji, ściśle związanych ze sprawą ciężarów objętościowych. Tak więc „Projekt PN/B-02480” podaje:

„2.6. Klasa III. Grunty organiczne

A — grunty próchniczne, zawierające domieszkę próchnicy w ilości 2 — 5% (wagowo); takie grunty opisuje się jak w pkt. 2.4, z dodatkowym określeniem „próchniczny”. Symbol — h. Np. piasek drobny, próchniczny — Pdh.

B — namuly, grunty przeważnie pylaste lub gliniaste; z zawartością części organicznych od 5 — 30%. Symbol Nm. Np. namul gliniasty — Nm.

C — torfy; grunty zawierające powyżej 30% części roślinnych (rozłożonych lub nierozłożonych). Symbol — T.

¹⁾ Polskie Normy. Grunty budowlane. Klasyfikacja gruntów i ich bezpieczne obciążanie. Sierpień 1951. PN/B-02480. Projekt.

TABLICA II. Ciężary gruntów torfowych

Rodzaj gruntu	Stosunki wagowe kg/dcm ³			Stosunki objętościowe w %			Zródła
	chwilowy ciężar objętościowy w stanie nasyconym wodą	ciężar objętościowy	ciężar właściwy szkieletu	objętość szkieletu	objętość przestworów	objętość wody	
1	2	3	4	5	6	7	8
Torf niski, turzycowo-mszysty, silnie rozłożony z warstwy wierzchniej torfowiska zmeliorowanego	1,035	0,202	1,75	11,5	88,5	83,3	Ostromiecki ⁶⁾
Torf niski, turzycowo mszysty, średnio rozłożony z głębokości 2 m	0,973	0,088	1,53	5,7	94,3	88,5	" "
Piasek z dytorfem z warstwy spodniej torfowiska niskiego	1,698	1,201	2,65	45,4	54,6	49,7	" "
Torf przejściowy, silnie rozłożony z głębokości 30 cm	1,040	0,193	1,72	11,2	88,8	84,7	" "
Torf niski silnie rozłożony z domieszką piasku, warstwa 0—10 cm	1,234	0,539	2,042	26,4	73,6	69,5	Bielawy n/Notecią wg materiałów IMUZ
Torf niski, słabo rozłożony, mało namulony z głębok. 80—90 cm	1,036	0,137	1,656	8,3	91,7	89,9	
Namuly mineralne, próchniczne z dna torfowiska na głębok. 160 cm	1,431	0,743	2,457	30,3	69,7	68,8	
Torf niski, silnie rozłożony, namulony, warstwa wierzchnia 0—20 cm	1,100	0,236	1,777	13,3	86,7	86,4	Brzoza, Notec Górna; wg materiałów IMUZ
Torf niski turzycowo trzcinowy, średnio rozłożony z głębok. 80—100 cm	1,032	0,136	1,597	8,5	91,5	89,6	
Mułowo - próchniczny z dużą zawartością substancji organicznej niezhumifikowanej							Tomaszewski ⁷⁾
głęb. 3—15 cm	1,058	0,251	—	—	—	80,7	
głęb. 25—35 cm	1,329	0,590	—	—	—	73,9	" "
głęb. 73—83 cm	1,549	1,202	—	—	—	34,7	" "
Torf olszynowy węglanowy							
głęb. 4—14 cm	0,987	0,134	—	—	—	85,3	" "
głęb. 100—110 cm	1,027	0,163	—	—	—	86,4	" "
głęb. 175—185 cm	1,154	0,325	—	—	—	82,9	" "
Torf niski							
głęb. 3—13 cm	1,004	0,103	—	—	—	90,1	" "
głęb. 50—60 cm	1,016	0,112	—	—	—	90,4	" "
głęb. 185—195 cm	1,063	0,197	—	—	—	86,6	" "

Co do ciężarów gruntu „Projekt PN/B-02480“ w zakresie wyżej scharakteryzowanych gruntów organicznych przewiduje następujące wartości:

Tabela 3 — 1. Orientacyjne wartości ciężarów właściwych γ g/cm³, wilgotności naturalnych W_n % i ciężarów objętościowych γ_0 g/cm³.

Rodzaje gruntów	Nazwy gruntów		W_n	γ_0
spoiste organiczne	pyły próchnicze	2,30	20	40
			2,00	1,80
	namuly	2,15 — 2,60	20	1,50
			1,90	1,30
	torfy	0,80 ²⁾ — 2,15	25	400
			1,80	1,1

Wreszcie w „Załączniku nr 2 normy PN/B-02480“ w rozdziale „Symbole, objaśnienia i wzory“ mamy:

²⁾ W wartości ciężaru właściwego torfów $\gamma = 0,80$ prawdopodobnie zachodzi omyłka. Ciężar właściwy szkieletu torfów waha się przeważnie ok. 1,5 — 1,8. Tutaj powinno być zapewne 1,8, co odpowiadałoby torfom silnie rozłożonym lub namulonym. Nadmieniam, że materiały cytuję wg maszynopisu posiadanego przez Katedrę Budownictwa Lądowego SGGW w Warszawie.

I. a) Wilgotność W_n — stosunek ciężaru wody (G_w) zawartej w próbce ciężaru cząstek stałych

$$W_n = \frac{G_w}{G_s} = \frac{G_n - G_s}{G_s} \cdot 100 \%$$

(G_n — ciężar próbki w stanie naturalnym, G_s — ciężar próbki po wysuszeniu w 105°)

b) ciężar objętościowy — γ_0 — stosunek ciężaru próbki w stanie naturalnym (G_n) do objętości próbki (V_n)

$$\gamma_0 = \frac{G_n}{V_n}$$

Jak widzimy, „Projekt PN/B-02480“ różnicuje ciężary objętościowe (chwilowe) od stanu nasycenia wodą. Mianowicie dla „torfów“ (do których wg PN/B zaliczone są grunty o zawartości 30% części organicznych) przy wilgotności 25% (wagowo) „chwilowy ciężar objętościowy“ wynosi 1,8, a przy wilgotności 400% (wagowo) „chwilowy ciężar objętościowy“ jest 1,1. Porównując te wartości ze znanymi nam wartościami dla różnych gruntów (mineralnych i organicznych), stwierdzić można, iż grunty „o chwilowym ciężarze objętościowym“ 1,1 to będą rzeczywiście torfy (w rozumieniu gleboznawczym), a grunty o „chwilowym ciężarze objętościowym“ 1,8 będą wprawdzie zawierały części organiczne, lecz główną masę (do 70% wagowo) stanowić muszą w nich części mineralne.

Wg klasyfikacji gleboznawczej lub melioracyjnej grunty o chwilowym ciężarze w stanie nasycenia zbliżonym do 1,80 można by zaliczyć do gleb mułowo-błotnych, czarnych ziem bagiennych, ewentualnie nawet do murszów (silnie spiaszczonych) lecz nie do torfów.

Dla celów klasyfikacji budowlanej, ze względu na małą przydatność wszystkich tych utworów organicznych jako podłoża i konieczność uzyskania należytego bezpieczeństwa, być może słuszne było wciągnięcie ich przez PN/B do kategorii „torfów”, których zdolności nośne, są jak wiemy istotnie niewielkie.

W każdym bądź razie wypadaloby przy ekspertyzach melioracyjnych i w operatach do projektów wyraźnie rozgraniczać te klasyfikacje, dla uniknięcia zasadniczych błędów, spowodowanych różną interpretacją kategorii gruntów i gleb.

Celem lepszego ilustrowania za jakimi „torfami” mamy do czynienia w przypadku „chwilowego ciężaru objętościowego” 1,1 i 1,8 wykonamy jeszcze następujące obliczenie:

Oznaczmy:

chwilowy ciężar objętościowy	γ_o
ciężar objętościowy	γ_s
ciężar wody zawartej w jednostce objętości gruntu	W

Oczywiście, że w jednostce objętości gruntu musi zachodzić warunek:

$$\gamma_o = \gamma_s + W \quad [1]$$

Wg „projektu PN/B-02480” mamy:

$$a) \text{ przy } \gamma_o = 1,1 \text{ stosunek } \frac{G_{\text{pr}}}{G_s} = 4 \text{ (400\%)}$$

$$b) \text{ przy } \gamma_o = 1,8 \text{ stosunek } \frac{G_{\text{pr}}}{G_s} = 0,25 \text{ (25\%)}$$

Podstawiając te wartości do równania [1] i rozwiązując, otrzymamy:

$$\begin{array}{lll} a) \gamma_o = 1,1 & \gamma_s = 0,22 & W = 0,88 \\ b) \gamma_o = 1,8 & \gamma_s = 1,44 & W = 0,36 \end{array}$$

Jeśli przyjmujemy założenie, że w PN/B-02480 dla „torfów” podane są „chwilowe ciężary objętościowe” w stanie pełnego nasycenia (co wynika z otrzymanych rachunkowo wartości W), to: w przypadku a) objętość przestworków wynosi 0,88, czyli na szkielet V_s przypada 1 — 0,88 = 0,12 jednostek objętości; w przypadku b) objętość przestworków wynosi 0,36, czyli na szkielet gruntu V_s przypada 1 — 0,36 = 0,64 jednostek objętości. Stąd odpowiednie ciężary właściwe szkieletu gruntu będą:

$$\begin{array}{l} \gamma_a = \frac{\gamma_s}{V_s} = \frac{0,22}{0,12} = 1,83 \\ \gamma_b = \frac{\gamma_s}{V_s} = \frac{1,44}{0,64} = 2,25 \end{array}$$

Z tak obliczonych ciężarów właściwych szkieletu gruntu³⁾ należy wnioskować, że: w przypadku a) (chwilowy ciężar objętościowy = 1,1) mamy do czynienia albo z torfem silnie rozłożonym, albo też z torfem częściowo namulonym; w przypadku b) (chwilowy ciężar objętościowy 1,2) będzie to grunt o przewadze części mineralnych, z pewną domieszką części organicznych.

Dalszymi obliczeniami (których tu nie przytaczamy) można uzasadnić, że grunt „torfowy” o chwilowym ciężarze objętościowym 1,8 i wilgotności 25% składałby się z 74% (wagowo) części piasku (o ciężarze właściwym 2,65) i z 26% (wagowo) masy organicznej (o przyjętym tu ciężarze właściwym 1,60).

Są to stosunki prawie odpowiadające kategorii „torfu” wg PN/B-02480, natomiast nie pozwalające na zakwalifikowanie tego gruntu do torfów wg kryteriów gleboznawczych.

Aby poprzeć materiałem doświadczalnym kwestię ciężaru objętościowego zestawiono w tabl. II szereg danych wg kilku źródeł.

³⁾ Z licznej literatury wiadomo, że ciężar właściwy szkieletu wynosi dla torfów (masa organiczna) 1,5 — 1,6, a dla piasków 2,65.

Chwilowy ciężar objętościowy w warunkach niepełnego nasycenia wodą, a więc dla warstwy leżącej ponad poziomem wód gruntowych będzie zmienny w granicach liczb większych w kol. 2 — 3 tabl. II. Z uwagi na dużą kapilarność torfów ciężar ten jednak będzie bliższy wartościom kol. 2. W torfach niskich średnio rozłożonych chwilowy ciężar objętościowy średni dla całej warstwy ponad poziomem wód gruntowych (przy ich zalęganiu na 1 m pod powierzchnią) wynosi 750 — 950 kg/m³.

Dane tablicy wyraźnie potwierdzają poprzedni nasz rachunek dotyczący ciężarów gruntów organicznych wg „Projektu PN/B-02480”. Stwierdzić więc należy, że dla nasycenych wodą gruntów organicznych i zawierających części organiczne, „chwilowe ciężary objętościowe” podawane przez PN/B znajdują swe odzicie w naturze i mogą wahać się w granicach 1,1 — 1,8, aczkolwiek w torfach bywają te ciężary niższe od 1,0.

Cała sprawa sprowadza się do tego, aby

1) nie mieszać różnych klasyfikacji i nie nazywać np. torfem gruntu, który i genetycznie i wobec 70% części mineralnych torfem nie jest,

2) nie przypisywać gruntem, zaliczonym do pewnej kategorii wg klasyfikacji budowlanej, takich własności, które odpowiadają gruntem o podobnej wprawdzie nazwie, ale odnoszącej się do klasyfikacji gleboznawczej.

Niezachowanie tych ostrożności może doprowadzić w wyniku do błędnych wniosków, czego przykładem jest tabl. V (str. 64 G. W.) omawianej pracy. Mianowicie autor w sposób dowolny połączył ze sobą funkcjonalnie trzy wielkości: stopień rozkładu torfu, „chwilowy ciężar objętościowy” i współczynnik do wzoru na osiadanie, wiążąc je ze stanem zagęszczenia torfu. Słuszne jest, że:

— stopień rozkładu torfu waha się od 0 do 100%,

— „chwilowy ciężar objętościowy” gruntów torfowych i mineralnych ze znaczną domieszką części organicznych waha się od 1,1 do 1,8 (jakkolwiek w niektórych torfach chwilowy ciężar objętościowy nawet w stanie nasycenia spada poniżej 1),

— współczynnik K do wzoru na osiadanie torfowisk (wg Panadiadi) wynosi od 1 do 3,84 (aczkolwiek Kostiakow⁸⁾ podaje nawet 5,38),

— stany torfowiska charakteryzowane są w literaturze kategoriami od torfu pływającego, poprzez luźny do torfu zagęszczonego, natomiast niesłuszne jest wzajemne wiązanie tych czterech wielkości na drodze czysto rachunkowej, wychodząc tylko z granicznych wartości podawanych przez literaturę.

Można np. przytoczyć dane doświadczalne, że torfy o „chwilowym ciężarze objętościowym” równym 1,1 wcale nie są torfami nierozłożonymi, lecz przeciwnie będą to torfy średnio, a nawet silnie rozłożone. Można również znaleźć grunty o „chwilowym ciężarze objętościowym” 1,8, gdzie stopień rozkładu masy organicznej (stanowiącej niewielką część wagi ogólnej) będzie mniej niż średni.

Stąd też tabl. V (str. 64 G. W.) jest obciążona zasadniczymi błędami i nie może być stosowana w praktyce. I chociaż sam autor poczynił pewne zastrzeżenia (przytoczone na wstępie niniejszych uwag), to wobec oparcia dalszych obliczeń o tabl. V także i te obliczenia (zestawione w tabl. VII, str. 65 G. W.) nie powinny być traktowane jako poprawne, nawet w charakterze orientacyjnych rozmiarów⁴⁾.

Użycie dla celów praktycznych tabl. VII (osiadanie powierzchni) byłoby możliwe tylko pod warunkiem zmiany kryteriów kwalifikujących torf do kategorii zwięzłości (pływający — zagęszczony), a więc po wprowadzeniu innych wielkości charakterystycznych niż „chwilowy ciężar objętościowy”.

Jeśli chodzi o zagadnienie osiadania torfowisk, to na mocy rozważań teoretycznych, danych z literatury i materiałów doświadczalnych sprawę tę wstępnie rozwiązano w Instytucie Melioracji i Użytków Zielonych. Stosowne metody wraz z tablicami liczbowymi i przykładami są obecnie⁵⁾ przekazywane do użytku projektowych biur melioracyjnych. Z posiadanych materiałów wynika, że dość dobrą charakterystykę zawartości

⁴⁾ Orientacyjny charakter tabl. VII autor w swym artykule zaznaczył.

⁵⁾ W chwili pisania artykułu, tj. w kwietniu 1954.

torfu, wiążącą się funkcjonalnie ze współczynnikiem osiadania (wg wzoru Panadiadi), może służyć ciężar objętościowy, tj. ciężar suchej masy gruntu (szkieletu gruntu) zawartej w jednostce objętości gruntu, pobranej z zachowaniem naturalnej struktury. Ciężar ten zależny jest od wskaźnika porowatości, który jak wiadomo w teorii osiadania gruntów spełnia podstawową rolę. „Chwilowy ciężar objętościowy” nie jest dla osiadania kryterium dostateczny, ponieważ obejmuje łącznie i szkielet i zmienną zawartość wody. Może się więc tak zdarzyć, że dwa grunty o identycznym „chwilowym ciężarze objętościowym” będą zupełnie różnie osiadały, o ile stosunki objętości szkieletu (abstrahując od różnic w jakości masy) i objętości przestworzków (czyli wskaźniki porowatości) będą w nich różne.

Na zakończenie pragnąłbym wyraźnie zaznaczyć, że uwagi niniejsze nie mają na celu wywołania polemiki, lecz powinny przyczynić się do wyjaśnienia sprawy ciężarów objętościowych.

INŻ. JULIAN WĘŻYK

Nowy typ deszczomierza sygnalizującego

Doceniając duże znaczenie należytej sygnalizacji opadów w zagadnieniu walki z powodzią podajemy opis deszczomierza sygnalizującego pomysłu inż. Wężyka, kierownika Stacji Hydrologiczno-Meteorologicznej PIHM w Nowym Sączu.

Opisany przyrząd stanowi usprawienie poprzedniego pomysłu Autora, opisanego w „Przeglądzie Meteorologicznym i Hydrologicznym”, zesz. 1 — 2/53.

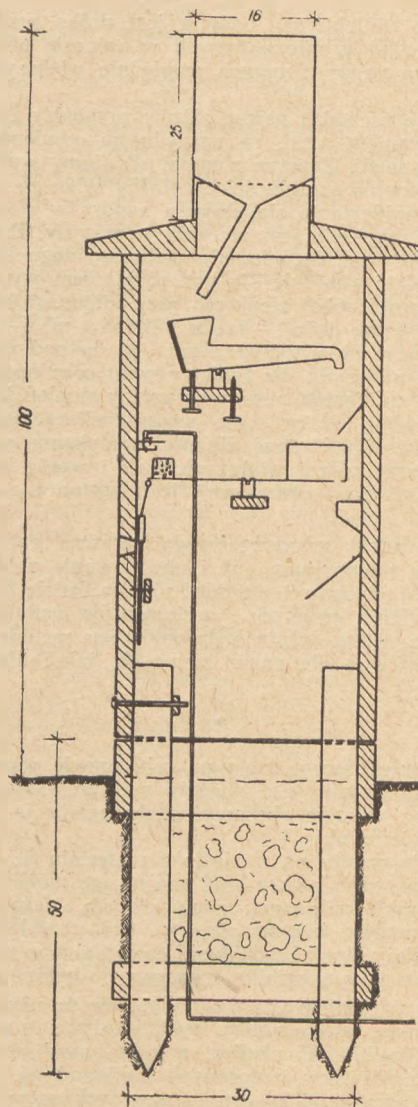
Deszczomierz składa się z dwóch części. Do drewnianej podstawy zabitej w grunt, zamocowana jest skrzynka drewniana o przekroju kwadratowym 30 × 30 cm z daszkiem, w który wstawiona jest część górna zwykłego deszczomierza z przedłużonym ukośnie lejkiem. Wewnątrz skrzynki umieszczone jest naczynko z rynienką, poruszającą się wahadłowo na osi, tak skonstruowane, że naczynko jest cięższe od rynienki. Naczynko to opiera się na śrubie, która równocześnie służy do nastawiania deszczomierza na dowolną wielkość opadu. Szerokość naczynka i rynienki przyjęto 10 cm. Druga śruba służy jedynie do zabezpieczenia, by przy wylewaniu się wody środek ciężkości naczynka nie przeszedł poza oś, bo wówczas nie wróciłoby ono do pierwotnego położenia. Woda z rynienki spływa do otwartej puszkii stanowiącej szalkę wagi dwuramiennej, skonstruowanej z drutu półstalowego o $\varnothing$ 4 mm. W dnie puszkii są otwory, przez które woda z puszkii wylewa się i spływa do ziemi. Na drugim ramieniu wagi umieszczone jest pudełko ze śrutem, który służy do wytarowania wagi, tzn. by po wylaniu się wody z puszkii przeważało nieco pudełko ze śrutem. Nad tym pudełkiem umieszczony jest kontakt, który skonstruowano w ten sposób, że dolna płytka opada do położenia poziomego pod własnym ciężarem, co gwarantuje pewne rozłączenie się kontaktu. Bardzo ważną sprawą jest, aby styki kontaktu były posrebrzone lub pocynowane dla pewniejszego działania kontaktu. Do tego ramienia wagi przytwierdzone jest ruchomo połączenie z małą dwuramienną dźwigniką. Na drugim końcu tej dźwigniki znajduje się również ruchomo przytwierdzona zapadka, która za każdym przechyleniem wagi przesuwa kółko zębate licznika o jeden ząb. Druga zapadka przymocowana do ściany skrzynki służy jedynie do tego, by kółko nie obracało się w przeciwnym kierunku. Pod każdym zębem namalowana jest bieżąca cyfra, widoczna przez szasklone okienko, z zewnątrz deszczomierza. Od kontaktu biegną przewody napowietrzne, lub co jest korzystniejsze, kabel ziemny do baterii elektrycznej i dzwonka w mieszkaniu obserwatora.

Z chwilą, gdy do naczynka spłynie 200 cm³ wody, woda z rynienki weleje się do puszki, waga przeważy się i złączy kontakt, przesuwając równocześnie licznik o jedną liczbę, a dzwonek daje sygnał w mieszkaniu obserwatora. Długość sygnału można bardzo łatwo wyregulować, gdy zamiast otworków w dnie puszki przypawa się mały kranik i nim reguluje czas wypływu wody z puszki. Malejące odstępy czasu między sygnałami świadczą o wzmaganiu się deszczu.

Analizując krytycznie niektóre pozycje pracy inż. Jankowskiego, w pełni podzielam ostateczne wnioski autora, brzmiące: „Przy dobieraniu danych do obliczeń statycznych na torach trudno uniknąć pomyłek, najpewniej byłoby przeprowadzić odpowiednie dokładne badania toru dla każdego większego torowiska”. Podejście to powinno znaleźć swój wyraz w metodach i zakresie terenowych studiów do projektów melioracyjnych.

LITERATURA

1. Łomtadze W. D. — Metody laboratoryjnych issledowanij fiziko-miechanicznych swojstw pieszczyn i glinistych gruntow. Moskwa 1952.
2. Musierowicz A. — Gleboznawstwo ogólne.
3. PN/B-02480 Projekt — Grunty budowlane. Klasyfikacja gruntów i ich bezpieczne obciążenie. Sierpień 1951.
4. Czerkasow A. A. — Melioracje i sielskochozajstwiennojne wodospabżenie. 1950
5. Rozow L. P. — Melioratiwnoje poczwowiedienie. 1936
6. Ostromecki J. — O niektórych związkach funkcjonalnych między fizykalnymi własnościami toru i torłowisk. 1936
7. Tomaszewski J. — Głęby łakowe. 1947
8. Kostiakow — Osnowy melioracji. 1951



Rys. 1. Deszczomierz notujący i sygnalizujący opad dla celów przeciwpowodziowych. Przekrój podłużny.

Jeżeli chcemy nastawić deszczomierz np. na sygnalizowanie co 10 mm opadu, postępujemy w sposób następujący: Ponieważ powierzchnia deszczomierza ma 200 cm², to opad 10 mm wynosi 200 cm³. Tę ilość wody wlewamy do menzurki, a z niej do ombrometru. Następnie podkręcamy śrubę lewą tak wysoko, aż naczynko się przeważa. Woda szybko się wyleje, a naczynko wraca do pierwotnego położenia. Czynność tę należy powtórzyć parę razy, by dokładnie naregulować przyrząd. Tak samo postępuje się przy regulowaniu na inne wielkości opadu.

Przy tym deszczomierzu zadanie obserwatora w czasie powodzi jest znacznie ułatwione; obowiązkiem jego jest jedynie przetelefonowanie do stacji zbiorczej dokładnej godziny, o której był sygnał, i podanie liczby bieżącej na liczniku. Obserwator nie potrzebuje stałe czuwać w czasie powodzi, gdyż dzwonek daje mu znać o zanotowaniu opadu na liczniku. Aparat działa automatycznie i wymaga jedynie wymiany zwykłej baterii elektrycznej.

Meldunki obserwatorów przesyłane telefonicznie do stacji

zbiorczych będą miały dokładny i jasny obraz sytuacji opadowej w czasie powodzi.

W poprzednio opisanym typie deszczomierza zamiast licznika zastosowano w mieszkaniu obserwatora zegar z tarczą obracającą się w przeciwnym kierunku niż wskazówki. Na tarczę nakłada się papier z cyframi zegarowymi. Przy spięciu kontaktu dzwonek daje w mieszkaniu obserwatora sygnał i równocześnie elektromagnes przyciąga dźwigienkę, na której końcu umieszczony jest zbiorniczek z farbą i knotkiem, a który o danej godzinie wybija punkt na wymiennej papierowej tarczy zegarowej. Prototyp tego deszczomierza wykonano i wypróbowano; działa on niezawodnie, ale wymaga inteligentniejszej obsługi.

Orientacyjnie można ustalić koszt deszczomierza z licznikiem i zwykłym budzikiem czy zegarem, w który należy zaopatrzyć każdego obserwatora i instalację na 2 — 2,5 tys. zł, a więc bardzo niski w porównaniu z zadaniem jakie ma spełnić, a i to jest ważne, że można go wykonać poza wytwórniami precyzyjnych aparatów.

INŻ. CZESŁAW BIELENIA

Biuro Projektów Wodno-Melioracyjnych

Badania gruntoznawcze dla projektu zapory ziemnej względnie obwałowania

W artykule niniejszym podjęta jest próba przedstawienia koniecznych badań gruntoznawczych w zakresie projektowania i wykonawstwa zapór ziemnych względnie większych obwałowań.

Tematycznie zachodzą pewne różnice pomiędzy zaporą ziemną a obwałowaniem rzeki, ze względu na odmienne przeznaczenie tych budowli. Zaporze ziemnej stawiamy wyższe wymagania co do stopnia szczelności chociażby tylko ze względu na długotrwałe znajdowanie się korpusu zapory w strefie oddziaływania wody, zapelniającej zbiornik retencyjny. Przy obwałowaniu rzeki lub większego kanału melioracyjnego korpus wału stosunkowo krócej znajduje się pod działaniem wysokich wód, natomiast objętość robót ziemnych przy kilkunastokilometrowej trasie wału jest tak duża — rzędu milionów m³ — że uzasadnione i konieczne są wnikliwe studia co do podłoża projektowanego wału, materiału dla budowy wału oraz sposobu wykonawstwa, gwarantującego pewien osiągalny stopień jakości i ekonomiczności robót. W praktyce wodno-melioracyjnej obwałowania kilkunastokilometrowej długości spotykamy, na przykład, w polderach przy ujściu większych rzek i wtedy odpowiednia jakość wykonawstwa obwałowań jest istotna dla gospodarki polderowej.

W świetle nauki gruntoznawstwa zarówno zaporę ziemną przy zbiorniku retencyjnym, jak i obwałowanie polderu wymaga w zasadzie tych samych studiów, różnica będzie tylko w stopniowaniu nasilenia pewnych sortymentów badań. Dlatego w dalszym ciągu tego tekstu będą omówione metody badawcze, miarodajne zarówno dla zapór ziemnych, jak i dla większych obwałowań.

Studia gruntoznawcze mają na celu przede wszystkim:

1) zbadanie gruntu jako podłoża pod projektowaną zaporę względnie wał; w razie obecności skały należy ją zbadać metodami geologicznymi;

2) zbadanie gruntu na trasie jako materiału do budowy zapory względnie wału; należy brać pod uwagę możliwość wytworzenia szczelnych mieszanek ziemnych dla wykonania odpowiednich elementów korpusu nasypu (na przykład jądra zapory) oraz należy zbadać możliwość ewentualnego użycia odpowiedniego materiału jako składnika kruszywa do betonów;

3) o ile grunty na trasie nie nadają się do użycia jako materiał budowlany, wtedy należy objąć studiami gruntoznawczymi tereny w najbliższej okolicy, w celu umożliwienia pobierania materiału z rezerw, położonych najdogodniej.

O ile w trakcie studiów gruntoznawczych natrafimy na skalę lub na warstwę gruntu nieprzepuszczalnego, zaleca się w przypadku zapory założyć taką sieć otworów badawczych,

aby umożliwić naniesienie na osobny plan sytuacyjny granic zalegania skały względnie gruntu nieprzepuszczalnego z wykreśleniem warstw geologicznych. Tak sporządzony plan pozwoli zrewidować słuszność zaprojektowanego usytuowania zapory. Dla zilustrowania objętości takich studiów warto podać, że dla niektórych zapór ziemnych, opisanych w literaturze, wykonano 1000 do 2000 otworów wiertniczych badawczych, o średniej głębokości około 25 m, zaś maksymalna głębokość otworu wyniosła w opisanych przypadkach około 90 m; odległość między otworami wynosiła ± 60 m. Natomiast dla obwałowań można zalecić następujące zagęszczenie otworów badawczych: na trasie wału otwory co 200 m oraz w punktach charakterystycznych (np. w wyraźnych zagłębieniach terenowych i w miejscach wyraźnej zmiany rodzaju gruntu); w razie projektowania nasypów na znacznym spadku poprzecznym należy wykonywać w każdym przekroju poprzecznym co najmniej 3 otwory badawcze; w razie prowadzenia trasy przez torfowiska i bagna należy wykonać otwory badawcze tak głęboko, ażeby scharakteryzować rzeźbę dna torfowiska względnie bagna.

Co do wymaganego zagęszczenia otworów badawczych w miejscu projektowanych „budowli” (śluz, jazy, stacje pomp polderowych itd.) — znajdujemy przepisy w normie PN/B-184.

Ponieważ podczas takich studiów gruntoznawczych otrzymujemy znaczną ilość próbek gruntu, więc oprócz przeprowadzenia badań laboratoryjnych w kierunku scharakteryzowania i zakwalifikowania różnych gruntów — należałoby równocześnie wykonać badania laboratoryjne w kierunku wytypowania ewentualnych mieszanek z 2 lub 3 rodzajów gruntu, ewentualnie z dodatkiem składnika stabilizującego. Wytypowane recepty dozowania posłużą jako materiał wyjściowy dla zaprojektowania odpowiednich konstrukcji korpusu zapory względnie wału oraz dla opracowania odpowiednich metod technologicznych w zakresie wykonawstwa robót.

Wreszcie należy zaznaczyć, że dla niektórych większych robót może okazać się konieczne rozszerzyć powyższe studia gruntoznawcze przez wykonanie próbnych obciążeń gruntu, próbnego pompowania wody gruntowej oraz badań chemicznych gruntu i wody, o czym będzie powiedziane w dalszej części niniejszego tekstu.

W przyjętym przez nasze biura projektowe cyklu sporządzania dokumentacji technicznej można usytuować studia gruntoznawcze mniej więcej w następujący sposób: po opracowaniu założeń projektowych wykonuje się w terenie zdjęcia sytuacyjno-niwelacyjne oraz sondy; prace te wykonuje zespół pomiarowy na obszarze, zaznaczonym szkieco na mapach poglądowych (szlabach), stosownie do wytycznych, zawartych w za-

łożeniach projektowych. Po opracowaniu kameralnym gotowy operat pomiarowy — przede wszystkim plany sytuacyjno-niwelacyjne i wyniki sond — zostają przekazane zespołowi projektowemu, który sporządza projekt wstępny zadanego obiektu wodno-melioracyjnego. Najważniejszymi składnikami projektu wstępnego są: hydrologia, ogólny układ funkcjonalny projektowanej koncepcji, prowizoryczne trasy głównych robót ziemnych (zapor, obwałowania), prowizoryczna lokalizacja głównych obiektów wodno-budowlanych (stacje pomp polderowych, śluzy wałowe, upusty na zaporze itd.), szkice konstrukcji głównych budowli (przekroje zapory względnie obwałowań z zaznaczeniem projektowanego materiału budowlanego), szacunkowy kosztorys. W projekcie wstępnym mogą być ewentualnie podane także alternatywne koncepcje rozwiązania opracowywanego zadania. Po zaakceptowaniu projektu wstępnego w trybie przepisanych instrukcjami PKPG, należy rozpocząć studia gruntoznawcze; dla lepszej orientacji należy wytyczyć prowizorycznie w terenie główne trasy na podstawie zaakceptowanego projektu wstępnego. W tej fazie pracy zespół gruntoznawców, przy udziale hydrogeologa, ustala program szczegółowy studiów i wyznacza na planach rozmieszczenie, głębokość i rodzaj otworów badawczych oraz dysponuje inne badania, objęte zakreślonym programem; oczywiście, w czasie przeprowadzania studiów, zależnie od uzyskiwanych wyników, program ulega niezbędnym modyfikacjom, w sensie powiększenia lub zmniejszenia liczby otworów lub rodzajów badań. W studiach gruntoznawczych musi brać udział delegat zespołu projektowego jako łącznik, który w tej fazie pracy może nie tylko doradzać, ale w pewnych przypadkach może stworzyć nowe koncepcje projektowe, rodzaje się na tle przebiegu studiów, co przeważnie spowoduje zmianę programu dalszych studiów.

Podstawowym elementem studiów gruntoznawczych jest wykonanie otworów badawczych, pobranie odpowiednich próbek i badanie laboratoryjne próbek.

Otworami badawczymi nazywamy:

— doły próbne o szerokości 0,6—0,8 m, długości 2 m, głębokości do 3 m, o naturalnych skarpach gruntowych; ścianę czołową dołu próbnego należy usytuować „naprzeciw słońca” i wykonać pionowo; natomiast od przeciwległej ściany wyrabiamy w wykopie schodki 0,5×0,5 m; szybem nazywa się wykop rozparty, o głębokości w zasadzie ponad 3 m;

— wiercenia badawcze, polegające na wykonaniu głębokich otworów żarurowanych lub płytszych otworów bez rurowania; sposoby wykonania wierceń są ogólnie znane; przepisowe głębokości wierceń badawczych znajdujemy w normie PN/B-184;

— otwory kombinowane, polegające na tym, że po wykonaniu dołu próbnego, wykonuje się wywiercenie otworu.

Jak wiadomo, otwory badawcze mają na celu zdobycie danych dla wykreślenia przekrojów geotechnicznych oraz uzyskanie próbek dla badań laboratoryjnych, co w rezultacie umożliwia nam prawidłowe zakwalifikowanie gruntów oraz przeprowadzenie innych jeszcze badań. Według prof. Wiluna („Gruntoznawstwo drogowe” Warszawa 1947) rozróżniamy następujące typy próbek gruntu:

a) próbki gruntu o nienaruszonej strukturze (symbol NNS), o wymiarach $\varnothing$ 12—15 cm, h = 15—25 cm; pobiera się je ze wszystkich warstw gruntu, a z warstw grubszych niż 1 m pobiera się próbki NNS co 1 m głębokości, zaś co najmniej u góry i u dołu danej warstwy gruntu;

b) próbki gruntu o naruszonej strukturze, lecz z zachowaniem naturalnej wilgotności, o objętości próbek 0,1—0,2 litra w gruntach spoistych, zaś w gruntach torfowych i błotnistych o objętości 1—2 litrów;

c) próbki gruntu o naruszonej strukturze, które mogą wyschnąć, o wadze 3—5 kg.

Sposób opakowania i transportu próbek omówiony jest w zacytowanej książce prof. Wiluna, tamże są opisane najważniejsze badania laboratoryjne. Opracowanie dyspozycji (ile jakich próbek pobrać) należy do obowiązku zespołu gruntoznawców w ramach sporządzenia programu studiów gruntoznawczych.

Przy zaporach ziemnych względnie większych obwałowaniach często zaleca się przeprowadzenie terenowego badania gruntu na ściskanie — niezależnie od analogicznych badań w laboratorium; ma to znaczenie w szczególności wtedy, gdy obciążenie

podłoża jest stosunkowo duże, a przede wszystkim w przypadku, gdy obciążenie podłoża w pewnym miejscu ma uskok czyli gwałtowną zmianę — na przykład, jeżeli nasyp wału przerwany jest przez wbudowanie śluzy wałowej itp. — pod tą śluzą, oczywiście, zachodzą w podłożu inne naprężenia ściskające, aniżeli pod korpusem wału.

Próbne obciążenia gruntu wykonuje się na terenie projektowanych robót w punktach, wyznaczonych na podstawie wstępnego usytuowania budowli oraz na podstawie wykonanych uprzednio wierceń badawczych — w taki sposób, aby badaniu podlegały warstwy najbardziej charakterystyczne i o większej miąższości, których ścisłość ma decydujące znaczenie dla pracy konstrukcji budowli. Próbny obciążeniem w danym punkcie należy poddać grunty podłoża w kilku poziomach; głębokość najniższego poziomu ustala się w zależności od przewidywanej wielkości fundamentu względnie korpusu budowli i przewidywanej wartości nacisku jednostkowego na grunt.

Próbne obciążenia w niektórych przypadkach dają obraz niezupełnie zgodny z rzeczywistością, a to przede wszystkim dlatego, że polegają one na oddziaływaniu tylko na stosunkowo małą powierzchnię, a poza tym także dlatego, że podczas wykonywania próby istnieją inne warunki, aniżeli później w podłożu gotowej budowli. W szczególności należy tutaj uwzględnić, że podczas przeprowadzania próbnych obciążeń nie istnieje jeszcze spiętrzenie wody i wobec tego uwilgotnienie podłoża czyli warstw gruntowych jest mniejsze, aniżeli później po wykonaniu budowli; poza tym należy brać pod uwagę, że w ogólności procesy osiadania gruntu pod obciążeniem przebiegają z reguły powoli (zresztą zależnie od rodzaju gruntu), wskutek tego podczas przeprowadzania próbnego obciążenia nie mamy możliwości pomierzyć całkowitej czyli sumarycznej wartości osiadania.

Jak wynika z powyższego omówienia cech ujemnych, próbne obciążenia nie dają obrazu zupełnie ściśle zgodnego z rzeczywistością, jednak należy stwierdzić bardzo ważną zaletę, że uzyskuje się dostatecznie wyraźny porównawczy obraz zachowania się różnych rodzajów gruntu przy danym obciążeniu.

Na podstawie wyników próbnego obciążenia można również narysować wykres różnych osiadań przy jednakowym obciążeniu, co daje cenny materiał do scharakteryzowania warunków, w których będzie pracować odnośna budowla po wykonaniu. Badania, przeprowadzone na różnych budowlach wykazały, że faktyczne osiadanie gruntu pod budowlą osiągnęły większą wartość, aniżeli uzyskano podczas próbnych obciążeń, ale kształt wykresu faktycznych osiadań jest w przybliżeniu zgodny z tym, który uzyskano w trakcie próbnych obciążeń.

Szczególnie przy niejednorodnym, urozmaiconym podłożu gruntowym podobne badania są bardzo istotne; możemy, na przykład, prawidłowo zaprojektować rozmieszczenie szczelin dylatacyjnych w projektowanej budowli, stosownie do zmienności wykresu osiadania gruntu, możemy wnioskować co do trafności przyjętych lub proponowanych dopuszczalnych obciążeń itd.

Jeżeli chodzi o praktykę wodno-melioracyjną, to tutaj spotykamy się często z obwałowaniem większych cieków i kanałów, przebiegających po gruntach torfowych, a wtedy przybliżone zorientowanie się co do prawdopodobnej wartości osiadania projektowanych wałów jest pożądane chociażby tylko dla obliczenia wiarygodnej objętości robót ziemnych, nie mówiąc już o doborze odpowiedniej konstrukcji korpusu wału oraz opracowaniu odpowiednich metod wykonawstwa. Zbadanie prawdopodobnych wartości ścisłości podłoża jest tym bardziej potrzebne dla zapór na zbiornikach retencyjnych oraz takich budowli wodnych jak śluzy wałowe itp.

Istnieją różne metody przeprowadzania próbnych obciążeń gruntu, jednak dla dziedziny podstawowych melioracji wodnych, jak zbiorniki retencyjne, obwałowania rzek i większych kanałów, obiekty polderowe — najodpowiedniejsza jest taka metoda, która pozwoli pokryć rozległe tereny i długie trasy siecią otworów badawczych; mianowicie, jest to metoda wykonywania próbnych obciążeń w rurowanych otworach, wierconych na dowolnej głębokości pod powierzchnią terenu.

Zasada tej metody polega na tym, że nad żarurowanym otworem wiertniczym średnicy co najmniej 350 mm ustawiamy aparaturę, zmontowaną na specjalnym wózku (rys. 1); aparatura składa się ze stalowej lub żelbetowej „poduszki” (rodzaj tłoka), którą wpuszczamy do otworu wiertniczego i dajemy na poduszkę odpowiednie ciśnienie hydrauliczne, wytworzone

- $a_1, a_2, a_3 \dots a_r$ — odległości poszczególnych studzienek obserwacyjnych od studni depresyjnej,
 r — liczba studzienek obserwacyjnych, w których dokonywano jednoczesnych obserwacji zwierciadła wody.

Skoro dla określenia niewiadomych mamy do dyspozycji więcej niż 2 jednoczesne obserwacje, przeprowadzamy rachunek wyrównawczy metodą najmniejszych kwadratów; otrzymujemy:

$$k = \frac{q \cdot [\sum_1^r (\ln a)^2 - r \cdot \sum_1^r (\ln a)^2]}{\pi \cdot [r \sum_1^r (H^2 - z^2) \cdot \ln a - \sum_1^r (H^2 - z^2) \cdot \sum_1^r \ln a]} \quad (2)$$

Aczkolwiek poprzednio zaznaczono, że współczynnik k określa się przez próbną pompowanie skuteczniej, aniżeli przez laboratoryjne badanie próbek gruntu, jednak i metoda próbnego pompowania nie może dać wyników absolutnie ścisłych; powodem jest okoliczność, że studnia depresyjna oddziaływa tylko w ograniczonej strefie terenu, natomiast po wykonaniu zapory lub wału, cała długość wykonanej budowli będzie narażona na przesiąki, a zatem współczynnik przepuszczalności k będzie kształtował się nieco w odmiennych warunkach, aniżeli podczas próbnego pompowania.

Badanie chemiczne gruntów ma na celu przede wszystkim stwierdzenie, czy grunt zawiera składniki rozpuszczalne w wodzie, bo w tym przypadku zachodzi niebezpieczeństwo stopniowego przechodzenia tych składników do roztworu i wówczas może powstać rozluźnienie się struktury i wzmożone osiadanie nasypu; przy niekorzystnym zbiegu okoliczności może to być

jednym z powodów katastrofy (w literaturze opisano powstałą w takich warunkach katastrofę zapory ziemnej Apishapa).

Dalej istotne jest określenie zawartości wapna w gruncie, które przeprowadza się jak następuje: określamy ilość dwutlenku węgla CO_2 przez oddziaływanie rozrzedzonym kwasem solnym na próbkę gruntu, następnie przeliczamy na odpowiednią ilość węgla wapnia CaCO_3 ; do badania można użyć aparatu Scheiblera względnie innego.

W wielu przypadkach zalecane jest określenie zawartości humusu, co jest ważnym uzupełnieniem charakterystyki gruntu jako materiału budowlanego.

Badanie chemiczne wody gruntowej przeprowadza się w 2 głównych kierunkach:

- zdatność do użycia w zaprawach,
- agresywność w stosunku do wykonanych części konstrukcyjnych.

Wydaje się bezsporne, że koszty odpowiednich studiów wstępnych na etapie tworzenia dokumentacji projektowo-kosztorysowej, jak również koszty bieżącej kontroli naukowej podczas wykonawstwa — stanowią ułamek kwoty, która będzie zaoszczędzona na kosztach inwestycji, nie mówiąc już o wysokiej, dotychczas jeszcze u nas nie spotykanej jakości wykonawstwa takich robót, w których podstawowym materiałem budowlanym jest ziemia.

Wydaje się niewątpliwe, że wzmoczenie wysiłków w kierunku podniesienia stylu pracy w budownictwie wodno-melioracyjnym stanowi istotny odcinek naszej walki o decydujące zwiększenie produkcji rolnej, nie nadążającej za rozwojem produkcji przemysłowej.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Zastąpienie drewnianej ścianki szczelnej dla zapobieżenia filtracji „prozkami” betonowymi

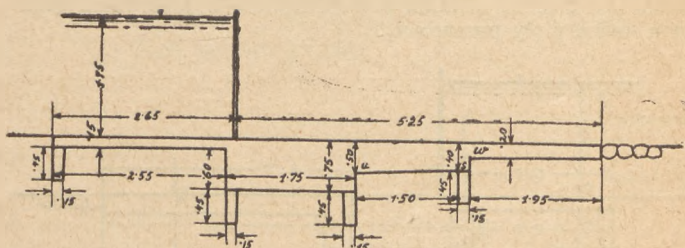
Jak wiadomo, przy projektowaniu zastawek, śluz i jazów oblicza się jako przeciwdziałanie filtracji wody pod fundamentem budowli, wg metody Bligha, ulepszonej przez Zamarina. potrzebną długość ponuru i poszuru oraz długość jednej, względnie dwóch ścianek szczelnych¹⁾.

Budowle piętrzące w zakresie prac wodno-melioracyjnych przeważnie należą do III klasy, w związku z czym współczynnik C_1 , przy drobnym piasku w gruncie pod budowlą, będzie $7 \cdot 0,6 = 4,2$, stąd skażona długość obrysu fundamentu L_p powinna być $C_1 \cdot H = 4,2 H$, gdzie H jest wysokością piętrzenia. Zazwyczaj zgodnie ze wskazaniami Zamarina, długość ponuru projektuje się równą H do $2 H$, średnio $1,5 H$, długość poszuru równą $2 H$ do $4 H$, średnio $3 H$. Razem długość budowli wynosi od $3 H$ do $6 H$, średnio $4,5 H$. Grubość płyty poszuru uzależniona jest od ciśnienia piezometrycznego spiętrzonej wody, zaś grubość bloku pod progiem również od wymogów stateczności budowli. Przeliczywszy długość skażoną dolnego obrysu budowli, zaprojektowanej przy powyższych założeniach, otrzymamy wartość L , która prawie zawsze jest mniejszą od wymaganej L_p , a różnicę $L_p - L$ wyrównujemy za pomocą jednej, względnie dwóch ścianek szczelnych. Jednakże drewniane ścianki szczelne są kosztowne, a przy wykonywaniu bardzo czasochłonne i zazwyczaj wymagają kafara. Poza tym drewniane ścianki szczelne na burtach kanału, przy zmiennych wodostanach w krótkim czasie butwieją.

Nasuwa się myśl, aby drewniane ścianki szczelne zastąpić „prozkami” betonowymi, tj. poprzecznymi, płytkimi i cienkimi ściankami betonowymi, o wymiarach $0,50 \times 0,15$ m, umieszczonymi pod ponurem, pod progiem i pod poszurem. Prozki takie,

ażeby filtrująca woda spodem ich nie obchodziła, podobnie jak i ścianki szczelne, muszą się znajdować w odpowiedniej od siebie odległości, która wg Bligha powinna wynosić $2y$, zaś wg Zamarina — $3y$, gdzie y jest wysokością prozka, czyli minimum w odległości $2 \times 0,50 = 1,00$ m, względnie $3 \times 0,50 = 1,50$ m.

Przykładowo podajemy obliczenie wymiarów ze względu na filtrację dolnej części budowli, przy zastosowaniu prozków betonowych, dla zastawki piętrzącej do $H = 1,75$ m.



Rys. 1. $H = 1,75$ m; Ponur: $1,5 H = 2,65$ m; Poszur: $3H = 5,25$ m.

$$L_p = 4,2 \cdot 1,75 = 7,35 \text{ m}; \quad L = 0,15 + \frac{2,55}{3} + 0,60 + \frac{1,75}{3} + 0,25 + 0,10 + \frac{1,65}{3} + 0,20 + \frac{1,95}{3} + 0,20 = 4,13 \text{ m};$$

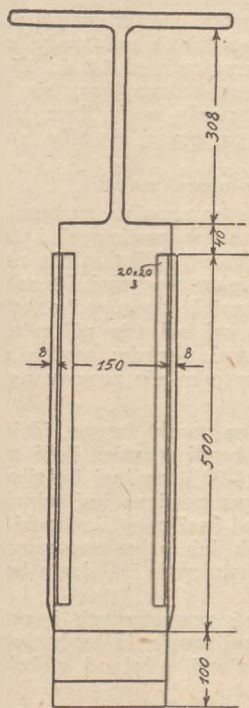
$$L_p - L = 7,35 - 4,13 = 3,22, \text{ czyli potrzebna jest ścianka szczelna o długości } \frac{3,22}{2} = 1,61 \text{ m.}$$

Zamiast ścianki szczelnej dajemy cztery prozki betonowe, o wymiarach $0,45 \times 0,15$ m. Wtedy skażona długość obrysu będzie:

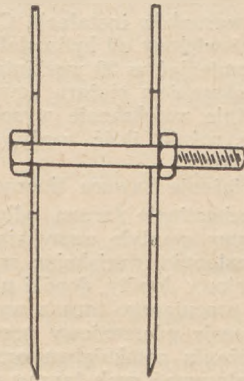
$$L_1 = L + 4 \cdot 2 \cdot 0,45 = 4,13 + 3,60 = 7,73 \text{ m} > L_p.$$

¹⁾ Sposób obliczenia wymiarów budowli oraz ścianek szczelnych zgodnie z metodami Bligha — Zamarina został podany w Gospodarcę Wodnej Nr 4/47 w artykule inż. Z. Sochońla pt. „Określenie rozmiarów budowli piętrzących ze względu na przesiąkanie wody pod fundamentami”, jak również dostatecznie jasno jest omówiony w podręczniku Popowa (Gidrotechničeskije sooruzenia 1950).

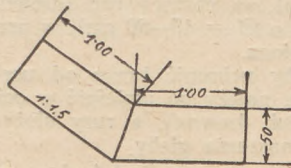
podeprzeć ją zasuwaniami wcisniętymi w grunt (zasuwamy są dłuższe od płyt), po czym dostawić drugą płytę i ścisnąć je śrubami, tak aby odstęp wynosił 15 cm. Następnie, wciskając stopniowo



Rys. 7. Przekrój A — B.



Rys. 8. Przekrój E — F.



Rys. 9.

zasuwamy w grunt, jednocześnie wbijają się przy pomocy okutych młotów obie płyty. Po wbiciu ich do wysokości śrub, odkręcamy śruby i wyciągamy bolce, aby nie przeszkadzały dalszemu, całkowitemu wbiciu płyt w ziemię. Następnie wybiera się ziemię ze środka sztychem drenarskim i smaruje dobrze wewnętrzne ścianki smarem, po czym następuje sypanie i ubijanie mieszanki betonowej, przy stopniowym podciąganiu w górę zasuw między płytami. W razie gdyby wbijanie w grunt długich płyt szło opornie, można to ułatwić przez wykopywanie ziemi ze środka po częściowym wbiciu płyt.

Płyty wyciąga się z gruntu za uchwyty drągami lub wyciągarkami. Prawdopodobnie najlepiej będzie wyciągać je nie za jednym razem, po całkowitym wybetonowaniu prozka, lecz stopniowo w miarę ubicia poszczególnych warstw betonu. Da to możliwość przy powtórnym ubijaniu warstwy betonu, po częściowym podciągnięciu płyty, dokładnego zespolenia się go z gruntem.

Na skutek tego grubość prozka będzie większa niż 15 cm i liczyć trzeba, że betonu wyjdzie o 15—20% więcej. Przy szerokości kanału w dnie 2,00 m, nachyleniu skarp 1 : 1,5 i wysokości piętrzenia 1,50 m, długość prozka wyniesie $2,00 + 2 \times 2,90 + 2 \times 0,50 = 8,80$ m. Na prozek o tej długości i wymiarach $0,50 \times 0,15$ m potrzeba będzie betonu $1,20 \cdot 8,80 \cdot 0,50 \cdot 0,15 = 0,79$ m³, który w danym przypadku zastępuje $8,80 \cdot 0,5 = 4,40$ m² ścianki szczelnej.

Zalety prozków betonowych w przeciwstawieniu do drewnianej ścianki szczelnej:

- szybkość i taniość wykonania,
- uniknięcie potrzeby kafara,
- trwałość bez porównania większa niż drewnianej ścianki szczelnej, która butwieje przy zmiennych stanach wody,
- wodoszczelność jest dużo większa, niż drewnianej ścianki szczelnej, która nigdy w pełni wodoszczelna nie jest.

INŻ. FELICJA WITULSKA

Taran wodny

Ciekawym a mało znanym podnośnikiem wody jest wynaleziony w 1796 r., a później udoskonalony taran wodny lub hydrauliczny¹⁾.

Jak dotąd taran wodny nie znalazł jeszcze większego rozpowszechnienia, mimo iż na to całkowicie zasługuje, z powodu nieprzeciętnych zalet.

Taran stanowi w zasadzie połączenie napędowego silnika wodnego z pompą tłoczącą, która działa samoczynnie pod ciśnieniem dopływającej wody spiętrzonej. Tak więc napęd odbywa się za pomocą energii spadku wody, a ściślej mówiąc, siły uderzenia hydraulicznego.

Taran można stosować wszędzie tam, gdzie istnieje lub może być utworzony sztucznie (z rzeczki, stawu, źródła, jazu melioracyjnego) niewielki spadek wody w granicach od 1 do 10 m i nawet do 20 m i gdzie jest do dyspozycji ilość wody, kilkakrotnie przewyższająca dobowe jej zapotrzebowanie w danym ośrodku. Wysokość, na jaką taran może podnosić wodę do zbiornika lub do wieży ciśnieniowej, jest 8—10 razy większa od wysokości danego spiętrzenia. Odległość źródła wody od taranu nie powinna przekraczać 100 m. Prócz tego konieczne jest, aby przeważająca część wody, nie tłoczona do rurociągu a wykonująca li tylko pracę podnoszenia, mogła swobodnie odpływać od taranu z powrotem do rzeczki, stawu lub kanału.

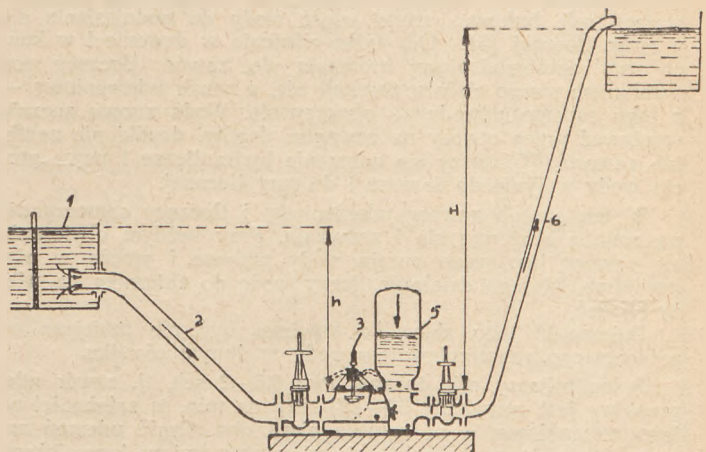
Ilość podnoszonej przez taran (rys. 1) wody stanowi część (7—40%) wody, dopływającej doń ze źródła i daje się określić wg wzoru:

$$q = \mu \frac{Qh}{H} \text{ (m}^3\text{/sek)}$$

gdzie: Q — ilość wody dopływająca ze źródła przez rurę 2;

h — różnica poziomów wody w źródle i gniazda zaworu uderzeniowego (3);

H — wysokość podnoszenia wody, licząc od poziomu tego samego gniazda,



Rys. 1

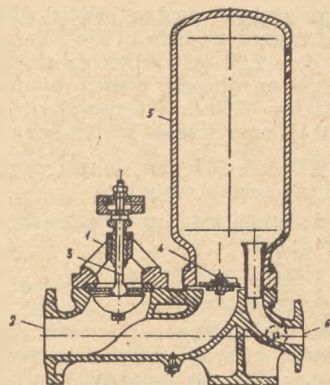
1) Taran wodny zwany jest niekiedy (np. na Podhalu) „baranem wodnym”. Nazwa ta powstała prawdopodobnie z powodu podobieństwa w działaniu uderzeniowym tego podnośnika do działania historycznego wojennego przyrządu oblężniczego, zakończonego „baranim łbem” do rozbijania murów obronnych.

μ — współczynnik sprawności, którego wartość zależy głównie od stosunku $\frac{H}{h}$ i w mniejszym stopniu od zestawienia innych elementów procesu.

Maksymalna sprawność tarana

$$\mu = \frac{q_0 H}{Q_0 h} = 0,85$$

Taran ma bardzo prostą i mocną budowę, pracuje bez obcego napędu mechanicznego i wymaga niezwykle mało obsługi oraz napraw. Składa się on z następujących części: stojana, dwóch zaworów (uderzeniowego i tłoczącego), dzwonu powietrznego, dwóch wentyli, dwu rur — zasilającej, która łączy zbiornik z taranem, i tłoczącej do podnoszenia wody na wieżę ciśnieni lub do zbiornika.



Rys. 2

Działanie tarana polega na uderzeniu hydraulicznym w rurach, powstającym za każdym razem, kiedy ruch wody w rurze nagle się przerywa. Zasada działania tarana jest następująca (rys. 1 i 2): woda ze źródła (1) poprzez rurę doprowadzającą (2) wpływa do puszkii zaworowej (7), zaopatrzonej w zawór uderzeniowy (3); jeżeli ten ostatni zamkniemy unosząc go w górę i przytrzymamy, to woda otworzy zawór tłoczący (4), umieszczony wewnątrz dzwonu powietrznego (5) i otwierający się do jego wnętrza oraz podniesie się w rurze tłocznej (6) według prawa naczyń połączonych do jednakowego poziomu ze źródłem. Jeżeli teraz zawór uderzeniowy (3) otworzymy, opuszczając go w dół, to woda zacznie wypływać przez otwory w puszcze zaworowej (7) na zewnątrz, przy czym szybkość wypływania wody stopniowo wzrasta i gdy osiągnie określoną wielkość, woda podniesie zawór uderzeniowy (3) i zamknie otwór.

W wyniku nagłego ustania dopływu wody w rurze doprowadzającej wytworzy się powiększone ciśnienie i nastąpi mocne uderzenie, tzw. uderzenie hydrauliczne; wskutek tego powiększonego ciśnienia woda otworzy do góry zawór tłoczący (4), wpadnie do dzwonu i, sprężając w nim powietrze, odgrywając rolę bufonu, zmusi część wody do podniesienia się w rurze tłocznej (6). Gdy tylko ciśnienia w dzwonie i w końcu rury doprowadzającej zrównają się, zawór tłoczący pod działaniem swego ciężaru zamknie się, a zawór uderzeniowy — z tego samego powodu — otworzy się. Woda znowu zacznie wypływać przez otwory na zewnątrz dopóty, dopóki nie zamknie zaworu. Wytworzy się uderzenie hydrauliczne i nowa porcja wody wpłynie do dzwonu i do rury tłocznej.

W ten sposób zawory uderzeniowy i tłoczący samoczynnie na zmianę otwierają się i zamykają. Przy każdym otwieraniu się zaworu tłoczącego porcja wody wpływa i spręża w nim powietrze, którego działanie tłoczy wodę do zbiornika na wieżę ciśnieni.

Pojemność tego zbiornika powinna być nie mniejsza od półdobowego zapotrzebowania wody w danym ośrodku.

Jeden roboczy cykl tarana trwa 0,5—2 sek, tj. zawór uderzeniowy jest zamykany 30—120 razy na min, w zależności od jego wyregulowania za pomocą ciężarków. Część uderzeń zaworu uderzeniowego reguluje się więc przez zmianę jego ciężaru. Ze zwiększeniem tego ostatniego ciśnienie niezbędne do jego zamknięcia wzrasta i wraz z nim wzrasta szybkość ruchu wo-

dy w rurze zasilającej zaś liczba uderzeń zaworu maleje. O ile zmniejszymy ciężar zaworu uderzeniowego, to częstość uderzeń zwiększy się a siła ich się zmniejszy, i odwrotnie. Wielkość ciężarków na zaworze uderzeniowym dobiera się na miejscu, zależnie od warunków instalacji. Ciężar zaworu uderzeniowego powinien być większy od hydrostatycznego ciśnienia nafi wody; można go zmieniać w 30 wariantach, w granicach od 1,2 do 4,5 kg. Ze zwiększeniem ciężaru zaworu uderzeniowego łączy się konsekwentnie zwiększenie wysokości tłoczenia wody, lecz jednocześnie rośnie ilość wody, odrzucana przez otwarty zawór uderzeniowy.

Obciążenie zaworu tłoczącego nie ulega zmianie.

Uruchamianie tarana odbywa się w sposób następujący: otwieramy wentyle zamykające na rurach zasilającej i tłocznej; następnie, naciskając ręką, otwieramy kilkakrotnie zawór uderzeniowy dopóty, dopóki nie zacznie on pracować. Do zatrzymania pracującego tarana wystarczy unieść do góry i przytrzymać zawór uderzeniowy przez kilka sekund (do pół minuty) w położeniu zamkniętym oraz zamknąć wentyle; można również zatrzymać ruch tarana przez przyknięcie zasuw na rurze zasilającej.

Woda, wypływająca przez zaworową puszkę tarana, idzie na pracę podnoszenia wody i traci się bezużytecznie; ilość zużywaną w ten sposób wody wynosi 40—90% ogólnej ilości przepływającej przez taran. Woda odlotowa powinna być odprowadzana na bok do miejsca niższego (najlepiej do rzeki lub stawu) za pomocą rur (drewnianych lub azbestowo-cementowych o $\varnothing = 15\text{--}20\text{ cm}$), w przeciwnym razie instalacja będzie zatopiona.

Aby uchronić taran od uszkodzeń zewnętrznych i zamarzania, należy go umieścić w ocieplonej szopie (z cegły, kamienia lub drewna), a rury ułożyć w ziemi, niżej od głębokości przemarzania gleby.

Taran zawsze jest budowany niżej poziomu wody w źródle tak, aby woda była do niego doprowadzona z pewnej wysokości pod ciśnieniem, np. przy źródłach, wypływających ze zboczy wąwozu ponad jego dnem, a przy sztucznych spiętrzeniach — u podstawy jazu.

Wysokość poziomu wody w źródle nad taranem, zwana wysokością spadu wody h , ma duże znaczenie dla jego pracy; im jest ona większa, tym więcej wody podnosi taran. W praktyce znane są przypadki, gdzie h dochodziło do 20 m. Wysokość górnego poziomu H w zbiorniku na wieży ciśnieni nazywa się wysokością tłoczenia, która może sięgać 100—110 m.

Rura zasilająca składa się z poszczególnych żelaznych lub żeliwnych rur z flanszami, pomiędzy którymi zakłada się przesyconą pokostem tekturę. Średnicę rury zasilającej przyjmuje się równą średnicy wejściowej otworu tarana, a jej długość (15—40 m) powinna być 4—6 razy większa od wysokości spadu wody w źródle. Rurę tę należy prowadzić do taranu łagodnymi krzywiznami, bez ostrych zakrętów przy ciągłym i równomiernym pochyleniu; po stronie ujęcia wody koniec rury zaopatruje się w siatkę i umieszcza się o 0,5 m wyżej od zbiornika zasilającego, a przed samym taranem daje się w rurze zasuwę.

Jeżeli w warunkach miejscowych potrzebna długość rury zasilającej okaże się mniejsza lub większa od faktycznej odległości pomiędzy źródłem wody a miejscem położenia tarana, to w pierwszym przypadku na rurze zasilającej urządzi się w odległości, potrzebnej według obliczeń jej długości, pośredni zbiorniczek w postaci studni, a w drugim przypadku — rurę zasilającą uклада się łagodnymi skrajami.

Do budowy rurociągu zasilającego używa się rur żeliwnych i stalowych (albo azbestowo-cementowych), a przy wysokości podnoszenia mniejszej od 30 m można stosować również drewniane rury wiercone.

Średnicę rury tłocznej należy obrać dwukrotnie mniejszą od średnicy rury zasilającej, a jej długość może być dowolna zależnie od warunków miejscowych.

Dobrze zbudowana i wyregulowana instalacja taranowa pracuje samoczynnie, bezustannie (aczkolwiek w sposób charakterystyczny skokami z regularnymi krótkimi przerwami) i nie wymaga stałego dozoru. Obsługa takiego urządzenia polega na okresowym dopełnianiu dzwonu powietrzem, co odbywa się również samoczynnie przez specjalną dyszę, oraz na wymianie gumowych wkładek. Powietrze, znajdujące się w dzwonie, powoli rozpuszcza się w wodzie i jest przez nią

unoszone. Dlatego też raz na 5—10 dni należy taran zatrzymać, sprawdzić działanie wentyli na rurociągu i za pomocą dolnego zaworu i korka na dzwonie wypuścić zeń wodę, następnie opróżniony od wody dzwon ponownie napelnić powietrzem. Równocześnie należy też obejrzeć całą instalację i ujęcie wody (czy jest zanurzony koniec rury zasilającej), a wszystkie dostrzeżone podczas oględzin usterki trzeba usunąć. Raz do roku wskazane jest całkowite rozmontowanie tarana, obejrzanie wszystkich części i przepłukanie rury zasilającej oraz tłocznej. Remont instalacji taranowej polega na wymianie zużytej części zaworu uderzeniowego, gumowych lub skórzanych wkładek w zaworach i na wymianie pakunków w smarownicach zasuw.

Czas nieprzerwanej pracy tarana liczy się na 20—25 lat. Urządzenie takie pracuje w ZSRR na wielu fermach hodowlanych, w kółchozach i sowchozach, pokrywając całkowicie zapotrzebowanie wody w gospodarstwie.

Wydajność instalacji zależy od warunków, w jakich ona pracuje, tj. od ilości dopływającej doń wody, wysokości spadu i tłoczenia oraz długości rury zasilającej wymiarów samego tarana.

Obecnie radzieckie fabryki Ministerstwa Rolniczego Budownictwa Maszynowego produkują tarany hydrauliczne typu GT-1 o rozmaitych wymiarach i rozmaitej wydajności. Odróżnia się je wg ustalonych numerów, odpowiadających określonym średnicom rur zasilających.

Tak np. taran nr 5 ma średnicę rury doprowadzającej = 50 mm, taran nr 7 ma średnicę rury doprowadzającej = 75 mm, taran nr 10 ma średnicę rury doprowadzającej = 100 mm.

Techniczna charakterystyka przeciętnego tarana jest następująca: ogólne wymiary w mm — długość — 550, szerokość — 260, wysokość — 772 oraz ciężar — 105 kg; skok zaworu uderzeniowego — a) normalny — 15 mm, b) granice dopuszczalne: 5—20 mm; średnica rury zasilającej 50—100 mm; wysokość spadu wody 1—10 m; wysokość tłoczenia do 80 m, szybkobieżność zaworu uderzeniowego: 30—120 ud/min; przeciętna sprawność: 0,61—0,74; maksymalna sprawność: 0,85. Ogólnie biorąc, taran — zależnie od warunków instalacji — rozwija średnio moc od $\frac{1}{30}$ do $\frac{1}{2}$ KM i daje od 5 do 40 m³ wody na dobę.

Dla przykładu wydajność tarana nr 7 przy różnej wysokości spadu wody u źródła wynosi:

przy $h = 1$ m —	5,0 m ³ /dobę =	0,21 m ³ /g
„ $h = 2$ m —	8,2 „	= 0,34 „
„ $h = 3$ m —	12,0 „	= 0,50 „
„ $h = 4$ m —	15,6 „	= 0,65 „
„ $h = 5$ m —	19,0 „	= 0,79 „
„ $h = 6$ m —	22,5 „	= 0,94 „
„ $h = 7$ m —	25,6 „	= 1,07 „
„ $h = 8$ m —	28,8 „	= 1,20 „
„ $h = 9$ m —	32,0 „	= 1,33 „
„ $h = 10$ m —	35,2 „	= 1,50 „
„ $h = 11$ m —	38,4 „	= 1,60 „
„ $h = 12$ m —	41,6 „	= 1,73 „

Ogólna ilość wody, potrzebna dla tarana nr 7 do osiągnięcia wymienionej wydajności zależy od wysokości tłoczenia H i wynosi:

przy $H = 20$ m —	110 m ³ /dobę =	4,58 m ³ /g
„ $H = 30$ m —	168 „	= 7,02 „
„ $H = 40$ m —	227 „	= 9,46 „
„ $H = 50$ m —	286 „	= 11,92 „

TABLICA I. Dobór racjonalnych wymiarów i roboczych charakterystyk GT-1 przy średnicy rury zasilającej $d_o = 76$ mm

h m	q_o l/min	$\frac{H}{m}$	20		30		40		50		60	
		$\frac{Q_o}{l/min}$	77	$\frac{q_o}{Q_o} \%$	117	$\frac{q_o}{Q_o} \%$	158	$\frac{q_o}{Q_o} \%$	199	$\frac{q_o}{Q_o} \%$	242	$\frac{q_o}{Q_o} \%$
2	5,7	l	15—45	7,4	15	4,9	—	—	—	—	—	—
		n	110—30		75—65		—		—		—	
		μ	0,74		0,73		—		—		—	
3	8,3	l	30—60	10,8	15—45	7,9	15	5,3	—	—	—	—
		n	80—35		110—30		70—60		—		—	
		μ	0,72		0,71		0,70		—		—	
4	10,8	l	30—60	14	30—60	9,2	15—30	6,8	15	5,4	—	—
		n	100—45		70—30		105—45		85—75		—	
		μ	0,70		0,69		0,68		0,68		—	
5	13,2	l	30—60	17,1	30—60	11,3	15—45	8,3	15	6,6	—	—
		n	120—55		85—35		120—35		105—95		—	
		μ	0,68		0,68		0,67		0,66		—	
6	15,6	l	45—75	20,1	30—75	13,3	30—60	9,9	15—30	7,8	15	6,4
		n	90—50		100—35		80—30		120—55		100—95	
		μ	0,67		0,67		0,66		0,65		0,64	
7	17,8	l	45—75	23,1	30—75	15,2	30—45	11,2	30	8,9	15	7,4
		n	100—55		110—40		85—50		70—60		120—110	
		μ	0,66		0,65		0,64		0,64		0,63	
8	20	l	60—75	26	30—75	17,1	30—45	12,6	30	10	30	8,3
		n	75—60		120—45		95—60		80—70		70—60	
		μ	0,65		0,64		0,63		0,63		0,62	
9	22	l	75—90	28,6	45—90	18,8	45—60	13,9	20	11	30	9,1
		n	75—55		90—40		70—45		90—80		75—65	
		μ	0,64		0,63		0,64		0,61		0,61	

Do doboru racjonalnych wymiarów i roboczych charakterystyk GT-1 dla poszczególnego przypadku można się posługiwać tablicą 1, w której h — wysokość spadku w metrach, q_0 — wydajność tarana, tj. ilość podnoszonej przezeń wody w l/min, H — wysokość tłoczenia w metrach, Q_0 — zdolność przepustowa rury zasilającej, d_0 i l — jej średnica i długość, n — szybkobieżność zaworu uderzeniowego, tj. liczba jego uderzeń na minutę.

Jeżeli w danej instalacji średnica rury zasilającej jest d , to do określenia Q i q w tym przypadku trzeba odpowiednie wartości Q_0 i q_0 pomnożyć przez $\frac{d^2}{d_0^2}$.

Znając potrzebną do zasilania danego ośrodka ilość wody, wysokość jej spadku i podnoszenia oraz, chcąc osiągnąć wysoką sprawność tarana, możemy z tablicy wybrać potrzebny jego wymiar i wyregulować szybkobieżność zaworu uderzeniowego.

Jak już wspomniano, taran wodny ma cały szereg zalet w porównaniu z innymi rodzajami podnośników wody, mianowicie: a) pracuje samoczynnie — bez silnika mechanicznego, b) ma prostą i mocną budowę, wobec czego psuje się rzadko, c) potrzebuje niewielkiej i niewykwalifikowanej obsługi, d) uruchamianie i zatrzymywanie jego jest proste i prędkie, e) służy dziesiątki lat.

Optimum warunków do jego zastosowania jest następujące:

- 1) $q < 360$ l/min,
- 2) $h_{sp} = 1 - 10$ m,
- 3) $H_{tl} = 50 - 60$ m oraz

4) źródło wody powinno być tak obfite, żeby dawało Q znacznie większe od podnoszonego q (w skrajnym przypadku nawet dziewięciokrotnie).

O ile wydajność jednego tarana okaże się niedostateczna, można przy tym samym źródle (jeżeli wody jest dosyć) urządzić dwa lub kilka taranów o samodzielnych rurach zasilających do wspólnej pracy równoległej. Gdyby potrzebna wysokość tłoczenia wody była bardzo duża, teoretycznie jest do pomysłenia zainstalowanie paru taranów w szeregu, lecz przy tym ilość podnoszonej wody progresywnie ogromnie maleje.

Taran wodny zarówno pojedynczy, jak kilkakrotny ze zbiornikiem na wieży ciśnieniowej, może służyć do zaopatrywania w wodę niewielkich budów, państwowych gospodarstw rolnych, spółdzielni produkcyjnych, ferm hodowlanych i pastwisk, małych osad, deszczowni w ogrodach i sadach (do 20 ha), stawów rybnych, basenów kąpielowych itd. Oczywiście najpierw trzeba obliczyć, czy do danego celu i zapotrzebowania wody w miejscowych warunkach wystarczy wydajność takiej instalacji.

Dla porównania przykładowo przytoczyć można wielkość zapotrzebowania wody:

a) dla spółdzielni produkcyjnej o 250 ha, 60 zagrodach, 300 ludziach z inwentarzem potrzeba w przybliżeniu 60 m^3 wody na dobę (≈ 42 l/min.) czyli wystarczyłyby 2 tarany GT-1 przy $h_{sp} = 9$ m lub 3 tarany przy $h_{sp} \approx 5$ m;

b) dla fermy hodowlanej o 500 szt. bydła potrzeba $16,5 \text{ m}^3$ wody na dobę ($\approx 11,5$ l/min.), tj. wystarczyłyby 1 taran GT-1 przy $h_{sp} = 4-5$ m.

Zbudowanie takiego tarana, jako instalacji ubocznej jest dość proste i może mieć miejsce na większym spiętrzeniu w kanale melioracyjnym, do rozprowadzania wody do dalszych i wyżej położonych rowów nawodniających,

— na jazie upustowym przy każdym młynie wodnym, do wodociągu,

— na jazie upustowym przy każdej siłowni wodnej, a zwłaszcza na tamie przełazowej przy średniej elektrowni o większym spadzie wody, do wodociągu,

— na małym wodospadzie i potoku górskim, do zaopatrywania w wodę pobliskich wsi, osad oraz ośrodków turystycznych i wczasowych

Upustowa energia strugi wodnej, przelewającej się przez 1 mb jazu, może być określona wg wzoru:

$$N = 13,3 q H - \frac{V_o^2}{2g}$$

gdzie: N — zbędna energia strugi w KM,

q — przepływ na 1 mb jazu w m^3/sek ,

H — różnica poziomów górnego i dolnego,

V_o — naturalna szybkość wody w dolnym odpływie.

Nawet przy stosunkowo małych przepływach jednostkowych ($1-4 \text{ m}^3/\text{sek}$) przy wysokim spiętrzeniu zbędna energia może osiągnąć dużą wielkość.

Niestety tarany wodne jak dotąd są stosunkowo jeszcze mało rozpowszechnione nawet w przodującym ZSRR. U nas, między innymi, na Ziemiach Zachodnich spotyka się gdzieś gdzieś niewielkie tarany, budowane przed laty. Zasadniczą przyczyną tego polega na nieświadomości i często na niezrozumieniu tej wielkiej korzyści gospodarczej w rolnictwie jaką może dawać w dostawie wody ten drobny silnik hydrauliczny, zużytkowujący energię wody upustowej.

LITERATURA

1. Techniczeskij Słownik, 1939.
2. Sielskochozajstwiennaja enciklopedija, 1949.
3. Turbin, Jofinow, Sominicz i Stalnow: Mechanizacja i elektryfikacja sielskokochozajstwa, stroitelstwo sielskochozajstwiennych postrojek, 1949.
4. Kolchoznaja proizwodstwiennaja enciklopedija, 1950.
5. Sielskochozajstwiennije masziny. Katalog, 1952.
6. Wójcicki M: Maszyny rolnicze i ogrodnicze, 1953.

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

INŻ. KAZIMIERZ SIEMASZKIEWICZ

Udoskonalenia techniczne i usprawnienia w dziale wodnych melioracji*)

W pracach wodno-melioracyjnych roboty kafarowe wymagają dużej precyzji, ponieważ trwałość budowli takich, jak: śluzy, jazy, upusty, młiny, rurociągi, przepusty itd. zależy od właściwego wykonania ścianek szczelnych. Dotychczas stosowane kafary do bicia pali oraz ścianek szczelnych w pracach wodno-melioracyjnych były mniej lub więcej przydatne, ale wszystkie, a szczególnie cięższe sprawiały wiele trudności przy ich przesuwaniu. Dla przyspieszenia zapuszczania ścianek szczelnych ob. Graboń, pracownik Rejonowego Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych w Pszczynie, udoskonalił zwykły kafar

sznurowy. Główne elementy składowe ulepszonego kafara, zwanego „Grab 50“, są następujące (rys. 1):

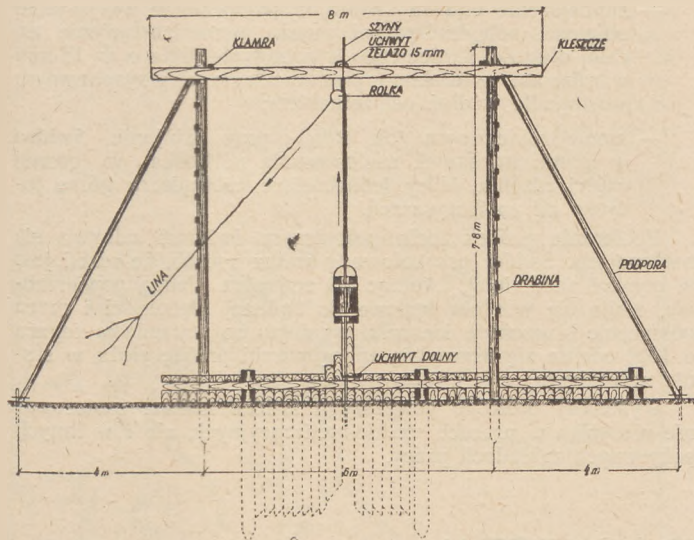
- dwie drabiny na których spoczywają kleszcze,
- kleszcze z przymocowaną do nich rolką,
- prowadnica (dwa drągi żelazne $\varnothing 50$ mm),
- klamry, linka itp.

Ustawienie powyższego kafara nie sprawi wiele trudności, a czas na to przeznaczony nie jest dłuższy jak przy kafarze normalnym. Najpierw zakopuje się drabiny w ziemię na głębokość ok. 0,5 m. Na drabinach kładzie się kleszcze, które spina się dwiema klamrami po obydwu stronach, następnie każdą drabinę podpira się trzema podporami, które służą jako za-

*) Ciąg dalszy artykułu z nr 3/54 „G. W.“

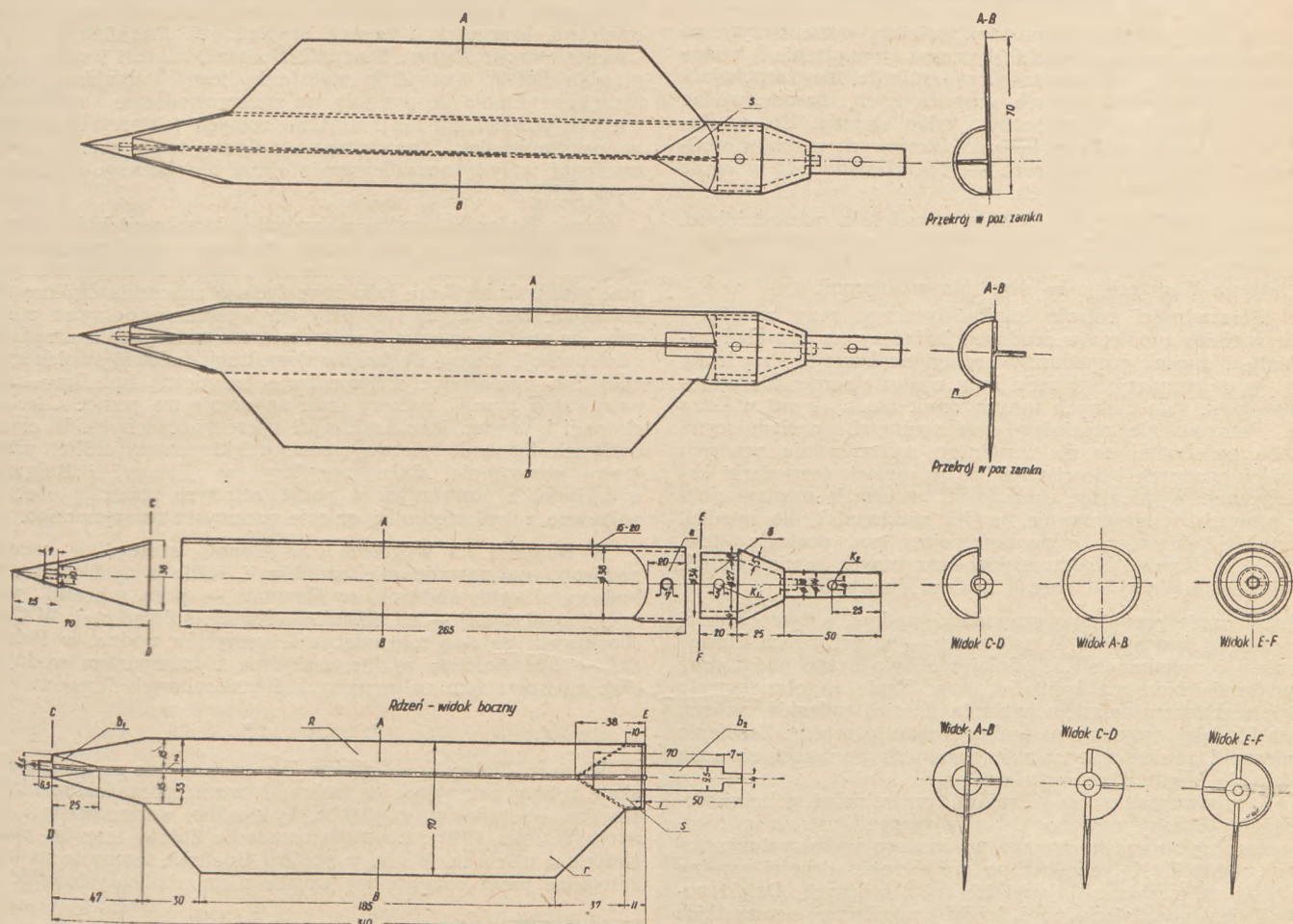
strzały usztywniające konstrukcję; podpory u góry przymocowane gwoździemi, u dołu zaś zakotwiczone w ziemi przy pomocy kółków, które wbija się w specjalne uchwyty znajdujące się na podporach. Pomiędzy drabinami ustawia się dwie pionowe prowadnice, umocowując je dwoma uchwyty: górnym — związanym z kleszczami i dolnym opartym o wbijaną ściankę. Prowadnice te na dole wciska się jeszcze w ziemię (swoim ciężarem) dla lepszego usztywnienia. Do uchwytu górnego przywieszona jest rolka do ciągnięcia liny, na końcu której zawieszona jest bitnia, przy czym jej obręcz obejmuje prowadnicę. Tak zestawiony kafar może służyć do zabicia ścianki szczelnej na długości nawet do 6 metrów, posuwając tylko wzdłuż kleszczy prowadnicę wraz z bitnią, bez potrzeby przesuwania całej konstrukcji kafara. Drabiny ułatwiają wejście dla przesunięcia umocnienia górnego, na którym zawieszona jest rolka, jak również pozwalają na umieszczenie kleszczy na odpowiedniej i dogodnej wysokości.

Jak widać z powyższego, konstrukcja takiego kafara jest bardzo prosta, ułatwiająca i skracająca czas przy biciu ścianek szczelnych, szczególnie przy dłuższych prostych odcinkach; odpada tutaj czas na przesuwanie kafara oraz potrzeba budowania pomostów; dostęp do kafara jest możliwy i wygodny ze wszystkich stron. Są to główne cechy usprawniające. Poza tym konstrukcja samego kafara jest bardzo prosta i pozwala na wykonanie go na samym placu budowy we własnym zakresie.



Rys. 1. Widok z boku (kafar ustawiony do wbijania ścianki szczelnej).

Rozwijający się w Polsce Ludowej przemysł torfowy stawia przed służbą terenową zażalenie dokładnego i szczegółowego rozpoznania wszystkich złóż torfowych i sklasyfikowania ich wg przydatności. Badanie złóż przeprowadza się zwykle prymitywnym sposobem, używając metody odkrywkowej (która nie na wszystkich złożach może być stosowana) lub za pomocą specjalnych tyczek z wycięciem, którymi pobierane są próbki ze złoża. Daje to w efekcie możliwość uzyskania tylko orientacyjnych danych o jakości i ilości zalegającego torfu. Używany również świder „Hillera” do badań złóż torfu nie daje właściwych wyników, gdyż pobrane próbki do analizy wykazują duże różnice we właściwościach fizycznych i chemicznych torfu, w stosunku do złoża w stanie naturalnym. Znacznie lepsze re-



Rys. 2. Projekt świda „Instorfa”

zultaty dla ustalenia rzeczywistych właściwości torfu w stanie rodzimym uzyskać można za pomocą dotychczas nie stosowanego w Polsce świdra, opracowanego przez naukowców radzieckich, znanego pod nazwą „Instorfu”.

Opierając się na wynikach pracy tego świdra¹⁾ inż. B. Omiełanińczyk, pracownik Centralnego Zarządu Wodnych Melioracji, wprowadził do pierwowzoru pewne udoskonalenie, zmierzające do dostosowania świdra do naszych potrzeb. Przy opracowaniu projektu i prototypu autor korzystał z naukowych wskazówek prof. L. Taytscha.

Zmodyfikowany świder „Instorfu” (rys. 2) składa się z półcylindrycznej stalowej puszkii (A), zakończonej u dołu ostrzem (B) o kształcie stożka i rdzenia (R) stanowiącego zamykającą część świdra. Wewnątrz puszkii umocowany jest rdzeń w kształcie teownika, z przedłużonym ramieniem (r), stanowiącym skrzydło zabezpieczające rdzeń przed jego obrotami. Rdzeń wykonany jest ze stalowej blachy i posiada na obu końcach osi przyspawane dwa bolce. Bolec (b₁) w dolnej części wpawany jest w rdzeń (R) o kształcie stożka, zaś w dolnej w postaci walca (b₂). Bolec w górnej części osłonięty jest półstożkiem (S), przyspawanym zewnątrz do teownika.

Rdzeń wewnątrz puszkii obraca się na czopach, stanowiących zakończenie obu bolców, których łożyskami są: dolna część puszkii (stożek) i głowica (G) — górne zakończenie świdra. Zewnętrzna część puszkii (A) posiada jedną krawędź tnącą (n), która służy do odcinania torfu w złożu.

¹⁾ „Torfianje miestorozdiennija i ich rozwiedie”.

Półcylindryczna puszka (A) w części górnej (a) połączona jest z głowicą (G) za pomocą gwintu, na długości którego puszka posiada pełny cylinder. Utwierdzenie dokonane jest śrubami (K₁, K₂); w razie uszkodzenia detali konstrukcyjnych świdra, tego rodzaju umocowanie umożliwia szybką wymianę.

Na skutek przystosowania świdra do badania naszych złóż torfowych uzyskano:

- zmniejszenie ciężaru świdra, a jednocześnie zwiększenie objętości półcylindrycznej puszkii, przez zastąpienie na całej długości istniejącego w prototypie pręta o $\varnothing$ 18 mm w rdzeniu, szerokim płaskownikiem z przyspawanym prostopadłe wzduż osi żeberkiem;
- zmniejszenie oporu (ok. 40%) przy wbijaniu świdra w grunt, na skutek zastosowania półstożka w górnej części rdzenia, który jednocześnie zabezpiecza górne łożysko od zanieczyszczeń.

Pobieranie próbek torfu powyższym świdrem odbywa się następująco: Świder przygotowany w ten sposób, że rdzeń jest w pozycji zamkniętej, tworząc na zewnątrz gładką powierzchnię, wbija się w złoże torfowe do żądanej głębokości i przez pokręcenie kluczem w kierunku zgodnym ze wskazówką zegara o 180° odcina się krawędzią tnącą puszkii próbkę złoża w stanie naturalnym.

Wykonany prototyp powyższego świdra znalazł zastosowanie nie tylko w pracach wodno-melioracyjnych, ale i w innych pokrewnych zakładach pracy.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

BUDOWNICTWO WODNE W EUROPEJSKICH PAŃSTWACH DEMOKRACJI LUDOWEJ

Europejskie państwa demokracji ludowej odziedziczyły po zlikwidowanym ustroju kapitalistycznym urządzenia wodne w stanie nader zaniedbanym. Urządzenia te nie zaspokajały nawet przedwojennych potrzeb gospodarczych. Zasoby wodne były wykorzystane w nieznacznym tylko stopniu. Np. w Rumunii przed wojną wykorzystano 3% krajowych zasobów wodno-energetycznych, na Węgrzech — 1%, Albania zaś w ogóle nie posiadała siłowni wodnych.

Stan, w jakim się znajdowały urządzenia nawodniające, nie pozwalał na walkę z posuchą. Należy nadmienić, że w ciągu ostatnich dziesięcioleci posuchy zdarzały się średnio co trzy lata na Węgrzech, a co dwa lata w Rumunii.

O niezadadności ustroju kapitalistycznego przy rozwiązywaniu wielkich problemów wodnych świadczy na przykład zaniedbanie i upadek gospodarczy żeglugi na Dunaju. Przydziały kredytów na regulację tej rzeki były niedostateczne; nie wykonywano poza tym żadnych innych robót wodnych na większą skalę. Porozumienie pomiędzy nadbrzeżnymi, sąsiadującymi ze sobą państwami co do wspólnego wykonywania pewnych inwestycji wodnych było niemożliwe w ramach gospodarki kapitalistycznej. Wymienione okoliczności w okresie międzywojennym prowadziły nieuchronnie handel nadlunajski do upadku. Imperialiści europejscy i pozaeuropejscy pod postacią tzw. Europejskiej Komisji Naddunajskiej oraz innych komisji tłumili w ciągu dziesiątków lat rozwój żeglugi dunajskiej.

Rozwiązanie problemów gospodarki wodnej, a tym bardziej rozwiązanie ich w sposób kompleksowy — w państwach Europy centralnej i południowo-wschodniej nie było brane pod uwagę przez przedsiębiorstwa kapitalistyczne. Kraje te otrzymywały energię elektryczną kosztem spalania drogich rodzajów paliwa, co tym bardziej wpływało na podwyższenie jego ceny. Zacołanie techniczne i zaniedbanie szlaków wodnych pociągało za sobą zwiększenie kosztu transportu wodnego.

Po wprowadzeniu do krajów centralnej i południowo-wschodniej Europy nowego, demokratycznego ustroju zwrócono szczególną uwagę na sprawę właściwego wykorzystania zasobów wodnych. Natychmiast po zakończeniu drugiej wojny światowej przystąpiono do wielkich robót wodnych. Dzięki pomocy Związku Radzieckiego i ściślejszej współpracy wszystkich państw obozu demokracji ludowej roboty te z roku na rok nabierają coraz większego rozmachu.

Kraje demokracji ludowej, wykorzystujące bogate doświadczenie Związku Radzieckiego, dążą do kompleksowego rozwiązania problemów wykorzystania rezerw wodnych na użytek rolnictwa, energetyki i żeglugi śródlądowej. Pięcioletnie plany Czechosłowacji, Węgier, Rumunii, Bułgarii, Albanii i sześcioletni plan Polski przewidują powstanie licznych urządzeń wodnych. Urządzenia te pozwolą na przeprowadzenie melioracji wielkich powierzchni łąk i użytków rolnych (dotyczy to zarówno osuszania, jak i nawadniania), dadzą taną energię elektryczną i wpłyną na polepszenie stanu technicznego śródlądowych szlaków wodnych.

Nowe budowle wodne w krajach demokracji ludowej poważnie wpływają na podniesienie poziomu gospodarki narodowej, w szczególności zaś na rozwój rolnictwa; większość tych prac jest wykorzystana jako inwestycje o znaczeniu ogólnopństwowym. Decydującą rolę przy ich wykonaniu odgrywa z reguły Związek Radziecki. ZSRR dostarcza niezbędnych urządzeń i konstrukcji, kieruje do krajów demokracji ludowej swoich specjalistów, opracowuje dokumentację techniczną itp. Przy zaopatrywaniu placów budowy duże znaczenie ma pomoc Czechosłowacji i Węgier, jako krajów już uprzemysłowionych. W ciągu ostatnich lat budownictwo wodne dzięki pomocy ZSRR przybrało szczególnie duże rozmiary w Rumunii i Bułgarii, w związku z powyższym w państwach tych powstają obecnie pokrewne z hydrotechniką gałęzie przemysłu maszynowego.

W Bułgarii, na Węgrzech i w Albanii szczególną uwagę zwrócono na nawadnianie gruntów i ściśle z tym związaną budowę siłowni wodnych, w Rumunii — poza pracami wymienionymi wyżej — na odbudowę żeglugi śródlądowej. W Czechosłowacji główną rolę odgrywa energetyka wodna, w Polsce zaś — budownictwo wodne, związane z transportem wodnym oraz z osuszaniem zabagnionych i podtapianych terenów.

* * *

W nowej Polsce¹⁾ ostatnimi laty prowadzone są na szeroką skalę roboty osuszające w województwach: poznańskim, białostockim, olsztyńskim, gdańskim, bydgoskim, warszawskim i innych. W roku 1946 rozpoczęto osuszanie Żulaw, terenów położonych w ujściu rz. Wisły, w pobliżu Gdańska, tereny te zostały zatopione przez cofające się wojska niemiecko-faszystowskie.

¹⁾ Dane dotyczące robót wodnych w Polsce oparte są na wcześniejszych zamierzeniach, korygowanych aktualnymi potrzebami (przyp. red.).

W chwili obecnej 150 tys. ha urodzajnej ziemi oddano do użytkowania rolnictwu. Na rz. Dunajec, w pobliżu m. Czchów (woj. krakowskie) są wykonywane roboty melioracyjne, mające na celu zabezpieczenie obszernej terenów od wiosennych powodzi.

Prawie na całej długości swego dolnego biegu Dunaj tworzy „bałty“ starorzeczne, obszary zabagnione, a częściowo zalewane. W delcie Dunaju Rumunia i Bułgaria realizują poważne roboty osuszające. Rumuńska Republika Ludowa wykonała także roboty na dolnym Dunaju. Melioracja delty Dunaju wpłynie na rozwój rybołówstwa, polepszy warunki klimatyczne i zintensyfikuje przemysłowe wykorzystanie naturalnych zasobów tego rejonu. Rolnictwo zyska przy tym wiele tysięcy hektarów gruntów. Tereny te zostaną użyte pod uprawę wartościowych kultur, wymagających polewania, a także pod ogrody i sady owocowe. Melioracyjne roboty o mniejszym znaczeniu prowadzone są między korytami Dunaju i jego ramionami Bortzy, w rejonie Teleorman, Rymnicul — Serat i innych.



Rys. 1. Rozmieszczenie budownictwa wodnego w krajach demokracji ludowej. Systematyka nawodniaczy: 1 — roboty ukończone, 2 — w budowie, 3 — główny kanał nawodniający — w budowie, 4 — rejonys osuszone. Siłownie wodne: 5 — wybudowane, 6 — w budowie, 7 — grupa siłowni w budowie. Rozbudowa dróg wodnych: 8 — kanały żeglugi w budowie, 9 — magistrala wodna Wschód — Zachód, 10 — regulacja rzek na poszczególnych odcinkach, 11 — budowa i rozbudowa morskich i rzecznych portów.

W Albańskiej Republice Ludowej osuszono w krótkim czasie jezioro Malik, znajdujące się we wschodniej części kraju, w rejonie m. Korcza. W ten sposób nie tylko zlikwidowano ognisko malarii, ale również na osuszonych gruntach zaczęto uprawiać buraki cukrowe, które zapewniają surowiec dla wybudowanych obok cukrowni. Duże roboty osuszające są wykonywane na albańskim Pomorzu.

Nawet Węgry, które cierpią raczej na deficyt wilgoci niż na jej nadmiar, są zmuszone do osuszania niektórych swoich terytoriów, szczególnie w okolicy jeziora Balaton.

Urządzenia nawadniające mają jednak większe znaczenie dla krajów demokracji ludowej, dysponujących zbyt małą ilością opadów. Uwaga ta dotyczy przede wszystkim Węgier (rejon Alföld), Rumunii (rejon Beregen), Bułgarii i Albanii.

Posiadając klimat suchy z roczną wysokością słupa opadów nierzadko poniżej 450 mm, Węgry w 1945 r. dysponowały 15 tysiącami ha nawodnionych gruntów. Było to bardzo mało,

zwłaszcza gdy się weźmie pod uwagę, że powierzchnia użytków rolnych na Węgrzech wynosi 5 mln. ha. Ku końcowi wykonania planu trzyletniego powierzchnia terenów nawadnianych wzrosła przeszło dwukrotnie. Po ukończeniu planu pięcioletniego, w 1954 r. grunty nawadniane osiągną tam powierzchnię 215 tys. ha. Ośrodkiem rejonu nowych nawodnień jest Alföld.

Największą kompleksową inwestycją wodną na Węgrzech jest stopień wodny na rz. Cisie, położony na południe od m. Tisza Lök. Po jego ukończeniu będzie można nawodnić 120 tysięcy ha. Okolice Transisawii (Tisántula) są szczególnie ubogie w wodę, a istniejące tam zapory, wybudowane przed czterdziestu lub pięćdziesięciu laty, dostarczają dla nawodnień nieznacznych tylko ilości wody. A przecież doprowadzenie dostatecznej ilości wody na pola komitatów Hajdu Bőszörmény, Szolnok, Békés, Csongrád miałooby dla węgierskiego rolnictwa poważne znaczenie.

Projekt wymienionego wyżej stopnia przewiduje ujęcie wody rz. Cisy przy m. Tisza Lök (gdzie na lewym brzegu rzeki buduje się obecnie jaz), odprowadzenie wody kanałem długości 97 km i jej zrzut do rz. Berettyó, dopływu rz. Körös. W ten sposób woda będzie wracała do Cisy korytem rz. Körös po nawodnieniu przesuszonej puszczy Hortobád oraz innych obszarów stepowych. Nawodnienie Hortobádu jest rzeczą niesłychanie ważną dla węgierskiej gospodarki narodowej.

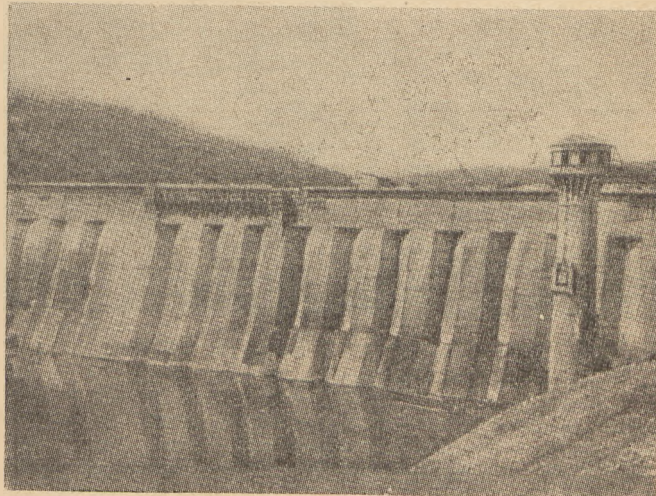
Jednym z większych systemów nawadniania jest pusztą Bugaz, położona na południo-zachód od Kecskemét oraz niektóre rejonu wzdłuż rz. Csio, gdzie odbudowywany jest kanał żegluga wraz ze śluzami. Urządzenia nawadniające pusztę Bugaz wiążą się z projektowaną budową kanału Dunaj — Cisa.

Już w pierwszych powojennych latach Bulgaria przystąpiła do budowy urządzeń wodnych, których zadaniem jest obsługa deszczowni rolniczych. Budowa nawadniających urządzeń przyjęła wręcz ogromne rozmiary i w 1951 r. powierzchnia nawadniana powiększyła się trzy i pół raza w porównaniu z 1944 r., przekraczając 170 tys. ha. W najbliższym czasie powierzchnia ta osiągnie 300 tys. ha.

Północne, przybrzeżne naddunajskie użytki rolne są nawadniane wodami Dunaju grawitacyjnie lub za pomocą pompowania wody na wysoki, prawy brzeg rzeki. Dla wykorzystania zasobów pozostałych rzek (przeważnie górskich) budowane są duże zbiorniki tzw. „jazowiry”. Nawodnienie północnej części kraju przy pomocy wody pobranej z Dunaju wykonywane jest jednocześnie z robotami osuszającymi zabagnione niziny

Północna, naddunajska część Bułgarii, mniej więcej od Nikopola do Ajdemira, jest obecnie placem budowy dla niewyważonych dotąd w tym kraju systematów nawadniających, opartych na ujęciu wody z Dunaju. W ciągu ostatnich lat wybudowano tutaj stacje pompowania, węzły rozdzielcze, groble i sieć kanałów. Jednocześnie rozwiązany jest problem przywrócenia rolnictwu obszarów, które dawniej były urodzajne, w tym celu odprowadza się nadmiar wód powodziowych, zabagniający te okolice.

Nizina Swistowska, Bieleńska i Bryzlańska są już nawodnione. Szczególnie, wymieniony na ostatnim miejscu, systemat irygacyjny ma ogromne znaczenie dla walki z posuchą w południowej Dobrudży, która jest spichlerzem Bułgarii.



Rys. 2. Zapora i zbiornik Studena w Bułgarii (1953 r.)

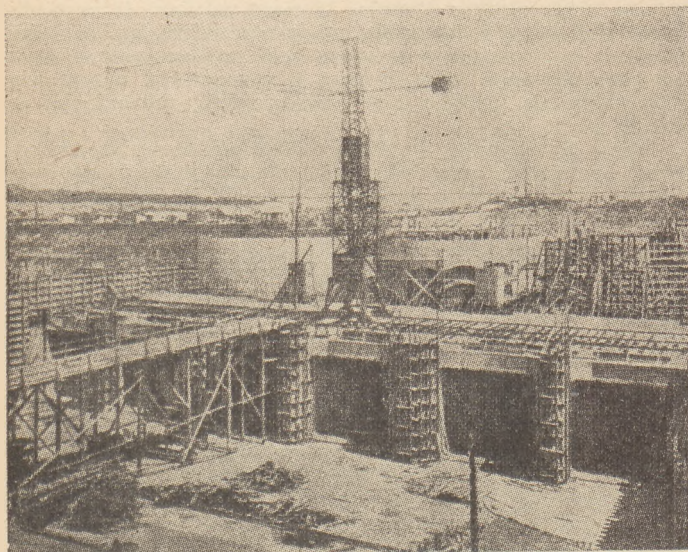
Wśród wykonanych systematów irygacyjnych na uwagę zasługuje syst. Czerwenibreg (na pn. zach. od Sofii) na rzece Isker i syst. im. 1 Maja na rzece Marica w okolicy m. Dymitrowgradu. Takież systematy na rzekach Struma, Bystrica i innych są w budowie. Wielkie roboty nawadniające są w trakcie wykonania na rz. Ruszica między miastami Sewlijewo i Pawlikent.

Powierzchnia gruntów nawadniających powiększa się w miarę oddawania do eksploatacji górskich zbiorników („jazonirów“). Wiele z nich będzie posiadało pojemność idącą w setki miliony m³. Spośród zbiorników zarówno już pracujących, jak i będących w budowie, należy wymienić zbiornik im. Georga Dymitrowa na rz. Tundża, znajdujący się w okolicy wsi Koprinka, na zachód od m. Kazanlyk, im. Wasyla Kolarowa — w m. Rodopy (nawodnienie niziny Trackiej), Kalin i Stedena na rz. Struma (w okolicy m. Dymitrow). Wody zbiornika im. J. W. Stalina, budowanego na południe od Sofii na rz. Isker, w pobliżu m. Błagojewgrada nawodnią 57,4 tys. ha. Zbiornik ten będzie jednocześnie wykorzystany dla produkcji energii w ilości, która zaspokoi potrzeby stolicy i jej okolic.

W Rumunii zostaną nawodnione przede wszystkim obszary Dobrudży, Mołdawii i Wołochii, gdzie niebezpieczeństwo posuch jest szczególnie groźne. Roboty nawadniające powiązane są tutaj z takimi inwestycjami, jak kanał Dunaj — Morze Czarne, Siłownia Wodna im. W. I. Lenina i inne.

Dzięki nawodnieniom w rejonie kanału Dunaj — Morze Czarne znikną nieurodzaje w Dobrudży. Po ukończeniu tej inwestycji dziesiątki tysięcy hektarów gruntów zostaną oddane na potrzeby rolnictwa. Nawodnienie około 300 tys. ha w zlewni Seretu i w północnej części Beregen jest uzależnione od wybudowania na rz. Bistrica ogromnego zbiornika o pojemności 1,2 miliarda m³ wody. W wyniku realizacji 10-letniego planu elektryfikacji kraju zostanie nawodniony 1 milion ha gruntów, czyli prawie połowa rumuńskich użytków rolnych, zagrożonych posuchą, a położonych w dolinach rzek Seretu, Argesu, Oltu i innych. Część ziem włoskich będzie nawodniona przy pomocy przepompowania wody z Dunaju. Po zakończeniu planu pięcioletniego, powierzchnia rumuńskich obszarów nawodnionych powiększy się prawie trzykrotnie w porównaniu z 1950 r.

Urządzenia irygacyjne są wykonywane również w Albanii, gdzie suchość klimatu hamuje rozwój rolnictwa. Pobudowano już kanały Muzecze, w środkowej Albanii w okolicy m. Szkodera oraz inne budowle tego typu, w stadium budowy znajdują się kanały nawadniające, pod m. Kukës (rz. Drin) i Pecin-Kawaja. Powierzchnia ziem nawodnianych wzrosła w nowej Albanii do 1949 r. dwu- i półkrotnie, jeszcze szybciej powiększa się ona obecnie.



Rys. 3. Na budowie siłowni wodnej w Tisza Lök. Węgry. Luty 1953 r.

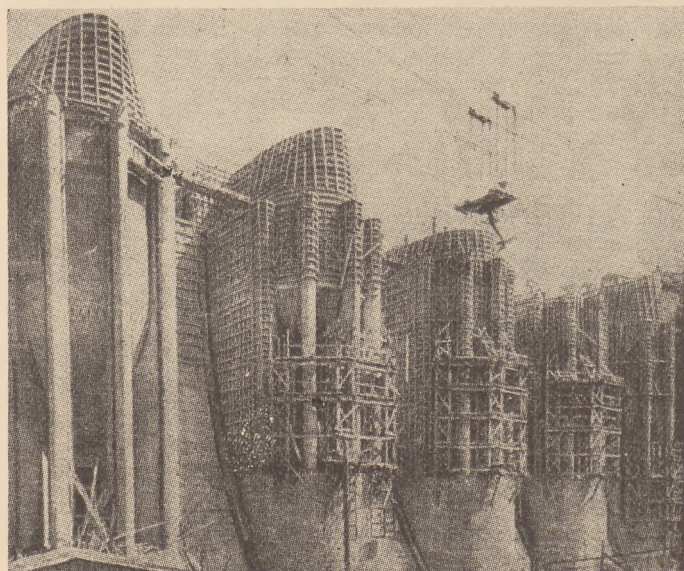
* * *

We wszystkich państwach demokracji ludowej rozwija się na wielką skalę budownictwo wodno-energetyczne.

W Polsce²⁾ na rz. Dunajec jest w budowie siłownia wodna.

2) Patrz odnośnik 1).

Retencja zbiornika, który przy niej powstanie poza znaczeniem energetycznym ma również na celu walkę z powodzią, rujnującymi obecnie niżej położone tereny. Została uruchomiona siłownia w Dychowie, leżąca opodal m. Krosna (woj. zielonogórskie). W budowie są siłownie wodne na Brdzie, w zafasanej dawniej pod względem gospodarczym części Pomorza. W dalszej kolejności mają być wykonane siłownie wodne na Bugu, co się wiąże z użegłownieniem tej rzeki, stanowiącej wschodni odcinek wielkiego szlaku wodnego Wschód — Zachód.



Rys. 4. Ogólny widok budującej się zapory w Slapach w Czechosłowacji. Sierpień 1953 r.

Roboty związane z energetyką wodną w Czechosłowacji rozpoczęły się w okresie poprzedzającym plan pięcioletni. Nabrały one dużego rozmachu już na początku pięciolecia, gdy kraj przystąpił do wzniesienia kaskad energetycznych na rzekach Weltawie i Wagu. Na Weltawie, na południe od Pragi, w pobliżu Stechowice siłownia wodna była uruchomiona już wkrótce po ukończeniu działań wojennych. W budowie są siłownie wodne w Slapach oraz w górnym biegu rzeki. Poza tym istnieje zamiar wybudowania jeszcze szeregu zapór. Najpotężniejszą z nich będzie zaporą przy m. Orlik. Zaopatrzy ona w energię elektryczną cały przylegający do niej rejon.

Najważniejszy jednak ośrodek budownictwa wodno-energetycznego stanowi Słowacja. Koncentruje się ono w dolinie Wagu, gdzie dzięki zasobom energetycznym tej rzeki powstaje potężny kombinat przemysłowy.

Jeszcze za czasów burżuazyjnych Czechosłowacji rozpoczęto tu budowę siłowni wodnej w Ładcach (na rz. Wagu), ale zakończono tę inwestycję dopiero wówczas, gdy władza przeszła w ręce narodu. Obecnie oddano do użytku jeszcze trzy nowe siłownie wodne (Ilawa, Dubnica i Kostolna), a czwarta koło m. Puchowa — znajduje się w budowie. Na rzekach: Wagu, Orawie, Gnilcu, Hernadzie i Ondawie przewiduje się wybudowanie 15 — 20 siłowni wodnych. Budowa pierwszych z kolei spośród wymienionych siłowni: na górnej Orawie i na Gnilcu — jest już rozpoczęta. Budowa siłowni wodnej w Dobosinie, Gnilcu została postanowiona pod kątem widzenia zapotrzebowania na energię elektryczną nowego rejonu przemysłowego, którego centrum stanowi m. Koszyce.

Energia siłowni wodnych na Wagu będzie użyta w zasadzie w okręgach Bratysławy i Żylina, energia siłowni na Gnilcu i Hernadzie — w okręgu Koszyckim, a siłownia na Ondawie — w okręgu preszowskim, tj. na obszarach przed wojną najbardziej zafasanych pod względem rozwoju przemysłu.

Budowa wielkich zbiorników w górach pozwoli nie tylko na powstanie potężnych siłowni, lecz również na takie uregulowanie odpływu, które usunie niebezpieczeństwo powodzi.

Jednolita sieć energetyczna wysokiego napięcia stanie się w Słowacji podstawą zaopatrzenia w energię elektryczną powstającego tu wielkiego przemysłu oraz podnoszonego na wyższy poziom rolnictwa, a także transportu. Linia kolejowa

Koszyce — Bohumin, jedna z najważniejszych magistrali czechosłowackich, najkrótsze połączenie ze Związkiem Radzieckim, przechodzi obecnie w związku z powyższym na trakcję elektryczną.

Na Węgrzech największe roboty wodne prowadzone są na Cisie, o ile nie brać pod uwagę projektowanej wspólnej z Czechosłowacją siłowni wodnej na Dunaju, na wysokości Bratysławy. Wspominaliśmy już o budowie zapory i wielkiego kanału w rejonie m. Tisza Lök. Właśnie tam jest już w budowie pierwsza, wielka węgierska siłownia wodna. Istnieje zamiar wykonania w przyszłości na Cisie jeszcze dwóch siłowni, w m. Tisza Bey i m. Szeged. Siłownie te zaspokoja potrzeby energetyczne wschodniej, zapóźnionej w rozwoju gospodarczym, części Węgier (Nyregyhaza — Debrecen-Szeged).

W Rumunii w ślad za zatwierdzeniem dziesięcioletniego planu elektryfikacji kraju nastąpił bujny rozwój budownictwa wodno-energetycznego. Największym obiektem wodnym jest budująca się Siłownia Wodna im. W. I. Lenina w Streja na rz. Bistrica, o projektowanej mocy 210 tysięcy kW i produkcji rocznej 430 mln. kWh. Ukończenie robót nastąpi w 1957 r., ale już w końcowym roku bieżącego planu pięcioletniego, tj. w 1955 r., oddana będzie do użytku moc 100 tysięcy kW. Po roku 1957 moc i produkcja mogą być podwójne.

Wielkie, kompleksowe rozwiązanie budownictwa wodnego na rz. Bistrica nie są jedynym przedsięwzięciem tego rodzaju w Rumunii, wody niewielkich rzek południowego zbocza Alp Transylwańskich zostaną również wykorzystane dla produkcji energii elektrycznej. W chwili obecnej budowane są siłownie wodne w Meroen (budowę pierwszego etapu robót zostały tu już oddane do eksploatacji) oraz w pobliżu m. Sibiu na rz. Sad. Wszystkie te siłownie zadośćuczynią potrzebom przemysłowym rejonów Mołdawii, Transylwanii i pomogą rozwiązać trudności powstające w tym względzie w rejonie Bukareszt — Ploesti — Stalin.

W bilansie energetycznym Bułgarii energetyka wodna stanowi pozycję bardzo poważną, pozycję stosunkowo znacznie większą niż w jakimkolwiek innym kraju demokracji ludowej.

W roku 1950 energia dostarczona przez siłownie wodne stanowiła 33,5% krajowej produkcji energii.

Wykorzystując swoje wielkie i małe rzeki o charakterze górskim Bułgaria już wybudowała i buduje w dalszym ciągu siłownie wodne, uzgadniając powiększanie się produkcji energii ze wzrostem obszarów zraszanych. W ciągu ostatnich 4—5 lat wybudowano mnóstwo małych siłowni wodnych w różnych rejonach kraju.

Obecnie wznoszone są wielkie siłownie wodne, które zostaną oddane do eksploatacji po ukończeniu budowy zbiorników. Do liczby tych siłowni należy zaliczyć kilkanaście obiektów na rz. Ruszica (dopływ rz. Jantra) w środkowej części północnej Bułgarii, stanowiących pożyteczny kompleks energetyczny na północnych zboczach Bałkanów. Jedną z tych siłowni już pracuje. Dalej są w budowie siłownie na rz. Tundża na Zbiorniku im. G. Dymitrowa, położonym na zachód od Kazamłyka, tj. w jednym z najbardziej urodzajnych rejonów środkowej Bułgarii, w m. Rodopy — na niedawno ukończonym Zbiorniku im. W. Kolarowa i na zbiorniku Kalin, w południowo-zachodniej części kraju. Produkcja trzech siłowni wodnych na rz. Isker, Pasaref, Kokalane i Sofia będzie oparta o rezerwy wodne budowanego właśnie w pobliżu w górskim terenie zbiornika im. J. W. Stalina. Zamierzona jest również budowa siłowni wodnych i na innych rzekach.

W Albanii górskie potoki zapewniają dobre warunki naturalne dla budowy siłowni wodnych. Dzięki szczerzej pomocy Związku Radzieckiego Albania ukończyła budowę Siłowni im. W. I. Lenina, położonej w odległości 11 km od stolicy. Roboty były prowadzone w warunkach bardzo trudnych. Trzeba było np. przebić w skałe kilkanaście dużych sztolni. W pierwszej pięciolatce Albania ukończyła budowę jeszcze jednej, większej od poprzedniej siłowni wodnej na rz. Matio, na północ od Tirany. Oddanie do eksploatacji tego ostatniego zakładu stworzy podstawę do zmontowania pierwszej krajowej pierścieniowej sieci elektrycznej wysokiego napięcia.

* * *

Naczelnym zadaniem dróg wodnych śródlądowych w europejskich państwach demokracji ludowej jest współdziałanie w szybkim rozwoju połączeń komunikacyjnych pomiędzy tymi krajami.

Biegi Wisły, Odry i Dunaju — największych rzek Europy zachodniej — leżą przeważnie lub nawet w całości w granicach jednego lub kilku państw demokracji ludowej.

Wobec sąsiedztwa dorzeczy Wisły i Dniepru, posiadania przez Związek Radziecki odcinka lewego brzegu Dunaju i niewielkiej odległości kanału Dunaj — Morze Czarne od granic Związku Radzieckiego — drogi wodne śródlądowe krajów demokracji ludowej mogą się bardzo przyczynić do rozwoju tak ważnych dla gospodarki tych krajów połączeń komunikacyjnych ze Związkiem Radzieckim. Współpraca i wzajemna pomoc, istniejąca pomiędzy krajami demokracji ludowej, sprzyjają oczywiście rozwojowi wodnego transportu.

Szczególnie wielkie znaczenie dla wszystkich krajów obozu pokoju mają roboty wodne, prowadzone na rzekach Polski i Rumunii, gdyż w granicach tych dwóch państw znajdują się najważniejsze odcinki biegów Wisły, Odry i Dunaju.

Należy nadmienić, że właśnie te dwa państwa przodują, jeśli chodzi o rozwój żeglugi śródlądowej. W przyszłości po wykonaniu kanału Dunaj — Odra, na równi z nimi stanie Czechosłowacja, posiadająca bardzo ważne położenie tranzytowe.

Zasadniczymi obiektami, na które należy zwrócić uwagę przy rozbudowie śródlądowych dróg wodnych, są obecnie kanał Dunaj — Morze Czarne, magistrala Wschód — Zachód i projektowany kanał Dunaj — Odra.

Powstaje przy tym kapitalne zagadnienie stworzenia jednolitej sieci dróg wodnych, łączącej wszystkie kraje demokracji ludowej (z wyjątkiem Albanii), jak również kraje te ze Związkiem Radzieckim. Dla osiągnięcia tego celu niezbędne są poważne roboty wodne, a przede wszystkim budowa kanałów i kanalizacji (stopniowanie) Dunaju, Wisły, Odry i niektórych ich żeglownych dopływów. Przy przebudowie tych dróg wodnych należy się liczyć z ruchem taboru o wielkim tonażu.

Problem braku dostępu do morza Węgier i Czechosłowacji utraci wiele na swej ostrości po ukończeniu tych wielkich robót wodnych. Rumunia i Bułgaria uzyskują możliwość wykorzystania najkrótszej drogi wodnej do Morza Bałtyckiego, Polska — do Morza Czarnego. Magistrale Wisła — Dniepr i Dunaj — Morze Czarne pozwolą na bezpośrednie wodne połączenie komunikacyjne pomiędzy ZSRR i krajami demokracji ludowej.

Droga wodna Wschód — Zachód przebiegnie po terytorium Polski, wiążąc drogi wodne śródlądowe Związku Radzieckiego — na wschodzie z drogami NRD — na zachodzie. Szerokość torowa magistrala Wschód — Zachód, łącząca dnierzańską drogę wodną z Berlinem i dalej — z Elbą, nabiera znaczenia międzynarodowego. Obejmuje ona Bug, środkowy bieg Wisły (aż do Bydgoszczy) kanał Bydgoski, Noteć, Wartę i Odrę. Polska zamierza rozbudować Wisłę na całej jej długości i zorganizować stałe wewnętrzne połączenie komunikacyjne Wisły z Odrą poprzez Kanał Gliwicki. Długość tej okólnej drogi wodnej (Wisła — Kanał Bydgoski — Noteć — Warta — Odra — Kanał Gliwicki — Górna Wisła), przecinającej najlepiej zagospodarowane obszary Polski, wyniesie 1670 km.

Po wykonaniu tych wielkich robót wodnych Wisła stanie się żeglowną dla barek 1000-tonowych, od Śląska do Morza Bałtyckiego.

Roboty prowadzone przez rząd rumuński przy budowie kanału Dunaj — Morze Czarne idą pełną parą. Przez oddanie tego kanału do użytku zmniejszy się pięciokrotnie długość drogi wodnej z Cernawody do Morza Czarnego, wynikają stąd ogromne korzyści dla gospodarki narodowej. Otwarcie ruchu na odcinku Cernawoda — Midia (nowy port rzeczno-morski) wykluczy wszystkie trudności związane z żeglugą w rozgałęzionym na wiele ramion i obfitującym w mielizny ujściu Dunaju. Jednocześnie kanał ten zapewni rozwój gospodarczy Dobrudży, do niedawna zaniedbanej, a posiadającej ogromne możliwości dla rozwoju rolnictwa, jak i przemysłu.

Na kanale długości 70 km powstają porty rzeczne. Rozbuduje się port w Cernawodzie z przystosowaniem go do zimowania taboru pływającego. Projektowana w niedalekiej przyszłości budowa kanału Bukareszt — Giurgiu rozwiąże sprawę połączenia stolicy Rumunii z Morzem Czarnym — przez Dunaj i kanał Dunaj — Morze Czarne.

Magistrala Wschód — Zachód i kanał Dunaj — Morze Czarne są najważniejszymi ogniwami (północnym i południowym) przyszłej jednolitej sieci dróg wodnych. Aby jednak po-

łączyć zlewnię Morza Czarnego (Dunaj) ze zlewniami Morza Bałtyckiego (Odra, Wisła i droga wodna Wschód — Zachód) — niezbędne jest przeprowadzenie wielkich robót wodnych w środkowym ogniwie. Mamy na myśli projektowany kanał Dunaj — Odra.

* * *

W ten sposób przewidywane jak i osiągnięte wyniki w robotach wodnych, wykonywanych przez kraje demokracji ludowej, mają ogromne znaczenie dla rozwoju ekonomiki tych państw.

Irygacja, zaopatrzenie w wodę i osuszanie nowych obszarów zapewniają wzrost powierzchni użytków rolnych oraz podwyższenie urodzajów. Urządzenia te poza tym stwarzają warunki dla uprawy bardzo cennych dla gospodarki narodowej roślin, a mianowicie bawełny, ryżu, tytoniu, buraka cukrowego, warzyw, owoców, cytrusów, całego szeregu oleistych i paszowych kultur, traw i innych, co zmienia całkowicie geografie produkcji rolniczej, umożliwiając wykorzystanie dla tych celów wciąż nowych terenów, jak również przesuwanie najbardziej cennych kultur do rejonów, w których dotąd nie były one znane.

Tak na przykład północna część Bułgarii staje się obecnie wielkim okresem produkującym ryż. Powiększenie powierzchni zraszanych na Węgrzech i w Rumunii pozwoliło na przeznaczenie nowych obszarów pod uprawę ryżu. Obsiewy ryżu dotarły już do południowej Słowacji. Bawełna stała się główną kulturą nie tylko w Bułgarii, ale również — dzięki energicznie prowadzonym robotom nawadniającym — w Rumunii, Albanii i na Węgrzech.

Potężne siłowne wody stały się podstawą rozwoju wielkich polaci tych krajów. Najbardziej jaskrawymi przykładami intensywnego uprzemysłowienia kraju opartego o wodną energię są tak bardzo prymitywne w przeszłości rejony, jak dolina Wału i sąsiadujących z nim rzek (Słowacja), węgierski okręg Tisza i rumuńska Mołdawia (dolina rz. Bistrica). Urządzenia wodno-energetyczne sprzyjają dekoncentracji przemysłu, a przez to bardziej równomiernego jego rozmieszczenia. Wszystko to pociąga za sobą poważne konsekwencje w geografii żeglugi morskiej i śródlądowej.

Budownictwo wodne jest jednym z najważniejszych czynników umacniających obóz pokoju, socjalizmu i demokracji.

(„Priroda” — organ Akademii Nauk ZSRR, nr 2/54).

A. M.

ZAGADNIENIA ZMNIEJSZENIA PRZEPŁYWÓW MAKSYMALNYCH PRZEZ JAZ W ZWIĄZKU Z PRZEDPOWODZIOWYM PRZYGOTOWANIEM ZBIORNIKA WODNEGO

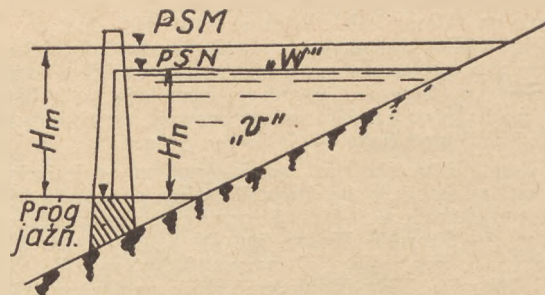
Jeżeli zbiorniki wodne budowane są naraz dla kilku celów, to pobieranie z nich wody powinno być uzgodnione ze wszystkimi użytkownikami, rozbieżne wymagania których należy uwzględnić przy układaniu planu gospodarki wodnej na zbiorniku. Dobre zaprojektowanie gospodarki wodą nie jest więc łatwe, szczególnie gdy zbiornik przeznaczony jest również do zapobiegania powodziom.

Utrzymanie wody spiętrzonej na poziomie stałym niezależnie od objętości przepływu byłoby najpraktyczniejsze. Osiągnąć to można urządzając np. nad niskim progiem jazu stałego zamknięcia ruchome, które mogą być mniej lub więcej otwierane w zależności od wahań przepływu.

Zmniejszenie, tj. spłaszczenie fali powodziowej uzyskać możemy również przez zatrzymanie w częściowo lub całkowicie opróżnionym zbiorniku pewnej ilości wody z okresu przyboru.

Biorąc pod uwagę, że jazy piętrzące wodę powyżej stanu najwyższego muszą przepuszczać cały katastrofalny przepływ, zdarzający się nawet raz na 100 lat, przeto powierzchnia otworów w tych jazach musi być nieraz parokrotnie większa od powierzchni otworów w jazach piętrzących tylko do wysokości zwykłej wody wysokiej. W związku z tym zagadnienie zniżenia przepływów maksymalnych przez jaz w praktyce projektowania należy uznać za bardzo ważne, gdyż rozwiązanie jego pozwoli na wprowadzenie do obliczeń otworów o rozmiarach mniejszych, tj. przepuszczających nie objętości rzeczywistych przepływów wód powodziowych, — Q_m , lecz nieco mniejszych objętości zrzutów maksymalnych — q_m .

Rozwiązanie tego zagadnienia podaje między innymi kadm. nauk techn. I. A. Zeleźniak (Gidroł. Stroit. Nr 9/53), wyprowadzając wzory dla warunków zrzutu wody powodziowej przez jaz zastawkowy wg ogólnie przyjętej zasady, polegającej na tym, że do czasu powodzi zbiornik napelniony jest do ustalonego z góry poziomu spiętrzeniem normalnego PSN (rys. 1).



Rys. 1

Dopiero z chwilą rozpoczynającego się przepływu wód powodziowych, zrzut wody następuje przez próg jazu, w ten sposób, że manewrując zastawkami i zwiększając stopniowo otwory, zrzucamy ze zbiornika tyle wody, ile wynosi w danej chwili jej przepływ. Poziom wody w zbiorniku utrzymuje się więc na rzędnej PSN. Równowaga ta między przepływem i zrzutem wód będzie trwała tak długo, póki na to pozwoli zdolność przepustowa otworów jazu — q_n przy całkowitym podniesieniu zastawek. Dalsze zwiększanie się przepływów wód powodziowych wywołuje już podnoszenie się zwierciadła wody w zbiorniku do założonego w praktyce również z góry poziomu spiętrzenia maksymalnego PSM, zapewniającego przyjęty stopień bezpieczeństwa w danych warunkach lokalnych. Rezerwowa pojemność zbiornika, zawarta między poziomami PSN i PSM, zw. „pojemnością regulującą” — „W”, wpływając na wyrównanie, a więc i na zniżenie przepływów maksymalnych wód powodziowych — Q_m , powoduje jednocześnie, że wzrost zrzutów tej wody od objętości q_n dojdzie maksymalnie tylko do $q_m < Q_m$, przedłużając przez to oczywiście czas trwania okresu powodzi.

Z zależności między objętościami zrzutów, wyrażonej wzorem: $q_n = \beta q_m$, wyprowadzamy wzór dla współczynnika β a mianowicie:

$$\beta = \frac{q_n}{q_m} = \left(\frac{H_n}{H_m} \right)^{3/2}, \quad [1]$$

gdzie: H_n — napór wody nad progiem przelewu przy spiętrzeniu PSN,

H_m — napór wody nad progiem przelewu przy spiętrzeniu PSM.

Praktycznie wartość β wynosi 0,50 do 0,90. Analogicznie

$$\text{współczynnik regulacji } \tau = \frac{q_m}{Q_m} = f \left(\frac{W}{\Sigma Q} \beta \right) \quad \text{gdzie } \Sigma Q -$$

ogólna objętość wód powodziowych, w m^3

$$\text{Ścisłe: } \tau = \frac{(1 + \beta) - \sqrt{(1 + \beta)^2 - 4\beta \left(1 - \frac{W}{\Sigma Q}\right)}}{2\beta}, \quad [2]$$

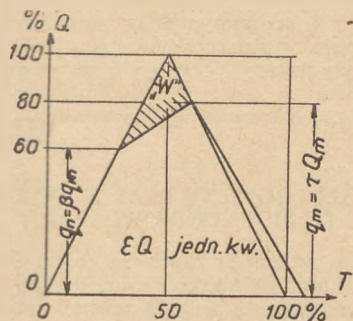
praktycznie:

$$\tau = 0,75 - 1,00$$

Dla ułatwienia wyliczeń wprowadza się wykresy, określające z niezbędną ścisłością wartość τ . Znając τ , znajdujemy poszukiwane $q_m = \tau Q_m$. [3]

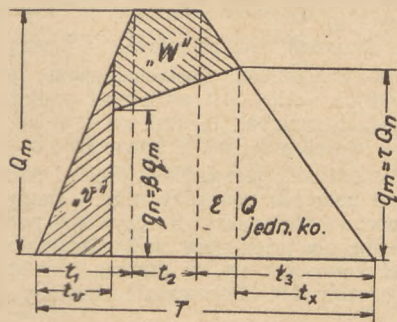
Przedstawiając krzywą sum czasu trwania przepływu wód powodziowych schematycznie w kształcie uproszczonego wykresu trójkątnego (rys. 2), wysokość którego (przepływ maksymalny) i podstawę (czas trwania powodzi) przyjmujemy równe

100%, otrzymujemy poglądowy obraz graficzny przebiegu fali powodziowej przez zbiornik i jaz zastawkowy. Jeżeli przyjmujemy, że $\tau = 0,80$, to przepływ $q_m = \tau Q_m$ równa się 80 % od Q_m , zaś $q_n \beta q_m = 0,75 q_m = 0,60 Q_m$, czyli stanowi 60 % od Q_m . Część pola wykresu znajdująca się nad linią zrzutów $q_n - q_m$, przedstawia objętość pojemności regulującej „W”, skutkiem zapełnienia której następuje zmniejszenie objętości przepływów maksymalnych o 20%.



Rys. 2. Trójkątny wykres zrzutów.

Przyjmując, że okresowe maksimum przepływu trwa nie 0 sek, lecz t_2 sek, trójkątny wykres przepływu przekształca się w trapezowy wykres przepływu (rys. 3), który z kolei rozpatruje szczegółowo inż. W. N. Zinger (Gidrot. Stroit. Nr 4/53). Wychodzi on jednak z innego założenia, a mianowicie, że przed nadejściem fali powodziowej poziom wody w zbiorniku zostanie obniżony, w przypadku szczególnym opróżnienie zbiornika może być całkowite, aż do rzędnej progę jazu zastawkowego, wzgl. do poziomu upustów dennych (rur odpływowych). Z chwilą więc przepływu fali powodziowej przygotowana na jej przyjęcie pojemność zbiornika „V” może zapełniać się bez zrzutów.



Rys. 3. Trapezowy wykres zrzutów.

Napełnianie to trwać będzie w ciągu pewnego okresu czasu t_v aż do osiągnięcia poziomu spiętrzenia normalnego PSN w przypadku szczególnym. Po otwarciu upustów dalsze napełnianie zbiornika do poziomu spiętrzenia maksymalnego PSM, tj. zapełnianie pojemności regulującej „W” następować będzie kosztem różnicy między wielkością przepływu wód powodziowych i zdolnością zrzutu wody przez jaz. Objętość zrzutów w tym czasie będzie wzrastać od q_n do q_m .

W zależności od stosunku V do ΣQ (ogólnej objętości wód powodziowych) inż. Zinger rozpatruje 3 przypadki gdy:

- 1) $V < \Sigma Q$, (rys. 3),
- 2) $\Sigma Q < V < \Sigma Q_1 + \Sigma Q_2$, oraz
- 3) $V > \Sigma Q_1 + \Sigma Q_2$,

gdzie: ΣQ_1 — objętość splywu wód w czasie trwania wezbrania,

ΣQ_2 — objętość splywu wód w czasie trwania przepływów maksymalnych — Q_m .

Oznaczając dalej przez:

T — okres trwania powodzi, sek

t_1 — okres narastania powodzi, sek.

t_2 — okres trwania maksymalnych przepływów powodziowych,

sek oraz, że objętość wód zrzucanych wzrasta wg linii prostej, wzór bilansu wodnego zbiornika przyjmuje dla wszystkich 3 przypadków następującą postać:

$$\Sigma Q - v - W = \frac{q_n + q_m}{2} (T - t_v - t_x) + \frac{q_m t_x}{2}$$

Z równania tego można wyliczyć szukane $q_m = \tau Q_m$, po czym dalsze wartości dla $q_n = \beta q_m$, gdzie:

$$\beta = \left(\frac{H_n}{H_m} \right)^{3/2} \text{ dla jazów zastawkowych,}$$

$$\beta = \left(\frac{H_n}{H_m} \right)^{1/2} \text{ „ „ z dennym upustem rurowym lub syfonem,}$$

$$\beta = 0 \text{ „ „ z przelewem automatycznym przez koronę jazu stałego.}$$

Dokładność wyliczeń w porównaniu ze szczegółowym, lecz bardzo żmudnym obliczeniem tabelarycznym wynosi około 3%, waha się więc w granicach dokładności danych hydrologicznych.

W n i o s k i:

1) Proponowane przez I. A. Zeleźniaka obliczenia przybliżone (schematy trójkątne) dają możliwość uproszczyć obliczenia dokonywane dla zbiorników małych.

2) Proponowane przez W. N. Zingera obliczenia (schematy trapezowe) pozwalają drogą prostych podliczeń rozwiązać zagadnienie zmniejszenia przepływów maksymalnych dla wszystkich rodzajów urządzeń dla zrzutu wód jałowych z uwzględnieniem odpowiedniego przygotowania zbiornika do przyjęcia fali powodziowej.

3) Wzory te autorzy proponują stosować przy obliczeniach obiektów małych, oraz przy wstępnym projektowaniu obiektów większych.

4) Jeżeli chodzi o napełnienie zbiornika powodziowego, to napełnienie jego należy prowadzić bardzo przezornie, gdyż jeżeli zaczniemy magazynować wody za wcześnie, zbiornik może być napełniony przed nadejściem szczytu fali powodziowej i nie spełnić swego zadania. Ewentualność tę rozważa i podaje do dyskusji inż. J. F. Pleszkow w artykule pt. „Wpływ przygotowania zbiornika wodnego na obliczeniowy przepływ maksymalny” (Gidrot. Stroit. Nr 9/53).

W artykule tym autor dochodzi do wniosków zdawałoby się paradoksalnych, że przygotowanie przedpowodziowe zbiornika mające na celu przede wszystkim zmniejszenie przepływów maksymalnych może spowodować jeszcze ich zwiększenie. Zrzuty zależą od pojemności przygotowanej w zbiorniku do przyjęcia fali powodziowej, od pojemności regulującej, od szybkości wód napływowych do zbiornika oraz od zdolności przepustowej jazu, który rozpoczyna pracować od momentu napełnienia zbiornika do pewnego poziomu, np. PSN. Później otwarte otwory do zrzutu nie nadążą kompensować swego opóźnienia w pracy, szczególnie gdy kulminacja nastąpi już po zapełnieniu zbiornika.

Sprawną gospodarką zbiornikową wymaga więc wnikliwych studiów.

(Gidrotiechničeskije Stroitelstwo Nr 4/53 i 9/53).

Inż. Zenon Zapalski

DOSWIADCZENIA W PROWADZENIU POMIARÓW KORYTA RZĘKI METODĄ SZYBKOSCIOWĄ

Jeżeli należy przeprowadzić pomiary koryta rzeki wyłączając dla celów żeglugowych, to ze względów oszczędnościowych, szybkościowych i praktycznych zasięg zdjęć sytuacyjnych na terenach lądowych poza korytem rzeki ograniczyć można do wąskich pasów wzdłuż linii obu brzegów rzeki. Wielce korzystne dla tych celów okazują się zdjęcia lotnicze, które w wielu przypadkach mogą zastąpić zdjęcia instrumentalne w terenie. Dla uzyskania jednak dokładniejszego obrazu rzeźby koryta rzeki, oznaczonego za pomocą przekrojów poprzecznych oraz izobat (linii równych głębokości), fotozdjęcia należy uzupełnić dodatkowymi pomiarami naziemnymi. Na brzegach muszą być oznaczone kilometry, repary oraz wodowskazy i rzędne ich zer. Podobne zadanie zostało postawione pomiarowcom w r. 1952 na Dolnym Donie, gdzie należało opracować projekt szla-

ku żeglownego oraz jego wyznaczenie w warunkach przewidywanego reżymu po wybudowaniu hydrowęzłów o małych spiętrzeniach. Należało w tym celu przygotować szczegółowy plan sytuacyjny koryta rzeki w podziale 1 : 5000 (częściowo 1 : 10000) na długości 285 km (patrz artykuł kand. nauk geograficznych S. Wendrowa i K. Pekiszewa — „Morskoj i Recznoj Flot“ Nr 1/53).

Rozumie się, że dla wykonania postawionego zadania w ciągu sezonu nawigacyjnego, wymagana była specjalna organizacja pracy przy jednoczesnym zastosowaniu nowej techniki. Otóż wykonanie zadania zostało powierzone nie jednej lecz kilku partiom pomiarowym, przy czym podział prac między nimi nie był przeprowadzony terytorialnie lecz wg rodzajów prac poszczególnych. Zorganizowane zostały więc cztery partie pomiarowe:

1. Partia wykonująca niwelację podstawową reperów wzdłuż obu brzegów oraz zdjęcia sytuacyjne poszczególnych fragmentów pasa przybrzeżnego rzeki.

2. Partia lotno-sytuacyjna dla przygotowania terenu do zdjęć lotniczych, polegającego na oznaczeniu wybranych i usytuowanych w terenie punktów orientacyjnych dla lotnika.

3. Partia wykonująca pomiary rzeki: przekroje poprzeczne, niwelacja zwierciadła wody w czasie pomiarów, służba wodowskazowa.

4. Partia do prac kameralnych.

Podział taki uznać należy za najlepszy, gdyż specjalizacja pracy wpływa nie tylko na przyspieszenie wykonawstwa, lecz podwyższa także jego jakość. Opracowywanie fragmentaryczne planów łącznie z wykonaniem matryc i odbitek bezpośrednio na miejscu pracy przyczyni się nie tylko do szybszego wykonania ogólnego planu sytuacyjnego, lecz pozwoli również na szybsze wykrywanie błędów, wynikających przeważnie z niepowiązania połowych prac pomiarowych, co umożliwi z kolei usunięcie błędów w odpowiednim czasie. Specjalizacja partii pozwoli prócz tego opracować wspólny harmonogram, obejmujący przebieg wykonawstwa wszystkich procesów robót pomiarowych, na podstawie których może być zorganizowane współzawodnictwo socjalistyczne z konkretnymi zobowiązaniami indywidualnymi i grupowymi.

Jak wykazały doświadczenia, pomiary szczegółowe koryta rzeki można opierać w zupełności na zdjęciach lotniczych bez naziemnego zakładania magistrali dla wykonania pomiarów w przekrojach poprzecznych. Uzgodnienie jednak usytuowania przekrojów na planie i w terenie na podstawie zdjęć lotniczych będzie tym dokładniejsze, jeżeli zdjęcie dokonane będzie bezpośrednio przed pomiarami wzgl. przy jednakowym stanie wody. Wykorzystywać przy tym należy głównie środkową część fotozdjęcia, jako najmniej skażoną. Niekonieczne jest także formowanie ciągłych fotoplanów, wystarczą do tego pojedyncze sekcje zdjęć. Zależnie od reżymu koryta rzeki, przekroje poprzeczne zakłada się co 50 — 75 m na przemiach i oraz co 100—200 m na głębiniach (płosach). Usytuowanie projektowanych przekrojów na fotozdjęciu ustala się przez nawiązanie ich do miejsc i przedmiotów łatwo rozpoznawalnych, jak granice posiadłości, przecięcie ścieżek i dróg, węglów stojących blisko wody budynków, charakterystycznych załomów brzegów itp.

Po ustaleniu sytuacji przekrojów na fotozdjęciach przenosi je w teren grupa złożona z dwóch techników i dwóch robotników oraz jednej łodzi z wiosłarzem. Technicy ci, mając ze sobą podwójne fotozdjęcie i wychodząc każdy na inny brzeg, wyznaczają usytuowanie przekrojów w terenie bez użycia instrumentów, odmierzając odległości krokami z dokładnością do 5 m, tj. 0,5 mm na planie. Wyznaczone kierunki przekrojów robotnicy utralają za pomocą dwu tyczek na każdym brzegu. Łódka zaś służy do utrzymania łączności i rozłożenia tyczek oraz przejazdów przez wodę.

Pomiar głębokości w przekroju przeprowadzony był przy pomocy echosondy, umocowanej na łodzi kilowej, o zanurzeniu 0,4 m i nośności 1,5 t. poruszanej przy pomocy przyczepnego silnika benzynowego o mocy 17 KM. Szybkość jazdy dochodziła do 10—15 km/godz., przy długości więc przekrojów 150—400 m, pomiar głębokości na jednym przekroju trwał 0,75—2,00 min. Wobec tego, że zaznaczanie położenia łódki na przekroju przy pomocy stolika mierniczego powodowało największe zahamowanie w pracy, zabierając około 40% dnia roboczego, wcięcia zostały zaniechane. Wprowadzono natomiast wyznaczanie położenia łódki w oparciu o równomierność przepływu łódki na

przekroju. W praktyce równomierność ta była tak duża, że w podziale 1 : 10000 lub 1 : 5000 rysunek reliefu dna koryta rzeki nie zmieniał się bez względu na to, czy wcięcia były robione czy nie. Odległości punktów krańcowych przekroju wodnego od punktów stałych na tymże przekroju w części ładowej oceniane były na oko. Ponieważ odległości te wynosiły 2—5 m przy głębiniach, oraz 10—15 m na płycznach, największy nawet błąd, wynoszący np. kilka metrów nie może zniekształcić zasadniczej sytuacji rysowanej w podziale 1 : 5000.

O praktyczności podanej metody pomiarów świadczy fakt, że dwie grupy partii pomiarowej w ciągu dnia roboczego przeprowadzały usytuowanie i pomiar przekrojów na długości 15 km biegu rzeki.

(„Morskoj i Recznoj Flot“ Nr 1/53).

Inż. Zenon Zapalski.

ASPEKT GEOLOGICZNY PRZY BUDOWIE ZAPÓR I ZBIORNIKÓW WODNYCH

Analiza wielu uszkodzeń zapór na całym świecie wykazuje, że tego rodzaju klęski są spowodowane przede wszystkim złymi warunkami posadowienia. Jedynie w nielicznych przypadkach uszkodzenia są spowodowane wadliwym wykonawstwem lub błędami natury konstrukcyjnej. W związku z tym, często można uniknąć błędów wynikłych ze złych warunków posadowienia, jeżeli uprzednio uzyska się orzeczenie geologiczne i stosownie do niego podejmie się odpowiednie decyzje.

Celem artykułu jest pokazanie kilku zasadniczych kierunków budownictwa wodnego, w których geologia może oddać duże usługi. Geolog może przewidzieć różne trudności i niebezpieczeństwa występujące w miejscu projektowanej budowy. Biorąc pod uwagę opinię geologa, inżynier może przygotować taki program wykonawstwa, który zabezpieczy go przed ewentualnymi komplikacjami natury geologicznej.

Aby uzyskać kompletny efekt przy lokalizacji zbiornika wodnego, muszą być spełnione dwa główne elementy:

— cała powierzchnia projektowanego zbiornika musi być wodoszczelna,
— budowla (zapora) i jej posadowienie muszą być trwałe.

Zasadniczym problemem geotechnicznym przy wyborze miejsca na zbiornik wodny jest szczelność podłoża naturalnego (dna zbiornika). Szczelność ta jest zależna od przepuszczalności skał, tak wgłębnich, jak i powierzchniowych.

Wodoprzepuszczalność jest funkcją ilości i rozmiarów porów oraz charakteru połączeń pomiędzy nimi. Mamy tu zatem do czynienia z porowatością skał. Rzeczywista porowatość może być dużego rzędu, ale jeżeli pory są bardzo małe, a połączenia pomiędzy nimi kręte, jak np. w glinach i niektórych łupkach (mała przepuszczalność). Porowatość dzielimy na pierwotną i wtórną.

Porowatość pierwotna będzie wynikiem wymiaru i kształtu cząsteczek, stopnia uziarnienia, składu granulometrycznego i rozmiaru spoiwa. Drobnie granulowane i posortowane cząsteczki, przy małej cementacji, tworzą skały o dużej porowatości i wodoprzepuszczalności; odwrotnie, skały o źle posortowanych cząsteczkach, nieregularnie ukształtowanych i dobrym spoiwie będą miały często niską porowatość i małą przepuszczalność.

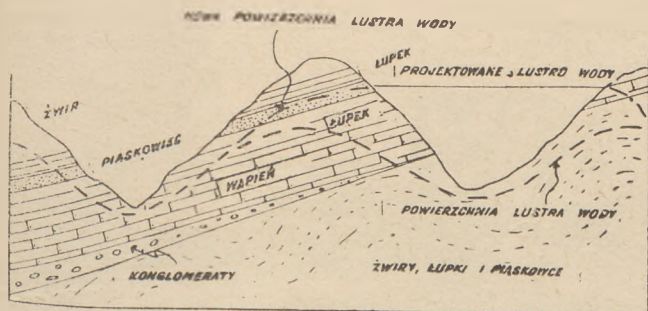
Porowatość pierwotna, przy stałych warunkach w zasadzie może być wielkością stałą, ale zmiana warunków może znacznie zmienić tę wielkość. Dlatego też należy przeprowadzać badania laboratoryjne na wodoprzepuszczalność. Szczególnie bardzo ważne są badania dla skał o drobnym materiale, posiadających otwory rozmiarów kapilarnych. Z badań tych wynika, że przy zwiększonym ciśnieniu hydrostatycznym zwiększa się przepływ wody. Zjawisko to może spowodować niebezpieczeństwo wymywania i transportowania drobnych cząsteczek. Zjawisko to może nastąpić w momencie podniesienia się poziomu wody w zbiorniku.

Porowatość wtórna jest wynikiem częściowo diagenety, ruchów tektonicznych lub rozpuszczenia się skał. Porowatość tego typu posiada otwory przeważnie większe, o najróżnorodniejszej mechanice powstawania. Przepływ wody jest znacznie większy i bardziej raptowny. Np. w pokładach skał wapiennych lub innych skał osadowych czasami może być równy, co do swej szybkości i objętości, strumykowi. Ten stan rzeczy może spowodować duże straty wody w zbiorniku.

Oznaczenie porowatości i wodoprzepuszczalności skał związanych jest w terenie lub w laboratorium stosunkowo łatwe. Znacznie trudniejsze, a czasem wprost niemożliwe, jest oznaczenie tych elementów w osadach powierzchniowych. Powierzchniowe osady składają się z akumulatów okruchów skał, okruchów części organicznych i są wynikiem działania czynników geologicznych. Ta zmienność czynników powoduje różnorodność osadów pod względem petrograficznym. Tego rodzaju uwarstwienie jest źródłem poważnych kłopotów w budownictwie, a szczególnie wtedy, gdy podłoże, składające się z kilku warstw, posiada wkładki torfu na różnych głębokościach. Pełne wyjaśnienie charakteru i lokalizacji tego rodzaju osadów powierzchniowych może być dokonana jedynie przez bezpośrednie obserwacje. W tym przypadku musimy zawsze pamiętać o trzech głównych elementach:

- osady tego typu są bardzo często silnie nawodnione i przepuszczalne (szczególnie piaski i żwiry),
- zakrywają one warstwy niższe i przez to maskują charakter podłoża,
- ich różnorodny charakter powoduje wiele trudności związanych z nierównomiernym osiadaniami gruntu.

Przy każdym rozważaniu wodoprzepuszczalności bardzo ważny jest gradient hydrauliczny, który jest wynikiem wysokości słupa wody i charakteru powierzchni porowatej. Wysokość słupa wody może być zależna albo od opadów atmosferycznych, przecieków itd. albo od poziomu wody w zbiorniku wodnym. Gradient hydrauliczny może być oznaczony przez wykreślenie wysokości lustra wody na podstawie obserwacji wszystkich źródeł, przecieków oraz poziomów wód w studniach i otworach wiertniczych. Oczywiście, że wykresy te są zazwyczaj za ubogie, aby można było z dużą dokładnością wydać orzeczenie, tym niemniej są one dostatecznie dokładne, aby wyznaczyć z grubszą przepływy wód i określić gradient hydrauliczny dla poszczególnych sekcji. Bardzo ważne jest stwierdzenie stosunków wód gruntowych, gdyż da to nam ilości wody straconej przez filtrację lub, w niektórych przypadkach, może określić górny poziom wody w zbiorniku. Znane są przypadki, kiedy górny poziom wody w zbiorniku ustabilizował się ponad poziomem wody gruntowej, dając w rezultacie poważne straty.



Rys. 1. Przekrój przez osady powierzchniowe koło Llanelly

* * *

Rys. 1 ilustruje przyczyny nadmiernych strat wody. Projektowane lustro wody było uzasadnione wyrównaniem pochyłości powierzchni lustra wody podziemnego. Wynika z tego, że poziom wody nie osiągnie projektowanych wysokości. W okresie lat suchych poważne przecieki (straty) będą miały miejsce przez warstwę wapienia.

Należy zaznaczyć, że w wyjątkowo sprzyjających warunkach geologicznych, obszar gromadzący wody wgłębne może być rozległy i woda tam zgromadzona może pomóc do utrzymania poziomu wody w zbiorniku.

Bardzo ważnym problemem jest wybór miejsca posadowienia. Skały w miejscu zlokalizowania zapory powinny wytrzymać różne siły działające na nie, jak ciężar tamy i parcie wody. Z tego tytułu trwałość i wodoprzepuszczalność skał i miejsce posadowienia są zagadnieniami interesującymi geologa. Trwałość jest funkcją naturalnej wytrzymałości skał określonej laboratoryjnie oraz różnorodności struktur, które mogą występować.

Większość skał z punktu widzenia wytrzymałości na zgniatanie wytrzymuje naprężenia skierowane w różnych kierunkach. Najgroźniejsze są naprężenia ścinające, które w wielu przypadkach powodują uszkodzenia fundamentów. Ponieważ wy-

trzymałość na te naprężenia jest zależna od połączenia stropów i spągów warstw, dlatego konieczne jest obserwowanie wszystkich zjawisk geologicznych, występujących w danej miejscowości.

Pogorszenie się trwałości zapory może być spowodowane obecnością składników rozpuszczalnych w skałach zalegających poniżej, jak gips lub sole. Przejście tych składników w roztwór może spowodować kawerny pod fundamentem tamy i uszkodzić w konsekwencji tamę. Zagadnienie przechodzenia składników jest niebezpieczne wtedy, gdy lepiszcze skał zawiera składniki mogące łatwo przejść w otwór (np. wapienie). Wszelkiego rodzaju spękania mogą być źródłem braku stabilności zapory. Zasadniczo zagadnienie to sprowadza się do 4 punktów:

1. Zwiększające się obciążenie, zależne od ciężaru zapory, może spowodować poślizgi (ruchy), co jest raczej mało prawdopodobne. W rejonach dotkniętych trzęsieniami ziemi drgania warstw mogą spowodować dalsze poślizgi.

2. Możliwość zetknięcia się ze sobą skał o różnych właściwościach, a więc o różnej wytrzymałości i o różnym stopniu wodoprzepuszczalności.

3. Możliwość swobodnego przesączania się wody. Staje się to wtedy, gdy spękania w skałach twardych nie dają drobnego materiału, który by mógł zasklepić szczeliny.

4. Pęknięcia mogą być napełnione dobrze posegregowanym ilem (lub gliną), który pod ciśnieniem zostanie wynity, względnie będzie służył jako smar ułatwiający dalsze ześlizgi. Czasami spękania trafiają się w centrum przekopu i wymagają specjalnego zwrócenia uwagi. Zazwyczaj wszelkie szczeliny najlepiej jest zasklepić przy pomocy cementacji.

Przy występowaniu osadów powierzchniowych należy przeprowadzić w miejscu nas interesującym wszelakiego rodzaju badania w szybach, rowach, otworach wiertniczych itp. W każdym bądź razie stratygrafia danego terenu może być bardzo przydatna w oznaczaniu miejsc, gdzie mogą się znajdować warstwy o grubej miąższości. Mamy szereg czynników akumulujących tego rodzaju osady. A więc:

1. A k u m u l a c j a g r a w i t a c y j n a, składająca się przede wszystkim z wszelkiego rodzaju zsuwów, poczynając od bardzo dużych, do małych nasuniętych wzniesień. Stabilność tych materiałów jest bardzo wątpliwa.

2. A k u m u l a c j a w o d n a, której osady tworzą rodzaj twardego podłoża. Miąższość ich może być stwierdzona przy pomocy obserwacji ruchu wody. Jeżeli ruch wody jest agradujący, a materiał osadzany jednakowy, możemy się spodziewać znacznej miąższości. W przypadku osadów wynikłych z meandrowania rzeki (mogą istnieć tunele rzeczne), można osady te zbadać jedynie przy pomocy wierceń.

3. O s a d y t o r f o w e wykazują powierzchnię wzorowaną na osadach aluwialnych, ale ich skład różni się jaskrawo.

4. O s a d y l o d o w c o w e są złożone z różnych kategorii gruntu; powstały one w okresie istnienia w różnych zagłębieniach jezior. Osady tego typu posiadają materiał dobrze posegregowany i mają duży stopień nawodnienia. Obecnie znajdują się one pod fluwioglacjalnymi lub organicznymi osadami. Przy tych osadach występują trudności w orzeczeniu, gdyż maskują one często nieregularną topografię podpowierzchniową.

Niewłaściwe rozłożenie ciśnień w przypadku budowy zapory może spowodować szereg komplikacji, dlatego osady tego typu należy zawsze poddawać skrupulatnym badaniom. Znany jest szereg przypadków, gdzie niedostatecznie rozpoznane osady spowodowały zbyt płytkie posadowienie, a w konsekwencji wielkie katastrofy i ofiary w ludziach.

Bardzo częstym przypadkiem jest przeciek występujący na granicy fundamentów. Przecieki takie w osadach powierzchniowych są trudno do zlikwidowania, lecz dość łatwe do zlokalizowania.

Reasumując należy stwierdzić, że rozpoznanie budowy skał w miejscach posadowienia jest rzeczą ogromnej wagi. Istotną rzeczą jest określenie ilości i rodzaju mułu naniesionego przez wpływające do zbiornika rzeki, aby móc ustalić, czy nie nastąpi zbyt wczesne zamulenie zbiornika. Duże znaczenie ma charakter skał, z których powstają namuly. Poznanie charakteru namułu pozwoli stwierdzić, czy będzie on wymywany czy też będzie się osadzał. Zbyt szybkie osadzanie się mułu może spowodować krótkotrwałość zbiornika.

(„Water and Water Engineering“ XII(1953).

Cz. Cwiertniewski.

DR INŻ. HEINO KALWEIT — DER WASSERHAUSHALT. BERECHNUNGSVERFAHREN UND ANWENDUNGEN AUF MITTELDEUTSCHE FLUSSGEBIETE. Tom. I. str. 408. Tom II, str. 277, map. 8. Berlin 1953. VEB. Verlag Technik.

Przed paru miesiącami ukazało się w Niemieckiej Republice Demokratycznej obszerne dzieło, traktujące o bilansach wodnych pt. „Bilans wodny. Sposób obliczenia i zastosowania w dorzeczu środkowych Niemiec.” Autorem jest znany hydrolog niemiecki, zajmujący się specjalnie bilansem wodnym. Wyczerpujące to opracowanie traktuje całość zagadnienia sporządzania bilansu wodnego, omawiając w doskonałym ujęciu nie tylko problem bilansów wodnych i równań bilansowych, ale ponadto podając nowe metody obliczenia elementów równania bilansowego, a w szczególności sposób rozbięcia strat na parowanie i retencję, w przedziałach rocznych, półrocznych i miesięcznych. Ciekawa ta publikacja ilustrowana wyczerpująco i szczegółowo opracowanymi przykładami liczbowymi jest jednocześnie praktycznym podręcznikiem metody opracowania bilansów wodnych. Zauważyć należy, że jest to pierwsza tego rodzaju obszerna praca z zakresu bilansu wodnego, której potrzebę od dawna już odczuwaliśmy w literaturze technicznej.

Kalweit ujmując razem wyniki badań Wundta, Kellera i Fischera uzupełniając je własnymi doświadczeniami i metodami. Szczególnie interesujące jest ujęcie zagadnienia zastosowania korelat i rachunku najmniejszych kwadratów do obliczenia niewiadomych współczynników równania bilansowego.

Treść dzieła jest tak bogata, że warto zapoznać się choćby z krótką treścią poszczególnych rozdziałów.

Rozdział I traktuje ogólnie zagadnienie bilansu wodnego, równań bilansowych, jak i poszczególnych elementów równania, a to opadu, odpływu, retencji gruntowej i parowania, wreszcie metody pomiaru tych elementów.

W rozdziale II autor omawia elementy bilansowe w przedziale rocznym, dla stosunków środkowej Europy, ilustrując wynikami obliczeń dla poszczególnych obszarów. Autor podaje tutaj wartości średnie i granice ich wahań. Analogicznie w rozdziale III omawia te same elementy, w tych samych stosunkach klimatycznych, w przedziale półrocznym.

Sposoby obliczenia półrocznych i rocznych bilansów wodnych omówione są w rozdziale IV, jak znowu w rozdziale V autor podaje metody obliczenia miesięcznych wartości bilansów wodnych, zużycowania badań lizymetrycznych stacji Eberswalde, do wyprowadzenia formuł na parowanie, poddając krytyce dotychczas stosowane metody.

Rozdział VI podaje wyniki prac Instytutu Gospodarki Wodnej Niemieckiej Republiki Demokratycznej, które dla nas szczególnie są interesujące, z uwagi na podobne warunki hydrologiczne i klimatyczne. W rozdziale tym autor podaje nie tylko wyniki obliczeń ale i sposoby wyrównania współczynnika bilansowego, wg metody Fischera, a następnie metody własnej, poświęcając tym zagadnieniom przeszło 100 stron druku.

W rozdziale VII omówione jest zagadnienie porównywalności niehomogenicznych ciągów i ciągów przesuniętych, które to zagadnienie w naszych warunkach ma znaczenie szczególne.

Ostatni rozdział, ciekawy z punktu widzenia gospodarki wodnej, zajmuje się sztucznym wpływaniem na bilans wodny, a więc wpływem zbiorników retencyjnych, sztucznych jezior, melioracji rolnej, zmian w bilansie wodnym spowodowanych gospodarką leśną i rolną itd.

W tomie II mamy zbiór wszystkich tabel, wykresów, map i zestawień omawianych w tomie pierwszym.

Dr inż. J. Lambor

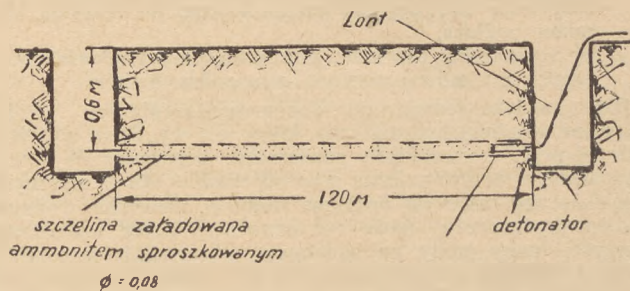
MECHANIZACJA ROBÓT PRZY BUDOWIE KANAŁÓW I ROWÓW ZA POMOCĄ WYBUCHÓW ODRZUTOWYCH

Przy budowie nawodniających kanałów, rowów, zbiorników wodnych i zapór, szeroko stosowana jest metoda wybuchowo-odrzuć. Wyższość tego sposobu nad innymi polega na skróceniu terminów budowy i uproszczeniu organizacji. Ujemną stroną robót wybuchowych jest większy koszt wykopów w porównaniu ze zmechanizowanymi sposobami. Około 60—65% ich kosztu stanowią materiały i urządzenia wybuchowe, pozostałe zaś 35 — 40% są to czynności przygotowawcze do wybuchów, wykonywane prawie wyłącznie sposobem ręcznym. Drugą ujemną stroną metody wybuchowej przy wykonaniu niegłębokich kanałów stanowi konieczność wiercenia dużej ilości drobnych otworów pionowych, które podrażają koszt ziemnego wykopu. Stosowane w tym przypadku maszynowe zespoły wiertnicze posiadają wady konstrukcyjne i wydajność ich jest nadzwyczaj

niska, a koszt 1 mb gotowej szczeliny jest dość znaczny. Przerób na jedną zmianę przy przeprowadzeniu szczelin w warunkach dogodnych jest nie większy od 80 — 100 mb. Taki zespół może być wykorzystany racjonalnie dla wiercenia otworów głębszych, np. 3—5 m, przy których potrzeba stosunkowo mniej czasu na przesunięcie go wzdłuż trasy kanału.

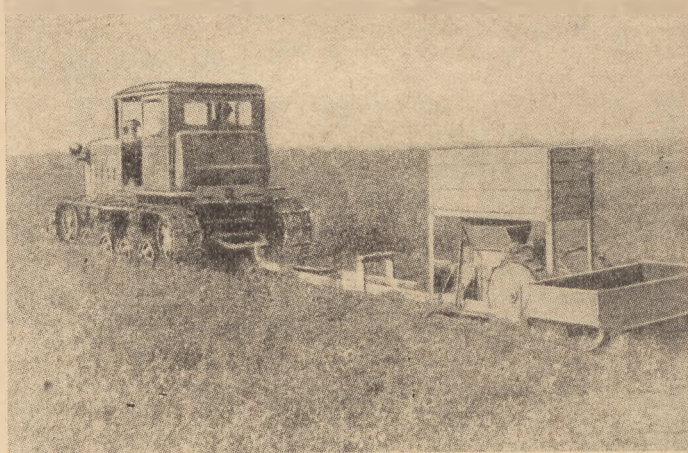
Sposobem wybuchowym wykonywane są znaczne ilości robót ziemnych przy budowie kanałów rozdzielczych, o głębokości do 1,0 — 1,2 m. Aktualnym zadaniem staje się przygotowanie i wprowadzenie do pracy ruchomego zespołu wiertniczego o dużej wydajności oraz przeprowadzenie załadunku szczelin materiałem wybuchowym, sposobem zmechanizowanym.

Na Dymitrowskiej Stacji Doświadczalnej został zbudowany i wypróbowany w warunkach normalnych ruchomy aparat do wykonania szczeliny poziomej i załadunku jej materiałem wybuchowym.



Rys. 1. Ogólny schemat robót wybuchowych w szczelinach poziomych

W odróżnieniu od istniejących sposobów, ładunek materiału wybuchowego zakłada się w szczelinie poziomej (rys. 1), przeprowadzonej w gruntach miękkich. W części pionowej ciągnika drenażowego wkręca się poszerzacz stożkowy, za pomocą którego może zmieniać średnicę przecinanej szczeliny i wielkość naboju, a tym samym normować wymiar poprzecznego przekroju wysadzanego kanału.



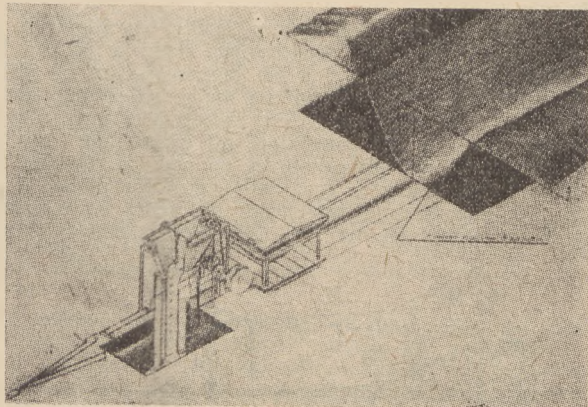
Rys. 2. Wykonanie i załadunek poziomej szczeliny.

Cały mechanizm maszyny ustawia się na ruchomej ramie poziomej (rys. 2), do środkowej części której przymocowuje się pionowy nóż przecinający wąską szczelinę w gruncie. Do noża przymocowana jest płaska rynienka, przez którą materiał wybuchowy przedostaje się z ruchomego i wibrującego zbiornika do poziomej szczeliny drenażowej. Nad zbiornikiem ruchomym ustawia się na nóżkach zbiornik nieruchomy z daszkiem, ochraniającym materiały wybuchowe, znajdujące się w zbiorniku, przed działaniem wyrzucanych odpadków gruntu.

Tym sposobem aparat załadujący pozwala całkowicie zmechanizować wykonanie i załadunek szczeliny sproszkowanym materiałem wybuchowym.

W części tylnej ruchomego urządzenia umocowuje się na przesuwnicach skrzynkę amunicyjną z zapasową ilością materiałów wybuchowych. Z tej skrzynki dostaje się materiał wybuchowy do nieruchomego zbiornika (podczas ruchu mecha-

nizmu) przy pomocy ślimaka, umieszczonego w górnej części maszyny.



Rys. 3. Ogólny schemat urządzenia dla załadunku szczeliny poziomej.

TABLICA I. Porównawcze rezultaty robót przy budowie kanałów wykonanych systemem wybuchowym przy pomocy zwykłego (ręcznego) sposobu załadunku i z zastosowaniem mechanicznego urządzenia dla wykonania i załadunku szczeliny.

Nazwa obiektu	Sposób załadunku szczeliny	Sposób wiercenia szczeliny	Wydajność rzeczywista w mb/min.
Budowa kanału rozdzielczego w Ilijskim Rejonie Kazachskiej SRR	ręczny	aparatus A. B. B.-5	0,35
Budowa kanału rozdzielczego w Kurskim Obwodzie	mechaniczny	maszyna załadunkowa Z. M.-1	35

Sredni rzeczywisty wydatek podstawowych środków na 1 m³ wysadzonego gruntu	Wydatek wiercenia na 1 m³ wysadz. gruntu w mb	Wydajność 1 zatr. robotnika w m³	Koszt 1 m³ wg rzeczyw. danych w rublach
amonit nr 2 w kg	siła robocza w robotniko-dniówkach		
2,00	0,03	0,4	32
1,65	0,002	0,3	430
			7-25
			3-44

Uwagi: — w obu przypadkach grunty odnoszą się do kategorii III,
— głębokość wiercenia w obu przypadkach do 1,5 m,
— współczynnik wykorzystania maszyn na zmianę przyjęto $\eta = 0,62$.

Maszynę załadunkową Z. M. - 1 obsługuje 2 ludzi: traktorzysta i ogniomistrz. Jako siłę pociągową stosuje się ciągnik D. T.-54 lub C-80 (dla ciężkich gruntów gliniastych).

Ruchome urządzenie połączone jest przyczepem z ciągnikiem. Przed przystąpieniem do robót ustawia się środkowy poszerzacz drenazowy na obliczoną średnicę przecinanej szczeliny, celem uzyskania po wybuchu wykopu o projektowanym wymiarze. Pionowy nóż maszyny ustawia się w otworze wykopanym (rys. 3). Skrzynkę amunicyjną i nieruchomy zbiornik uzupełnia się zawsze materiałem wybuchowym.

Przy przesuwaniu się maszyny, nastawiony na określoną głębokość nóż przecina w gruncie wąską szczelinę dla przepuszczenia związanego z nożem przewodu; równolegle z tym poszerzacz stożkowy drenazu przecina u dołu noża otwór, o przekroju okrągłym. Przy ruchu maszyny wzdłuż osi przyszedłego wykopu, sproszkowany ładunek materiału wybuchowego przedostaje się z nieruchomego zbiornika w ruchomy, następnie w przewód i wreszcie w szczelinę. Zbiornik nieruchomy napelnia się materiałem wybuchowym (podczas ruchu maszy-

ny) ze skrzynki amunicyjnej przy pomocy ślimaka, wmontowanego między nimi, a poruszanego za pomocą płaskiego łańcucha ładującego i dwóch par stożkowych przekładni.

Wszystkie części oraz wyposażenie maszyny amunicyjnej, mające styczność z materiałami wybuchowymi, wykonane są z materiałów bezpiecznych od wybuchów, tj. z aluminium, mosiądzu lub miedzi.

W momencie wybuchu można stwierdzić równomierny wyrzut gruntu w kierunku pionowym na obie strony od osi kanału na względnie niewielką odległość. Poszczególne grudy ziemi padają w odległości 40 — 50 m od miejsca wybuchu.

Wygląd kanału po wybuchu i wykonana nawielacja wykazuje, że kanał uzyskany sposobem opisanym wykonany jest bez przegród, lejów i wybrzuszeń na całkowitym obwodzie i wzdłuż dna kanału.

Dane załączonej tablicy potwierdzają rzeczywistą efektywność obranej metody mechanicznego zakładania naboju w przedłużoną poziomą szczelinę, przy wykonaniu niegłębokich (rozdzielczych) kanałów, za pomocą wysadzania w powietrze gruntu na odrzut.

Przez wybuch poziomego ładunku osiąga się: zmniejszenie wydatku materiałów wybuchowych (amonit) o 20 — 25%, zmniejszenie ponad 10-krotnie kosztów urządzeń pomocniczych do wybuchu (lontu, elektrodetonatorów itp.); powiększenie wydajności pracy 12-krotnie, dzięki zamianie ręcznego sposobu załadunku naboju na mechaniczny; obniżenie 1,5 — 2-krotnie kosztu wysadzonego w powietrze i odrzuconego 1 m³ gruntu. („Mechanizacja Stroitelstwa” nr 11/52).

Inż. Feliks Bobrowski.

WŁAŚCIWOŚCI WZNOSZENIA GROBLI ZIEMNEJ NA ILACH PRZY ZASTOSOWANIU METODY WYCISNIĘCIA ILÓW

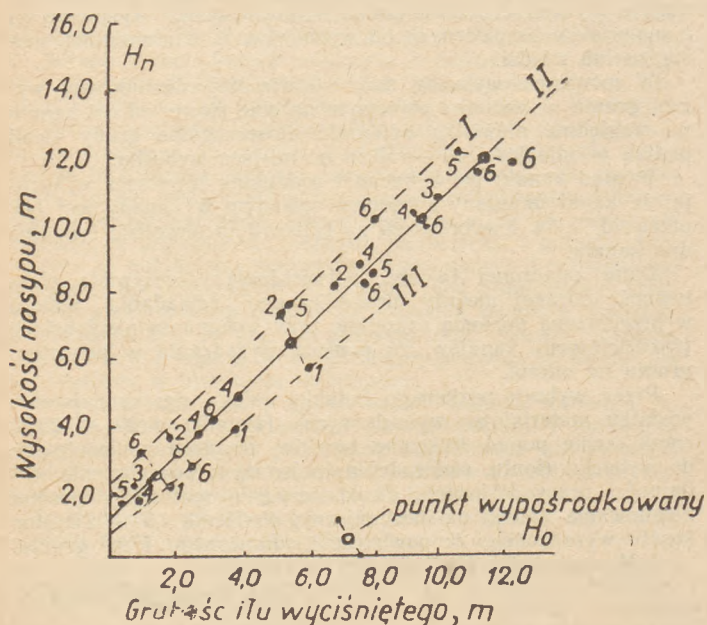
Może się zdarzyć, że lokalny układ sytuacyjny terenu wymagać będzie, aby budowę grobli ziemnej przeprowadzić na gruntach bardzo rozrzedzonych (zawodnionych), np. na warstwie ilów plastycznych i miękkich, zalegających w terenie nie raz na grubości kilkumetrowej, a więc na podłożu nie nadającym się do posadowienia na nim w ogóle żadnych budowli, a tym bardziej budowli hydrotechnicznych. Doświadczenia jednak przeprowadzone w ZSRR dowiodły, że wzniesienie grobli ziemnej jest możliwe nawet w tych warunkach wyjątkowych, lecz przy zastosowaniu metody wycisnięcia ilów spod wznoszonej budowli tak, aby podeszwa posadowa grobli ziemnej spoczęła całą swoją powierzchnią na niżej uwarstwionym podłożu nośnego gruntu budowlanego.

Metoda polega na następującym przebiegu budowy: Wznoszenie grobli ziemnej należy rozpocząć od sypania jej na gruncie nośnym i suchym od strony pojawiającej się warstwy ilów (rys. 1). Wykonując nasyp od razu na całej jego długości i sypląc go w kierunku poprzecznym do kierunku grobli, podwyższając i poszerzając stale przekrój poprzeczny tego nasypu, zapewniamy w ten sposób stopniowe i całkowite wyciskanie ilów na drugą stronę wznoszonej budowli.

Aby kontrolować przebieg budowy oraz określić warunki przy jakich nastąpi wycisnięcie warstwy ilów spod stopy wznoszonego nasypu, należy przede wszystkim ustalić zależność zachodzącą pomiędzy wysokością nasypu, a raczej jego obciążeniem i grubością warstwy ilów, wycisniętych przez dany nasyp. Ustalenie tej zależności określić można na podstawie przekroju poprzecznego wznoszonej grobli oraz naniesionych na tym przekroju wyników wierceń badawczych, prowadzonych przez cały okres budowy, który w rozpatrywanym przypadku ujęto w 6 etapach. Oznaczając na przekroju poprzecznym wyniki wzrostu grobli ziemnej krzywymi 1, 2, 3, 4, 5, 6 z zaznaczeniem ich rzędnych wysokościowych, oraz stopniowe podwyższanie się powierzchni ilów od strony wzrostu ich wyciskania, również numeracją kolejną i rzędnymi, odpowiadającymi poszczególnym etapom budowy, otrzymujemy pełny obraz przebiegu ciekawego zagadnienia.

Zestawiając wysokość masypów H_n z odpowiadającymi im grubościami wycisniętych warstw ilów H_o w klinie tworzącym się od strony frontu wyciskania, możemy zbudować wykres wyciskania ilów (rys. 2). Linia III tego wykresu wyznaczona jest przez punkty charakteryzujące początkowy etap (1, 2) budowy grobli i wyciskania ilów pierwotnej ciekłości, linia I wyznacza końcowy etap (5, 6) budowy, gdy ily są już mocno zagęszczane i do wycisnięcia ich niezbędne jest większe obciążenie, równoznaczne z większą wysokością nasypów. Linie I

i III będą to więc linie granicznych wartości. Linia zaś II odpowiada średnim wartościom H_n pośrednich etapów (3, 4) budowy, kiedy gęstość ilów, a więc i opór ich przeciwko wyciskaniu określa się wielkościami średnimi.



Rys. 2. Wykres wyciskania ilów.

Linie wykresu wyciśnięcia ilów wyrazić można ogólnym wzorem matematycznym:

$$H_n = b + a \cdot H_0,$$

gdzie: b — wysokość warstwy nasypu w m, przy której praktycznie rozpoczyna się wyciskanie ilów, zależna od kąta wewnętrznego tarcia φ tych ilów,
 a — współczynnik wyrażający kąt nachylenia (tg $\alpha = a$) prostej wyciskania, zależny również od φ .

Parametry a i b dla różnych stadiów wyciskania ilów, które mogą być wyznaczone z wykresów, należy sprawdzić laboratoryjnie. Zwykle

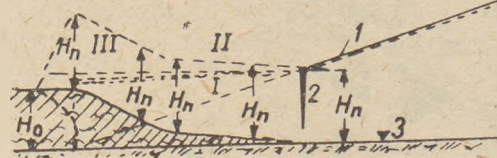
przy $\varphi = 0^\circ$	$a = 0,88$	$b = 0,70$
„ $\varphi = 2^\circ 02'$	$a = 1,00$	$b = 1,12$
„ $\varphi = 5^\circ 40'$	$a = 1,00$	$b = 2,20$

Praktycznie dla ilów przyjąć można $\varphi \leq 3^\circ$.

Mając dane o grubości ilów H_0 na podstawie wierzeń prób-

nych oraz znając kąt wewnętrznego tarcia ilów φ , jak również ciężar właściwy gruntu nasypowych i parametry a i b , łatwo znajdujemy H_n .

Jak widać na rys. 1, od strony frontu wyciskanych ilów skarpa nasypu zawisa nad wyciskanyimi ilami w postaci klina o pochyleniu odwrotnym 1 : 1 lub łagodniejszym, co jest nie dopuszczalne, gdyż klin nasypu nie mając należytego oparcia, może ulec łatwemu oberwaniu się, szczególnie przy atakowaniu skarpy nasypu przez powstające od wiatru fale. Aby temu zapobiec, należy stopę skarpy oprzeć na podłożu również trwałym. W tym celu należy w granicach tego klina nadsypać warstwę gruntu odpowiedniej wysokości H_n , która po wyciśnięciu ilu oprie się całkowicie na podłożu gruntu nośnego (rys. 3).



Rys. 3. Schemat wyciśnięcia spod stopy nasypu. 1 — Skarpa nasypu; 2 — miejsca możliwych pęknięć; 3 — podłoże trwałe.

Na rysunku tym, linia I przedstawia pierwotną fazę zalegania ilów pod stopą skarpy, linia II — dodatkowe nasypianie niezbędne dla całkowitego usunięcia ilów spod stopy, skarpy, linia III — ostatnią fazę po wyciśnięciu ilów.

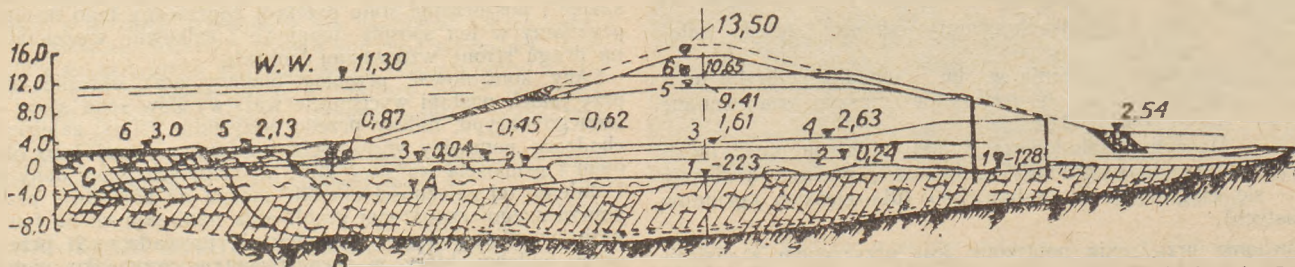
Dla zabezpieczenia skarpy odlądowej przed jej ewentualnym obsunięciem się, które może nastąpić przy wypłukiwaniu gruntu z dolnego klina grobli przez potok wód filtracyjnych, należy założyć u stopy skarpy drenaż wewnętrzny, który musi być jednak oparty również na podłożu trwałym, gdyż w przeciwnym razie nie spełni swego zadania.

Na terenach ZSRR, gdzie wybudowano już kilka podobnych grobli ziemnych przy zastosowaniu wyżej podanej metody, prowadzone są od kilku lat stałe obserwacje tych budowli, lecz na żadnej nie zauważono charakterystycznych zapadnięć lub deformacji. Szczegółowsze omówienie tego zagadnienia znajduje czytelnik w artykule dyskusyjnym inż. R. F. Takanajewa¹⁾.

Wracając do sprawy posadowienia budowli na ilach w ogóle, zauważyć w tym miejscu należy, że spotykane w głębszych warstwach ily bardziej zbite i suche oraz zabezpieczone od podmycia uważane są za dobry grunt budowlany, o dopuszczalnym obciążeniu do 4 kg/cm². Jedynie grunty ilaste przesycone wodą są wskutek zachodzących zmian objętości „pęcznienia” i zmniejszenia się tarcia wewnętrznego bardzo niebezpieczne jako grunty budowlane, szczególnie spoczywając na warstwach wodonośnych, nachylonych zgodnie ze stokiem, wykazują pełzanie, jako też obsuwanie groźne dla budowli.

Inż. Zenon Zapalski

1) Hidrotechniczeskoe Stroitelstwo nr 4/53.



Rys. 1. Przekrój poprzeczny grobli ziemnej. A — powierzchnia ilów przed rozpoczęciem robót; B — warstwa gruntu nośnego budowlanego; C — il wyciśnięty przez nasyp.

Listy do Redakcji

Do Redakcji czasopisma „Gospodarka Wodna”

W nr 10/53 „Gospodarki Wodnej” ukazał się artykuł inż. Kazimierza Majewskiego pt. „Nowy sposób nawodnienia w Związku Radzieckim”. Niektóre Wojewódzkie Zarządy Wodno-Melioracyjne (WZWM) wkrótce po ukazaniu się tego artykułu rozstały polecenie wprowadzenia i wypróbowania tego systemu jeszcze w roku 1953, przed nastaniem zimy.

Tak treść, jak i rysunki do swego artykułu inż. Majewski zażyczył z artykułu prof. W. A. Szaumiana (na który zresztą

inż. Majewski powołuje się). Artykuł prof. W. A. Szaumiana był wydrukowany w kwietniowym (tj. nr 4) zeszycie miesięcznika „Hidrotechnika i Melioracja” i zatytułowany: „Nawodnienie spływem powierzchniowym drogą stosowania sztucznych parowód — bruzd z drenowaniem krecim”.

Artykuł ten zasadniczo był propozycją względnie projektem i był przeznaczony na razie do dyskusji, o czym było specjalne zastrzeżenie przed tytułem artykułu („W porządku obszerniejszej”); nie był to zatem nowy sposób nawodnienia wprowadzony

w ZSRR, a tylko proponowany przez prof. W. A. Szaumiana jego pomysł.

Jako stały od 5 lat prenumerat miesięcznika „Gidrotechnika i Melioracja” dokładnie śledzę wszelkie wprowadzone w ZSRR innowacje w dziedzinie melioracji. W pierwszej chwili po przeczytaniu artykułu prof. Szaumiana jeszcze w maju ub.r. zapoznałem z tym artykułem szerszy ogół kolegów w RKRWM i zachęcałem do poczynienia prób, jeśli natrafiają na odpowiednie warunki. Głębsze jednak przeanalizowanie i przedyskutowanie artykułu z kolegami zmniejszyło tak mój, jak i kolegów zapał, zwłaszcza gdy zwróciłem uwagę na dopisek, że jest to artykuł dyskusyjny. Przyszliśmy do wniosku, że zastosowanie tej metody w terenie może nastąpić po zakończeniu dyskusji na temat tego artykułu, po wydaniu oceny przez naukowców i dokonaniu prób doświadczalnych przez odpowiednie stacje doświadczalne lub instytuty naukowe.

My, wykonawcy, nie posiadamy ani odpowiedniego czasu na prowadzenie tego rodzaju doświadczeń, ani specjalnych podstaw i wiadomości naukowych niezbędnych dla prowadzących doświadczenia w stacjach doświadczalnych, ani odpowiednich środków na ten cel.

Wykonywanie natomiast tego rodzaju prób na terenie np. spółdzielni produkcyjnych i narażenie się na przeprowadzenie niedostatecznie jeszcze zbadanej metody nawodnienia byłoby niewskazane. Tę naszą ostrożność w stosowaniu proponowanej metody potwierdził w zupełności artykuł dyskusyjny J. A. Kuźnika, kandydata nauk geograficznych, który ukazał się prawie w tym samym czasie co artykuł inż. Majewskiego, bo również w nr 10, ale miesięcznika „Gidrotechnika i Melioracja”.

Artykuł ten pt. „Z powodu artykułu prof. W. A. Szaumiana — Nawodnienie powierzchniowym spływem drogą stosowania sztucznych rowków z drenowaniem krecim” w pełnym tekście i tłumaczeniu pozwalam sobie podać niżej.

„Prof. W. A. Szaumian zaproponował zastosowanie poprzecznych rowków dla uchwycenia spływów wód. Rozdzielenie natomiast tych wód po całym terenie proponuje wykonać za pomocą drenowania kreciego. Uważam, że art. prof. W. A. Szaumiana zawiera cały szereg mylnych założeń wyjściowych i wniosków.

1) Urządzenie specjalnej sieci drenarskiej dla równomiernego rozdzielania po całym terenie wody z roztopów autor wysuwa w celu natychmiastowego przeprowadzenia ujętego spływu wód do gleby. Wiadomo, że opracowane naukowo i praktycznie najprostsze sposoby dotyczące zatrzymania względnie magazynowania wód z roztopów nie posiadają sieci rozprowadzającej wodę, jednak tymi sposobami doskonale rozwiązuje się problem wykorzystania, dla zwiększania urodzaju kultur rolnych, deszczów na miejscu ich opadu.

Proponowane przez prof. W. A. Szaumiana metody dotyczące urządzenia stałej sieci nawadniającej mogłyby mieć pewne zalety techniczne przed innymi, prostszymi sposobami, gdyby zastosowanie tego sposobu w rzeczywistości przyczyniło się do zwiększenia zapasów wody w glebie w okresie wegetacji roślin albo do zmniejszenia strat na parowanie.

W rzeczywistości natomiast, dodatkowo uchwycony odpływ wód w okresie lata w całej strefie stepowej i laso-stepowej jest znikomo mały, ponadto ten odpływ wód zasadniczo powstaje na skutek dopływu wód gruntowych, a nie wód burzowych. Z tych właśnie względów proponowane sposoby nawodnienia w tym okresie będą mało efektywne. I tak, wg danych Państwowego Instytutu Hydrologicznego mamy następujące wielkości spływu z małych zlewni (< 50 km²) w latach o 50% stopniu zabezpieczenia (tabl. I):

Tablica I

Nazwa rejonu	Spływ (w % od rocznego)					
	maj	czerwiec	lipiec	sierpień	wrzesień	razem
Wyżyna środkoworuska	0,4	0,3	0,2	0,2	0,4	1,5
Środkowe Zawołże	1,9	0,5	0,2	0,2	0,5	3,3
Dorzecze rzek Samary i Klinela	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Wyżyna doniecka	1,9	0,2	0,2	0,2	0,4	2,9
Centralne i południowe Zawołże	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Jak z powyższego wynika, w dowolnym z rejonów strefy stepowej lub laso-stepowej odpływ wód letnich jest znikomo mały. Dlatego wykonanie stałej czynnej sieci nawadniającej dla uchwycenia spływu wydaje się mało konieczne.

Straty natomiast na parowanie wnoszą z gleby nasyconej wilgocią zależne są od terminów bronowania. W tym okresie drenowanie nie może w godnym uwagi stopniu zmienić stopnia wilgotności na powierzchni gleby. Dynamika reżimu wodnego gleby w okresie poposielnym przy zastosowaniu różnych metod nawodnienia musi być należycie sprawdzona.

2) Prof. W. A. Szaumian uważa swoją propozycję za uniwersalną i dlatego nie porusza warunków jej zastosowania, przypuszczając, że rowki zachowają się w okresie dłuższego czasu.

My natomiast uważamy, że nie istnieją i nie powinny istnieć uniwersalne środki uchwycenia spływu w różnorodnych warunkach naszego rolnictwa, nawet na terenie jednego i tego samego rejonu, o ograniczonej powierzchni. Przecież wielkość spływu i warunki tworzenia się jego w pierwszym rzędzie zależne są od stanu rolniczych użytków: zatem dla każdego osobnego przypadku zastosowane środki dla wykorzystania spływu powinny być opracowane i należycie zastosowane, z wzięciem pod uwagę właściwości hydrologicznych i warunków rolniczych.

Długotrwałe obserwacje wykazały, że przy średnich spadkach terenu 0,003—0,005 oraz glebach gliniasto-piaszczystych, ciemnokasztanowych centralnego Zawołża i czarnoziemach Prawobrzeża (rejon m. Bałaszoza), spływ powierzchni i warstwy uprawnej nie istnieje przy orce w poprzek spadu, nawet w latach o dużych opadach atmosferycznych. (W ostatnim przypadku mamy warunki bardzo zbliżone do strefy centralno-czarnoziemnej). Stąd wynika, że w tych warunkach wszelkiego rodzaju zastosowane środki, w tej liczbie i rowki z drenowaniem krecim dla zmagazynowania spływu wód, nie posiadają racji bytu. Współczynnik spływu z warstwy uprawnej dosięgał na przykład 30% w Sowchozie imienia Nansena i to tylko przy orce wzdłuż krętego zbocza, o spadzie wynoszącym 0,01 i więcej.

Jeszcze większe wielkości spływu otrzymuje się z orki zleżających. Spływ gwałtownie zwiększa się z wyrównanych ubitych powierzchni, obsianych mieszanekami traw — w danym przypadku spływ jest 2,5—3 razy większy niż z orki jesiennej, dochodząc do znacznych wielkości, nawet w czasie niezbyt gwałtownych deszczów. W tych warunkach najbardziej konieczne jest zastosowanie środków uchwycenia spływów. Doświadczenie dokonane na Stacji Melioracyjnej im. Engelsa wykazało, że dobrym środkiem dla zmagazynowania spływu w wierzchnich warstwach gleby obsianej mieszaną traw są grobelki w poprzek stoku (spadu), o wysokości 18 cm. Grobelki te wykonuje się równocześnie z dokonywaniem orki jesiennej i zachowuje się je do następnej wiosennej uprawy gleby (bronowania, kultywacji i siewu).

W ten sposób nie zachodzi potrzeba opracowywania uniwersalnych środków zatrzymania spływu wód, gdyż sama wielkość spływu z różnych użytków rolniczych waha się w wielkim stopniu. W szeregu przypadków środki te mogą okazać się zupełnie zbyteczne.

3) Praktyczne zrealizowanie metody zaproponowanej przez prof. W. A. Szaumiana natrafi, jak przypuszczamy, na znaczne, a może nawet nie do pokonania, trudności.

W rejonach stepowych względnie laso-stepowych prawie rokrocznie możliwe są wczesną zimą odwilży. W czasie odwilży rowki mogą być zatopione (w szczególności w miejscach zagłębienia terenu).

Przy następnych mrozach zatkanie otworów drenarskich lodem jest nieuchronne, co wyklucza wówczas przedostanie się wody do systemu drenarskiego. Woda może przedostawać się do rowków za pomocą szczelin w glebie i w ten sposób przyczynić się do całkowitego zatkania względnie unieruchomienia systemu drenarskiego. Tego rodzaju zjawisko było zaobserwowane w doświadczeniach prowadzonych przez Melioracyjną Stację Doświadczalną im. Engelsa.

W 1952 r. dokonana została próba wykorzystania spływu na miejscu za pomocą drenowania kreciego, wykonanego na polu zasianym mieszaną traw.

Wszystkie dreny bez wyjątku zostały zatkanie lodem na całą głębokość szczeliny. To samo miało miejsce i na terenie nieuprawionym. Przemarzanie drenów nastąpiło na początku zimy w czasie grudniowych odwilży. Woda do rowków przedostała się z powierzchni terenu przez szczeliny.

W 1953 r. dla wstrzymania spływu wód zostały wykonane rowy (typu czasowych rowów nawadniających). W zimie odwilży nie było. Wiosną jednak okazało się, że poszczególne dreny zo-

stały zatkane, gdyż wody roztopowe stagnowały w sączkach. Pług drenarski, posuwając się po pochyłości, całkowicie powtarza podłużny profil powierzchni terenu i dlatego woda w drenach kre- cich nie odpływa i zatrzymuje się w załamaniach profilu. Jak są częste odwilże w centralno-czarnoziemnych okręgach, można wnioskować o tym wg niżej zamieszczonych danych, wziętych z podręcznika klimatologicznego G.S.I.

Tablica II

Średnia długość trwania (w dobach) dodatnich temperatur od 0,1 do 5,0						
Punkt	listopad	grudz.	styczeń	luty	marzec	Ogółem
Zamietczyzna	9,1	3,3	1,1	1,5	6,3	21,3
Woroneż	10,8	5,8	2,4	3,2	8,9	31,1

Jak z tablicy II wynika, odwilże są dosyć częste w ciągu wszystkich miesięcy zimowych. Przemarzanie sączków jest najbardziej możliwe w listopadzie i grudniu, kiedy pokrywa śnieżna jeszcze jest stosunkowo nieduża lub brak jej zupełnie.

4) Sposoby przedostawiania się wody z rowków do sączków w ogóle dotąd nie są opracowane ani sprawdzone.

Przy nawodnieniach z czasowych kanałów nawodniających wyłoty drenów zamulają się, mimo że do nawodnienia używana była zupełnie czysta woda. Tym mniejsze wydają się możliwości filtracji wody do sączków przez spulchnione dna rowu nawodnia- jącego, bez urządzenia sztucznego filtru, gdyż ciężkie grunty gli- niaste lub gliniasto-piaszczyste szybko się ubijają i stają się mało przepuszczalne. Wody z roztopów wiosennych i deszczowe, przesycone łem, szybko zamulają spulchnioną powierzchnię, czyni- ąc ją zupełnie nieprzepuszczalną. Znałe dotychczas sposoby połączenia sączków z bruzdami (słomiane powrośla lub plecionki, rurki itp.) są wyjątkowo pracochłonne i dlatego na razie małe mają widoki na zastosowanie.

5) Doświadczenie wykazuje, że przy glebach kasztanowych, jarowizny na dnie rowku rozwijają się nienormalnie: rośliny po- siadają zabarwienie żółte i niski wzrost. W polu nr 4 stacji doświadczalnej w 1952 r. zasiano w lecie proso z mieszan- ką niskopiennych traw. Ostatnie rozwijały się dobrze w polu, a cał- kowicie wyginęły w 1953 r. w rowku, jakkolwiek zasiew, nawo- dnienie i uprawa przeprowadzone były równocześnie i w jedna- kowy sposób tak, jak w polu. Na dnie rowka oczywiście trawy w ogóle nie powschodziły. Jeszcze w gorszym stopniu przedsta- wia się sprawa z oziminą, która na wiosnę w zatopionej bruzdzie bezwarunkowo wymknie. I tak widoki całkowitego wykorzysta- nia rowków dla otrzymania wysokich urodzajów są wątpliwe.

6) Podany w artykule prof. W. A. Szaumiana przykładowo schemat sieci nawodniającej przedstawia zwykły, prosty przypadek; zazwyczaj spotykamy się z bardziej złożoną konfigu- racją terenu. Przed rozpoczęciem i wykonaniem w terenie rowków bez spadku podłużnego, poprowadzonych wzdłuż warstw, należy koniecznie je wytrasować, a na większych obszarach konieczne będzie wykonanie zdjęcia szczegółowego. Koszt wykonania okre- ślony przez prof. W. A. Szaumiana na 40 rb za 1 ha został oczy- wiście zaniżony i to tym bardziej, że produkcja traktorozmiany przy rozstawie sączków 1,0 m nie przewyższa 1 ha.

Wychodząc z powyższego, można powiedzieć z całą pewnością, że propozycja prof. W. A. Szaumiana ani polepsza, ani upraszcza stosowanych dotąd sposobów zatrzymywania opadów atmosferycz- nych na miejscu ich opadu. Problem równomiernego uwilgotnie-

nia gleby zabezpiecza stosowanie krzyżowej orki jesiennej i bro- nowanie. Metody ogroblenia i bronowania są znacznie tańsze i łatwiejsze do wykonania, w szczególności jeżeli zabiegi powyż- sze uda się wykonać równocześnie z orką jesienną.

Należy tu zaznaczyć, że prof. W. A. Szaumian dopuszcza w swojej propozycji do niezupełnie prawidłowych twierdzeń. Wy- chodząc z tego, że przy normie nawodnienia 600 — 1500 m³/ha w strefie centralno-czarnoziemnej, w okręgach kujbyszewskim i innych, otrzymuje się wysokie urodzaje kultur zbożowych, W. A. Szaumian przychodzi do wniosku, że wykorzystując po- wierzchniowy spływ w tych rejonach można uzyskać dostateczne ilości wody dla sztucznego nawodnienia przynajmniej kultur zbożowych. Wniosek ten byłby słuszny, gdyby wody te rzeczy- wiście można było wykorzystać w okresie suszy. Najczęściej wo- dy te znajdują się w glebie i nie są przyswajalne przez kultury oraz nie przyczyniają się do podwyższenia urodzajów. I rzeczy- wiście, lata o całkowitym braku spływów (a także lata nie są wy- kluczone w strefie stepowej) okazują się nieurodzajnymi. Nawet rok 1952 prawie bezopadowy, przy sumie zimowych opadów 120 mm w woj. kujbyszewskim, był bardzo nieurodzajny. Zatem wytworzone wiosną zapasy w wysokości 1200 m³/ha okazały się niewystarczające dla nawodnienia kultur zbożowych.

Wnioski

Uważam, że propozycja prof. W. A. Szaumiana dotycząca budowy sztucznych rowków z drenowaniem krecim dla nawodnie- nia terenu jest teoretycznie nieuzasadniona; praktycznie niedo- statecznie jest sprawdzona.

Inż. Józef Popławski

* * *

Przytaczając powyżej treść listu inż. Popławskiego oraz tłu- maczenie wypowiedzi dyskusyjnej J. A. Kuźnika z radzieckiego miesięcznika „Gidrotiehnika i Melioracja“, Redakcja zwraca uwagę na fakt szybkiego reagowania terenowej służby wodno- melioracyjnej na nowe pomysły. Z pewnością nowe propozycje nie są pozbawione wad. Praktyka i dokładne przeanalizowanie może pokazać, co z nich należałoby zatrzymać, a co należy zmienić.

Rozwiązanie danego zagadnienia przez instytuty może wy- magać niekiedy długiego czasu, dlatego też wydaje się pożą- dane aby do badań nad nowymi pomysłami włączali się rów- nież i praktycy, o ile posiadają odpowiednie warunki, ma się rozumieć początkowo na niewielką skalę.

Nie wdając się w szczegółową dyskusję odnośnie artykułu inż. Majewskiego i zarzutów przedstawionych przez inż. Popławskie- go, Redakcja chciałaby zwrócić uwagę, że opady atmosferyczne są u nas inaczej rozłożone niż na terenach stepowych ZSRR. Opady w lecie są u nas znacznie częstsze, przy czym w wielu przypadkach są to deszcze ulewne. Podany w artykule inż. Ma- jewskiego sposób wpłynąłby z pewnością na zmniejszenie bez- użytecznego spływu przy ulewach. Przy mniejszych deszczach konieczne byłoby, dla uzyskania wody dla nawodnienia, dobro- wadnienie na dany teren wody z pewnej zlewni, rzędu przy- najmniej 2—4 km².

Redakcja prosi o nadsyłanie wypowiedzi, dotyczących nowych koncepcji technicznych, zamieszczanych na łamach „Gospodarki Wodnej“. Dyskusje przyczynią się w znacznym stopniu do wy- świetlenia wielu niejasności i pozwolą na znalezienie właściwych rozwiązań.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁÓW I: 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.

Cena zł 8.—

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

Nowości wydawnicze

Józefik A., Kaczmarek J.: **Wysokowydajne wiercenie i nacinanie gwintów.** Instytut Obrabiarek i Obróbki Skrawaniem. S. 43, zł 2,50

Mechanik. Poradnik techniczny. Praca zbiorowa pod red. A. T. Troskoleńskiego. Tom III. Część 1—2. — Obróbka plastyczna metali. Wyd. 3 całkowicie przerobione. S. 512, zł 42.— (w oprawie)

Turk. W. I.: **Pompy i pompownie.** Tłum. z ros. M. Arkuszewski. S. 206, zł 12.— Zatwierdzono do użytku szkolnego przez CUSZ

Zagajewski T., Malzacher S., Kuliszewicz W.: **Elektronika przemysłowa.** Zastosowanie urządzeń elektronowych do grzejnictwa, pomiarów przemysłowych, sterowania i automatyzacji. Wyd. 2. S. 387, zł 33.— (w oprawie)

Do nabycia w księgarniach technicznych DOMU KSIĄŻKI i u kolporterów zakładowych

Warunki prenumeraty

	Prenumerata normalna
Kwartalna	24,—
Półroczna	48,—
Roczna	96,—

Zgłoszenia przyjmują wyłącznie urzędy pocztowe oraz listonosze wiejscy i miejscy. Termin zgłoszenia prenumeraty upływa z dniem 10 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

	Prenumerata ulgowa
Kwartalna	13,50
Półroczna	27,—
Roczna	54,—

Z prenumeraty rocznej mogą korzystać członkowie stowarzyszeń technicznych NOT, członkowie klubów racjonalizacji i techniki oraz studenci szkół wyższych. Zgłoszenia (tylko zbiorowe) przez oddziały wojewódzkie NOT oraz koła naukowe studentów przyjmuje PPK „Ruch” Warszawa, ul. Srebrna 12, Centralna Ekspedycja, po uprzednim wpłaceniu należności na konto PKO Nr 14000/110.

Pojedyncze zeszyty „Gospodarki Wodnej” można nabywać jedynie w Wydziale Zbytu Czasopism Technicznych NOT Warszawa, Czackiego 3/5. Zakupu można dokonać osobiście względnie przesyłką pocztową po uprzednim wpłaceniu należności (za zeszyt koszty przesyłki) na konto PKO Warszawa 1-21338/113 z wyszczególnieniem opłaconych zeszytów. Cena pojedynczego zeszytu zł 8, porto zł 0,45.
