

2

GOSPODARKA WODNA



STACJA POMP NA ZIEMI LUBUSKIEJ

MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIAGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA

LISTOPAD-GRUDZIEŃ
1948

ROK VIII 11-12

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

Rok VIII

WARSZAWA, LISTOPAD – GRUDZIEŃ 1948 r.

Nr 11 – 12

TREŚĆ: **M. Ch.** — Z wycieczki inżynierów i techników do Czechosłowacji. **Inż. Z. Mikucki** — Stosunek rocznego odpływu do opadu w dorzeczu górnego Dunajca. **Inż. W. Jarocki** — Akumulacja namulów powyżej jazów. **Inż. Z. Pietruszewski** — Graniczna rzeka Olza. **Inż. T. Niciporzewski** — Zagadnienie gospodarki wodnej Ziemi Kłodzkiej. **Inż. S. Modrzejewski** — Kilka uwag na temat regulacji rzek dla celów rolniczych. **Inż. J. Ostrowski** — Projekt instrukcji drenowania kreciego ornych gruntów mineralnych. **Techn. T. Okniński** — Kilka cech charakterystycznych części torfowisk Nadnoteckich. **Inż. J. Wokroj** — Charakterystyka stanów wody w okresie 1.V. — 31.X.1948 r. **Techn. T. Bauman** — Zabudowa górskiego potoku Łomnica Wielka. **Prof. Dr S. Bac** — Pewien przypadek melioracji sapów. **Inż. L. Dyakowski** — Kilka uwag w sprawie zastosowania żelbetu do remontu statków rzecznych. — Przegląd czasopism. — Bibliografia. — Listy do Redakcji. — Kronika.

SOMMAIRE: **M. Ch.** — Excursion des ingenieurs et techniciens polonais à Tchecoslovaquie. — **Z. Mikucki, Ing.** — Rapport entre le debit annuel et les précipitations atmosphériques dans le bassin de Dunajec. — **W. Jarocki, Ing.** — Accumulation de limon en amont de barrage. — **Z. Pietruszewski, Ing.** — Rivière Olza sur la frontiere polono-tchecoslovaque. — **T. Niciporzewski, Ing.** — Problème d'amenagement d'eau dans la region de Kłodzko. — **S. Modrzejewski, Ing.** — Quelques remarques sur la regularisation des rivières en vue d'agriculture. — **J. Ostrowski, Ing.** — Projet des instructions de drainage de taupe en sol labourable. — **T. Okniński, Technicien** — Caracteristique de terrains tourbeux aux environs de la Noteć. — **J. Wokroj, Ing.** — Caracteristique des hauteurs d'eau dans la période 1.V. — 31.X. 1948. — **T. Bauman, Technicien** — Correction du torrent Łomnica Wielka. — **S. Bac, Prof. dr** — Cas special de la melioration des terrains marécageux. — **L. Dyakowski, Ing.** — Application de beton-armé pour reparation des bateaux. — Revue des periodiques. — Bibliographie. — Lettres à la Redaction. — Cronique.

СОДЕРЖАНИЕ: **М. Х.** — Экскурсия инженеров и техников в Чехословацию. **Инж. З. Микуцкий** — Соотношение годовичного стока к атмосферным осадкам в горных источниках Дуная. **Инж. В. Яроцкий** — Аккумуляция наносов перед запорой. **Инж. З. Петрушевский** — Пограничная река Оल्за. **Инж. Т. Нидипожевский** — Задачи водного хозяйства области Клодска. **Инж. С. Моджеевский** — Несколько замечаний на тему регулирования рек в целях сель-хозяйства. **Инж. Ю. Островский** — Проект инструкции кретевого дренажа пахотных грунтов минеральных. **Техн. Т. Окнинский** — Несколько особенностей характеристики торфяников в пайоне Нотеци. **Инж. Я. Вокрой** — Характеристика уровней воды за период 1.V—31.X.1948 г. **Техн. Т. Бауман** — Укрепление горного потока Ломница-Велька. **Проф. Др. инж. С. Бак** — Некоторые случаи мелиорации подмоклых пясков (сапов). **Инж. Л. Дьяковский** — Несколько замечаний в отрасли примснения жель-бетона для ремонта речного транспорта. — Обзор печати. — Библиография. — Писма к редакции. — Хроника.

CONTENTS: **M. Ch.** — Polish engineers excursion to Czechoslovakia. — **Z. Mikucki, Civ. Eng.** — The rains falls and the flowing in the Dunajec bassin. — **W. Jarocki, Civ. Eng.** — Accumulation of slime above the weir-dam. — **Z. Pietruszewski, Civ. Eng.** Olza frontier - river. — **T. Niciporzewski, Civ. Eng.** — Problem of the water management in Kłodzko zone. — **S. Modrzejewski, Civ. Eng.** — Some remarks upon the regulation of the rivers for the needs of agriculture. — **J. Ostrowski, Civ. Eng.** — Project of instruction of the mole draining of mineral soil arable. — **T. Okniński** — Characteristic of the peat-bog in Noteć zone. — **J. Wokroj, Civ. Eng.** — Characteristic of water gauges within the period 1.V. — 31.X. 1948. **T. Bauman** — Works on torrent Łomnica Wielka. — **S. Bac, Prof. dr** — Case special of amelioration of the marsh. — **L. Dyakowski, Civ. Eng.** — Some remarks upon the question of concrete application to repair of ships. — Periodical review. — Bibliography. — Letters to Editor's Office. — Cronicle.

Z wycieczki inżynierów i techników do Czechosłowacji

W dniach 6 — 17 listopada 1948 r. odbyła się wycieczka naukowo-techniczna inżynierów i techników różnych branż do Czechosłowacji. Wycieczka, zorganizowana przez Naczelną Organizację Techniczną R. P., wzięła udział w ostatnim dniu obrad kongresu bratniej organizacji technicznej w Czechosłowacji — SIA (Związek Inżynierów i Architektów), przy czym prezes NOT, wiceminister inż. B. Rumiński, zasiadający w tym dniu w prezydium kongresu, wygłosił w imieniu wszystkich delegacji zagranicznych przemówienie, które zostało przyjęte serdecznymi i żywiołowymi oklaskami. Kongres SIA poświęcony był między innymi omówieniu wykonania kończącego się planu dwuletniego i nowego pięcioletniego planu rozbudowy gospodarczej w Czechosłowacji. Podstawowy referat na powyższe tematy wygłosił Minister Techniki, p. Dr E. Slechta.

W ramach tej wycieczki wzięła udział grupa członków Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych R. P. w osobach kol. kol. S. Modrzejewskiego, J. Roszbauma, Z. Sochonia, A. Szczawińskiego, J. Walukiewicza i niżej podpisanego. Dla powyższej grupy ułożony był specjalny program, obejmujący zwiedzenie szeregu budowli i urządzeń z różnych działów gospodarki wodnej, urządzeń bądź wykonanych, bądź będących w budowie.

Charakterystyczną cechą rozwiązywania zagadnień wchodzących w zakres gospodarki wodnej w Czechosłowacji jest łączne traktowanie wszystkich tych zagadnień na szczeblu II instancji, tj. na szczeblu projektowania terenowego oraz wykonawstwa, co najplastyczniej uwidacznia się na opisanych poniżej przykładach. Na takie ujmowanie zagadnień pozwala należąca organizacja I i II instancji, gdzie zagadnienia techniczne, a między innymi gospodarki wodnej, są zgrupowane w jednym urzędzie, w jednym ręku.

W II instancji (Ziemskie Rady Narodowe) nad całością zagadnień planowania i techniki czuwa odpowiedni Referent, mający do pomocy Komisję planowania i techniki, która dzieli się na Podkomisję planowania i Podkomisję techniczną. Ta ostatnia Podkomisja obejmuje wydziały: ogólnych zagadnień technicznych (łącznie z pomiarowymi), prawny, budownictwa nadziemnego, komunikacyjny oraz gospodarki wodnej (a. wspólne zagadnienia, b. regulacja dróg wodnych, zbiorniki i wykorzystanie energii wodnej, c. regulacja rzek niespławnych, melioracje podstawowe i obwałowania potoków, d. technika sanitarna i melioracje szczegółowe).

W I instancji jako stałe urzędy administracji wodnej istnieją Działy Gospodarki Wodnej, obejmujące zakresem swego działania od 3 do 8 powiatów (ok. dwukrotnie mniejszych od naszych). Lokalne sprawy wodociągów i kanalizacji prowadzone są w ramach gospodarki komunalnej, pod nadzorem technicznym ogólnej administracji wodnej.

Na szczeblu ministerialnym istnieje co prawda od niedawna pewien rozdział, a mianowicie do Ministerstwa Rolnictwa przeszły sprawy wodno-melioracyjne, tym niemniej całość planowania gospodarki wodnej należy do Ministerstwa Techniki (Departament Gospodarki Wodnej), skupiającego poza tym inne działy podstawowych urządzeń gospodarczych,

jak np. budowę dróg i mostów, budownictwo nadziemne, pomiary kraju, doświadczalnictwo i normalizację typów budowli.

Departament Gospodarki Wodnej w Ministerstwie Techniki obejmuje następujące Wydziały: plan gospodarki wodnej, rzeki spławne, kanały i porty, rzeki niespławne, zapory, energetyka wodna, wodociągi, kanalizacje i oczyszczanie ścieków. Główne drogi wodne, tj. Łaba, Wełtawa, Dunaj i kanały Odra — Dunaj — Łaba wydzielone są w Dyрекcję Dróg Wodnych. Ścisłe współpracującym z Departamentem jest Państwowy Instytut Hydrologiczny im. T. Masaryka w Pradze.

Plany regionalne z zakresu techniki wodnej, opracowane i skoordynowane już w drugiej instancji, przechodzą do Ministerstwa Techniki. Plany melioracji szczegółowych przesyłane są do Ministerstwa Rolnictwa, które po skorygowaniu i opracowaniu planu dla całego kraju z dokładnym uwzględnieniem potrzeb rolnictwa, przekazuje Ministerstwu Techniki w celu ostatecznego uzgodnienia z całością planu technicznego inwestycji. Plan techniczny przechodzi następnie do Centralnej Komisji Planowania przy Prezydium Rad Ministrów, którego zadaniem jest ostateczna koordynacja tego planu z całością planu gospodarczego państwa i przedstawienia parlamentowi do zatwierdzenia.

Centralna Komisja Planowania posiada Komisję Gospodarki Wodnej ze stałym biurem Komisji.

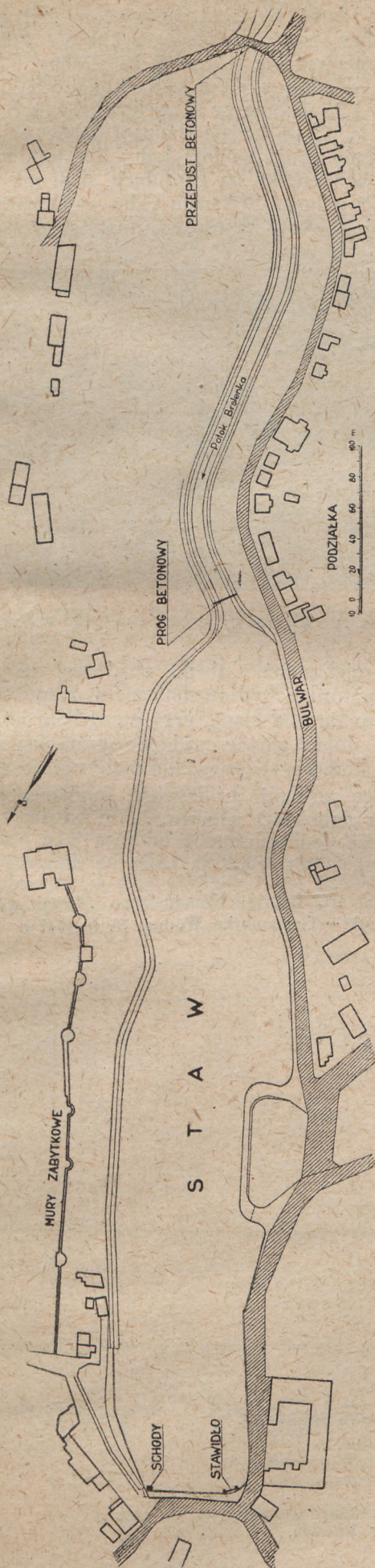
Przedstawiony w ogólnych zarysach schemat organizacyjny Urzędów planujących i projektujących roboty wchodzące w zakres gospodarki wodnej oraz zwiedzenie szeregu budowli i rozwiązań technicznych w terenie, będących potwierdzeniem założeń organizacyjnych, dają możliwość wyrobienia sobie poglądu na racjonalność takiego układu.

Należy tu zauważyć, że wszelkie urządzenia wodne po wybudowaniu ich przez organy Ministerstwa Techniki przechodzą do eksploatacji do odpowiednich użytkowników, jak np. drogi wodne do Min. Komunikacji, elektrownie wodne do Min. Przemysłu.

Program wycieczki grupy wodnej w terenie rozpoczął się od zwiedzania będących w toku robót wodnych w rejonie m. Caslav.

Opodal miasta o ok. 10.000 mieszkańców, posiadającego wodociąg, znajduje się fabryka margaryny i innych przetworów tłuszczowych. Przez miasto przepływa rzeczka Brslenka, prowadząca przy wysokich stanach ok. 40 m³/sek i niosąca duże ilości zawieszin o przewodzie iłów, które to zawiesziny, powstałe w wyższej partii rzeczki poza miastem, wskutek zbyt dużego spadku, zamuliły znajdujący się w mieście staw („rybnik“). Powodowało to lokalne wylewy w. wody, nierównomierność przepływów i płynące stąd braki wody dla celów przemysłowych wspomnianej fabryki.

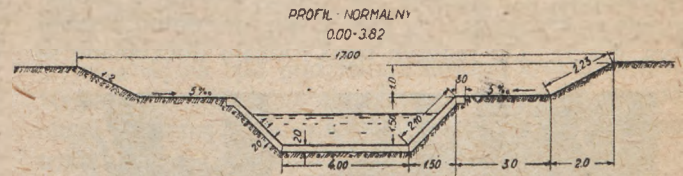
Generalne rozwiązanie gospodarki wodnej w rejonie rzeki obejmuje regulację Brslenki powyżej „rybnika“, wybagrowanie stawu, przez co powstanie zbiornik o charakterze wyrównawczym, wybudowanie stawidła pozwalającego regulować odpływ ze



Rys. 1. Sytuacja potoku Brslenska i stawu w m. Caslav.

zbiornika, regulację rzeczki poniżej stawidła oraz w dalszej przyszłości powstanie oczyszczalni ścieków z fabryki.

Utworzony zbiornik, łącznie z zabytkowymi, starymi murami, umożliwia opracowanie urbanistyczne



Rys. 2. Profil poprzeczny potoku Brslenska.

tej części miasta, obejmujące m. in. rozwiązanie zagadnienia sportów wodnych, komunikacji drogowej itd. Projektowanie i nadzór nad wykonywanymi robotami (o kosztorysie ok. 30 mio Kcs) należy do Działu Gospodarki Wodnej Powiatowej Rady Narodowej; budowę prowadzi miasto (przy pomocy



Rys. 3. Bagrowanie stawu-zbiornika.

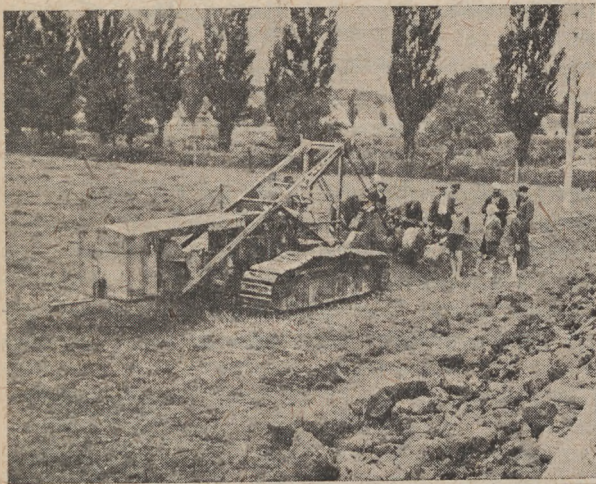
przedsiębiorstwa), przy czym finansowanie robót podzielono w sposób następujący: państwo 60%, samorząd — 30%, miasto — 10%.

W tymże dniu obejrzano kilka maszyn do robót ziemnych. Na uwagę zasługuje maszyna do kopania krytych kanałów (firmy John Allen & Sons, Oxford), posiadająca zdolność wykonywania wykopu



Rys. 4. Maszyna do kopania rowków drenarskich.

od 1,1 m do 1,4 m szerokości i do 4,3 m głębokości. Silnik pracuje na naftę, spalając 30 l na 8 godzin pracy. Cena maszyny wynosi (w Anglii) 3875 funtów szterl., co po doliczeniu kosztów transportu do Czechosłowacji i cła daje 910.000 Kcs. Niemniej ciekawe są maszyny do kopania rowków drenarskich, zaopatrzone w obracające się koło z odpowiednimi nożami (rys. 4 i 5). Do maszyn tego rodzaju doczepiane są



Rys. 5. Maszyna do kopania rowków drenarskich w czasie pracy.

układacze, których zadaniem jest układanie drenów podczas ruchu maszyny, bez pomocy rąk ludzkich.

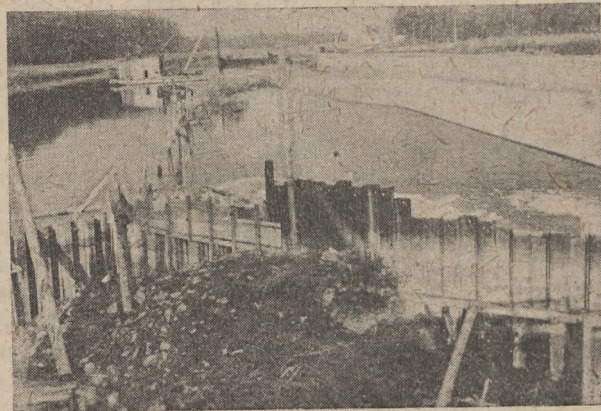
Należy tu zauważyć, że wskutek pewnego braku sił roboczych na wsi, szereg robót ziemnych musiało w znacznym stopniu zmechanizować¹⁾.

¹⁾ porówn.: Ing. F. Krpata — „Mechanisace zemnich praci pri stavbach vodohospodarskych a kulturne technickych“ (Sprawozdanie o doświadczeniach w zakresie techniki rolniczej w okresie 1937 — 1947. Wydawn. Minist. Techniki),

Następny dzień wycieczki poświęcony był zwiedzaniu budowy stopnia wodnego na Łbie w Pnowie oraz nawodnieniom łąk w dolinie rz. Cidlina.

Stopień, składający się z jazu Stoney'a z klapą, o piętrzeniu 1,95 m oraz ze śluzy komorowej, o wymiarach 85 × 12 m, będzie stanowił dalsze ogniwo w usprawnieniu drogi wodnej Łby dla 1000-tonowych łodzi w kierunku na Pardubice, skąd ma biec w przyszłości odnoga do kanału Odra — Dunaj²⁾.

Jako górne wrota zastosowano po raz pierwszy

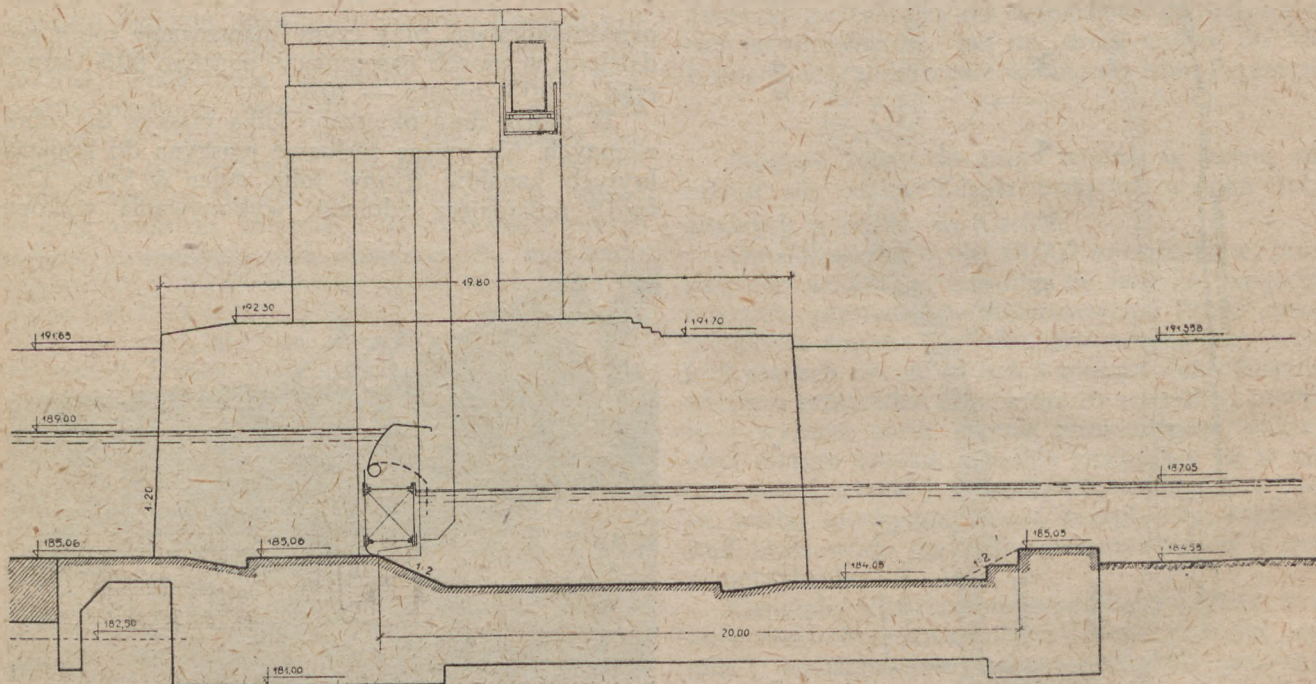


Rys. 6. Ogólny widok budowy stopnia wodnego w Pnowie.

klapę wg projektu inż. Cabelki, zbadanego na modelu w laboratorium hydrotechnicznym. Napęlnienie śluzy odbywa się pod klapą, przy niewielkim jej pochyleniu. W dolnej głowie osadzono wrota wsporne, opróżnianie komory — poprzez kanały obiegowe.

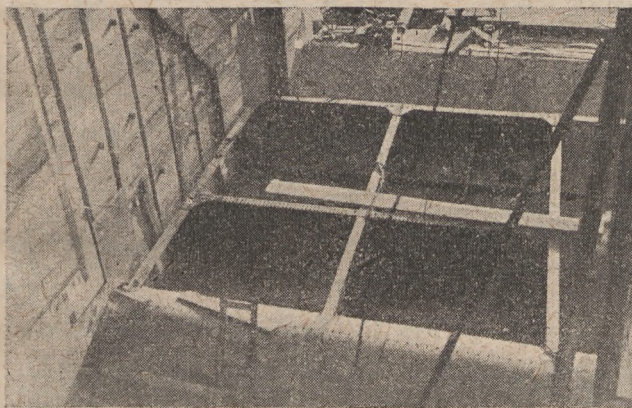
Na uwagę zasługuje tu łatwość fundamentowania, gdyż na głębokości zaledwie 3,5 m od dna znajduje się skała. Jednocześnie z budową jazu i śluzy przeprowadzana jest regulacja Łby na długości ok.

²⁾ porówn. art. Inż. J. Domańskiego „Drogi wodne Czechosłowacji“ — Gospodarka Wodna, Nr 6. 1947 r.



Rys. 7. Przekrój poprzeczny jazu w Pnowie.

2 km na wodę 2-letnią ($550 \text{ m}^3/\text{sek}$), przy czym dopuszcza się wylewy katastrofalnych w. wód ($886 \text{ m}^3/\text{sek}$) na okoliczne grunty, stosując wały przeciwpodziowe tylko na odcinku 400 m w górę jazu. Przepływ wielkich wód odbywać się będzie przez jaz i służę. W wyniku regulacji ($R_{\text{min.}} = 600 \text{ m}$) i kanalizacji uzyska się min. głębokości w korycie — 2,10 m. Wskutek bliskości materiału kamiennego, do



Rys. 8. Montaż klapy w głowie górnej.

robót regulacyjnych na umocnienie brzegów — używany jest kamień jako narzuty i bruki.

Jako ciekawy szczegół budowy należy wymienić przesuwane szalowanie użyte do betonowania ścian komory służy. Załączony rysunek wyjaśnia zasadę konstrukcji (rys. 9).

Roboty regulacyjne i budowę stopnia kanalizacyjnego prowadzi specjalnie powołane, w resorcie Ministerstwa Techniki, Państwowe Kierownictwo Budowy dla usprawnienia Łaby w Wielkim Osieku. Kierownictwo to po ukończeniu budowy będzie zlikwidowane, a cały odcinek rzeki przejdzie do eksploatacji Ministerstwa Komunikacji.

Nawodnienie łąk w dolinie rz. Cidlina obejmuje obszar 71 ha, należący do wsi Zizelice, Hradistko i Loukonosy. Jest to obiekt doświadczalny. Woda spiętrzona jazem (rys. 11), wybudowanym na rz. Cidlina w 1927 r. w ramach projektu regulacji rzeki, wpuszcza na jest 2 razy przy większych wodach, wiosną i jesienią, i do 3 razy latem, przy mniejszych wodach, do sieci kanałów nawodniających, z których wylewa się na łąki podzielone niskimi grobelkami na 10 basenów. Wyższe, niezalewane części łąk nawodniane są przez podsęk. Kanały nawodniające zaopatrzone są w odpowiednie zastawki.

Odwodnienie odbywa się przy pomocy drenociągu, biegnącego najniższymi częściami doliny, odwodnienie basenu nr 10 — rowami.

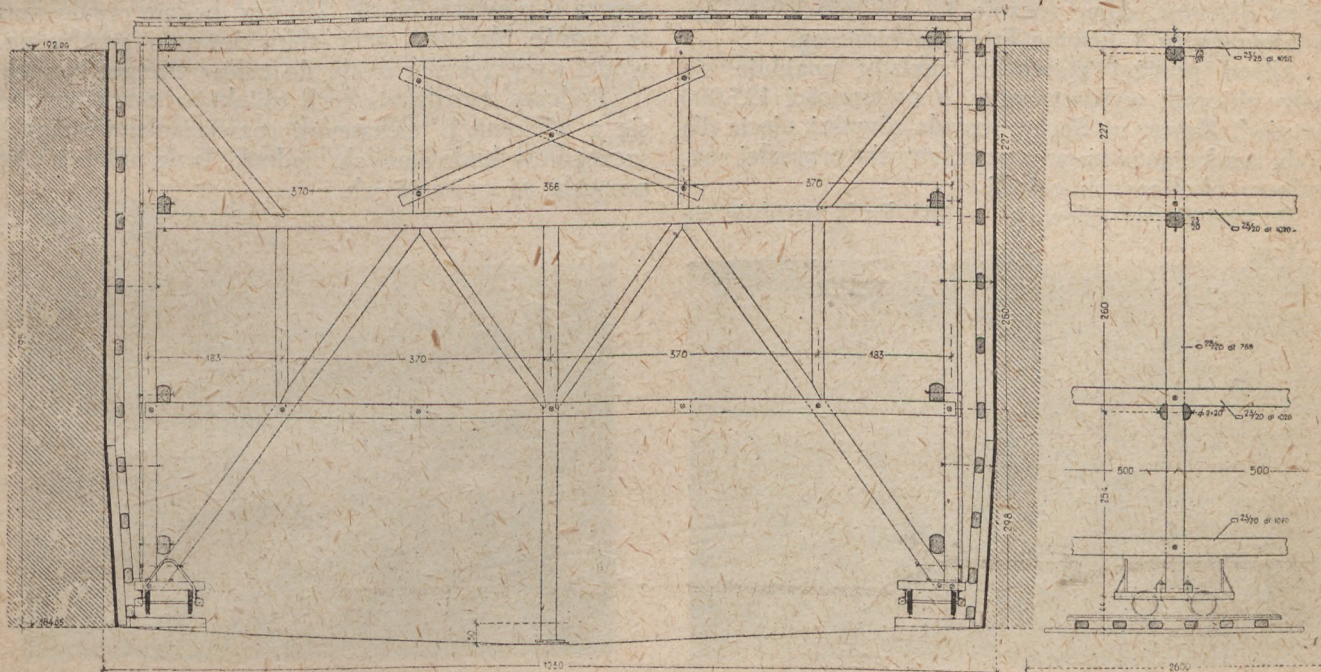
W celu przeprowadzenia opisanego nawodnienia łąk, utworzono Spółkę Wodną w ilości 128 członków. Na jednego członka przypada średnio 0,55 ha, najwięcej — 3,75 ha. Nawodnienie wykonano w latach 1939 — 1947, przy następującym udziale finansowym:

	Państwo	Samorząd	Spółka Wodna
prace podstawowe	55%	35%	10%
prace szczegółowe	25%	20%	55%

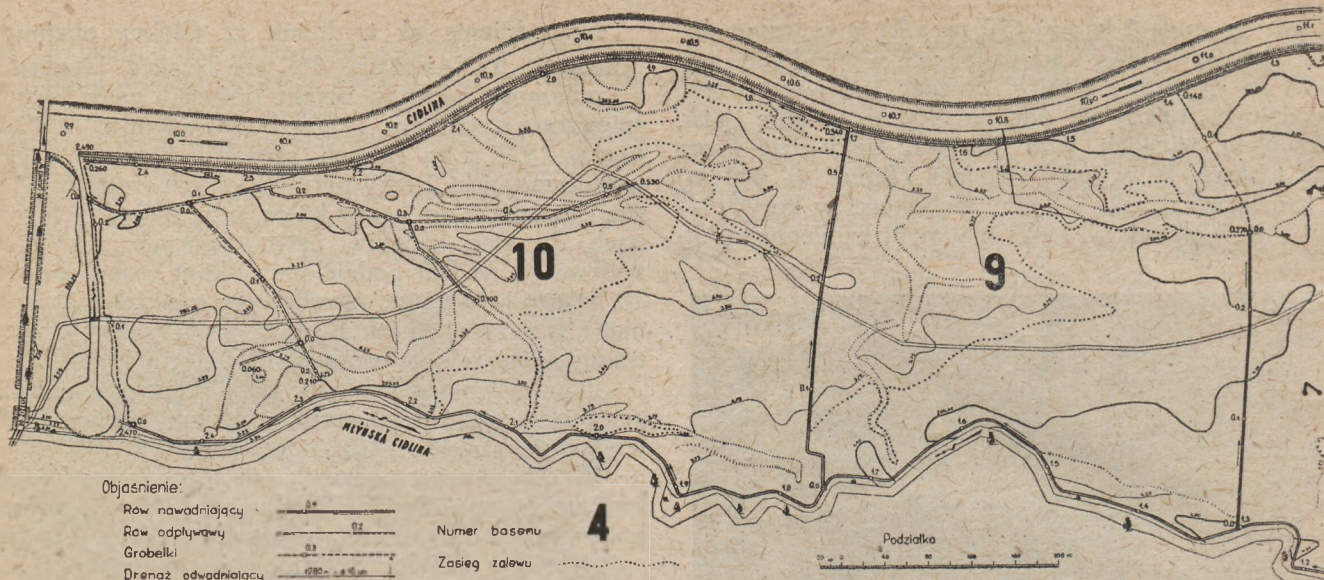
Koszt nawodnienia, w odniesieniu do 1 ha, wyniósł 32.000 Kcs. Należy zaznaczyć, że rzeka Cidlina jest uregulowana i obwałowana na wodę letnią.

W dniu 12.XI.48 r. wycieczka zwiedziła wybudowaną zaporę w Seczy na rz. Chrudimka oraz budowę zapory w Krzyżanowicach.

Rzeka Chrudimka, w dorzeczu górnej Łaby, odznaczająca się b. zmiennymi przepływami, otrzymała projekt generalnego rozwiązania gospodarki wodnej.



Rys. 9. Przesuwane szalowanie do budowy służy w Pnowie. Długość szalowania 26 m.



Rys. 10. Nawodnione łaki w dolinie

W 1907 r. ukończono budowę małej zapory ziemnej w miejscowości Hamry, tworząc w ten sposób zbiornik o pojemności 2.305.000 m³ (maks. 3 mio m³), chroniący m. Hlinsko od powodzi.

Istniejąca zaporą w Seczy (mur z kamienia) utworzyła zbiornik o pojemności 19 mio m³ (maks. 21,4 mio m³). Zadania, jakie ma postawiony zbiornik, to: wyrównanie przepływu w rzece, ochrona przed powodzią i wyzyskanie energii. Przepływy te wahają się od 213 m³/sek do 501 m³/sek, przy 830 mm opadu rocznego i przy zlewni 213 km². Przepływ wielkiej wody dzięki zbiornikowi zmniejsza się z 213 do 80 m³/sek. Woda ze zbiornika odprowadzana jest w ilości 9 m³/sek rurociągiem (częściowo drewnianym — deski z modrzewiu o grub. 8 cm, ściągnięte obręczami żelaznymi) do zakładu wodno-elektrycznego, który pracuje jako szczytowy, przy maksymalnym spadzie $h = 44$ m, przy czym sam rurociąg daje 12 m spad i maks. mocy 2650 kW przez 4 godz./dn dziennie, dając rocznie 5 — 6 mio kWh. Zainstalowano tu 1 turbinę Francisa pionową.

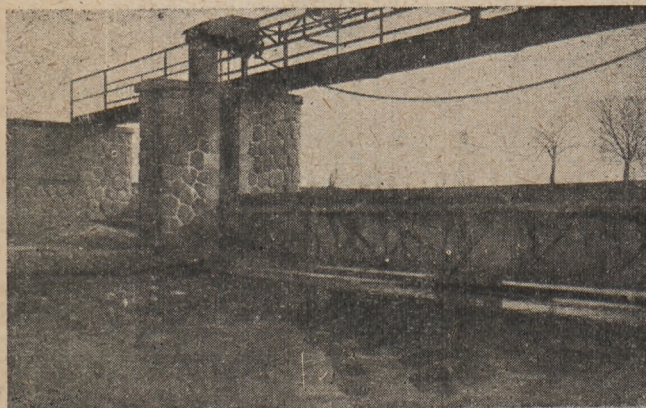
Nieco poniżej głównego zakładu znajduje się mały zbiornik wyrównawczy, o pojemności 125.000 metrów³. Zapora w Seczy posiada również ujęcie dla wody wodociągowej, w przewidywaniu przyszłej rozbudowy okolicznych osiedli.

Poniżej Seczy (zlewnia — 241 km²) znajduje się

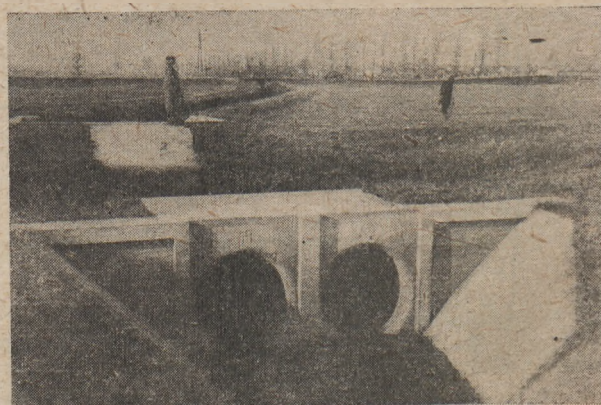
w budowie zaporą i zakład szczytowy w Krzyżanowicach, który będzie współpracować z zakładem w Seczy. Projekt przewiduje: betonową zaporę o wysokości 28 m ponad dnem, zbiornik — 2.060.000 m³, sztolnię wykuwaną z 2 stron w skale (1 km) i rurociąg $\varnothing$ 2,4 m (2 km) — prowadzące wodę na zakład z 1 turbiną Francisa poziomą. Zakład w Krzyżanowicach ma posiadać moc maksymalną 8650 kW i przy przepływie 12 m³/sek ma produkować 18 mio kWh rocznie. Przewidywane jest przepompowywanie wody i wtedy moc wzrośnie do 15.000 kW. Podobnie jak w Seczy, w Krzyżanowicach projektuje się wykonanie zbiornika wyrównawczego o pojemności 210.000 m³ i elektrowni o produkcji stałej (4 m³/sek, $h = 9,3$ m, 200 kW, 1 mio kWh rocznie).

Opisane 3 zbiorniki, o łącznej pojemności 23,7 mio m³, pozwolą ująć ok. 30% całego średniego przepływu rocznego rzeki, wynoszącego około 80.000.000 m³. W ten sposób gospodarka wodna dorzecza o powierzchni ok. 250 km² będzie regulowana w sposób planowy, przy zlikwidowaniu groźby powodzi i wyzyskaniu wody do celów energetycznych.

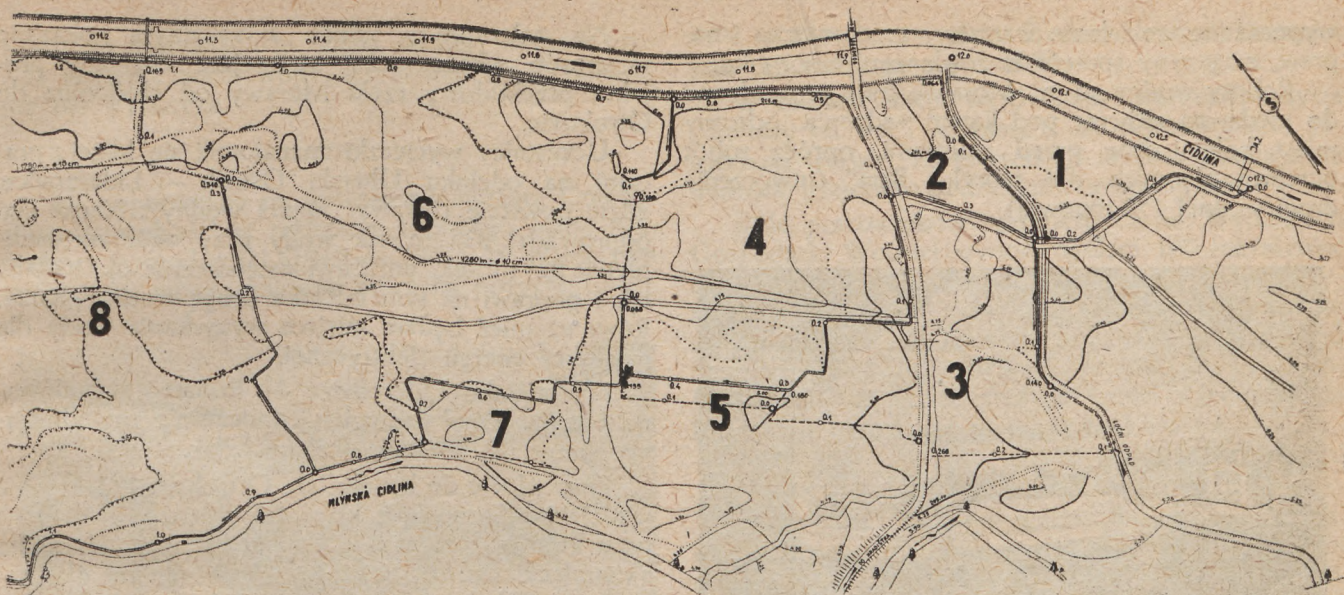
Podczas zwiedzania tych obiektów zaznajomiono się z wieloma b. ciekawymi rozwiązaniami różnych szczegółów budowlanych, jednak brak miejsca nie pozwala na opisanie ich.



Rys. 11. Jaz na rz. Cidlina.



Rys. 12. Syfon na doprowadzalniku pod kanałem odwodniającym.



rz. Cidlina (opis na str. 307).

Druga połowa wycieczki obejmowała zwiedzenie szeregu obiektów i budow w dorzeczu rz. Morawy. Jako pierwszy obiekt zwiedzono zaporę i zakład wodno-elektryczny pod Brnem na rzece Svatce. Podobnie jak na rz. Chrudimka i tutaj wybudowano (w latach 1936 — 40) zaporę i zbiornik służące kilku celom gospodarki wodnej, a mianowicie: wyzyskanie energii wodnej, wyrównanie przepływów w rzece — zmniejszenie powodzi i podniesienie minimum przepływu z 0,7 do 2,4 m³/sek, uzyskanie wody dla wodociągu Brna oraz terenu dla sportów wodnych i wypoczynku mieszkańców stolicy Moraw, w pobudowanych nad malowniczym jeziorem domkach campingowych.

Jako ciekawy szczegół eksploatacji należy wymienić kursowanie tramwajów wodnych na zbiorniku (rys. 15).

Zapora zamyka zlewnię o obszarze 1575 km². Zbiornik o pojemności 21 mio m³, powierzchni zlewni 270 ha i długości cofki 10 km, tworzy piękne, sztuczne jezioro wśród skalistych brzegów porośniętych lasem. Przy zaporze wybudowano elektrownię szczytową o produkcji 7 mio kWh rocznie (1 turbina Kaplan). Koszt budowy całości wyniósł 59 mio Kcs (2,76 K na 1 m³ zamagazynowanej wody), przy czym

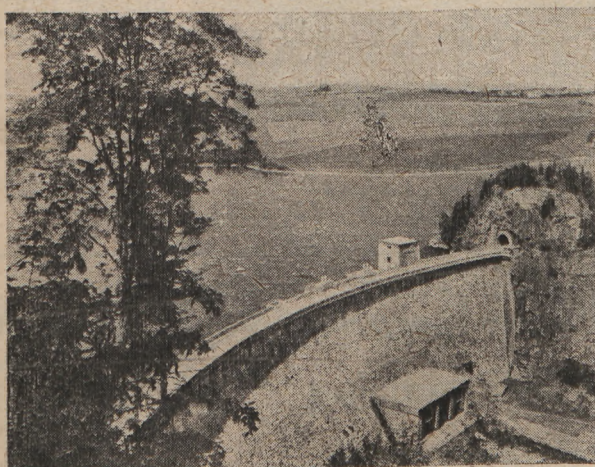
udział Ziemi Morawskiej wyniósł 25% kosztów, miasta Brna zaś — 30%.

Należy tu zauważyć, że elektrownia ta jest całkowicie zautomatyzowana, tak że obsługa jej składa się z jednego tylko człowieka.

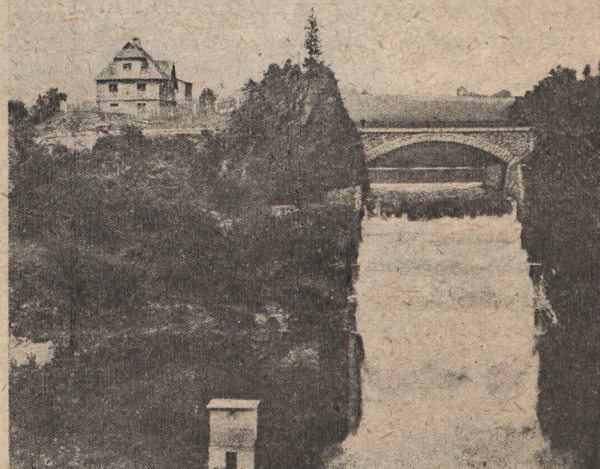
Szczegóły o budowie i celach tego obiektu znajdzie czytelnik w pracy Inż. Dra Stanisława Kratochvíla¹⁾, na tym miejscu warto jedynie podać końcowe zdanie Autora, że rentowność każdej z budowanych zapór i zakładów wodno-elektrycznych trudno jest obliczyć, gdyż służą te zapory różnym celom gospodarki wodnej, jednak wpływy ze sprzedaży energii elektrycznej pokryją w ciągu 50 lat wszelkie koszty budowy obiektu. Nie trzeba więc mieć żadnych obaw o rentowność nowych zapór.

Niezmiernie ciekawym rozwiązaniem są prowadzone prace w dorzeczu rz. Morawy. Dla 50 km rzeki wraz z dopływami utworzone zostało „Kierownictwo Budowy dla usprawnienia rzeki Morawy“;

¹⁾ Ing. Dr. Stanislav Kratochvil - Prehoda na rece Svatce u Kninicek „Technický Obzor“ nr 6. 1947 r.



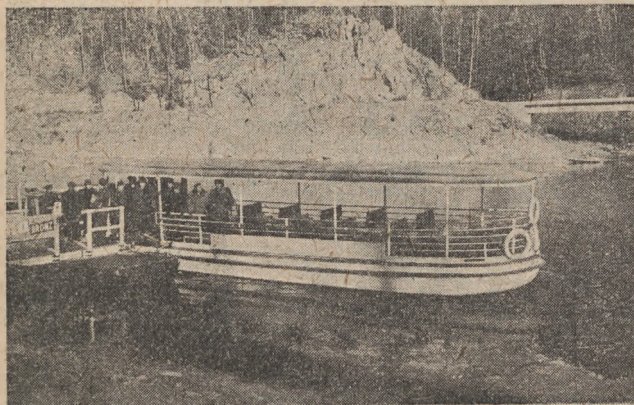
Rys. 13. Zapora i zbiornik w Seczy.



Rys. 14. Przelew przy zaporze w Seczy.

wyposażone we własne warsztaty mechaniczne i narzędzi, magazyny sprzętu budowlanego, taboru itd.

Roboty wodne na rz. Morawie były prowadzone do niedawna głównie pod kątem widzenia ochrony miast, kolei i dróg przed zalewami, oprócz robót przeprowadzonych dla fabryki „Bata” (utworzenie drogi wodnej 150-tonowej).



Rys. 15. Tramwaj wodny na zbiorniku koło Brna.

Dopiero ostatnio powstał generalny projekt, uwzględniający w dużym stopniu potrzeby rolnictwa (nawodnianie łąk), przemysłu (wyzyskanie energii wodnej) i przewidujący budowę w przyszłości kanału Odra — Dunaj. Ogólny projekt obejmuje 58.000 ha czeskosłowackiej ziemi w dolinie rzeki Morawy od Zabrzeha do Dunaju. Największe prace przewidziane są na odcinku ujście Beczwy — ujście Dyji, na obszarze 34.000 ha.

Podstawą projektu jest zmniejszenie szkód powodziowych i wykorzystanie bogactw rzeki dla rolnictwa i przemysłu.

Odcinek rzeki Morawy od Hodonina do Ostrokovice przebudowany jest przez fabrykę „Bata” na drogę wodną 150-tonową, za pomocą regulacji rzeki i częściowej kanalizacji z zastosowaniem kanałów lateralnych. Służby komorowe są o spadzie 1,5 m i wymiarach komory $5,3 \times 38$ m. Wymiary koryta regulacyjnego rzeki Morawy dla przepływu $200 \text{ m}^3/\text{sek}$ są następujące: szerokość w dnie — ok. 50 m, głębokość — 2,5 m, przy spadku ok. 0,35‰. Katastrofalne wody, wynoszące ok. $800 \text{ m}^3/\text{sek}$ mieszczą się w wybudowanych wałach.

Na załączonym szkicu sytuacyjnym pokazano w sposób schematyczny ważniejsze elementy projektu przebudowy rzeki Morawy od Hodonina do Ostrokovice.

Uczestnicy wycieczki zaznajomili się bliżej z pracami na odcinku Uherski Ostroh — Liderzovice, gdzie powstaje ciekawy „węzeł wodny”. Kanał ulgi odprowadzi $335 \text{ m}^3/\text{sek}$ wody przy ogólnym przepływie $825 \text{ m}^3/\text{sek}$, umożliwi nawodnienie ok. 1000 ha łąk i poprawi na tym odcinku drogę wodną „Bata”. Również mieć będzie miejsce wyzyskanie wody dla produkcji energii elektrycznej.

Na odcinku Liderzovice — Rohatec pobudowano boczny kanał żeglugi i jednocześnie nawodniający obszar ok. 1500 ha skalanych łąk.

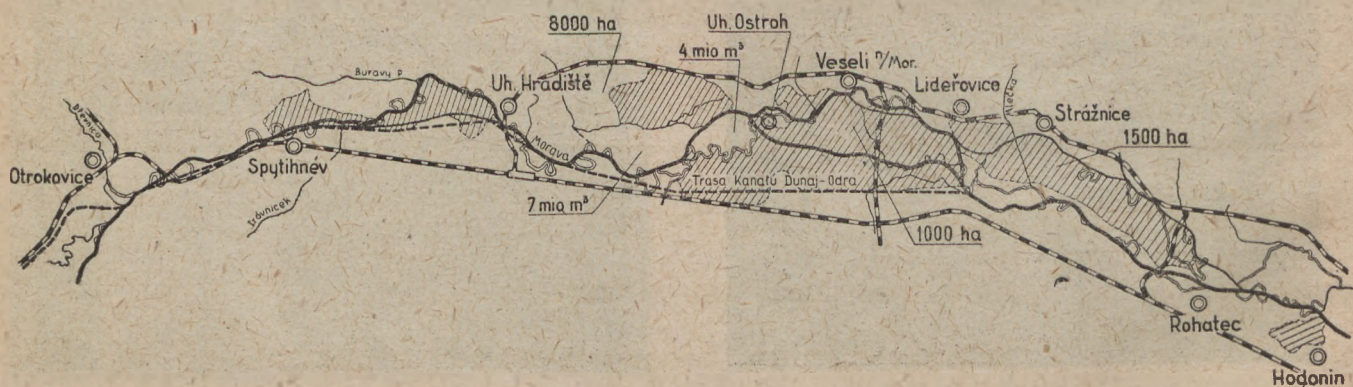
Przy wlocie do kanału Uh. Ostroh — Liderzovice istnieje już Stoney’a z kłapą (ukończony w 1940 r.) przy którym przewiduje się utworzenie zbiornika akumulacyjnego o objętości ok. 4 mio m^3 dla nawodnień. Woda z tego zbiornika będzie kierowana syfonem zbudowanym w progu jazu do kanału nawodniającego łąki (rys. 17).

Obok, w dolinie obwałowanej, przewiduje się zbiornik retencyjny o pojemności 7 mio m^3 dla zmniejszenia fali powodziowej. Woda z tego zbiornika będzie wypuszczana po zejściu fali powodziowej.

W dalszym ciągu wycieczki zwiedzono budowę zakładu wodno-elektrycznego przy istniejącym jazie Stoney’a na Morawie w Spytihnevi. Zakład ten będzie posiadać dwie turbiny Kaplana o łącznym przepływie $60 \text{ m}^3/\text{sek}$. Przy instalowanej mocy 2000 kW produkcja wyniesie 8 mio kWh rocznie. Maksymalny spad 4 m. Koszt budowy określony jest w wysokości 30 mio Kčs dla części budowlanej i 1 mio Kčs dla maszyn i instalacji.

Ciekawym szczegółem budowlanym jest zastosowanie jednej płyty fundamentowej bez dylatacji, dla równomiernego rozłożenia nacisku na grunt. Dano płytę o wymiarach przekraczających rozmiary budowli w planie, a to w celu zmniejszenia nacisku na grunt (ił siwy) z $3,2 \text{ kg/cm}^2$ do $2,6 \text{ kg/cm}^2$. Grubość płyty betonowej wynosi 2,77 m, przy czym górna część — 0,77 m jest zbrojona.

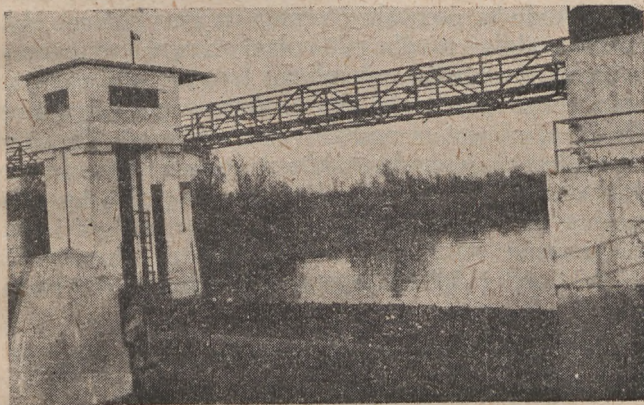
Na zakończenie wycieczki zwiedzono zaporę we Frysztaku pod Zlinem, wielkim miastem fabryką „Bata”. Zapora ta wybudowana była w celu ujęcia



Rys. 16. Szkic sytuacyjny doliny rz. Morawy (pola zakreskowane — użytki zielone).

wody dla wodociągu m. Zlina. Istnieje obecnie projekt nowego ujęcia wody, gdyż zbiornik Frysztacki już nie wystarcza.

Jak wspomniano na wstępie niniejszego, Czechosłowacja wchodzi w realizację 5-letniego planu rozwoju gospodarczej (1949 — 1953). W planie tym gospodarka wodna zajmuje poważną pozycję.



Rys. 17. Jaz na rz. Morawie w pobliżu m. Uh. Ostroh.

Na pierwszym miejscu stoi wykorzystanie energii wodnej dla przemysłu. W dalszym ciągu — inwestycje żeglugowe i dla potrzeb rolnictwa, jak regulacje rzek, melioracje, magazyny wodne, stawy rybne (przeważnie rekonstrukcja istniejących). W następnej kolejności należy wymienić przewidywane roboty wodociągowo-kanalizacyjne. Obecnie z urządzeń wodociągowych korzysta: w Czechach — 49% mieszkańców, na Morawach — 49%, na Śląsku Czeskim —

51%, w Słowacji — 23%. Średnio w planie 5-letnim stan ten zwiększy się o 10%.

W ramach akcji wyrównania warunków życia i kultury na wsi i w mieście, na odcinku planu gospodarki wodnej, na pierwszym miejscu znajduje się budowa wiejskich wodociągów grupowych.

Ilość pracowników technicznych w Wydziałach Gospodarki Wodnej wynosi ogółem 160 inżynierów i 400 techników. Wszyscy wyżej wymienieni inżynierowie należą do związku branżowego inżynierów gospodarki wodnej, który z kolei wchodzi w skład Stowarzyszenia Inżynierów i Architektów — SIA. W najbliższym czasie przewiduje się objęcie związkami branżowymi również i techników.

Tych kilka uwag nie wyczerpuje oczywiście całego bogatego materiału, jaki uczestnicy wycieczki otrzymali w postaci cennych informacji i objaśnień, udzielonych przez naszych Kolegów czechosłowackich w czasie zwiedzania obiektów i budowli wodnych, jak i podczas kilku zebrań w Ministerstwach Techniki, Rolnictwa i w SIA. Miłym uzupełnieniem wycieczki było zwiedzenie szeregu zabytkowych budowli zarówno w Pradze, jak i na trasie wycieczki.

Na tym miejscu należy podkreślić, że uczestnicy wycieczki doznali nadzwyczaj serdecznego przyjęcia ze strony Kolegów czechosłowackich oraz przedstawicieli Władz i Urzędów, wskutek czego wycieczka techniczna do Czechosłowacji stała się jeszcze jednym braterskim ogniem łączącym dwa słowiańskie kraje. Dalszym etapem na polu współpracy technicznej byłaby wymiana artykułów Kolegów czechosłowackich i polskich w prasie fachowej.

M. Ch. (S. I. T. W. M.).



Rys. 18. Uczestnicy wycieczki z kolegami czechosłowackimi na budowie stopnia wodnego w Pnowie.

Wszyscy inżynierowie i technicy

powinni być członkami

odpowiednich Stowarzyszeń zrzeszonych w NOT

Stosunek rocznego odpływu do opadu w dorzeczu górnego Dunajca

Zmiana warunków gospodarczych Polski powojennej, rozwój przemysłu, rolnictwa, urbanizacja osiedli w najbliższym czasie zmuszą nas do racjonalnego rozwiązania problemu gospodarki wodnej, jako jednego z głównych zadań naszego pokolenia.

Podniesienie poziomu życia i uprzemysłowienia w Polsce uczyni z wody podstawowy czynnik, który będziemy musieli najracjonalniej wykorzystać, gdyż nie będziemy go posiadać w nadmiarze. Już obecnie w okręgach przemysłowych i gęsto zaludnionych odczuwamy brak wody.

Pracą wstępną dla rozwiązania problemu gospodarki wodnej w Polsce jest budowa zbiorników. W związku z tym nasuwa się konieczność wykonania projektów, których opracowanie nastęrcza wiele trudności.

Odczuwamy obecnie brak zrozumienia potrzeb gospodarki w Polsce przed 1939 r. z jednej strony oraz skutki wojny i 6-letniego okresu okupacji z drugiej.

Zwykle musimy projektować na podstawie ograniczonych, zbyt szczupłych materiałów hydrologiczno-meteorologicznych, a więc zbyt małej ilości pomiarów hydrometrycznych, braku obserwacji wodowskazowych i opadowych. Sprawiają one kłopoty, jeśli wręcz nie uniemożliwiają ustalenie krzywej przepływu i krzywej sumowej, które są podstawą wszelkich badań hydrotechnicznych.

Wprawdzie w przypadku ruchomego podłoża i zmian koryta, z którymi przeważnie mamy do czynienia, dążymy do sprowadzenia krzywej konsumpcyjnej do formuły:

$Q = C_1 (H \pm C_2) n$, gdzie H jest to stan wody w cm, ale w naszych rzekach, szczególnie górskich, zmiany koryta są tak liczne, tak częste i różnorodne, że ta metoda nie daje zwykle dobrych rezultatów, przede wszystkim z powodu zbyt małej ilości pomiarów hydrometrycznych, a więc trudności w określeniu czynników C_1 i C_2 , które będą nadawać się tylko do określenia zmiany stanu w badanym odstępie czasu.

Przy dociekaniach hydrologicznych należy również brać pod uwagę trudności przy określaniu wielkości przepływów na podstawie pomiarów hydrometrycznych, wykonywanych zwykle młynkiem oraz niedokładności samego pomiaru, szczególnie przy wielkich i niskich stanach wód w rzekach o dnie ruchliwym.

W obecnych warunkach nasuwa się konieczność stosowania takiej metody, któraby umożliwiła w przybliżeniu określenie rocznej ilości odpływu przy znanej wielkości dorzecza w zależności od rocznych opadów i od wzniesienia nad poziom morza. Jeśli dorzecze jest zbudowane ze skał podścielonych podłożem nieprzepuszczalnym (jak w Karpatach) i o ile wody w głąb przesiąkające nie przechodzą do innego dorzecza, roczne ilości odpływu równają się w przybliżeniu rocznej sumie opadów, zmniejszonej o sumę strat na parowanie, przy pominięciu innych b. małych strat.

Podamy tutaj metodę zastosowaną przy obliczeniu rocznego odpływu dla górnego Dunajca, która wykazała zgodność odpływu, obliczonego na podstawie opadów, z odpływem ustalonym według krzywej objętości odpływu, określonego na podstawie bezpośrednich pomiarów przepływu.

Metoda ta pozwala również na przybliżone obliczenie odpływu dla dowolnej zlewni, w oparciu o wyniki pomiarów przepływu i opady dla najbliższego położonego przekroju wodowskazowego, lub nawet dla innej zlewni o podobnym charakterze dorzecza i podobnych warunkach klimatycznych. Oczywiście, dokładność obliczenia będzie tym większa, im charakter zlewni będą bardziej podobne, a ilość i rozmieszczenie stacji opadowych będzie odpowiednia co do ilości i doboru miejsc charakteryzujących dorzecze.

Rozpatrzmy roczne odpływy dla przekrojów:

Czorsztyn — o zlewni 1135 km² i

Jazowsko — o zlewni 1975 km².

Badania przekrojów wodowskazowych górnego Dunajca przy pomocy określenia przebiegu krzywych stanów średnich rocznych i stanów najniższych z okresów pięcioletnich, jak również badania przepływów w okresie 20-lecia 1915 — 1934 wykazały, że przekrój wodowskazu w Czorsztynie był stały, podczas gdy przekrój wodowskazu Gołkowice (najbliższy Jazowska, o zlewni 2049 km²) ulegał gwałtownym zmianom, a przekrój wodowskazu w Krościenku o zlewni 1583 km² mniejszym.

W omawianym przypadku, na podstawie rocznych opadów w dorzeczu Dunajca ustalono przybliżoną zależność między wzniesieniem nad poziom morza i wielkością rocznego opadu z okresu 1920 — 1933, a to:

1) dla roku suchego (1928)

$h = 0,55 W \text{ m n. p. m.} + 332,5 \text{ mm (w milimetrach),}$

2) dla roku przeciętnego (1929)

$h = 0,6 W \text{ m n. p. m.} + 440 \text{ mm (w milimetrach),}$

3) dla roku mokrego (1931)

$h = 0,8 W \text{ m n. p. m.} + 460 \text{ mm (w milimetrach),}$

gdzie W — wzniesienie nad poziomem morza w metrach).

Rok 1934 wyeliminowano z obliczeń, jako wyjątkowy znany z katastrofalnej powodzi w dorzeczu Dunajca.

Na poszczególnych stacjach ombrometrycznych są pewne nawet znaczne odchylenia od wyżej podanych zależności opadów od wzniesienia nad poziomem morza, jednak mniej więcej jednakowa ilość punktów znajduje się po obu stronach prostych wyrównujących.

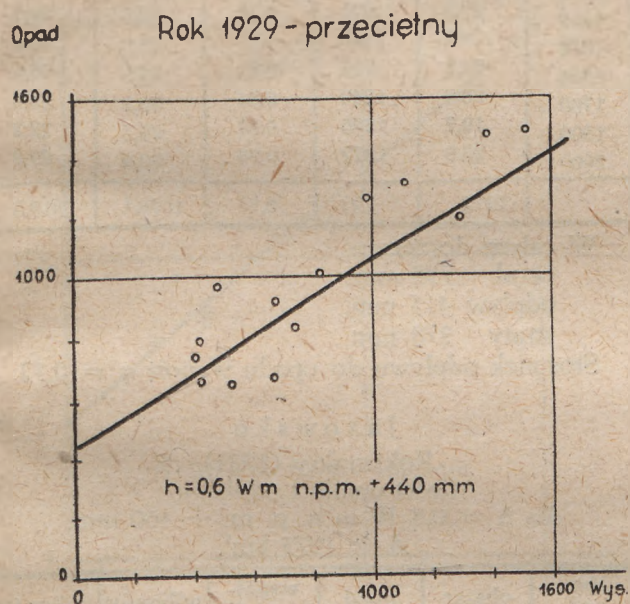
Wielkość rocznych strat na parowanie oraz wielkość rocznego odpływu da się wyrazić grubością warstwy wody w funkcjach opadu, a mianowicie według Coutagne dla Europy Środkowej (M. Rybczyński, K. Pomianowski, K. Wóycicki „Hydrologia” cz. I, str. 148):

$$\text{straty } S = 0,4 \cdot e^{-2,773 \cdot (h - 0,725)^2}$$

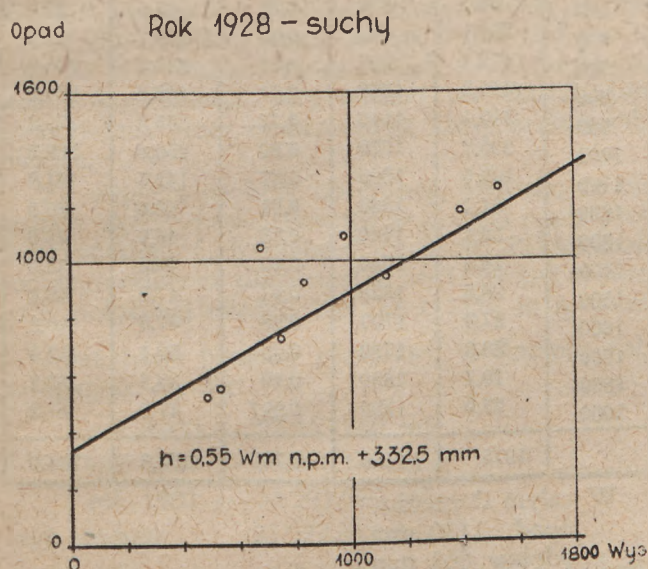
$$\text{odpływ } O = h - 0,4 \cdot e^{-2,773 \cdot (h - 0,725)^2}$$

gdzie h — wielkość opadu w metrach.

Na podstawie tych równań, określających roczne sumy opadu i roczne sumy odpływu w zależności od wysokości nad poziomem morza oraz odpowiednie współczynniki spływu (stosunek odpływu do opadu φ), obliczamy roczne sumy opadu i roczne sumy odpływu dla zlewni Czorsztyn oraz zlewni w przekroju Jazowsko, podzielonych stosownie do położenia ich nad poziomem morza



Rys. 1. Związek między wysokością i opadem rocznym.



Rys. 2. Związek między wysokością i opadem rocznym.

Czorsztyn $A = 1135 \text{ km}^2$

Rok przeciętny (1929)

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,6 \text{ W m n. p. m.} + 440 \text{ mm.}$

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
600	83,5	770	0,49	64,3	31,5
700	265,6	830	0,53	220,4	116,8
800	170,9	890	0,58	152,1	88,2
900	177,6	950	0,63	168,7	106,3
1000	129,0	1010	0,68	130,3	88,6
1100	72,9	1070	0,72	78,0	56,2
1200	47,9	1130	0,77	54,1	41,7
1300	32,1	1190	0,81	38,2	30,9
1400	26,3	1250	0,85	32,9	28,0
1500	29,5	1310	0,88	38,6	34,0
1600	27,8	1370	0,90	38,1	34,3
1700	28,3	1430	0,92	40,5	37,3
1800	19,7	1490	0,94	29,4	27,6
2000	23,9	1580	0,96	37,8	36,3
	1135	990	0,68	1123,4	757,7

W całym dorzeczu:

opad 990 mm,

odpływ 668 mm,

straty 322 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,68$.

Czorsztyn

Rok suchy (1928)

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,55 \text{ W m n. p. m.} + 332,5 \text{ mm.}$

$A = 1135 \text{ km}^2$.

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
600	83,5	635	0,38	53,0	20,1
700	265,6	690	0,42	183,3	77,0
800	170,9	745	0,46	127,3	58,6
900	177,6	800	0,50	142,1	71,0
1000	129,0	855	0,55	110,3	60,7
1100	72,9	910	0,60	66,3	39,8
1200	47,9	965	0,64	46,2	29,6
1300	32,1	1020	0,68	32,7	22,2
1400	26,3	1075	0,73	28,3	20,7
1500	29,5	1130	0,77	33,3	25,6
1600	27,8	1185	0,81	33,0	26,8
1700	28,3	1240	0,84	35,1	29,5
1800	19,7	1295	0,87	25,5	22,2
2000	23,9	1377	0,90	32,9	29,6
	1135	836	0,56	949,3	533,4

W całym dorzeczu:

opad 836 mm,

odpływ 470 mm,

straty 366 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,56$.

Czorsztyn

Rok mokry (1931).

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,8$ W m n. p. m. + 460 mm.

$A = 1135 \text{ km}^2$.

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
600	83,5	900	0,59	75,1	44,3
700	265,6	980	0,66	260,3	171,8
800	170,9	1060	0,71	181,1	128,6
900	177,6	1140	0,77	202,5	155,9
1000	129,0	1220	0,83	157,4	130,6
1100	72,9	1300	0,87	94,8	82,5
1200	47,9	1380	0,91	63,1	60,2
1300	32,1	1460	0,93	46,9	43,6
1400	26,3	1540	0,95	40,5	38,5
1500	29,5	1620	0,97	47,8	46,4
1600	27,8	1700	0,98	47,3	46,3
1700	28,3	1780	0,99	50,4	49,9
1800	19,7	1860	0,99	36,6	36,2
2000	23,9	1980	0,997	47,3	47,2
	1135	1193	0,80	1354,1	1082

W całym dorzeczu:

opad 1193 mm,

odpływ 953 mm,

straty 240 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,80$.

Jazowsko

Rok przeciętny (1929).

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,6$ W m n. p. m. + 440 mm.

$A = 1975 \text{ km}^2$.

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
400	16,2	650	0,39	10,5	4,1
500	59,1	710	0,44	42,0	18,5
600	234,1	770	0,49	180,3	88,3
700	348,2	830	0,53	289,0	153,2
800	440,2	890	0,58	391,8	227,2
900	310,1	950	0,63	294,6	185,6
1000	205,7	1010	0,68	207,8	141,3
1100	109,6	1070	0,72	117,3	84,5
1200	64,2	1130	0,77	72,5	55,8
1300	32,1	1190	0,81	38,2	30,9
1400	26,3	1250	0,85	32,9	28,0
1500	29,5	1310	0,88	38,6	34,0
1600	27,8	1370	0,90	38,1	34,3
1700	28,3	1430	0,92	40,5	37,3
1800	19,7	1490	0,94	29,4	27,6
2000	23,9	1580	0,96	37,8	36,3
	1975	942	0,64	1861,3	1186,9

W całym dorzeczu:

opad 942 mm,

odpływ 601 mm,

straty 341 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,64$.

Jazowsko

Rok suchy (1928).

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,55$ W m n. p. m. + 332,5 mm.

$A = 1975 \text{ km}^2$.

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
400	16,2	525	0,32	8,5	2,7
500	59,1	580	0,35	34,3	12,0
600	234,1	635	0,38	148,7	56,5
700	348,2	690	0,42	240,3	109,9
800	440,2	745	0,46	327,9	150,8
900	310,1	800	0,50	248,1	124,0
1000	205,7	855	0,55	175,9	96,7
1100	109,6	910	0,60	99,7	59,8
1200	64,2	965	0,64	62,0	39,7
1300	32,1	1020	0,68	32,7	22,2
1400	26,3	1075	0,73	28,3	20,7
1500	29,5	1130	0,77	33,3	25,6
1600	27,8	1185	0,81	32,9	26,6
1700	28,3	1240	0,84	35,1	29,5
1800	19,7	1295	0,87	25,5	22,2
2000	23,9	1377	0,90	32,9	29,6
	1975	793	0,52	1566,1	819,5

W całym dorzeczu:

opad 793 mm,

odpływ 415 mm,

straty 378 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,52$.

Jazowsko

Rok mokry (1931).

Ilości opadu i odpływu

dla $h = 0,8$ W m n. p. m. + 460 mm.

$A = 1975 \text{ km}^2$.

Hm. nad poziom morza	obszar dorzecza w km^2	opad roczny mm	współczynnik spływu φ	milionów m^3 opadu	milionów m^3 odpływu
400	16,2	740	0,46	12,0	5,5
500	59,1	820	0,52	48,5	25,2
600	234,1	900	0,59	210,7	124,3
700	348,2	980	0,66	341,2	225,2
800	440,2	1060	0,71	466,6	331,3
900	310,1	1140	0,77	353,5	272,2
1000	205,7	1220	0,83	250,9	208,2
1100	109,6	1300	0,87	142,5	124,0
1200	64,2	1380	0,91	88,6	80,6
1300	32,1	1460	0,93	46,9	43,6
1400	26,3	1540	0,95	40,5	38,5
1500	29,5	1620	0,97	47,8	46,4
1600	27,8	1700	0,98	47,3	46,3
1700	28,3	1780	0,99	50,4	49,9
1800	19,7	1860	0,99	36,6	36,2
2000	23,9	1980	0,997	47,3	47,2
	1975	1130	0,765	2231,3	1704,6

W całym dorzeczu:

opad 1130 mm,

odpływ 863 mm,

straty 267 mm.

Stosunek odpływu do opadu wynosi $\varphi = 0,765$.

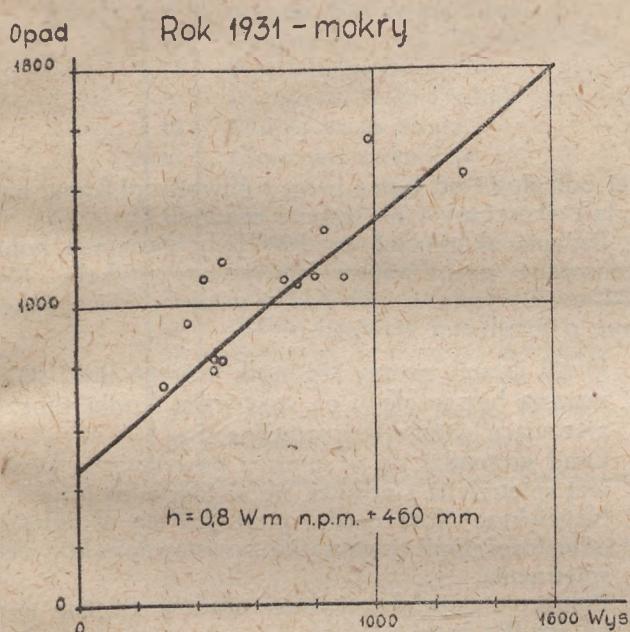
Jeżeli porównamy sumy rocznego odpływu dla wodowskazu w Czorsztynie, obliczone na podstawie bezpośrednich pomiarów przepływu (poniżej podane) oraz sumy rocznego odpływu, obliczone na podstawie opadów, to otrzymamy:

dla roku suchego (1928) 568 mio m³ — 533,4 mio m³, różnica — 6%,

dla roku przeciętn. (1929) 712 mio m³ — 757,7 mio m³, różnica + 6%,

dla roku mokrego (1931) 950 mio m³ — 1082,0 mio m³, różnica + 14%.

Widzimy więc, że różnice te nie przekraczają błędów pomiarów hydrometrycznych w średnich warunkach.



Rys. 3. Związek między wysokością i opadem rocznym.

Obliczone wielkości współczynników spływu dla dużych wartości rocznego opadu wydają się pozornie zbyt wielkie, należy jednak wziąć pod uwagę fakt, że przy dużych wysokościach (w Tatrach) następuje kondensacja pary wodnej na skałach (nie wykazywana przez ombrometry), która zasila wody bieżące.

Ze względu na brak obserwacji, zjawisko to nie zostało ujęte cyfrowo, ilustruje je podana przez prof. Rybczyńskiego („Hydrologia” cz. I, str. 32) wielkość rocznego odpływu dla zlewni $A = 11,95 \text{ km}^2$ w Roztoce, położonej między 2200 m a 1150 m n. p. m.

Mianowicie pomiary przepływu w Roztoce dały następujące wyniki:

rok 1900 — 27.452.740 m³,

rok 1901 — 36.088.140 m³,

rok 1902 — 30.292.980 m³,

czyli średnio 31.277.952 m³,

co daje przeciętny odpływ 2.606 mm (82,6 l/s/km²), podczas gdy opady dla następujących stacji ombrometrycznych wynosiły:

	Morskie Oko 1393 m n. p. m.	Hala Gąsienicowa 1520 m n. p. m.
Rok przeciętny (1929)	1483,3 mm	1496,4 mm
Rok suchy (1928)	1191,6 mm	1258,4 mm
Rok mokry (1931)	2091,4 mm	1982,7 mm

Według publikacji b. Ministerstwa Robót Publicznych: „Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Dunajca” r. 1927 przepływy jednostkowe, odpowiadające średniej arytmetycznej, utworzonej dla okresu 1898 — 1925 r. ze średnich (przeciętnych) rocznych stanów wynosiły:

dla przekroju

Waksmund $A = 700 \text{ km}^2$ — 21,8 l/s/km²,

Czorsztyn $A = 1135 \text{ km}^2$ — 18,8 l/s/km²,

Krościenko $A = 1583 \text{ km}^2$ — 16,6 l/s/km²,

Gołkowice $A = 2049 \text{ km}^2$ — 14,8 l/s/km²,

obliczony

Jazowsko $A = 1975 \text{ km}^2$ — 15,3 l/s/km²,

przy podanym jedynie dla Czorsztyna średnim dla tego okresu opadzie 970 mm.

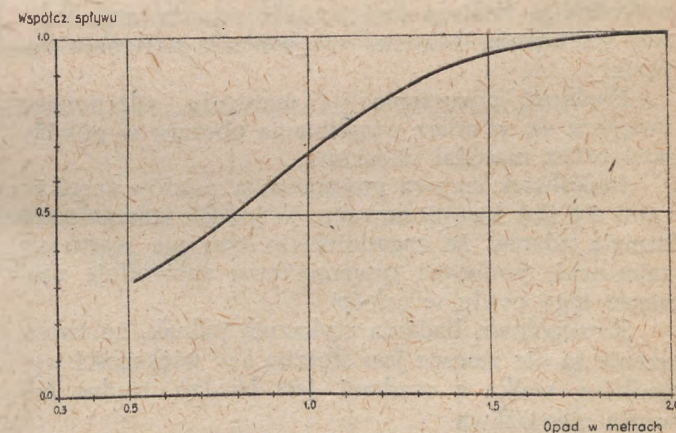
W obliczonym tutaj przepływie dla roku przeciętnego (1929) przy opadzie 990 mm dla Czorsztyna, otrzymujemy średni roczny odpływ:

668

31,536 = 21,2 l/sek/km² — dla Czorsztyna,

601

31,536 = 19,0 l/sek/km² — dla Jazowska.



Rys. 4. Współczynniki spływu w zależności od opadu (wg Coutagne).

Straty na parowaniu są najmniejsze w roku mokrym, a największe w roku suchym i wahają dla zlewni wodowskazu w Czorsztynie od 240 mm do 366 mm, dla zlewni przekroju w Jazowsku od 267 mm do 378 mm.

Dla roku przeciętnego parowanie wynosi odpowiednio:

Czorsztyn $A = 1135 \text{ km}^2$ — 322 mm,

Jazowsko $A = 1975 \text{ km}^2$ — 341 mm, wobec ustalonego przeciętnego parowania w dorzeczu Sanu dla zlewni wodowskazu w Olchowcach $A = 2222 \text{ km}^2$ — 371 mm, dla zlewni wodowskazu w Radomyślu $A = 16750 \text{ km}^2$ — 404 mm (prof. dr inż. R. Rosłoński „Wielkość rocznego parowania w dorzeczu Sanu” r. 1932).

Założenia tej pracy, że parowanie zmniejsza się z rosnącą wysokością opadu w górę rzeki, przez co przebieg jego w obszarze rzeki nie może być wielkością stałą — zostały potwierdzone, w przeciwieństwie do wyników otrzymanych dla środkowej i południowej Szwecji, gdzie A. Wallen („Parowanie w południowej i środkowej Szwecji“, W-wa 1930) określił parowanie równaniem $E = 392 - 0,05 H$ mm (H opad w milimetrach), co daje prawie stałą wielkość, wynoszącą przeciętnie dla wszystkich rozpatrywanych 15 dorzeczy około 357 mm.

Roczne sumy odpływu w przekroju Jazowsko i w profilu wodowskazu w Czorsztynie oraz stosunek odpływów rocznych na podstawie wyżej podanych obliczeń przedstawia się następująco:

	Czorsztyn $A = 1135 \text{ km}^2$	Jazowsko $A = 1975 \text{ km}^2$	Stosunek
Rok przeciętny (1929)	757 mio m ³	1186,9 mio m ³	1:1,57
Rok suchy (1928)	533,4 mio m ³	819,5 mio m ³	1:1,54
Rok mokry (1931)	1082 mio m ³	1704,4 mio m ³	1:1,58

podczas gdy stosunek zlewni wynosi 1 : 1,74.

Obliczone współczynniki odpływu w roku przeciętnym (1929) dla Czorsztyna $\varphi = 0,68$, dla Jazowskiego $\varphi = 0,64$ odpowiadają mniej więcej normom określonym przez Iszkowskiego dla środkowej Europy, względnie normom Iszkowskiego, poprawionym dla warunków polskich przez Baeckera, są jednak niższe od ustalonych przez dra Pareńskiego.

INŻ. WALENTY JAROCKI

P. I. H. M.

Akumulacja namulów powyżej jazów

Zjawisko osadzania się materiału ruchomego przed budowlami piętrzącymi obserwowano już od dawna i stwierdzono, że materiał unoszony, którego pewna ilość osadza się przed budowlami piętrzącymi, np. jazami, gromadzi się mniej więcej równomiernie w pobliżu jazu, przy czym najdrobniejsze frakcje osadzają się tuż przy jazie, a większe na dalszej przestrzeni. Materiał wleczony natomiast osadza się w całości na obszarze spiętrzenia, w zasadzie bezpośrednio w miejscu praktycznego powstawania krzywej spiętrzenia. Materiał ten wędruje następnie naprzód.

Prędkość poruszania się materiału wleczonego zwiększa się w miarę wypełniania obszaru w pobliżu jazu przez materiał unoszony.

Jakkolwiek sprawa powstawania osadów przed jazami nie jest kwestionowana, to jednak jeszcze teraz istnieją zdania, że zagadnieniem tym nie warto się zajmować, ponieważ otwarcie jazu spowoduje usunięcie tego osadu w całości.

Szczegółowe badania wykazują jednak, że twierdzenie to nie zawsze jest słuszne i w większości wypadków walka z osadami jest bardzo trudna lub wręcz niemożliwa.

WYNIKI BADAŃ PRZEPROWADZONYCH W PAŃSTWOWYM INSTYTUCIE HYDRO- LOGICZNO - METEOROLOGICZNYM

Badaniem zjawiska akumulacji osadów w korytach rzecznych powyżej jazów zajmował się w Państwowym Instytucie Hydrologiczno - Meteorologicznym inż. K. Dębski, który podał niektóre dane z tego zakresu w artykułach „O transporcie i osadzaniu aluwii w korycie Wisły“, Gospodarka Wodna 1939 r., zeszyt 1 i „Zagadnienia hydrologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką drogę wodną“, Przegląd Komunikacyjny 1946 r. Zeszyt 2.

Na podstawie obserwacji i studiów doszedł inż. Dębski do wniosku, że wobec małego, wynoszącego 0,27‰, spadku Wisły na odcinku w pobliżu projektowanego miejsca budowy jazu kanalizacyjnego obok Warszawy, osady będą się tworzyły w bardzo wiel-

kiej odległości od jazu i z tego powodu płukanie nie będzie skuteczne i nie usunie osadów.

Badania akumulacji osadów były następnie kontynuowane przez autora niniejszego artykułu. Na podstawie wyników tych badań ustalono następujące dane o przebiegu zjawiska:

1. Przed jazami tworzy się osad, którego ilość stale wzrasta bez względu na stosowane środki zabezpieczające naturalne i sztuczne.
2. Osad gromadzi się w miejscu powstawania krzywej spiętrzenia i posuwa się w kierunku jazu.
3. Największa ilość osadu gromadzi się w pewnej odległości poniżej początku powstawania krzywej spiętrzenia.
4. Położenie największej ilości osadów zależne jest od spadku rzeki.
5. Miejsce i ilość osadu zależne są również od gatunku i wielkości materiału i od usytuowania rzeki przed jazem.

Liczbowe dane obserwacji zebrane są w tabeli I.

Na podstawie wyników tabeli wykreślona została krzywa wskazana na rys. 1, jako funkcja spadku rzeki w odległości osadu przed jazami.

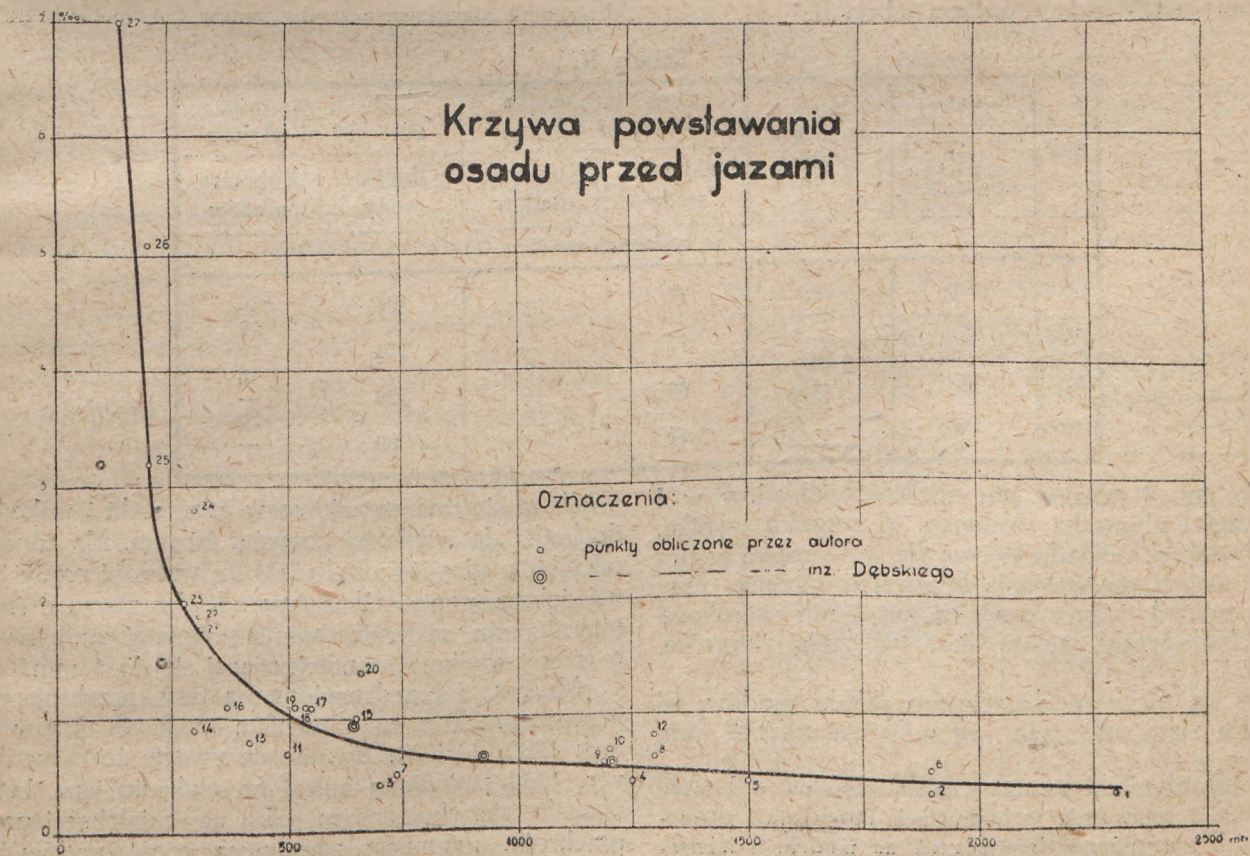
Oznaczone na wykresie punkty charakteryzujące odległość osadów nie zawsze układają się w jednym miejscu dla tego samego spadku zwierciadła wody. Znajduje jednak to uzasadnienie ponieważ oprócz spadku wchodzi tu w grę również wysokość jazu i jakkolwiek obserwacje te były wykonywane na małych rzekach przy nieznacznych wysokościach jazów, to jednak wysokości te nie były jednakowe.

Należy przypuszczać, że dla jazów o jednakowej wysokości przy tym samym spadku punkty te znajdowałyby się bliżej obok siebie.

Na rys. 2 podany jest profil podłużny odcinka rzeki Krzczonowianki, z zaznaczeniem zmian dna, jako typowy przykład zaobserwowanego gromadzenia się przed jazem materiału ruchomego. Pomimo płukania, ilość osadów przy jazie corocznie zwiększa się, tak że, jak widać z rysunku, w przyszłości nie wystarczy podniesienie korony jazu, a zajdzie konieczność przeniesienia zakładu w inne miejsce.

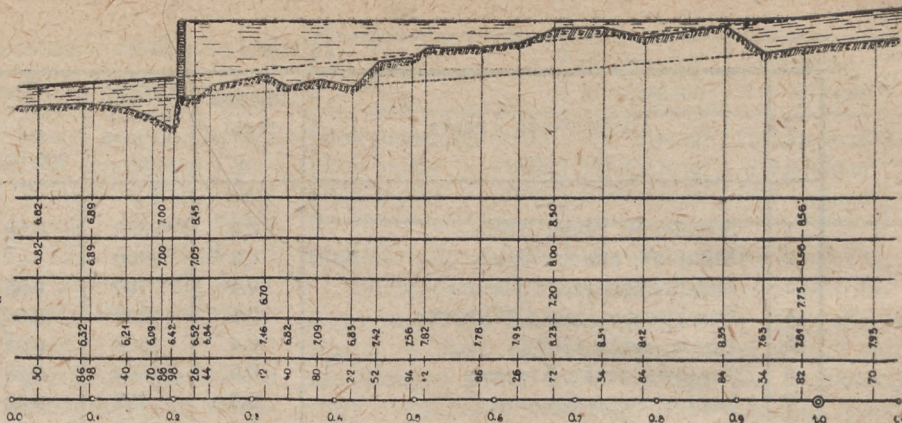
Tabela 1.

L. p.	Miejscowość i rzeka	Spadek rzeki ‰	Odlegl. osadu od jazu m	Głębokość rzeki w m		
				na osadzie	przed osadem	za osadem
1	Strugienne, rzeka Bzura	0,3	2300	0,50	0,68	1,72
2	Kompina, odnoga Bzury	0,3	1900	—	1,08	—
3	Zieleńczyce, rzeka Grabia	0,4	700	0,85	0,90	1,19
4	Rembieszów, rzeka Widawka	0,4	1250	0,60	0,75	1,05
5	Utrata, rzeka Grabia	0,4	1500	0,94	—	1,26
6	Krasowa, rzeka Krasowa	0,5	1500	0,28	0,87	—
7	Jamno, rzeka Stropno	0,5	737	0,43	0,56	—
8	Sierakowice, rzeka Skierniewka	0,6	1300	0,24	0,55	0,55
9	Szercowo, rzeka Widawka	0,6	1200	0,56	0,60	0,79
10	Słonawy Młyńskie, rzeka Wełna	0,7	1200	1,00	1,52	1,71
11	Zemboszyce, rzeka Bystrzyca	0,7	500	0,46	0,09	0,65
12	Szeroka Wieś, rzeka Pilsia	0,8	1300	0,44	0,47	0,80
13	Jakubowice, rzeka Ciemięgi-Dyski	0,8	416	0,20	0,50	0,60
14	Przyrównica, rzeka Pisa	0,9	300	0,60	0,70	0,80
15	Dytmarów, rzeka Prądnik	1,0	650	0,43	0,29	0,36
16	Chojno, rzeka Struga	1,1	370	0,20	0,29	0,40
17	Cieszonko, rzeka Zeba	1,1	540	0,29	0,39	0,51
18	Nowy Gaj, potok Bystry	1,1	550	0,22	0,50	0,50
19	Żuków, rzeka Krzczonowianka	1,1	520	0,27	—	0,90
20	Rotoszyn, potok „Od kątów”	1,4	660	0,35	0,50	0,55
21	Żabia Wola, potok Kosarzewka	1,8	314	0,20	0,52	0,40
22	Dąbrówka, potok Czechówka	1,9	308	0,18	0,30	0,70
23	Szerszenie, rzeka Moszczonka	2,0	280	0,36	—	0,88
24	Bystrzyca Nowa, rzeka Bystrzyca	2,8	300	0,75	1,20	0,80
25	Popowo, potok bez nazwy	3,2	200	0,22	0,78	0,39
26	Nojewo, struga z jeziora Psarskiego	5,1	200	0,13	0,54	0,27
27	Lubowa, potok bez nazwy	7,0	140	0,05	0,30	0,14



Rys. 1.

Rzeczne zw. wody spiętrzonej
 " " zwykłej
 " dna przed wybudowaniem jazu
 " " w roku 1947
 Odległości
 Kilometry



Rys. 2. Profil podłużny rz. Krzczonowianki przy młynie Żuków.

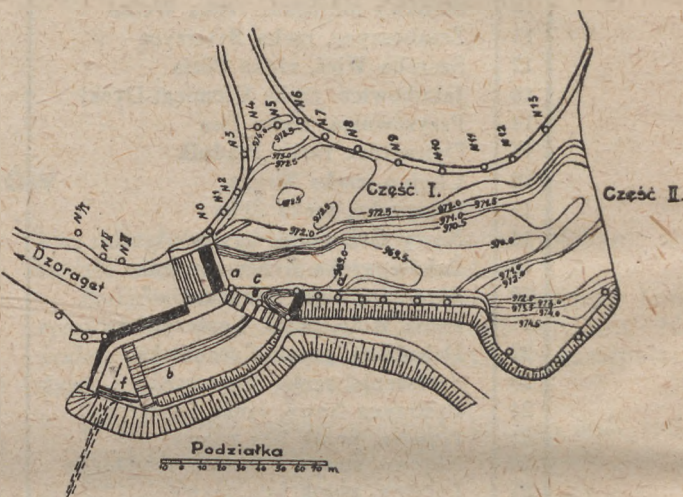
WYNIKI BADAŃ PROF. BURKOWA

Poniżej podaje się charakterystykę osadzania się materiału rzecznoego przy zakładzie wodno-elektrycznym na rz. Dzoraget w Armenii oraz metody walki z tymi osadami, zastosowane na tej rzece i opisane przez inż. Burkowa¹⁾.

Dzoraget jest rzeką górską, o spadku w pobliżu elektrowni wynoszącym 8‰, niosącą dużą ilość materiału rzecznoego.

Plan sytuacyjny omawianego odcinka rz. Dzoraget podany jest na rys. 3. Obszar zamulenia podzielony został na część pierwszą o długości około 200 m oraz na część drugą, znajdującą się w odległości od 200 do 700 m powyżej jazu.

Na wyżej wspomnianym obszarze następuje bardzo intensywne osadzanie się materiału ruchomego, którego ilość w poszczególnych latach eksploatacji zakładu charakteryzuje podana tabela II.



Rys. 3. Plan sytuacyjny stopnia wodnego na rz. Dzoraget. a, jaz walcowy, b. osadnik o dwóch komorach, c. próg, d. ścianka kierująca, e. gruba siatka, f. komora dolna.

Tabela II.

Rok	Największa objętość zbiornika wodnego przy wysokości zw. wody 974,50 m	Kubatura osadów	Część I zbiornika 0—200 m od jazu		Część II zbiornika 200—700 m od jazu	
			Objętość wody	Kubatura osadów	Objętość wody	Kubatura osadów
w tysiącach m³						
1928	270	— 19	77	—	193	— 19
1932	251	63	77	— 17	174	— 46
1933	188	— 52	60	13	128	— 39
1934	136	—	47	—	89	—

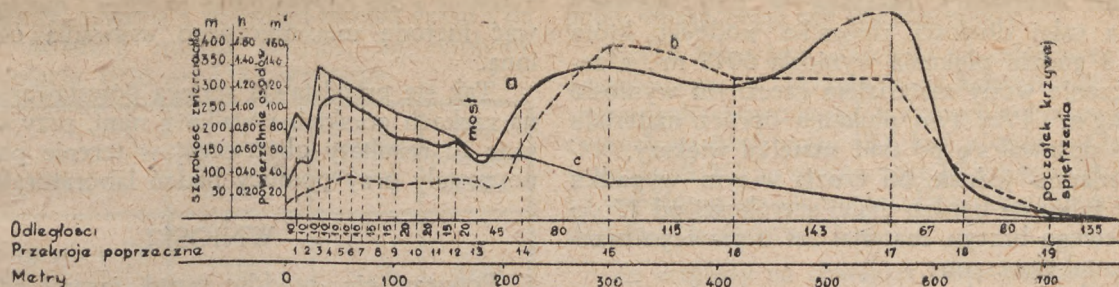
Na rys. 4 podana jest wielkość odkładów w I i II części zbiornika wodnego. Z rysunku wynika, że największe odkłady tworzą się w II części, w pobliżu miejsca powstawania krzywej spiętrzenia, przy czym odkład jednostkowy, tj. na 1 mb szerokości zwierciadła wody, większy jest w I części zbiornika, niż w II.

Co się tyczy mechanicznego składu osadów, to średnica ziarn przy jazie jest mniejsza od 0,05 mm,

¹⁾ Inż. Burkow — Rezultaty badań namulów w naturze na odcinku spiętrzenia w budowlach Dzoragetu i porównanie ich z wynikami doświadczeń na modelu w laboratorium wodno-elektrycznym.

zwiększa się ona stopniowo w górę rzeki i w końcu dochodzi do wielkości powyżej 20 mm. Na górnym odcinku o długości około 200 m twardość osadu jest największa, ponieważ na tym odcinku ziarna o średnicy 20 mm są zmieszane z ziarnami mniejszymi o różnej wielkości, zmniejszającej się do 1 mm.

Na rys. 5 przedstawione są trzy przekroje poprzeczne rzeki z zaznaczeniem rzędnych dna w latach 1932, 33 i 34. Zwraca się uwagę, że zarys dna z r. 1934 zmieniony został po płukaniu jazu, które okazało się skutecznym tylko na najgłębszej partii przekroju, natomiast zasadnicza część osadów ilastych u prawego brzegu pozostała nienaruszona.



Rys. 4. Wielkości odkładów na całej długości cofki rz. Dzoraget.

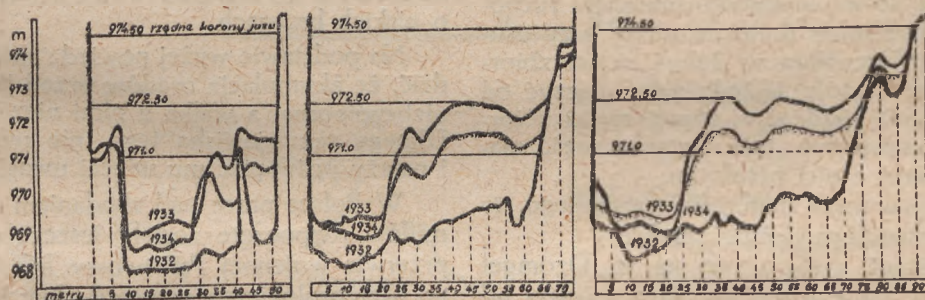
- odkłady w 1933 r.
- szerokość zwierciadła wody.
- średnia warstwa odkładu.

Dla zorientowania się co do skuteczności płukania na usunięcie osadów, wykonano w tym przekroju w r. 1934 trzy próbne płukania, dokładnie obserwując ich wyniki.

Pierwsze płukanie trwało 12,5 godzin. Odbyło się ono bez przerwania pracy stacji przy zniżonym sta-

czyszczenie wody materiałem ruchomym dochodziło do 10 kg na 1 m³ wody. Do części poniżej jazu przedostała się tylko mała ilość najdrobniejszych cząstek.

Zupełnie inny obraz wytworzył się w wypadku płukania przy całkowitym wypuszczeniu wody i przy wstrzymaniu pracy stacji.



Rys. 5. Przekroje poprzeczne rzeki przy jazu.

nie wody do rzędnej 972,50 m i przy objętości przepływu $Q = 23 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Drugie płukanie trwało 6 godzin. Odbyło się ono przy tym samym stanie wody, co poprzednio i przy $Q = 57 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Trzecie płukanie przy objętości przepływu $Q = 13 \text{ m}^3/\text{sek}$ trwało 8 godzin. Zostało ono wykonane po całkowitym spuszczeniu wody i po zatrzymaniu stacji.

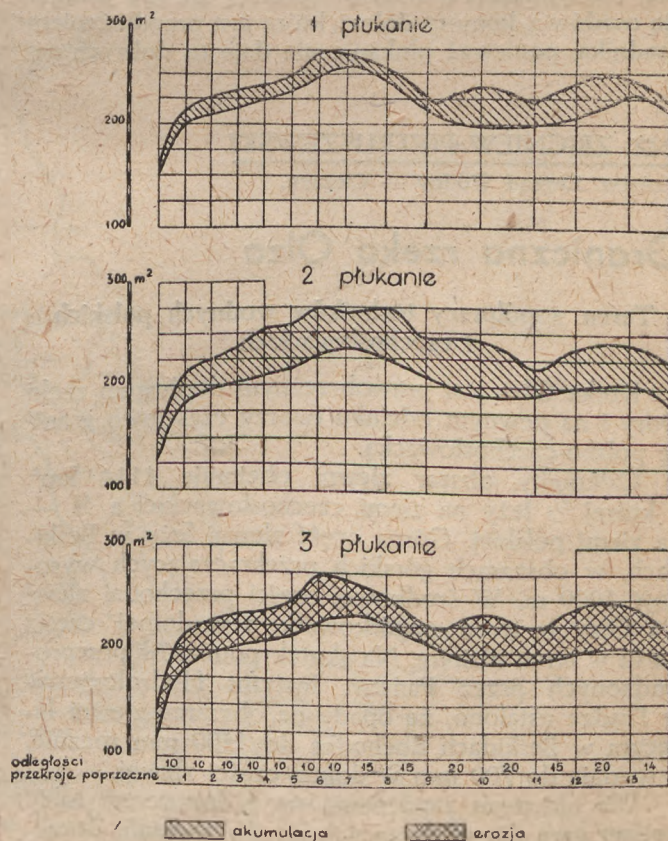
Dla stwierdzenia rezultatów płukania zastosowano następujące sposoby:

- zmierzone głębokość koryta przed i po płukaniu,
- wzięto próbki wody powyżej miejsca powstawania krzywej piętrzenia i poniżej jazu,
- obserwowano rozkład prędkości powierzchniowej wody i powierzchnię osadów powyżej jazu.

W rezultacie tych obserwacji wykreślone zostały krzywe (rys. 6), z których wynika, że płukanie częściowe nie usuwa odkładów przy jazu, a odwrotnie powoduje w części I zbiornika akumulację materiału, spływającego z partii górnej.

Po pierwszym płukaniu, które trwało 12,5 godzin, akumulacja wyraziła się liczbą 7490 m³, a przy drugim trwającym 6 godzin — 3544 m³.

Akumulacja w tym wypadku nastąpiła częściowo na skutek osadzania materiału unoszonego, przeważnie jednak z powodu transportu materiału wleczanego z górnej części zbiornika wodnego. Zanie-



Rys. 6. Krzywe zarysu dna przed i po płukaniu.

Zamiast akumulacji nastąpiła w tym wypadku erozja na całej długości zbiornika wodnego, która w ciągu 8 godzin płukania wyniosła 6048 m³, a zanieczyszczenie wody materiałem rzecznym wyniosło do 100 kg/m³. Przy tym płukaniu oprócz materiału drobnego posuwał się po dnie materiał większy.

Stwierdzono jednak, że erozja w tym wypadku wystąpiła tylko na bardzo małej szerokości od 15 do 20 m u lewego brzegu, materiał zaś u prawego brzegu nie został poruszony.

W rezultacie tych obserwacji wyciągnięto wniosek, że tylko przy całkowitym spuszczeniu wody i przy zatrzymaniu pracy zakładu płukanie może doprowadzić do usunięcia pewnej ilości osadów, natomiast płukanie przy częściowym znizeniu wysokości zwierciadła wody powoduje szkodliwe przesunięcie materiału wlezonego z górnej partii. Sposób ten nie może więc być uważany za środek walki z osadami, natomiast może on być skutecznie stosowany przed płukaniem przy całkowitym spuszczeniu wody.

Należy jednak pamiętać, że płukanie to może jedynie zwiększyć okres istnienia zakładu o sile wodnej, ponieważ nie usuwa w całości materiału ruchomego. Daje ono co prawda dobre rezultaty przy usuwaniu materiału wlezonego w dolnej części zbiornika wodnego, nie zdoła jednak zabezpieczyć od zwiększania się ilości osadów w górnej części zbiornika, ponieważ usuwa tam tylko pewną część materiału w najgłębszej części przekroju.

Co się dotyczy usunięcia materiału unoszonego, to walka z nim jest możliwa i mniej trudna.

W opisanej stacji elektrycznej na rz. Dzoraget materiał unoszony, którego średnica jest mniejsza od 0,05 mm, usuwa się przy pomocy kolejno następującego płukania każdej z dwóch komór osadnika. Górzej się przedstawia w tym wypadku sprawa usunięcia osadów z komory dolnej, która jest przedłużeniem osadnika, ponieważ płukanie nie daje tu dobrych re-

zultatów i dla oczyszczenia tej części należy zastosować metodę mechanicznego usuwania osadów lub inną.

Tak się przedstawia sprawa powstawania osadów na rzekach górskich i walka z nimi, przy czym opisane tu rezultaty obserwacji w terenie potwierdzone zostały przy pomocy badań laboratoryjnych.

WNIOSKI

Powstawanie osadów przed jazami na rzekach o małym spadku jest niemniej groźne i może wyrządzić jeszcze większe szkody, ponieważ, oprócz niebezpieczeństwa dla zakładów o sile wodnej, osadzany materiał może być przeszkodą dla żeglugi. Istnieje tu również inne niebezpieczeństwo, ponieważ osadzanie się materiału rzecznego zmusza potok do szukania sobie miejsca z boków, w rezultacie czego podnosi się stan wody na odcinku rzeki, znajdującym się powyżej miejsca gromadzenia się namułu i wytwarza się spiętrzenie dodatkowe. Może ono spowodować podmoknięcie terenów przyległych lub ewentualne wystąpienie wody z koryta, w miejscach o niskich brzegach.

Na podstawie wyżej powiedzianego należy stwierdzić, że akumulacja osadów przed jazami jest bardzo niebezpieczna, a walka z nimi niezmiernie uciążliwa. Dlatego też zjawiska tego nie można lekceważyć i należy poświęcać mu więcej uwagi, niż dotychczas.

W Polsce prace nad zbadaniem osadzania się namulów rozpoczęte zostały jeszcze przed wojną. Po przerwie wojennej Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny wznowił zbieranie w terenie potrzebnych materiałów i obserwacji, a po odbudowaniu laboratorium hydraulicznego w Warszawie ma zamiar prowadzić również studia na modelach dla wyszukania skutecznych sposobów do walki z osadami.

INŻ. ZBIGNIEW PIETRUSZEWSKI

Państw. Zarząd Wodny — Cieszyn.

Graniczna rzeka Olza

Teren współpracy techników wodnych polskich i czechosłowackich.

Rzeka Olza jest prawobrzeżnym dopływem rzeki Odry i na pewnym odcinku tworzy częściowo granicę polsko-czechosłowacką.

Całkowity obszar zlewni obejmuje 1114 km², z której ²/₃ leży na ziemi czechosłowackiej a ¹/₃ — na ziemi polskiej. Górna część zlewni leży w Beskidach, w obszarach górskich przekraczających wysokość 1000 m. W środkowej części przechodzi zlewnia Olzy w teren pagórkowaty, a w dolnej części nurtu w teren nizinny. Na skutek pomiarów przeprowadzonych przez Państw. Instytut Hydrologiczny w Pradze ustalono, że opady na obszarze zlewni leżącym w Beskidach dochodzą do 1500 mm rocznie, a spadają do 700 mm w dolnej części zlewni.

Dla bliższego zapoznania się z dorzeczem Olzy podam parę dat odnoszących się do podziału dorzecza:

Olza po wodowskaz Jabłonków (ujście Łomnej)	93,4 km ²
Olza po Trzynieć	302,9 km ²
Olza po wodowskaz Kąkolna	700,0 km ²
Olza po wodowskaz Wierzniovice	1063,6 km ²
Olza po ujście do Odry	1114,1 km ²

Roczna ilość opadów została wypośrodkowana z 50-letnich obserwacji w latach 1876 — 1925, a wielkość ich wynosi:

po wodowskaz w Jabłonkowie	102	mio m ³
po Trzynieć	335	" "
po wodowskaz w Kąkolnej	725	" "
po ujście Olzy do Odry	1045	" "

Podanie ilości odpływów w dorzeczu Olzy natrafia na pewne trudności z powodu braku większej ilości pomiarów wodowskazowych, gdyż te były przerywane, jak i zniszczone częściowo przez działania

wojenne. Z istniejących pomiarów poszczególnych stacji wodowskazowych z pewnego okresu czasu i na podstawie dedukcji można przyjąć, że odpływy w dziesięcioleciu 1926 — 1935 wynoszą:

	Największe przeciętne 50-letnie m ³ /sek	Średnie m ³ /sek	Najmniejsze m ³ /sek
Olza — przegroda w Bukowcu	110	1,15	0,054
Olza wodowskaz w Jabłonkowie	180	1,55	0,086
Olza wodowskaz w Trzyńcu	540	5,00	0,242
Olza wodowskaz w Kąkolnej	900	9,70	0,390
Olza wodowskaz w Wierzniowicach	750	12,3	0,400
Olza przy ujściu do Odry	—	12,35	—

Z tabelki powyższej widać, że największy odpływ wielkich wód mamy w okolicach Kąkolnej, podczas

gdzie w dolnej części rzeki Olzy powstaje już postępowe spłaszczenie fali wielkiej wody.

Rzeka Olza jest właściwie na całej swej długości uregulowana, a jedynie brak konserwacji w latach wojennych spowodował zniszczenie budowli regulacyjnych na przestrzeni 12,5 km, z czego w latach po-wojennych 2/3 zniszczeń zostało już usuniętych, dzięki wspólnym wysiłkom władz wodnych obydwu sąsiadujących państw.

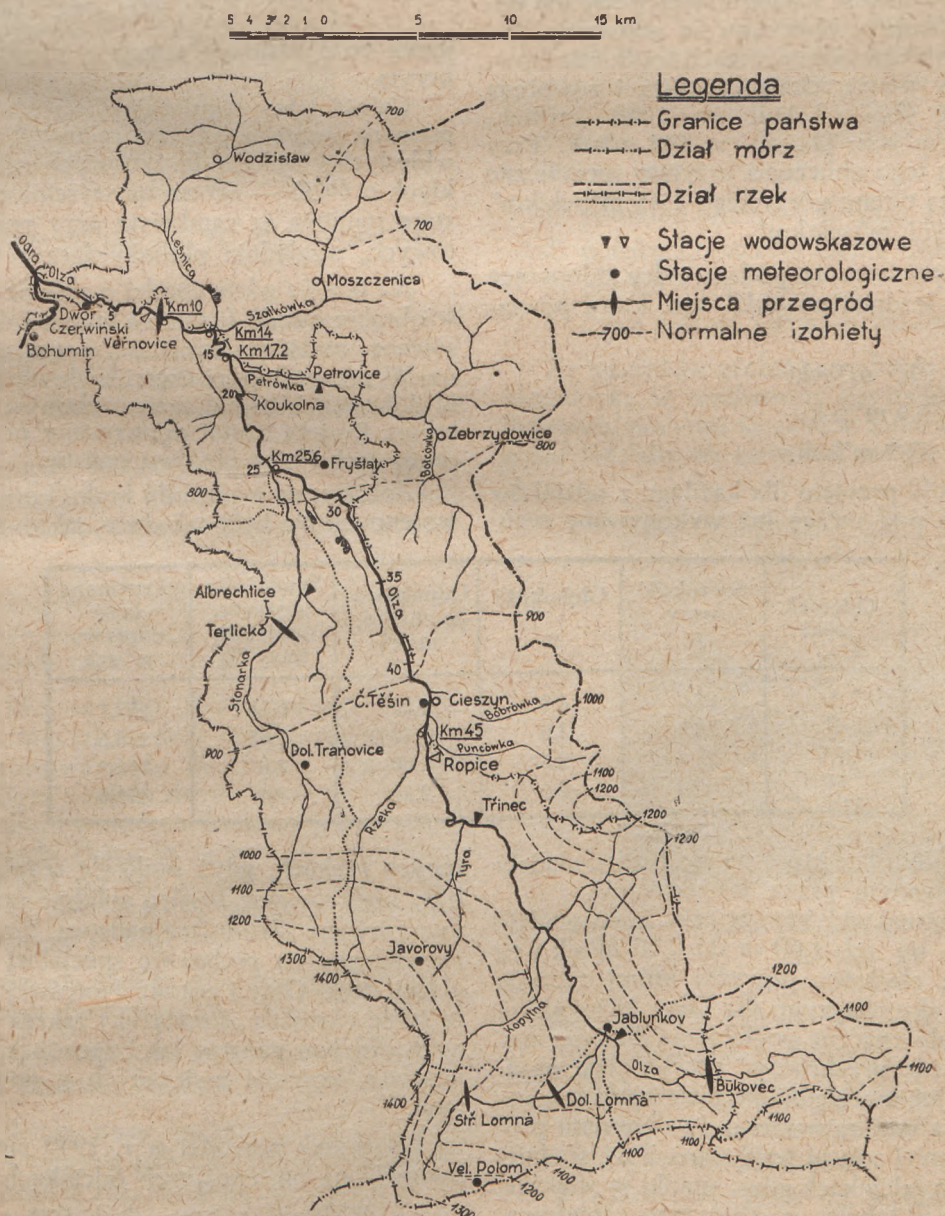
Ze względu na charakter całej rzecznej trasy, ilości prowadzonej wody, jak i spadu, można podzielić rzekę Olzę na 4 odcinki:

I) Część ujściowa aż do dworu Czerwińskiego (km 0,0 — 3,0),

II) Część od dworu Czerwińskiego aż do ujścia Piotrówki (km 3,0 — 17,25),

III) Część od ujścia Piotrówki aż do ujścia Stonawki (km 17,25 — 25,6),

IV) Część od ujścia Stonawki aż do Cieszyna (km 25,6 — 45,0).



Rys. 1. Hydrologiczna mapa zlewni rz. Olzy.

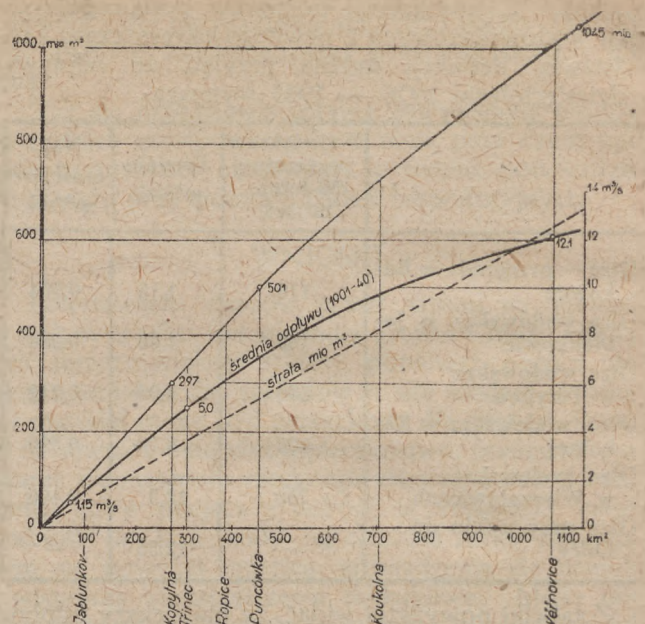
Odcinek ujściowy jest głęboko wcięty, tak że normalne zwierciadło wody leży 4,5 — 5,0 m pod terenem inundacyjnym. Głębokość ta zmniejsza się powoli i wynosi ona w Wierzniowicach około 3,0 m, a na odcinku w okolicy Kąkolnej 2,5 m i mniej. Większą głębokość ma znowu koryto rzeki w odcinku miejskim poniżej i powyżej Cieszyna, gdzie płynie zwartym profilem. Dno koryta od km 45 do 38 jest skaliste, od 38 aż do Wierzniowic żwirowe, zaś dolny odcinek jest wcięty po części w żwir, a po części w ziemi orne.

Spadki w dolnym odcinku rzeki od ujścia aż do Kąkolnej wahają się w granicach od 2,4 aż do 6,4‰. Najróżniejsze stosunki w wielkości spadków istnieją w odcinkach III i IV, w których spadek waha się od 1,14 aż do 4,72‰. Przy obliczaniu ilości katastrofalnych wód dla poszczególnych odcinków, oparto się na danych otrzymanych ze stacji wodowskazowej w Wierzniowicach. Obserwowana tam największa powódź w roku 1902 z odczytem wodowskazu + 5,62 (wysokość 197,40 m), po przeprowadzonych obliczeniach dała objętość wody katastrofalnej $Q_{\max} = 1036 \text{ m}^3/\text{sek}$. Wielkość katastrofalnej wody dla poszczególnych odcinków obliczono na podstawie stosunku współczynników odpływowych według Iszkowskiego pomiędzy powierzchnią górzystą i równinną i wynosze one $Q_{\max \text{ I i II}} = 1036 \text{ m}^3/\text{sek}$; $Q_{\max \text{ III}} = 838 \text{ m}^3/\text{sek}$; $Q_{\max \text{ IV}} = 744 \text{ m}^3/\text{sek}$. Przy przeprowadzaniu tego obliczenia przyjęto specyficzne odpływy i to, dla terenu górzystego $1,35 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km}^2$, a dla równiny $0,71 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km}^2$.

A teraz dla porównania podam cyfry odnoszące się do wielkości średniej powodzi, tzn. która powtarza się co roku:

- 1) $Q \text{ II} = 92,5 \text{ m}^3/\text{sek}$.
- 2) $Q \text{ III} = 76,4 \text{ m}^3/\text{sek}$;
- 3) $Q \text{ IV} = 62,9 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Normalny profil przyjęto dla każdego z odcinków z osobna, biorąc pod uwagę już wykonywane regu-



Rys. 2. Krzywa odpływu zlewni rz. Olzy.

przez co zostało ograniczone szkodliwe pogłębianie koryta.

Całość trasy regulacyjnej jest zabudowana przy pomocy faszynowych tam regulacyjnych na brzegach wklęsłych i walców faszynowych na brzegach wypukłych o $\varnothing 50 - 60 \text{ cm}$ na wyściółce faszynowej, zaś stare ramiona są zamknięte przy pomocy ścian pilotowych, względnie płotków faszynowych.

Na terenie gdzie chodzi o solidne budowle, a więc w obrębie osiedli (miasto Cieszyn i okolice) są zastosowane budowle kamienne, wzgl. siatkowo-kamiennie. W przeważającej części budowle te zachowują się b. dobrze, jak to już zaznaczyłem na początku niniejszego. Projekt został opracowany przy ścisłej współpracy techników obydwu państw.

Zniszczenia z powodu braku konserwacji w latach wojennych nie były tak duże, jak to miało miejsce na

Odcinek rzeki	Szerokość trasy m	Głębokość m	Dopuszczalne chyżości m/sek	Spadki dla poszczeg. odcinków trasy ‰	Otrzymana ilość odpływu m³/sek
I	28,0	4,5	1,60	0,58	257,1
II	28,0	3,0	1,70	1,05	176,5
III	28,0	2,5	2,00	1,8	166,2
IV	26,0	2,5	2,20	2,4	171,8

lacie przed szeregiem lat, które na ogół odpowiadały warunkom wymagany przez projektantów.

Z tabeli powyższej widzimy, że przy śr. w. wodzie chyżości wahają się od 1,60 m do 2,20 m/sek i tu osiągamy granicę chyżości, powyżej której zaczyna się poruszać charakterystyczne dla Olzy żwirowisko. Ażeby nie powstało znaczne pogłębienie dna, nie może średnia szybkość przekroczyć powyższych prędkości, co zostało już uwzględnione przy opracowywaniu projektu. Poza tym zauważono, iż obranymi profilami odpływie mniej więcej trzykrotna ilość średniej wielkiej wody. Na odcinkach gdzie spadki są większe, jak uwidoczniono w tabelce, zastosowano zabudowanie stopniami drewnianymi o wysokości 20 — 30 cm,

innych rzekach, gdyż budowle regulacyjne na Olzie były wykonywane bardzo solidnie przez obydwie zainteresowane sąsiadujące państwa. Prace te były przeprowadzane na podstawie specjalnej ustawy „O regulacji rzeki Olzy i potoku Piotrówki” z r. 1930, która ściśle określała obowiązki i zakres robót regulacyjnych obydwu państw, jak i sposób konserwacji i ponoszenia kosztów związanych z powyższymi robotami.

Na skutek powodzi w r. 1940 uległy zniszczeniu budowle na następujących odcinkach rzeki:

1) W km 0 + 500 — 2 + 500, czyli na tzw. odcinku ujściowym. Odcinek ten został w latach 1946—

1948 doprowadzony do stanu pierwotnego kosztem około 9,3 mio złotych, przy wykonaniu: 33.000 m³ robót ziemnych, 17.000 m³ faszynady i obsadzenia 2,7 ha szutrowisk.

Roboty te zostały pokryte z kredytów wyłącznie polskich.

2) W km 8,0 — 11,0 rzeki budowle zostały zupełnie zniszczone. Odcinek ten ma zostać doprowadzony w r. 1949 do stanu pierwotnego kosztem około 30 m^o zł. W tym wypadku, jak to przewidują odpowiednie protokoły Wspólnej Komisji Technicznej Polsko-Czechosłowackiej, koszty będą pokryte po połowie przez obydwa zainteresowane państwa.



Rys. 3. Uregulowany odcinek rz. Olzy — km 2,5.

3) Odcinek rzeki w km 26,0 — 31,0 został w 80% zniszczony i znajduje się w trakcie odbudowy. W r. 1948 program przewiduje całkowite doprowadzenie do stanu pierwotnego kosztem około 38 mio złotych.

Dotąd wykonano: 62.000 m³ robót ziemnych,

32.000 m³ faszynady, 8 kompletnych progów palisadowych (koszt około 4,2 mio złotych) i obsadzenie 7 ha zwirowisk.

Strona czechosłowacka pokryła 50% kosztów robót, jednocześnie opracowując część projektów rekonstrukcji budowli regulacyjnych.

4) W km 31,5 — 34,0 rzeki budowle zostały w 100% zniszczone, tak iż przy opracowywaniu projektu, trasę dostosowano do obecnego biegu rzeki celem zaoszczędzenia robót ziemnych, niezwiększenia naturalnego spadku i uniknięcia budowy kosztownych stopni drewnianych. Prace te są w toku, przy czym odcinek od km 31,5 do 33,7 wykonuje strona polska kosztem około 25 mio złotych, zakończenie przewiduje się w I kwartale r. 1949.

Dotąd wykonano: 35.000 m³ robót ziemnych i 9.000 m³ robót faszynowych.

Odcinek od km 33,7 do 34,0 wykonała strona czechosłowacka kosztem około 5 mio złotych.

Pozostałe odcinki trasy znajdują się w zupełnie dobrym stanie, wymagają jedynie corocznie drobnych konserwacji. Wszelkie roboty, poza odcinkiem 33,7—34,0, zostały wykonane przez stronę polską, gdyż okazało się, iż koszty robót wykonywanych przez stronę czechosłowacką są ok. 3 razy wyższe od kosztów

tych samych robót wykonanych przez stronę polską.

Prace wyżej wymienione prowadzone są przy stałym uzgadnianiu na konferencjach technicznych przedstawicieli obu stron.

Olza przedstawia pewną wartość w ogólnej gospodarce wodnej dorzecza z dwojakich względów, po pierwsze jako źródło wody pitnej i przemysłowej, nadto jako dopływ Odry wpływający na użegłownienie tej rzeki (przeciętny odpływ 12,35 m³/sek).

Część przemysłowa ziemi Cieszyńskiej po stronie czechosłowackiej cierpi na ogromny niedostatek wody z powodu dużych wahań stanu wód rocznych w potokach wypływających z Beskidów, a w czasie upalnych lat jest jej zupełny brak. Ujęcie zaś wód podziemnych dla użytku ludności i przemysłu natrafia również na trudności z powodu małej ilości tych wód. W związku z powyższym ma powstać projekt ujęcia wody z rzeki Olzy i dla tego celu ma zostać wybudowana przegroda na rzece Olzie w Bukowcu. Roboty wiertnicze zostaną niebawem zakończone i zamierza się w ciągu r. 1949 opracować szczegóły projektu, aby w r. 1950 przystąpić do budowy.

Część zapory wraz z zalewem znajdowałaby się po stronie polskiej, a część po stronie czechosłowackiej. Wybór tego miejsca poprzedziło zbadanie różnych możliwości budowy przegród w górnej części zlewni Olzy, a mianowicie na:

- 1) potoku Łomna — Średnia Łomna (28,2 km²),
- 2) potoku Łomna — Dolna Łomna (49,5 km²),
- 3) potoku Tyra (20 km²),
- 4) rzece Górnej Olzie — Bukowiec (56,6 km²).

Ze względów geologicznych jak i hydrologicznych okazało się, iż zrealizować jest najlepiej przegrodę na Bukowcu, pomimo że obszar zalewu jak i sama przegroda leżałaby na terenie 2 państw.



Rys. 4. Bicie ścianki palisadowej dla progu w km 28 rz. Olzy.

Powierzchnia zalewu wyniesie 252,6 ha.

Stała pojemność zbiornika 1,5 mio m³

Użytkowa pojemność zbiornika 43,0 mio m³

Retencyjna pojemność zbiornika 2,5 mio m³

Całkowita pojemność 47,0 mio m³

Wysokość piętrzenia ma wynosić 60 m.

Pobór wody z przegrody wynosiłby 1,07 m³/sek. jest to najmniejsza ilość odpływu naturalnego Olzy

w Bukowcu jaka była zanotowana w najsuchszym roku w latach między 1926 — 35.

Z innego punktu widzenia wychodziłoby się przy budowie zapory w Wierzniowicach, która miałaby za zadanie wpływać dodatnio na usprawnienie żeglowności Odry. Kwestia budowy tego zbiornika była rozstrząsana już od szeregu lat.

Powierzchnia zalewu pod zbiornik wynosiłaby 2203 ha.

Pojemność użytkowa	87,477 mio m ³
Pojemność retencyjna	51,433 mio m ³
Całkowita pojemność zbiornika	138,920 mio m ³
Wysokość piętrzenia	13,0 m.

INŻ. TADEUSZ NICIPORZEWSKI

Rejonowe Kierownictwo Robót Wodno-Melioracyjnych w Bystrzycy Kłodzkiej.

Zagadnienie gospodarki wodnej Ziemi Kłodzkiej*)

Ziemia Kłodzka, o pow. ok. 1630 km², stanowi pewien wycinek obszaru Dolnego Śląska, posiadający jednak cały szereg odrębnych cech, kwalifikujących Ziemię Kłodzką do indywidualnego traktowania. Potwierdzają to znane z historii stosunki geopolityczne, jak również rozwój gospodarki wodnej na tym terenie, co będzie treścią niniejszego referatu.

Ziemia Kłodzka stanowi dorzecze górnej Nisy Kłodzkiej, z wyjątkiem wąskiego zachodniego pasa granicznego, wchodzącego w skład zlewni rz. Dziki Orzeł. Również w rejonie Kudowy, zlewnia Nisy cofa się lekko na wschód; obydwa wzmiankowane rejonu należą już do dorzecza Łaby.

Całość omawianego dorzecza Nisy Kłodzkiej kształtem swym przypomina trójkąt, którego dolny wierzchołek tworzy południowy cypel Sudetów.

W najstarszych epokach geologicznych Sudety biegnęły linią prostą przez powiat wałbrzyski i ząbkowicki, czego pozostałością są dzisiejsze góry Wałbrzyskie, Góry Sowie.

W epoce trzeciorzędu, w związku z fałdowaniem się sąsiednich młodszych Karpat, Sudety uległy potężnemu wgnieceniu, tworząc wielkie kotłiny jak Jeleniogórska i interesująca nas kotlina Kłodzka. W tym czasie powstała w kotlinie Kłodzkiej również sieć rzeczna, zachowana dotychczas bez zmian. Jej cechą charakterystyczną jest podobieństwo do układu nerwowego. Środkiem kotliny biegnie główny cieki — rzeka Nisa Kłodzka, zbierając po drodze liczne, spływające z obu stromych stoków, rzeki, potoki i strumienie o charakterze cieków górskich.

Jeżeli dolny odcinek Nisy Kłodzkiej do jej ujścia do rzeki Odry ma charakter bezsprzecznie rzeki nizinnej, to omawiany odcinek górny tworzy partię o charakterze górkim mimo, że spadki podłużne stwarzają pewne wątpliwości.

Przyjmując zasadę Thiery, że rzeki o charakterze górkim muszą mieć spadki podłużne większe od 15‰, zaś potoki górskie — powyżej 60‰, otrzymuje się poniżej źródeł, na długości 2 km, rz. Nisę jako potok górski o średnim spadzie 120‰; ok. 5 km poniżej — średni spadek mieści się w granicach od 20‰ do 15‰, mimo to jednak z uwagi na wąskość doliny, częstość gwałtownych wezbrań, jak również zbyt wysokie granice zasady Thiery, odnoszącej się raczej do Alp, całość Nisy Kłodzkiej na te-

renie ziemi Kłodzkiej, o długości 72 km, traktujemy jako cieki o charakterze górkim. W ten sposób wyodrębnia się również dorzecze górnej Nisy Kl., którego charakter, związany ściśle z przemianami w epoce trzeciorzędu, zdecydował o rozwoju gospodarki wodnej Ziemi Kłodzkiej. Wylewne bazalty, gnejsy, porfiry i melafiry pokryły zbocza. Wśród młodszych formacji spotyka się piaskowce ciosowe gór Sokolich, kreda w górach Bystrzyckich. Tak więc dorzecze górnej Nisy Kłodzkiej, iako pochodzenia wulkanicznego, posiada małą wsiąkliwość, co znów wywołuje gwałtowne wezbrania podczas silnych opadów atmosferycznych. Fakt ten w połączeniu z częstymi burzami letnimi oraz tzw. obrywaniem się chmur wytwarza jeden z najpoważniejszych aspektów tutejszej gospodarki wodnej: katastrofalne powodzie. Należy tu jeszcze dodać dwa inne zasadnicze aspekty: woda jako czynnik w rolnictwie i jako siła dla zakładów przemysłowych.

Wiadomości z dokumentów sięgające wieku XII i czasów późniejszych stwierdzają, że już wówczas na terenie Ziemi Kłodzkiej istniały osiedla o intensywnej gospodarce rolnej. Dowiadujemy się również o coraz liczniejszych zakładach wodnych jak młyny, piapiernie, tartaki. W XVII i XVIII stuleciu istniały na rzece Bielawie specjalne budowle wodne, tzw. klauzury, pomocne przy spławie drzewa, które Nisą Kłodzką i Odrą spławiano do Wrocławia i dalej.

Istniejące melioracje gruntów przy pomocy rowów otwartych, w okresie od końca XIX wieku do roku 1939, otrzymały nowy typ odwodnienia — przy pomocy drenów, co wykonano w 90% w stosunku do zapotrzebowania. Jednocześnie stosowana należyta ochrona stoków oraz racjonalna gospodarka leśna stwarzały dobre warunki rozwojowe kultury rolnej na terenie dorzecza. Jednak w okresie przedwojennym zauważono już pewne niepokojące symptomy o szerokim zasięgu, związane z gospodarką rolną i siłą wodną, wymagające bardzo poważnych środków do zaradzenia złu.

W dziedzinie wyzyskania sił wodnych już w początkach bieżącego stulecia następują poważne zmiany. Unowocześnienie zakładów przez zastąpienie turbin dotychczasowych kół wodnych, sprawa kalkulacji i opłacalności zakładu wodnego stawiała większe wymagania produkcyjne, a z tym wiązał się poważny problem dostarczenia zakładowi stałej i koniecznej ilości wody, gwarantującej prawidłowe funkcjonowanie zakładów, opartych dotychczas tyl-

*) Referat wygłoszony na Zjeździe Naczelników i Kierowników Służby Wodno-Melioracyjnej we Wrocławiu, w dniu 13.VIII.1948 r.

ko na b. zmiennym dopływie bieżącym. Już jednak w ostatnich latach stwierdzono, że moc rozporządzalna zakładów coraz silniej odbiega od mocy instalowanej, albowiem zauważono stałe obniżanie się wielkości dopływu bieżącego.

Naturalnie, niedomagania te nie powstały z dnia na dzień; ujemny bilans wodny zauważono dawniej, pomagając sobie instalowaniem już przed wojną w zakładach wodnych dodatkowych silników ropnych lub elektrycznych.

Intensywne drenowanie doprowadziło nieraz do przesuszenia gruntu, czemu starano się zaradzić przez nawodnienia, stosowane jednak w bardzo nikłych wypadkach.

Tak więc z jednej strony gospodarka wodna zaczęła coraz silniej niedomagać na skutek braku wody, z drugiej strony znów trapił Ziemię Kłodzką, sporadyczny zresztą, nadmiar wody w postaci wezbrań i ogromnych wylewów.

Katastrofalny charakter wylewów już w znanym nam okresie historycznym wstrząsa od czasu do czasu całym życiem Ziemi Kłodzkiej, sięgając nieraz daleko wzdłuż doliny Odry. Tak bowiem się składa, że dorzecze górnej Odry w rejonie Beskidu Zachodniego o formacji kredowej i część dorzecza pld-wsch. z wapieniami muszlowymi trzeciorzędu i formacją węglową, przy swej dużej wsiąkliwości dają łagodniejsze przepływy tak wiosenne, jak i letnie. Natomiast część dorzecza Odry w Sudetach, posiadając pochodzenie wulkaniczne, daje częste i gwałtowne fale powodziowe, przy czym dorzecze Nisy Kłodzkiej zajmuje najbardziej poczesne miejsce.

W roku 1310 fala powodziowa Nisy Kłodzkiej dotarła aż do Wrocławia, niszcząc tam cały szereg przybrzeżnych domów.

Dalsze powodzie, o skutkach wysoce katastrofalnych nawet w ówczesnych stosunkach, miały miejsce w lipcu 1589 r., w sierpniu 1689 r. oraz w latach 1883, 1899, 1903, 1907 i 1938.

I tak w roku 1883. w dniach od 17 do 21 czerwca spłynęła Nisa Kłodzką do Odry około 234 mio m³ wody. W Kłodzku stan wody podniósł się wówczas o 4 m w ciągu 15 godzin.

W roku 1897 na Nisie Kłodzkiej w przekroju 25 km poniżej źródeł Q kat. wyniosło 38,2 m³/sek, Q małe = 0,1 m³/sek. q = 580 l/sek/km².

W roku 1907 w Bystrzycy — Q kat. = 272 m³/sek przy zlewni 327,5 km², q = 830 l/sek/km², Q małe = 0,25 m³/sek, q = 0,77 l/sek/km²; w Kłodzku przy zlewni 1065,5 km² — Q = 685 m³/sek, q = 650 l/sek/km².

Najbardziej katastrofalną powodzią była powódź we wrześniu 1938 r. Powódź tę poprzedziły silne opady deszczowe w dniach 24 sierpnia oraz 1 i 2 września, przy czym w niektórych miejscowościach wyniosły:

Lądek — opad jednolity 88 mm (roczny 950),

Bystrzyca — opad jednolity 117 mm (roczny 688).

Przepływ w Bystrzycy wynosił:

Q kat. = 360 m³/sek, q = 1090 l/sek/km².

O charakterze tej powodzi mogą świadczyć wyrażone olbrzymie szkody. Cały szereg przybrzeżnych wsi i miast uległ zniszczeniu. Ten sam los spot-

kał i miasto Kłodzko, gdzie między innymi zalany został dworzec miejski kolejowy warstwą wody grubości 1,75 m. Uległy zniszczeniu liczne mosty drogowe; wiele mostów kolejowych zostało podmytych. Straty materialne sięgały dziesiątków milionów marek. Przybrzeżne okolice pozbawione były światła, funkcjonowania wodociągów i kanalizacji.

Powódź obiegła całość dorzecza górnej Nisy Kłodzkiej. Wezbrały wszystkie rzeki i potoki. Istniejące dwa zbiorniki przeciwpowodziowe na terenie powiatu Bystrzyca w Stroniu Śląskim na rzece Morawce oraz na Wilczym Potoku w Międzygórzu do brze spełniały swoje zadanie magazynując: pierwszy — 1.376 tys. m³, drugi — 830 tys. m³ wody. Spiętrzenie wody w zbiorniku w Stroniu Śl. osiągnęło 26 m wysokości, zaś w Międzygórzu 16,5 m, przy czym w obu zbiornikach woda przelewała się przez koronę muru zapory, mimo że pracujące jednocześnie przepusty, znajdujące się w murach zapory, przepuszczały łącznie 148,2 m³/sek, czyli w ciągu doby ok. 12.800.000 m³.

Zlewnia dla zbiornika w Stroniu Śl. wynosi 52 km², zaś w Międzygórzu — 25 km². Dane te wysoce charakteryzują ogrom niebezpieczeństwa ówczesnej powodzi.

Mniejsze powodzie w latach 1940, 1941 i 1942 pogłębiły szkody z roku 1938. W roku 1946 i 1947 i w maju 1948 przepływy, przewyższające na wodowskazach stany alarmowe, dokonały dalszych zniszczeń. Przerwaną jaz na rzece Nisie Kłodzkiej w Bystrzycy unieruchomił elektrownie wodną. Uległy zniszczeniu izbice przy służbie w Kłodzku oraz cały szereg małych śluz, młynówek, mostków na potokach.

Dziesiątki hektarów gruntów, tak cennych w dolinie Nisy Kłodzkiej, popłynęło z wodą. Poprzerwane drogi, zniszczone w wielu miejscowościach całkowicie kamienne, betonowe i faszynowe umocnienia brzegowe, podmyte fundamenty budynków — oto skutki niezwykle niszczących wylewów, skutki nieuregulowanej gospodarki wodnej na Ziemi Kłodzkiej.

Dokumenty z czasów historycznych wspominają o budowie wałów przybrzeżnych w rejonie Lądka i Stronia na rzece Bielawie. Była to już pewna walka z żywiołem, nabierająca powoli swej wagi, gdy wraz z postępującym rozwojem życia gospodarczego coraz bardziej wzrastała cena ziemi, której każda pędź musiała być należycie wykorzystana i ochroniona. Naturalnie akcja ta przedsięwzięta fragmentarycznie, nawet lokalnie nie mogła rozwiązać zagadnienia, które musiało być potraktowane w całej swej rozciągłości.

Jak stwierdzono, silne opady atmosferyczne powodują natychmiastowe fale wezbrania, które, jak mapa wskazuje, spływają do Nisy Kłodzkiej koncentrycznie położonymi dopływami. Okruchy skalne ze zwietrzenia skał, zalegające łóżyska górnych części potoków, zostają uruchomione; w pochodzie swym częściowo osiadają w dolnych partiach potoku o względnie małych spadach, częściowo spływają do głównego odbornika. Erozia denną i brzegową, dynamiczne działanie mas rumowiska skalnego — wszystko to powoduje albo nadmierne pogłębianie się łóżyska, albo niebezpieczne spływanie

tym towarzyszy niszczenie brzegów i strata ziemi, lub też zasypywanie gruntów przybrzeżnych i zamiana ich na nieużytki.

Złagodzenie skutków powodzi przez wytworzenie profilu, mogącego zmieścić jakieś maksymalne ilości wody; było celem pierwszych planowanych robót regulacyjnych, jakie rozpoczęto na Nisie Kłodzkiej w roku 1744 w miastach Nisa i Kłodzko. Prace te z dłuższymi przerwami prowadzono do roku 1939.

W regulacji rzeki Nisy Kłodzkiej przyjęto zasadę stworzenia optymalnych warunków przepływu w. w. katastrofalnych. Późniejsze projekty tych robót oparte częściowo na w. w. kat. z roku 1897, częściowo z roku 1907. Jako ubezpieczenie brzegowe przyjęto budowle faszynowe i mury oporowe. Te same zasady stosowano do regulacji rzek Bielawy, Morawki, Bystrej i Stenawy.

Na, nielicznych zresztą, potokach górskich stosowano zabudowę przy pomocy korekcji progowych oraz zarór przeciwrumowiskowych. Jako ubezpieczenia brzegowe stosowano przeważnie opaski kamienne.

Co do przepływów rzeki Nisy Kłodzkiej, starano się wytworzyć profil o zdolności przepływowej od 50 do 100% w. wód katastrofalnych. Pozostałe nieuregulowane odcinki rzeki posiadały zdolność przepływową od 30 do 50% wielkich wód.

Tak pogmatwane stosunki wodne jeszcze bardziej pogarszały istniejące na rzece stałe jazy; pracujące nieraz jak zapory przeciwrumowiskowe.

Zabudowa potoków nie wstrzymała próby. Korekcje o prozach drewnianych lub kamiennych, o spadach do 40‰, uległy prawie całkowicie zniszczeniu. Progi drewniane zostały podmyte i wiszą nad dnem; w wielu wypadkach nie ma nawet ich śladu.

Kilka murowanych zarór przeciwrumowiskowych na potoku Rześnica, Wilczym i w rejonie źródeł rz. Bielawy częściowo spełniły swoje zadanie, ulegając załadowaniu; inne skutkiem dużych niejednokrotnie wstrząsów w murach zapory, czekają na naprawy, w roku 1948 już rozpoczęte.

Całość omawianych robót, nie mogła dać należytych efektów. Wykonywana w ciągu prawie 200 lat, przy różnych założeniach hydrologicznych, przy zmieniających się podstawach naukowych, prowadzona fragmentarycznie, tworzyła takie dziwolągi, jak np. pod Kłodzkiem, gdzie nowouregulowane profile otrzymywały dno 14 m szer., zaś bezpośrednio poniżej pozostawiono odcinek regulowany przed kilkudziesięciu laty o szer. dna 18 m.

W całym tym zagadnieniu zlekceważono zasadę, że regulacja rzeki górskiej bez uprzedniej zabudowy potoków, jest chybionym wysiłkiem. Ostatnie prace przy potokach, wykonane w bardzo małym zakresie w dorzeczu górnej Nisy, ledwo dotknęły tego zagadnienia. Jedynym, zresztą poważnym, skutkiem tych prac było zabezpieczenie brzegów mniejszych rzek i potoków na terenie osiedli i uzdrowisk. Stosowano tu budowle faszynowe i różnego rodzaju omurowania brzegów. Brak należytych konserwacji powoduje stały proces rozpadu, który ciągle postępuje naprzód.

W początkach XX wieku na Zachodzie rzucano myśl regulowania gospodarki wodnej w terenach górskich przy pomocy zapasowych zbiorników retencyjnych.

Do roku 1914 wybudowano na Ziemi Kłodzkiej dwa takie zbiorniki: w Stroniu Śląskim i Międzygórzu. Mimo dobrych efektów w okresach dużych wezbrań, porzeczono na tych dwóch budowlach. Oba te zbiorniki należą do typu zbiorników suchych, choć zbiornik w Międzygórzu przewidywał stały zapas wody, w ilości 300000 m³ na cele energetyczne, co jednak nie zostało zrealizowane. W rezultacie zbiorniki pracują tylko dla celów przeciwpowodziowych.

Powódź w roku 1938 była do pewnego stopnia punktem zwrotnym w ustosunkowaniu się dawniejszych władz do całości zagadnienia gospodarki wodnej, dotyczącej między innymi również i dorzecza Odry, do której włączono dorzecze Nisy Kłodzkiej. Zakończony został dawny spór o rentowność tak drogiej budowli jak zbiorniki, w stosunku do strat w katastrofach powodziowych — na korzyść zbiorników. Przystąpiono do opracowania generalnego planu pokrycia poszczególnych dorzeczy całym szeregiem tych budowli, projektując je częściowo jako suche (tylko w celach przeciwpowodziowych), częściowo przeznaczając je również dla celów gospodarczych.

W planie tym tereny Sudeckie były najsilniej eksploatowane. Zdecydował tu fakt największej wilgotności Sudetów, które są wybitnymi rezerwuarami wilgoci, mając najwyższe opady atmosferyczne (1000—1600 mm) ze wszystkich krajów, położonych na północ od Alp. Na Ziemi Kłodzkiej max. opady wynoszą 1300 mm, a więc dwa razy więcej, niż we Wrocławiu i centralnych województwach Polski.

Z uwagi na konfigurację terenu, wielką ilość potoków i wąskość ich dolin, zdecydowano się na planowanie mniejszych zbiorników, lecz w większej ilości, choć wpływa to na powiększenie kosztów.

Wyżej wspomniany plan przewiduje na terenie Ziemi Kłodzkiej budowę 18 zbiorników, o pojemności od 0,4 mio m³ do 13,0 mio m³. Łączna pojemność ma wynosić 72 mio m³, z czego 39,2 mio m³ jako retencja przeciwpowodziowa, zaś 32,8 mio m³ — na cele kultury rolnej. W obliczeniach tych przyjęto straty na parowanie, wsiąkanie i zużycie wody na potrzeby wegetacyjne — od 70% do 80% w stosunku do ilości opadów atmosferycznych. W ten sposób użytkową ilość wody w zbiornikach określono na 25% wysokości opadów.

Przyjmując, według Skotnickiego, w naszych ogólnych założeniach, że przeciętnie dla nawodnienia potrzebna jest dawka w ilości 120 mm, dla Ziemi Kłodzkiej, posiadającej gruntów wymagających nawodnienia ca 90,5 km², zapotrzebowanie wody wyniosłoby: $90,5 \times 0,12 = 11,0$ mio m³ wody.

Ilość wody, przeznaczonej w zbiornikach jako odpływ do nawodnień, wynosi 32,8 mio m³. Ilość zużytkowana na polach irygacyjnych będzie mniejsza, a to ze względu na straty w doprowadzalniku przez wsiąkanie w dno i brzegi i wpływ włoskowatości, przez parowanie oraz bezpośrednio na terenie irygowanym. Według doświadczeń amerykańskich współczynnik ekonomicznego działania kanałów na-

wodniających wynosi około 0,4. W naszych warunkach zakładamy współczynnik 0,35, a ilość użytkowa wody na terenie nawodnianym wyniesie: $32,8 \times 0,35 = 11,5$ mio m³ wody, a więc w granicach liczb planowanych.

W ten sposób planowana sieć zbiorników rozwiązałaby zagadnienie braku wody w rolnictwie Ziemi Kłodzkiej i dotychczasowy ujemny bilans wody uległby zrównoważeniu.

A teraz należałoby rozpatrzyć tę sprawę od strony zapotrzebowania na siłę wodną. Na tutejszym terenie znajduje się obecnie około 170 zakładów wodnych, jak młyny, elektrownie, fabryki papieru, ścieralnie, tartaki, szlifiernie szkła i inne. Zainstalowana moc ogólna wynosi ca 2300 KM.

Retencje powodziową zbiorników w wysokości 39,2 mio m³ wody można wykorzystać jako siłę wodną dwojako: przez wybudowanie nowych zakładów bezpośrednio przy zbiornikach, albo też przez uzupełnienie zapotrzebowania zakładów już istniejących. W pierwszym wypadku zakładając czas pracy zakładu wodnego 300 dni w roku, otrzyma się sekundowy dopływ roboczy:

$Q = 39.200.000 : (86.400 \times 300) \cong 1,5 \text{ m}^3/\text{sek.}$
przy średnim spadzie roboczym 12 m. sprawność na turbinie wyniesie $S = 10 \times Q \times 12 = 180 \text{ KM}$, a więc ok. 8% obecnie reprezentowanej mocy.

Przyjmując znów, że zebrane wody powodziowe przeznaczone będą tylko na pokrycie niedostatu istniejących zakładów wodnych w 6 miesiącach (zimowych i letnich), dla 13 cieków posiadających zakładów wodne przeznaczają się odnośnie 33,1 mio m³ wody.

Liczac według prof. Chylińskiego (referat z VI Bałt. Hydrolog. Konferencji) parowanie z wolnej powierzchni w zbiornikach 971 mm rocznie, dla wody w ruchu wartość tę zwiększamy do 1000 mm. Strata ta na długości śr. 10 km cieku, o śr. szer. rz. w. 5,5 m, osiągnie wartość:

$$1,0 \times 10000 \times 5,5 \times 13 \cong 0,71 \text{ mio m}^3.$$

Straty na wsiąkanie w dno i brzegi oraz na woskowatość dla dodatkowej strugi wody będą niewielkie i określamy w przybliżeniu na 5%, tj. $33,1 \times 0,05 = 1,65$ mio m³, przyjmując współczynnik sprawności doprowadzalnika na 0,95. Łącznie straty wyniosłyby ca 2,4 mio m³, a dopływ roboczy przyjmujemy w wysokości 30,6 mio m³.

Sekundowy dopływ w okresie tych 6 miesięcy wyniesie ok. 2 m³/sek. Przy śr. spadzie roboczym 4 m, moc ogólna na turbinie wyniesie ok. 80 KM, czyli ok. 3% mocy posiadanej obecnie.

Cały ten problem siły wodnej może należeć więc i do dziedziny produkcji przemysłowej i stworzyć możliwości rentownego jej podniesienia. Tak więc plan sieci zbiorników retencyjnych na Ziemi Kłodzkiej ogarnia najważniejsze dziedziny życia gospodarczego.

Realizacja planu sieci zbiorników retencyjnych, wprowadzając wielkie przemiany w gospodarce wodnej, pociągnie za sobą zmiany w dotychczasowych zasadach hydrologicznych, przy obliczaniu projektów regulacji rz. Nisy Kłodzkiej oraz jej dopływów.

Jeśli chodzi o zabudowę potoków górskich, zasady te nie były tu ściśle określone. Dla potoków kar-

packich służy dotychczas wzór prof. Hubickiego na średnią wielką wodę i wzór Ministerstwa Robót Publicznych na w. w. katastrofalną, dla Sudetów jednak, o innym układzie geologicznym niż Karpaty, wzory te dają wyniki za szczupłe.

Również doświadczenia i wzory potoków alpejskich nie odpowiadają stosunkom sudeckim. Gruszkowaty kształt zlewni potoków alpejskich, na terenie Sudetów spotyka się bardzo rzadko. Przeważają tu zlewnie typu gór i pagórków, o wydłużonym obszarze zbiorczym i słabo zaznaczającej się szczyt. Poza tym Sudety nie posiadają naturalnych zbiorników wody, jakimi są wieczne śniegi i lodowce Alp.

Tak więc, między Karnatami z jednej strony, a Alpami z drugiej, góry Sudeckie posiadają całkowicie indywidualne warunki. Ścisłe ich rozpracowanie, w kierunku stworzenia właściwych zasad hydrologicznych, pozostaje otwartym problemem i wymaga długich i wnikliwych doświadczeń.

Jak dalece mogą sięgać wpływy istnienia jednego zbiornika, zilustruje poniższy opis.

Na terenie miasta Bystrzycy, wpada do Nisy Kłodzkiej potok, pod nazwą Rześnica. Jest to jeden z największych i najgroźniejszych potoków w zlewni górnej Nisy Kłodzkiej. Początek swój bierze na płaskowyżu gór Bystrzyckich. Kształt zlewni wydłużony, przy bardzo słabo zakreślonym obszarze stożka usypowego. Zlewnia jest w 90% zalesiona i najwyższe jej wzniesienie tworzy szczyt o wysokości 842 m n. p. m.; najniższe, przy ujściu — 340 m n. p. m. Długość tego potoku wynosi ok. 21 km. W górnej partii, na długości 1,5 km, posiada spad do 100‰, następnie poniżej, płynąc płaskowyżem, na długości 5 km, osiąga spad od 9‰ do 40‰, dalej na długości 10 km maksymalne spadki wynoszą 62‰; w obrębie szczyt średnio 9‰. Liczne dopływy układają się w spadach od 130‰ do 200‰. Kilometrowy odcinek potoku w jego środkowej partii, płynąc wśród zboczy iarów, pokrytych potężnymi łzomami wietrzalnych skał, daje możliwości ciągłego ruchu rumowiska skalnego, które nawet doroczne wielkie wody przerzucają w dużych ilościach do Nisy Kłodzkiej. Środkowe i dolne partie potoku o małych spadach ulegają zasypywaniu. Powoduje to podnoszenie się dna i wzrasta częstotliwość wlewów. Według obserwacji w latach 1945—1948 fakt powyższy wywołuje przynajmniej raz do roku zalanie szosy we wsi Stara Bystrzyca, przerywając komunikację na 1—2 dni.

W opisanym warunkach uprawy rolne, obejmujące 8% całości powierzchni zlewni, podlegają częstym działaniom niszczącym albo przez niszczenie brzegów, albo zasypywanie przybrzeżnych terenów szutrem.

Podobny los spotyka przybrzeżne domy i zabudowania gospodarcze, rokrocznie zalewane przy wyższych stanach potoku.

Historia doliny potoku Rześnica ma również bardzo tragiczne karty, gdy w powodziach, w końcu XIX stulecia, padło ofiarą wiele istnień ludzkich.

Zabudowę tego potoku przeprowadzono w latach 1908—1912, regulując przy ujściu na długości 700 mb korekcją progową, przy ubezpieczeniu brzegów murami oporowymi, jak również na odcinku środkowym potoku, na długości 2 km, takąż korek-

cją progową, dziś całkowicie zniszczoną oraz przy pomocy 3 zapór przeciurumowiskowych.

Do obliczeń projektów przyjęto przepływ z roku 1904 — 43 m³/sek, czyli 620 l/sek/km². Odnosny profil okazał się niewystarczającym w r. 1938.

W tych warunkach planowany zbiornik na tym potoku jest jedyną możliwością wszechstronnego uzdrowienia stosunków wodnych w dolinie Rzęśnicy. Należy on do typu zbiorników większych, o pojemności 6,4 mio m³, z czego przewiduje się:

1. na retencję powodziową 4,5 mio m³
2. „ cele kultury rolnej 1,9 „ „

Przegroda doliny tego zbiornika wynosić ma około 400 mb; wysokość muru przegrody w najgłębszym miejscu ok. 38 m.

Strona gospodarcza doliny potoku Rzęśnica przedstawia się następująco: a) upraw rolnych ok. 5,5 km², b) zakładów wodnych 8 (fabryka papieru, ścieralnia, tartaki i młyny) o łącznie zainstalowanej mocy 252 KM.

Na podstawie poprzednich założeń nawodnienie upraw otrzyma 0,7 mio m³ wody. Na wzmocnienie pracy zakładów wodnych przeznaczają się retencje powodziową w ilości 4,5 mio m³, co w okresie trzech zimowych i trzech letnich miesięcy, przy długości doprowadzalnika 8 km i szer. zw. w. 4 m, daje sekundowy dopływ roboczy ok. 0,3 m³/sek. Uzyska-

na moc przy średnim spadzie roboczym 4 m wyniesie ca 12 KM, czyli 5% mocy obecnie posiadanej.

Bezpośrednio przy zbiorniku wybudowany zakład wodny, pracując przez 300 dni w roku, otrzymałby dopływ wysokości 0,2 m³/sek i moc na turbinie, przy spadku śr. 16 m — 32 KM.

Jak z powyższych wywodów można wywnioskować, zbiornik na potoku Rzęśnica spełni wszystkie warunki całkowitego uzdrowienia gospodarki doliny tego potoku.

Jeśli chodzi o stronę finansową, to przewidywany wydatek na budowę zbiornika w wysokości ok. 900 mio zł poważnie zamortyzuje się tańszą zabudową potoku, dotychczas bowiem projektowany profil na w. wodę ulegnie redukcji o około 40%.

Mając wszystkie wyłuszczone motywy na względzie, chcąc problem gospodarki wodnej Ziemi Kłodzkiej ruszyć z martwego punktu i uczynić wielki krok postępu w tej dziedzinie, Rejonowe Kierownictwo Robót Wodno-Melioracyjnych w Bystrzycy wystąpiło z wnioskiem o rozpoczęcie jeszcze w roku bieżącym studów i pomiarów do prac projektowawczych omawianego zbiornika.

Budowa ta, pierwsza tego rodzaju polska inwestycja na Dolnym Śląsku, byłaby zapoczątkowaniem pracy, którą rozwinęłyby następnie pokolenia. Byłaby jednocześnie wielkim wkładem w dziedzinę rozwoju ogólnej gospodarki.

INŻ. STEFAN MODRZEJEWSKI

Kilka uwag na temat regulacji rzek dla celów rolniczych

Artykuł niniejszy porusza istotne i aktualne nie tylko u nas, ale i za granicą, zagadnienie regulacji rzek dla potrzeb rolniczych. Dotychczas stosowane techniczne metody projektowania regulacji rzek okazały się w praktyce niedostateczne — nie dały zadowalających wyników i to zarówno odnośnie trwałości uregulowanych koryt, jak i celowości z punktu widzenia potrzeb rolnictwa.

Taki stan rzeczy wymaga rewizji dotychczasowych założeń i metod — otwierając zatem poniższym artykułem dyskusję na ten temat jest wskazane.

REDAKCJA

Regulacja rzek dla celów rolniczych jest działem nauki melioracji niedostatecznie rozpracowanym i skrytalizowanym w polskiej literaturze naukowej.

Jeżeli w innych działach melioracji zebrany został i przepracowany olbrzymi materiał doświadczalny — to w dziale regulacji rzek dla celów rolniczych, jako dziale stosunkowo nowym, tego doświadczalnego materiału mamy stosunkowo mało.

Nie stworzono dotychczas nawet w słownictwie technicznym polskim terminu, któryby w skrócie naświetlał istotę tego zagadnienia. Uważam, że tak często używany termin — „regulacja rzek niespławnych” — nie został zbyt szczęśliwie wybrany, gdyż można regulować również rzekę żeglowną względnie spławną dla celów rolniczych, uwzględniając jednocześnie potrzeby żeglugi i spławu. Jako przykład takiego rozwiązania może posłużyć przedwojenny

projekt regulacji rzeki Narwi, na jej odcinku żeglownym, który opracowany przy powyższych założeniach został zaakceptowany zarówno przez Ministerstwo Rolnictwa jak i Ministerstwo Komunikacji.

Termin — „regulacja rzek dla celów rolniczych” — może zbyt długi, jednak bardziej oddaje istotę całości zagadnienia, gdyż nie zwraca go tylko do rzeki niespławnej, lecz również rozszerza go na rzekę spławną i żeglowną.

Nierozpracowanie w swoim czasie problemu regulacji rzek dla celów rolniczych miało ten skutek, że regulowaliśmy często rzeki niespławne, traktując je jak rzeki żeglowne, tj. posługując się kryteriami, zapożyczonymi z podręczników regulacji rzek dla celów żeglugi i spławu (mam tu na myśli podręczniki prof. Matakiewicza i prof. Rybczyńskiego),

względnie traktując je jako rowy i posługiwaliśmy się wtedy podręcznikami melioracji rolnych (prof. Skotnickiego, prof. Zakaszewskiego). Nie było podręcznika ani publikacji, naświetlającej dostatecznie ten problem.

Taki stan rzeczy spowodował, że wiele dawnych projektów regulacji było opracowanych wadliwie, a zrealizowanie ich w terenie nie dawało większych i spodziewanych efektów gospodarczych.

Że tak było — niech posłużą fakty.

Byłe Dyrekcje Robót Publicznych w Białymstoku i Lublinie opracowywały z zasady projekty regulacji rzek, opierając się jedynie na zdjęciach tachymetrycznych, wykonanych pasem 100-metrowym po obu stronach rzeki, tak jakby projekt regulacji rzeki dla celów rolniczych mógł być opracowany w oderwaniu od jej doliny.

Uregulowane rzeki Rozoga, Szkwa, Piasiecznica w pow. ostrołęckim, Nurzec, Orlanka w pow. białostockim, rz. Pyszna w pow. wieluńskim itd. erodują, co w konsekwencji powoduje nadmierne obniżenie się poziomu wód w rzece, gdwż w projektowaniu niedoceniano tego faktu, że każda przeprowadzona regulacja rzeki ułatwia przepływ i sprzyja koncentracji wielkich wód i przez to zwiększa siłę erozyjną wody.

Większość naszych uregulowanych rzek nie posiada dotychczas rozbudowanej sieci rowów odwodniających i nawodniających oraz urządzeń piętrzących, tak jakby sama regulacja rzeki miała rozwiązać problem uregulowania stosunków wodnych w dolinie i zwiększyć plony użytków zielonych.

Jednak dość znaczna ilość wykonywanych w ostatnich latach regulacji rzek pozwoliła wielu naszym hydrotechnikom dostrzec usterki i wady w wykonywanych przez nich pracach i przekonała ich:

1) że regulacja rzeki dla celów rolniczych nie będzie polegała tylko na ujęciu w regularny kształt profilów poprzecznych, kierunków, łuków i spadków rzeki, aby osiągnąć przez to zrównoważone warunki ruchu wody, lecz będzie w pierwszym rzędzie polegała na przystosowaniu rzeki do odprowadzenia wody z sieci rowów odwodniających, drenarskich, względnie na doprowadzeniu wody do rowów nawodniających — a więc będzie składową częścią problemu odwodnienia i nawodnienia, a nawet i zagospodarowania doliny (tj. problemu melioracji technicznej i rolniczej doliny),

2) że problem uregulowania stosunków wodnych w dolinie i zwiększenia przez to plonów pól ornych i łąk będzie tu zagadnieniem pierwszoplanowym, który będzie decydował o konieczności przeprowadzenia, względnie zaniechania, danej regulacji. Inaczej mówiąc, jeżeli da się przeprowadzić meliorację doliny bez uregulowania rzeki — to celowo będzie, ze względu na koszty, regulacji nie przeprowadzać gdyż zagadnienie uregulowania samego koryta rzeczno jest tu zagadnieniem drugorzędym.

Problem racjonalnego rozwiązania projektu regulacji rzeki dla celów rolniczych jest zadaniem dość złożonym i wymagającym dużego doświadczenia, z uwagi, że wchodzi tu w grę wiele zmieniających się w czasie i przestrzeni czynników, które zadecydują o wyborze zasadniczych elementów regulacyjnych, tj. kierunków trasy, przekrojów koryta, niwe-

lety dna, spadków, łuków itp. Samo zaś wykonanie regulacji będzie zabiegiem decydującym o plonach tysięcy hektarów użytków rolnych w dolinie.

Dlatego też, racjonalne wykonanie projektu regulacyjnego wymagać będzie szeregu prac terenowych, kameralnych i laboratoryjnych, a w szczególności wykonania studiów:

- 1) fizjograficznych,
- 2) pomiarów sytuacyjno-niwelacyjnych rzeki i doliny,
- 3) studiów hydrologicznych,
- 4) " geologicznych,
- 5) " glebowych,
- 6) " florystycznych,
- 7) " ekonomicznych itp.

Ze względu na ograniczone ramy artykułu, nie będę wyliczał jakie czynniki w problemie regulacji rzek winny być w powyższych studiach brane pod uwagę i w jakim zakresie badania ich przeprowadzane, ograniczę się do rozpatrzenia paru z nich, a mianowicie:

I. konfiguracji doliny rzecznej,

II. namulów rzecznych,

III. spływów wód w rzece i czasu trwania zalewów.

I. Konfiguracja doliny rzecznej — jej szerokość, spadki poprzeczne i podłużne oraz relief terenu mają niewątpliwie duży wpływ na kształtowanie się użytków zielonych w dolinie.

Przytoczę tu ciekawe spostrzeżenia inż. Choniawki, który przeprowadzał badania florystyczne w dolinie jednej z rzek białostockich¹⁾.

W dolinie badanej rzeki, jak twierdzi inż. Choniawko, wyróżnić można było trzy powtarzające się części (typy) dolinowe, a mianowicie:

- 1) część torfowiskową doliny, charakteryzującą się:
 - a) znaczną szerokością doliny (3 km i więcej),
 - b) małymi spadkami podłużnymi i poprzecznymi doliny,
 - c) niewyrobionym, mało wciętym korytem rzeczonym z rozlicznymi obrzeczkami,
 - d) małymi wahaniami wód i większą część roku trwającymi zalewami,
 - e) typem łąk turzycowych o wydajności 15 — 20 q z ha;
- 2) część erozyjno-akumulacyjną doliny, charakteryzującą się:
 - a) małą szerokością doliny (mniej niż 0,5 km),
 - b) wyrobionym wciętym w teren korytem rzeczonym,
 - c) dużymi wahaniami wód,
 - d) wylewami wiosennymi wód, zawierającymi namuły mineralne,
 - e) typem łąk turzycowych o wydajności 20 q z ha;
- 3) część aluwialno-bagienną charakteryzującą się:
 - a) średnią szerokością doliny (w granicach 0,5 — 3,0 km),
 - b) średnio wyrobionym korytem rzeczonym z obrzeczkami,
 - c) umiarkowanymi wahaniami poziomu wód,

¹⁾ Przegląd Melioracyjny, nr 3. 1939.

- d) wylewami wiosennymi wód, zawierającymi namuły mineralne i organiczne,
e) typem łąk turzycowo-trawistych o wydajności 35—40 g za ha.

Jak widać z opisów tych trzech typów dolinowych, w typie ostatnim na skutek ukształtowania się samej doliny i koryta rzecznej wystąpiły optymalne warunki wilgotnościowe i procesy glebotwórcze dla rozwoju roślinności łąkowej, tak pod względem ilości, jak i jakości traw.

Podpatrzenie tych optymalnych warunków w terenie niewątpliwie da odpowiedź, jak rozwiązywać projekt, zarówno regulacji rzeki, jak i melioracji doliny.

Decydującym również czynnikiem w problemie regulacji rzeki będą spadki poprzeczne doliny. Gdy dolina, nawet silnie zabagniona, ma duże spadki poprzeczne w kierunku do rzeki, to można przeprowadzić tylko meliorację samej doliny, nie regulując rzeki. Jako przykład takiego rozwiązania melioracji doliny mogą posłużyć wykonywane odwodnienia i nawodnienia doliny rzeki Supraśli w pow. białostockim na pow. 2.000 ha bez regulowania rzeki, z uwagi, że spadki poprzeczne doliny pozwoliły ją skutecznie odwodnić, a pobudowane na rzece młyny — dostatecznie nawodnić.

II. Namuły rzeczne. Osadzanie się namulów rzecznych podczas powodzi wiosennych ma duży wpływ na procesy glebotwórcze i na szatę roślinną w dolinie.

Rodzaj, skład, własności i ilość namulów będą rozmaite dla danej rzeki, jak również dla poszczególnych jej odcinków.

Prof. Tomaszewski²⁾ dla rzek poleskich klasyfikuje namuły wg 4 grup:

- 1) namuły mineralne,
- 2) „ mineralno-próchniczne.
- 3) „ próchniczne,
- 4) „ organiczne.

Skład chemiczny namulów w procentach suchej masy, wg analiz prof. Tomaszewskiego, dla rzeki Jasiółdy przedstawia się następująco:

Jasiółda (dolna) namuły próchniczne	Jasiółda (górna) namuły glinowate
SiO ₂ — 10,28	76,13
SO ₃ — 1,37	0,33
Fe ₂ O ₃ — 2,16	2,22
Al ₂ O ₃ — 2,19	4,11
P ₂ O ₅ — 0,13	0,26
CaO — 1,20	0,62
MgO — 0,26	0,46
Sumarycznie części mine- ralne	17,59 84,13

Jak widać z powyższych analiz, namuły w różnych partiach tej samej rzeki będą co do składu chemicznego różne.

O jakości i ilości namulów w wodach, płynących w rzece i na zalewanej dolinie, decydować będzie charakter powyżej położonej zlewni danej rzeki. Namuły np. przynoszone z wodą, wypływającą z wyniosłości morenowych lub płaskowyżu lessowego, będą bogatsze w części mineralne, niż przynoszone z wodą z torfowisk wysokich. Te ostatnie będą zawierały prawie wyłącznie części organiczne. Również w czasie trwania powodzi zmieniać się będzie skład chemiczny namulów i czym dłużej ona trwa, skład wody zbliżać się będzie do składu chemicznego sąsiednich wód gruntowych.

Namuły, jako materiał unoszony z prądem wody powodziowej, podlegają zróżnicowaniu na terenie zalewanej doliny w zależności od zmieniających się chylności wód zalewających dolinę i od konfiguracji doliny, jak również od stanu pogody w okresie powodzi.

W zagłębieniach doliny, gdzie zalew będzie trwał dłużej, osadzać się będzie większa ilość namulów, zaś na wzniesieniach dolinowych — mniejsza. Jak twierdzi prof. Tomaszewski, w zastoiskach wodnych będą odkładać się namuły ilaste, w zagłębieniach płaskich — glinowate, na terenach równych — pyłowe, zaś na brzegach rzek — cięższe namuły piaszczyste.

Na ogół osadzanie się namulów w dolinie będzie oddziaływać bardzo dodatnio na procesy glebotwórcze, na ilościowe i jakościowe zmiany w szacie roślinnej doliny. Szczególniej dodatnie działanie namulów można zaobserwować na zatorfiątych dolinach.

Odnosnie ilości namulów, pozostawionych na terenie po przeływie wód powodziowych, w uzależnieniu od charakteru wód danej rzeki, przedstawiać się będą następująco: inż. Swadkowskij³⁾ w dolinie rzeki Dubny ocenia ich ilość na 110 kg na 1 ha, prof. Friedrich w dolinie rzeki Wezery — na 223 kg na 1 ha i określa ich wartość nawozową w roku 1923 na 15 MK na 1 ha.

III. Spływy wód w rzece i czasy trwania zalewu. Projekt regulacji winien być przystosowany do wszelkiego rodzaju zmian w spływach, jakie zdarzają się na danej rzece, nie mniej jednak główną rolę będą tu odgrywały charakterystyczne spływy, które będą określały wymiary projektowanych przekrojów koryta regulacyjnego, budowli i urządzeń.

W dotychczasowej naszej praktyce melioracyjnej oblicza się projekty na spływ:

- Q_s — wody średniej i normalnej — szerokości dna rzeki i rowów,
- Q_{wl} — „ wielkiej letniej — przekroje koryta rzeki, rowów i budowle nie stałe,
- Q_{wz} — „ wielkiej zimowej — przekroje rowów drenarskich,
- Q_4 — „ wielkiej wiosennej — rozstawę wałów powodziowych i budowle stałe.

Ponieważ spływy w rzece uwarunkowane są zasileniem wodami gruntowymi, wodami z jezior i zbiorników wodnych, wodami pochodzącymi z długotrwałych deszczów oraz wodami z topnienia śniegów i lodów — czyli spływy uzależnione są od bardzo wielu czynników — koniecznym jest opieranie się w projektach regulacji większych rzek nie na wzorach empirycznych Iszkowskiego, Loevego i in-

²⁾ Jan Tomaszewski — Gleby błotne Polesia. 1935.

³⁾ Inż. Swadkowskij — Riegunirowanie rieki Dubny. 1936 r.

nych, lecz na pomiarach hydrometrycznych i na obserwacjach wodowskazowych przynajmniej z okresu trzech lat.

Obserwacje czasu trwania zalewu posiadają duże znaczenie dla poznania stosunków wodnych w dolinie i kształtowanie się procesów glebotwórczych i roślinności doliny.

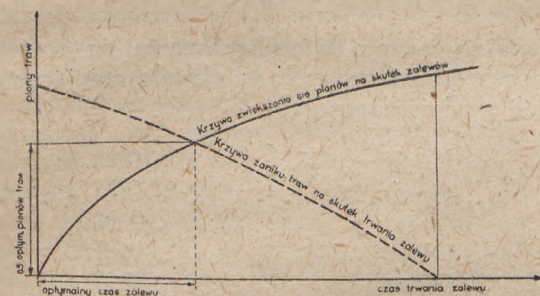
Ciekawe są wyniki badań wpływu zalewów na szatę roślinną, podane przez łękarzy radzieckich. Onoszko⁴⁾ określa dopuszczalną granicę czasu trwania zalewu:

dla wyki z owsem — do 30—35 dni,
zbóż ozimych — do 16 dni,
zbóż jarych — 0 dni.

Struwe⁵⁾ podaje następujące dopuszczalne granice czasu trwania zalewu, przy których zachowują się jeszcze poszczególne gatunki traw szlachetnych:

Bekmania	— 56 dni
Muzga trzcinowata	— 56 "
Mietlica biała	— 56 "
Tymotka	— 54 "
Wyczyniec łąkowy	— 54 "
Stokłosa bezostna	— 53 "
Koniczyna szwedzka	— 46 "
" biała	— 43 "
Kostrzewa trzcinowata	— 42 "
Stokłosa prosta	— 40 "
Kostrzewa czerwona	— 35 "
Wiechlina łąkowa	— 33 "
Kostrzewa owcza	— 32 "
Kupkówka	— 28 "
Kostrzewa łąkowa	— 28 "
Rajgras francuski	— 23 "
" angielski	— 17 "

Łącząc tezę o zanikaniu traw słodkich przy długotrwałych zalewach z drugą tezą, że w miarę trwania zalewu zwiększać się będą plony traw, możemy (teoretycznie) zbudować dwa wykresy krzywych, w prostokątnym układzie współrzędnych, odkładając na osi odciętych dni zalewu, a na osi rzędnych plony (rys. 1).



Rys. 1.

Punkt przecięcia się tych krzywych, rzutowany na osi odciętych daje optymalny czas trwania zalewu.

Hydrotechnicy radzieccy określają optimum czasu trwania zalewu wiosennego na 22—25 dni. Twierdzą oni, że skracanie czasu trwania zalewu wiosennego przyspiesza okres wegetacji, lecz zmniejsza ilość i jakość osadzających się namulów; przedłuże-

nie zaś czasu trwania zalewu przyczynia się do skrócenia czasu wegetacji i zaniku wielu traw szlachetnych w dolinie (patrz „Riegunirowanje rieki Dubny” inż. Swadkowski).

Inż. Iwaszkiewicz⁶⁾ podaje, że metody melioracji torfowisk Jakobsona na Polesiu polegały na zapianiu wodami powodziowymi wczesną wiosną bagien torfowych w ciągu 2—3 tygodni. Zalewy te miały przyczyniać się do zaniku mchów na torfowiskach i zwiększania się pokosu traw.

Hydrotechnicy czechosłowaccy przeprowadzają zalewy powodziowe 1—3 razy do roku ilością wody 2.500 — 3.500 m³/ha na każdy zalew⁷⁾.

Podane powyżej rozpatrywania odnośnie konfiguracji doliny rzecznej, namulów rzecznych, spływów i czasu trwania zalewu nasuwają pewne zastrzeżenia co do racjonalności stosowania obecnie trapezowego profilu koryta regulacyjnego, jak również stosowania obliczeń przy określaniu jego wymiarów oraz wysuwają sprawę konieczności zastosowania „normowanych zalewów” w dolinach rzek obwałowanych.

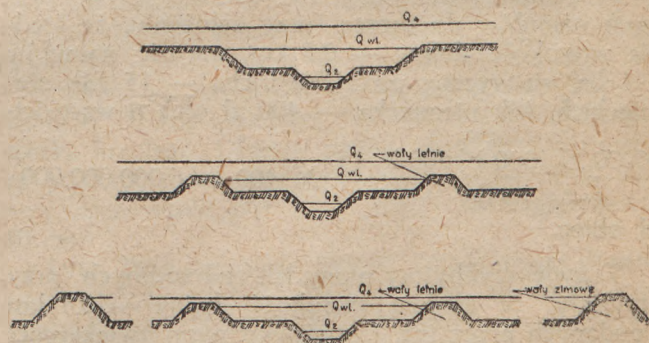
Obecnie stosujemy następujące założenia przy obliczaniu trapezowego koryta regulacyjnego:

- że woda normalna (Q_2) winna określać szerokość dna koryta,
- że woda wielka letnia (Q_{wl}) winna mieścić się w korycie,
- że woda wielka wiosenna (Q_4) winna się rozlewać po dolinie.

W ten sposób, moim zdaniem, zwężone zostało zagadnienie regulacji do wód normalnych (Q_2) i wielkich letnich (Q_{wl}), nierozwiązane natomiast zostało co do wód wielkich wiosennych (Q_4), których działanie użyźniające dało się na wielu rzekach bezprzeczenie stwierdzić.

Podaję przeto pod rozagę koncepcję zastosowania przy regulowaniu rzek dla celów rolniczych profilów dwudzielnych (rys. 2), przy czym:

- stosowany byłby na polach ornych,
- " " " na łąkach i na rzekach o krótkotrwałych wylewach wiosennych,
- " " " na łąkach i rzekach o długotrwałych wylewach wiosennych (powyżej 3 tygodni).



Rys. 2. Dwudzielne profile rzeki.

(a — górny, b — środkowy, c — dolny).

⁴⁾ Patrz odnośnik³⁾

⁵⁾ " " "

⁶⁾ Przegląd Melioracyjny — nr 3, 1937 r.

⁷⁾ Zprawa o wyzkumnictwie w oboru zamedelskiej techniki za rok 1937 — 47.

Powyższe przekroje byłyby obliczane przy następujących założeniach:

1) że woda normalna (Q_2) względnie wegetacyjna (Q_w) dla rzek mniejszych mieściłaby się warstwą 0,3 — 0,5 m w regulowanym trapezowym korycie i na poziomie takim, jakiego będzie wymagać sieć rowów odwodniających, nawodniających i drenarskich, a jednocześnie woda ta określałaby szerokość dna koryta regulacyjnego.

2) że woda wielka letnia (Q_{wl}) mieściłaby się w korycie dwudzielnym, przy czym, o ile pozwoli na to sieć rowów odwodniających i nawodniających, projektowana niweleta dna winna być założoną na najwyższym poziomie,

3) że, o ile w dolinie były notowane krótkotrwałe powodzie, woda powodziowa winna się przelewać przez wały letnie, a następnie przy pomocy słuz w wałach letnich przetrzymywana być winna na okres 2—3 tygodni w pozawalu,

4) że, o ile w dolinie były notowane długotrwałe powodzie, woda powodziowa (Q_1) winna przelewać się przez wały letnie i mieścić się między wałami zimowymi, których rozstawa winna być tak obliczoną, aby okres czasu przejścia wielkich wód w międzywalu trwał nie więcej niż 2—3 tygodnie.

Przy takim rozwiązaniu koryta regulacyjnego otrzymamy:

1) oszczędność na wykopach, gdyż projektowane trapezowe koryto w przekroju dwudzielnym będzie znacznie mniejsze niż dotychczas, a ziemia z plantu może być użyta na formowanie wałów,

2) zmniejszenie siły erozyjnej wielkich wód letnich (Q_{wl}) i wiosennych (Q_1), na skutek zmniejszenia głębokości wykopu i zwiększania powierzchni odarniowanego dna w dwudzielnym korycie,

3) zwiększenie się plonów łąk w dolinie, na skutek normowania czasu trwania zalewu w pozawalu i zwiększania przez to osiadania żyznych namulów w dolinie,

4) obniżenie szczytu fali powodziowej na głównej rzece przez regulowane przetrzymanie wód powodziowych w pozawalu wałów, letnich.

Gdybyśmy w Polsce uregulowali w ten sposób pozostałe do regulacji 20.000 km rzek, to wg poniższych obliczeń:

1) powstrzymalibyśmy rok rocznie spływ żyznych namulów do morza (przy założeniu, że średnia szerokość doliny — 0,5 km, wartość namulów z 1 ha wg wyceny prof. Friedricha — 15 Mk niemieckich, Mk niemiecka — 400 zł ob.) o wartości:

$$\frac{20000 \times 1000 \times 500 \times 15}{10000} \times 400 = 6.000.000.000 \text{ zł obieg.}$$

2) zwiększylibyśmy plony łąk nadrzecznych (przy przyjęciu, że średnia szerokość doliny — 0,5 km i podanych przez inż. Choniawko norm zwiększenia plonów przy optymalnych zalewach — 20 q/ha oraz ceny 1 q — 600 zł obieg.) o wartości:

$$\frac{20000 \times 1000 \times 500 \times 20 \times 600}{10000} = 12.000.000.000 \text{ zł obieg.}$$

3) stworzylibyśmy nadrzeczne, kwaterowe zbiorniki retencyjne, których pojemność (przy założeniu średniej szerokości doliny — 0,5 km, średniej głębokości zalewu — 0,5 m) równałaby się:

$$20000 \times 1000 \times 500 \times 0,5 = 5.000.000.000 \text{ m}^3,$$

to jest pojemności równej 22 zbiornikom Rożnowa, których wartość (przyjmując wg inż. Smoleńskiego koszt zamagazynowania 1 m³ na 0,13 zł przedwojennych) równałaby się:

$$5.000.000.000 \times 0,13 \times 150 = 97.500.000.000 \text{ zł obieg.}$$

Budowanie dwudzielných koryt regulacyjnych będzie miało ponadto tym większe znaczenie, że dotychczasowe regulacje zmniejszały retencje dolin rzecznych, a powodując szybszy spływ wód powodziowych — zwiększały groźbę powodzi w głównej dolinie.

Sprawa „normowanych zalewów“ pozawala będzie aktualną nie tylko przy nowo-przeprowadzanych regulacjach rzek, lecz aktualna będzie również na rzekach, posiadających już pobudowane wały letnie lub zimowe.

Na rzekach, gdzie istnieją pobudowane wały letnie, można będzie niewielkim nakładem pracy uporządkować je, a przez normowanie zalewów wiosennych na podstawie przeprowadzonych uprzednio obserwacji — stworzyć warunki dla powstawania dobrych łąk i pastwisk.

Na rzekach, gdzie istnieją pobudowane niezatapiane wały zimowe, należy się liczyć z tym, że odcinając wałami od rzeki obszary zalewane — te naturalne czasowe zbiorniki retencyjne, podwyższa się z czasem poziomy wezbrań wiosennych, a podwyższając je, powoduje się pękanie wałów i nagle, katastrofalne zalewy w dolinie.

Interesujące są pod tym względem zebrane przez hydrotechników niemieckich obserwacje ze stacji wodowskazowych na rzece Odrze, odnośnie wypóśrodkowanych stanów w latach 1880 — 1889 w porównaniu do lat 1860 — 1879⁵⁾.

Zaobserwowano tu podwyższenie się poziomów wielkich wód wiosennych w obwałowanej rzece na stacjach wodowskazowych:

w Raciborzu	o 0,93 m
„ Opolu	„ 0,25 „
„ Brzegu	„ 0,54 „
„ Olawie	„ 0,43 „
„ Wrocławiu	„ 0,40 „
„ Głogowie	„ 0,52 „
„ Nowej Soli	„ 0,46 „
„ Krośnie	„ 0,45 „
„ Ślubicach	„ 0,50 „
„ Kostrzyniu	„ 0,42 „

Zaobserwowane zjawisko podwyższania się wezbrań wiosennych na rzekach obwałowanych oraz katastrofy powodziowe na Odrze w roku 1854 (podczas której przez rozerwanie wałów woda zalała

⁵⁾ Gerson-Flussregulierung und Niederungs Landwirtschaft. 1893.

2050 km²) i w roku 1888 (kiedy powódź wyrządziła duże spustoszenia na Dolnym Śląsku) — skłoniło Pruskie Ministerstwo Rolnictwa w 1891 r. do zwrócenia się do Królewskiej Akademii Budownictwa w Berlinie o wypowiedzenie się, co do racjonalności budowania w pozawalu polderów, które by miały za zadanie zmniejszenie groźby powodzi oraz powiększenie pól i pastwisk w dolinie tej rzeki.

Akademia Berlińska zasadniczo pozytywnie ustosunkowała się do sprawy budowania w pozawalu polderów i określiła dla nich warunki, jakim miałyby one odpowiadać:

1) na zalewanych wiosennymi wodami polderach winny być gospodarstwa orne przestawione na gospodarstwa łęgowe i pastwiskowe,

2) na dłuższych polderach winny być pobudowane wały poprzeczne, dzielące je na części, aby uzyskać przez to bardziej równomierne osiadanie żyznych namulów,

3) przed okresem wegetacyjnym, wody z polderów winny być odprowadzane, jeżeli nie naturalnie, to sztucznie przy pomocy stacji przepompowań,

4) z uwagi na ewentualne okresy lat mokrych i suchych winny one posiadać stacje pomp, któreby służyły do odwodnienia i nawodnienia polderów.

5) wały od strony pozawala winny mieć bardziej łagodną skarpę, z uwagi na ewent. powstawanie dużej fali na zalanych polderach itp.

Jak widać z powyższego sprawa „normowanych zalewów“ była już badana przez z górą 50 lat, — winna ona być wzięta pod rozagę i obecnie u nas.

Polska jest krajem zaniedbanym pod względem melioracji, a potrzeby jej w tej dziedzinie są bardzo duże, więc badania powyższe winny być prowadzone wszechstronnie — przy ścisłej współpracy hydrotechników, hydrologów, gleboznawców i łękarzy — aby w przyszłości uniknąć błędów, jakie robili hydrotechnicy niemieccy przy regulowaniu i obwałowaniu rzek Łaby i Odry.

INŻ. JERZY OSTROWSKI

Projekt instrukcji kreciego drenowania ornych gruntów mineralnych

Departament Wodno-Melioracyjny Ministerstwa Rolnictwa i R. R. w roku bieżącym przystępuje do wykonywania drenowania kreciego gruntów ornych o glebie mineralnej. Z tego powodu zaistniała konieczność wydania instrukcji technicznej w tym zakresie.

Opracowany w ogólnych zarysach projekt takiej instrukcji przedkładam niniejszym do wiadomości zainteresowanych melioratorów, zając sobie sprawę, że jest on niedoskonały.

Doświadczalnictwo z drenowaniem krecim u nas miało dotychczas niewielkie rozmiary, a wykonywane próby w ostatnich dwóch latach nie pozwalają jeszcze wyciągnąć zdecydowanych wniosków. Wskazówki i cyfry podawane w zagranicznej literaturze nie mogą być bez zastrzeżeń stosowane w naszych warunkach. Taki stan rzeczy spowodował, że w niektórych wytycznych instrukcji musiałem bardziej kierować się „wyczuciem“, niż danymi opartymi na własnych i cudzych doświadczeniach. Pragnąłbym, aby ten projekt instrukcji był materiałem do dyskusji, w której zabiorą Ci, co posiadają to „wyczucie“, bądź mieli okazję zetknąć się z wykonawstwem kreciego drenowania i z zetknięcia tego wyciągnęli wnioski natury technicznej.

Autor

§ 1. Grunty mineralne nadające się do drenowania kreciego winny posiadać w podglebiu na głębokości projektowanych sączków krecich il, zwięzłą, względnie średnio zwięzłą glinę o zawartości części spławialnych (cząstek kategorii I o przekroju 0,01 mm) przynajmniej 45%, madę lub loess przeławiczny. Grunt drenowany aż do głębokości sączków krecich winien być wolny od kamieni w większej ilości i większych wymiarów (powyżej 10 cm średnicy), żwiru, korzeni drzew, a na głębokości sączka nie mo-

gą się znajdować żyły piasku. Grunty mineralne drenowane kretem powinny poza tym posiadać dostateczne spadki, większe niż spadki minimalne dla normalnego rurkowego drenowania (vide § 5) oraz mieć zapewniony i zabezpieczony swobodny odpływ wody odprowadzonej drenami (vide § 4).

§ 2. Prace wstępne do drenowania kreciego polegają na stwierdzeniu, czy grunt wskazany nadaje się do drenowania pługiem krecim i na sporządzeniu projektu drenowania.

§ 3. Badania podglebia dokonywa się za pomocą odkrywki lub wiercen świdrem, dokonywanych w miarę potrzeby i w odstępach możliwie regularnych po 4—5 odkrywki lub wiercenia na 1 ha. Stopień zwięzłości podglebia ustala się za pomocą analizy mechanicznej próbek, pobranych w ilości przynajmniej po 1 próbce na 5 ha, w miarę zaś potrzeby, na gruntach mniej zwięzłych, pobieranych gęściej. Próbkę do analizy mechanicznej pobierać należy z odkrywki, a nie ze świda. Ponieważ kanalik kreci musi iść całkowicie w warstwie zwięzłej, przeto warstwa podglebia o wymaganej zwięzłości (vide § 1) winna się znajdować już na głębokości przynajmniej o 10 cm mniejszej, niż dno projektowanego sączka kreciego. Dlatego próbki podglebia do analizy pobierać należy z odpowiednich głębokości, np. przy drenowaniu głębokim na 60 cm, z głębokości 50 cm.

§ 4. Przy typowaniu terenu dla kreciego drenowania należy zwrócić baczną uwagę na możliwość swobodnego odpływu idącej z drenów wody. Podtapianie, nawet czasowe, jest daleko groźniejsze w swych skutkach niszczących dla kanalików krecich w gruncie mineralnym, niż dla drenowania rurkowego. Dlatego należy się upewnić w terenach bardziej płaskich, czy istnieje możliwość racjonalna takiej rozbudowy odbiorników (rowów), aby nie zaist-

niało podtopienie kreciego drenowania nawet przy wielkich wodach.

§ 5. Grunt mineralny, przeznaczony do drenowania kreciego, winien posiadać dostateczny powierzchniowy spadek naturalny. Ponieważ przy wyorywaniu kanalka kreciego nie da się wykonać równomiernie projektowany jego spadek z taką dokładnością jak w rurociągu drenarskim, układanym pod sznur, przeto dopuszczalny do projektowania minimalny spadek krecich kanalików winien być przynajmniej dwukrotnie większy, niż dopuszczalny spadek dla rurociągów drenarskich odpowiednich kalibrów. Z tego powodu dla sączka kreciego o przekroju 5 cm należy projektować spadek najmniej $5^{\circ}/_{\infty}$, dla sączka kreciego o przekroju 7,5 cm i większych, przy najmniej $4^{\circ}/_{\infty}$. Ponieważ zaś przy obecnej konstrukcji pługów krecich, nadawanie sztucznych spadków dla kanalików krecich jest prawie niewykonalne, teren nadający się do kreciego drenowania winien posiadać minimalne spadki naturalne — $5^{\circ}/_{\infty}$, względnie $4^{\circ}/_{\infty}$. Grunty mineralne o mniejszym naturalnym powierzchniowym spadku winny być wyłączone z zasięgu kreciego drenowania.

§ 6. Zdjęcie sytuacyjno-niwelacyjne do kreciego drenowania winno być wykonane identycznie jak zdjęcie dla drenowania rurkowego i zgodnie z instrukcją Ministerstwa Rolnictwa i R. R. z dnia 24.XI.1947 r. (Dz. U. M. R. i R. R. Nr 13 z dnia 20.XII.1947 r.). Na planie winno być dokładnie naniesione usytuowanie dokonanych sondowań (odkrywek i wierceń) i podana ich numeracja. W załączniku do projektu drenowania winien być podany opisowy wynik sondowania (bez rysowania przekroji) i wyniki analiz mechanicznych. Ze względu na stosunkowo dużą ilość analiz mechanicznych, należy przy pobieraniu próbek zwrócić uwagę na staranną ich numerację, w celu uniknięcia pomieszania próbek, co niestety przy zdjęciach dla drenowania zbyt często się zdarzało i zdarza.

§ 7. Opracowanie projektu drenowania kreciego, po zaprojektowaniu, zgodnie z wymaganiami § 4, odpływów, polegać będzie przede wszystkim na rozplanowaniu sieci drenarskiej, składającej się ze zbieraczy, tj. rurociągów drenarskich o większym świetle i sączków, którymi będą kanalki wyorane pługiem krecim. Zbieracze główne prowadzone będą najniższymi miejscami terenu (kotlinami), ilość zaś i usytuowanie zbieraczy bocznych uzależniona jest przede wszystkim od długości sączków krecich.

Głębokość założenia zbieraczy winna być taka, aby minimalne „przykrycie” dreny (licząc od powierzchni terenu do zewnętrznej krawędzi rury), zgodnie z § 21 instrukcji Ministerstwa Rolnictwa i R. R. z dnia 24.XI.1947 r. wynosiła minimum 80 cm. Najmniejsze dopuszczalne spadki dla zbieraczy o różnych przekrojach wskazane są w § 24 wyżej wymienionej instrukcji i należy je przy projektowaniu i wykonaniu bezwzględnie przestrzegać. Zważywszy jednak, że zbieracze z drenów krecich otrzymywać mogą wodę bardziej mętną niż z sączków rurkowych, wskazanym jest do granicy najmniejszych dopuszczalnych spadków dla zbieraczy nie schodzić i spadki te dawać raczej większe. Maksymalne spadki dla zbieraczy należy projektować takie, aby szybkość wody w rurociągu nie przekraczała 1,0 m/sek.

Krecie drenowanie na skutek płytszego założenia sączków krecich i kilkakrotnie węższej ich rozstawy powoduje daleko szybsze odprowadzenie nadmiaru wody w gruncie niż normalne, głębsze i o szerszej rozstawie, drenowanie rurkowe. Wskutek powyższego zbieracze dla kreciego drenowania winny być obliczone na przepływ wody 1,5 do 2 razy większy, niż przy normalnym drenowaniu rurkowym. Przy średnich rocznych opadach poniżej 600 mm należy stosować normę spływu 0,90 do 1,20 l/sek/ha, przy opadach od 600 do 750 mm — 1,20 do 1,60 l/sek/ha, przy opadach powyżej 750 mm — 1,60 do 2,0 l/sek/ha. Przy spadkach terenu od $30^{\circ}/_{\infty}$ do $100^{\circ}/_{\infty}$ i więcej, powyższe normy spływu można odpowiednio zmniejszyć o 0% do 20%.

Zauważyć należy, że zbyt oszczędne skalibrowanie rurociągów zbiorczych spowodować może czasowe zabagnienie pasa gruntu wzdłuż zbieraczy, a w konsekwencji również niszczące działanie na dolne części kanalików krecich wskutek ich podtopienia.

Głębokość sączków krecich winna dla uprawnych gruntów mineralnych wynosić 60 cm. O ile podglebie dostatecznie zwarte znajduje się bezpośrednio pod warstwą gleby uprawnej, głębokość tę można spłycić do 50 cm. Płytszych niż 50 cm drenowań wykonywać nie należy. Jak wykazały doświadczenia angielskie, sączek kreci jest tym trwalszy, im głębiej został doprowadzony, a zbyt płytkie sączki skłonne są do zapadania się i psucia pod ciężarem większych traktorów, jak również są bardziej wrażliwe na sezonowe zmiany atmosferyczne (susza, mróz).

Minimalny średni spadek sączka kreciego o przekroju 5 cm winien wynosić $5^{\circ}/_{\infty}$. Optymalnym wydaje się spadek w granicach od 10 do $20^{\circ}/_{\infty}$. Przy spadkach powierzchniowych terenu od 5 do $20^{\circ}/_{\infty}$ projektować i wykonywać należy drenowanie podłużne, przy spadkach terenu powyżej $20^{\circ}/_{\infty}$ drenowanie skośne, względnie poprzeczne, z tym, że projektowany największy spadek nie powinien dla kanalików o średnicy 5 cm przekraczać $50^{\circ}/_{\infty}$.

Długość sączków krecich zależna jest: 1) od spadku terenu, 2) od zwięzłości podglebia, 3) od rodzaju będącego do dyspozycji pługa kreciego. Przy spadkach powierzchniowych terenu powyżej $10^{\circ}/_{\infty}$, w ile lub zwięzłej glinie (powyżej 5% cząstek kategorii I) oraz przy użyciu pługa kreciego o długiej grządzieli (5—6 metrów), bez kół i płóz, sączki krecie można wykonywać o długości do 200 m. W razie braku wyżej wymienionych warunków, jak również w loessach i madach, długość kanalików krecich winna nie przekraczać 100 m.

Rozstawa sączków krecich dla gleb mineralnych wynosić winna od 2,5 do 5 m. Zależy ona od przewidywanej trwałości wykonywanych kanalików krecich. Im bardziej spodziewać się można, iż wykonane sączki krecie będą nietrwałe wskutek małej zwięzłości podglebia, zbyt małego lub zbyt dużego spadku, złego wykonania lub niewłaściwego kierunku orki pługiem krecim (vide § 8), tym gęściej należy je wykonywać. O ile warunki są pomyślne, rozstawa może być rzadsza.

Przy drenowaniu krecim terenów płaskich, na których z różnych przyczyn przewidywane jest po-

zostanie orki zagonowej o zagonach wąskich, wskazane jest sączki krecie prowadzić pod brózdami i z obu stron brózdy w odległości nie większej niż 1,0 m. W każdym razie prowadzenie kanałika kreciego samym grzbietem zagonu jest niecelowe.

Znakowanie i opisywanie zbieraczy na planach drenarskich obowiązuje te same co przy normalnym drenowaniu rurkowym (§ 14 instrukcji Ministerstwa Rolnictwa i R. R. z dnia 24.XI.1947 r.). Pojedyncze sączki krecie nie są na planie wysowywane, natomiast zaznaczyć należy ich kierunek i rozstaw.

§ 8. Wykonanie drenowania kreciego rozpocząć należy od starannego wykonania, względnie uporządkowania odpływów (rowów), po czym przystępuje się do wykonania zbieraczy rurowych. Ułożone rury drenowe na takiej głębokości, aby przykrycie ich wynosiło przynajmniej 80 cm, zasypywać należy żużlem, żwirem lub tłuczniem do wysokości 5 cm poniżej dna sączków krecich (przy głębokości drenowania kreciego 60 cm, warstwa żużli lub żwiru wyniesie zatem 15 cm ponad drenę). Stosowanie zamiast żużli lub żwiru faszyny, tak jak to czasami ma miejsce w Anglii, nie jest wskazanym, gdyż faszyna, z konieczności ułożona podłużnie powodować będzie spływanie wody ponad, lub obok rury drenowej. Po wyżużłowaniu zbieracz winien być w całości zasypany ziemią, wykopaną uprzednio z rowka drenarskiego, po czym przystąpić można do wyorywania sączków krecich. O ile mamy do dyspozycji pług o krótkiej grządzieli, na kołach, lub krótkich płozach, trzeba przede wszystkim wyrównać (splantować) teren i zasypać brózdę na drodze pługa. Czynności te mogą odpaść przy zastosowaniu pługa o długiej grządzieli (do 6 m, pług prof. Hendzla), bez kół. Długość grądzeli pozwala nam nie zwracać uwagi na niewielkie wklęsnięcia terenu, dołki, brózdę itp.

Sączki krecie wyznaczać należy w terenie dwoma palikami (na początku i końcu). Kierunek przy wyorywaniu kanałika kreciego winien utrzymywać traktorzysta, bacząc na krycie się dwóch tyłczek, wystawionych każdorazowo na końcu linii sączka. Ponieważ na zagłębienie się kreta do wymaganej głębokości potrzeba kilka metrów biegu ciągnika, przeto orkę pługiem krecim trzeba rozpoczynać na kilka metrów przed zbieraczem, aby właściwy początek sączka nad zbieraczem był już na normalnej, wymaganej głębokości. Po wyoraniu sączka do końca, nóż z kretem i wygładzaczem winien być wyciągnięty na wierzch; niedopuszczalnym jest, szczególnie przy pługach o długiej grządzieli, wykręcanie na następny sączek z zagłębionym w ziemi nożem i kretem; spowoduje to wygięcie grądzeli oraz wygięcie, a przy większych oporach — złamanie noża. W tym kierunku pracownik prowadzący pług winien być należycie instruowany. Na wyciągnięcie noża i kreta na powierzchnię potrzeba również kilka metrów, przeto pługiem przejść trzeba w linii prostej kilka metrów poza koniec sączka, wyciągając stopniowo nóż do góry.

Doświadczenia angielskie (K. H. Nicholson, *The Principles of Field Drainage*) wykazały, że sączki krecie wykonane pod górę są bardziej trwałe, a działanie ich jest lepsze, niż sączków krecich ciągniętych ze spadem, z góry w dół. Spowodowane to jest tym, że nóż pługa, krając ziemię, powoduje jej pękanie z obu stron, a szczeliny pęknięć idąc z dołu do góry posiadają nachylenie w kierunku ruchu pługa, zaś ten kierunek szczelin przy ruchu pługa pod górę będzie właściwszym dla ruchu wody, spływającej wytworzonymi szczelinami do kanałika kreciego. Z tego powodu bardziej wskazane jest wyorywanie sączków krecich tylko pod górę, a nie ze spadkiem, lub naprzemian raz w górę, raz w dół. Ponieważ jednak robota taka powoduje dużą stratę czasu, przeciąganie zaś po terenie pługów krecich o długiej grządzieli bez kół, jest zbyt uciążliwe i ryzykowne dla trwałości ich konstrukcji, — przeto należy pługiem takim wyorywać sączki na przemian w górę i w dół, a niedokładność roboty wyorywania sączków ze spadem w dół, zrekompensować raczej niewielkim zgęszczeniem rozstawy.

Do wyorywania sączków krecich o przekroju 5 cm i głębokości 60 — 70 cm wystarczy silnik na gąsienicach o mocy 60 HP, dla głębokości 50 cm — o mocy 45 HP. Przy wyborze silników ważną jest rzeczą aby miały one możliwie dużą wagę na tylnej osi. Dla drenowania o głębokości 50 cm, przy podglebiu niezbyt zwężonym i dostatecznie wilgotnym, pługiem systemu prof. Hendzla, — wystarczy silnik Lanz Bulldogg o mocy 45 HP na kołach żelaznych z kółkami.

Wspomniany w angielskiej publikacji Nicholson'a system drenowania kreciego, przy którym również zbieracze są wyorywane pługiem, tylko o większym przekroju kreta i przy większej głębokości, a połączenie sączków ze zbieraczem uskutecznia się za pomocą pionowej dziury, przetykanej żerdzią lub świdrem, — pomimo swej taniości, nie jest godnym zalecenia. Żerdzią lub świdrem trudno jest utrafić we właściwe miejsce i często „połączenie“ przejdzie obok sączka lub zbieracza, wykonane zaś we właściwym miejscu psuje konstrukcję kanałika odbiorczego i zapycha go wciśniętą ziemią. Poza tym kanałiki odbiorcze muszą mieć przekrój znacznie większy i wyorywane być muszą na większej głębokości niż sączki, co raz powoduje konieczność stosowania bardzo mocnych ciągników.

Również nie jest zalecaną godnym masowe doprowadzanie sączków krecich bezpośrednio do rowu, zamiast do zbieraczy rurowych. Każdy taki wylot sączka do rowu wymaga zabezpieczenia rurą drewnianą, bądź metalową, z siatką dla ochrony przed zabami i myszami, a wetknięta u wylotu sączka zamiast rury drewnianej lub metalowej — krótka rurka drenarska po niedługim czasie wypadnie. Wspomniane wyżej masowe urządzenia wylotowe dla sączków podrożą koszt wykonania, a poza tym sączki krecie doprowadzane wprost do rowów będą bardziej narażone na szkodliwe dla nich podtopienie.

Kilka cech charakterystycznych części torfowisk Nadnoteckich

W czerwcu 1948 r. wykonane były badania torfowisk w rejonie kanału Bydgoskiego. Badaniami objęte były obszary torfowisk leżących na północnym brzegu Kanału Bydgoskiego na odcinku od Bydgoszczy do Osieka, na długości około 50 km. Sposób wykonania badań był fragmentaryczny, tzn. dotyczył 5 obiektów rozrzuconych w terenie, a stanowiących własność instytucji publicznych.

Jako pierwszy kompleks zbadano torfowiska: a) we wsi Pawłówek o pow. ok. 200 ha stanowiący własność Samopomocy Chłopskiej położony w odległości 8 km od Bydgoszczy, b) w majątku państwowym „Strzelewo” o pow. 294 ha w odległości 14 km od Bydgoszczy, c) tereny P. I. N. G. W. Minikowo o pow. 84 ha w odległości 28 km od Bydgoszczy. Wszystkie te torfowiska znajdują się w zasięgu szczytowego odcinka Kanału Bydgoskiego.

Torfowiska w Strzelewie i Minikowie (zbadane dokładniej niż w Pawłówniku) posiadają następujące zasadnicze wspólne cechy charakterystyczne: powierzchnię warstwę kompleksów stanowi gleba mineralna mułowo-pyłasta grubości 0,15 — 0,2 m, o odcieniu białawym z powodu dużych ilości muszelek i ich cząstek. Torf pod nimi zalegający o różnym stopniu zamulenia posiada $Ph = 8$ (wg danych P. I. N. G. W.). Torf kopany na opał w 1947 r. w Minikowie zawiera b. dużo części mineralnych i jest koloru białoszarego; kurczy się b. znacznie przy suszeniu. Torf w Strzelewie natomiast pod powierzchnią warstwą gleby mineralnej nie jest w widoczny sposób zamulony.

Uzasadnienie powstania powyższej warstwy mułowej wskutek spływu wód z wysoko wznoszących się wzgórz sąsiednich nie wydaje się być całkowicie słuszne ze względu na: 1) morfologiczny proces erozji terenów wyższych, specjalnie intensywny w okresie tworzenia się doliny, tzn. przed długimi dziesiątkami wieków winien by spowodować bardziej równomierne zamulenie profilu złoża w całej jego miąższości, czemu przeczy profil torfowy w Strzelewie, 2) równomierność zamulenia powierzchni w dolinie — istnienie namulów o analogicznym optycznie składzie w zasięgu wzgórz zarówno piaszczystych, jak i gliniastych, 3) równomierne zaleganie namulów na całej szerokości doliny zarówno u podnóża wzgórz, jak i w obrzeżu kanału, bez ich rozsortowania. Wyjaśnienia zagadki powstania namulów należy szukać raczej na drodze badania wpływu wód przepływających doliną przed i w czasie budowy kanału, a to przez ustalenie obszaru ich zalegania, składu mineralnego, chemicznego i struktury mechanicznej, sposobu usytuowania ich w stosunku do cieku głównego, wzgórz okolicznych, obrzeżnych na całej 6 — 7 km szerokiej dolinie.

Namuly omawiane, powstałe drogą naturalną stwarzają specyficzne warunki gospodarczo-rolnicze, przewyższające sztucznie wprowadzane piaszczenie torfowisk (kultury Rympau'a) ze względu na wyższą wartość namulów niż piasku. Z tych względów ob-

szary te wymagają specjalnego podejścia zarówno naukowego (doświadczalnictwo), jak i praktycznego, aby mogły być w pełni wykorzystane w sposób najbardziej racjonalny dla gospodarki kraju.

Następną cechą charakterystyczną powyższych terenów, jak również i czwartego z kolei badanego torfowiska w maj. państw. — Mrozowo o pow. 225 ha (w odległości 45 km od Bydgoszczy) jest b. wielkie rozrzedzenie wodą głębszych warstw torfu. W Minikowie w 1942 r. przy eksploatacji torfu kopaczkami wydobywano go tylko do głęb. 2,0 m, gdyż warstwy niższe były zbyt rzadkie — nie można było formować cegiełek. Przy sondowaniu złoża na badanych terenach napotyka się na duży opór do głęb. około 2, — 2,5 m; głębsze posuwanie się sondy jest już coraz łatwiejsze. Głębokość średnia złoża torfowego przy kanale wynosi 6,0—8,0 m, przy obrzeżu 2,5 m i mniej. Poziom wody gruntowej waha się w granicach 1,3 — 1,7 m pod powierzchnią, mimo że na całych obszarach torfowisk, np. w Strzelewie istnieją tylko ślady rowów; tylko w obrzeżu kanału poziom wody gruntowej jest wyższy i wynosi 0,7 — 1,0 m pod terenem. Tereny te od niepamiętnych czasów nie były zalewane i nie zaobserwowano podbagnienia terenów, nawet u podnóża wysokich brzegów. Płony z łąk w 1947 r. (wyjątkowo suchym), jak i w 1948 r. nie wykazują rzucających się w oczy różnic i wynoszą ok. 5 fur dworskich z 1 ha. W związku z powyższym ma miejsce opisane poniżej zjawisko. Oto potorfia, z których wybrano przed kilkunastu laty torf do głębokości 1,7 do 2,0 m, dziś są już użytkami łąkowymi lub rolnymi, zaś różnica poziomów między starym brzegiem wykopu, a obecnym dnem „potorfia” z 1,7 — 2,0 m zmalała do 0,3 — 0,5 m; wg relacji Inż. Horstera na terenie wsi Bąkowo proces ten trwa zaledwie kilka lat. Tłumaczenie, że w ciągu kilkunastu, czy kilku lat torfowisko narosło na 1,0 — 1,3 m nie wytrzymuje krytyki. Muszą istnieć inne, wielkie siły sprzyjające temu procesowi, tym bardziej, że zjawiska te zachodzą powszechnie na torfowiskach od Pawłowa poza Osiek do Bąkowa, przynajmniej na północnym brzegu Kanału Bydgoskiego.

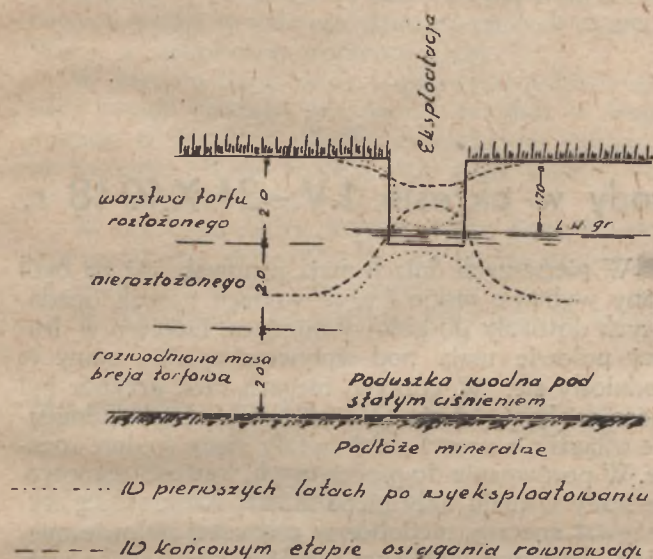
Wydaje się, że działa tutaj prawo równowagi cieczy w naczyniach połączonych. Przekrój poprzeczny torfowiska z wykreślonymi elementami powyżej opisanymi, z wykreślonym w nim potorfem, najlepiej przebieg tego zjawiska ilustruje (rys. 1 i 2).

Oto denne warstwy mniej lub więcej rozwodnionej masy torfowej, będące pod ciśnieniem całego monolitu torfowego warstw wyższych, znajdują się w stanie potencjalnej równowagi do czasu, kiedy nie zostanie zdjęta na pewnej części przestrzeni wyższa warstwa torfu, najcięższa, najlepiej zmineralizowana (dla celów opałowych). W ten sposób następuje proces szybkiego wypychania do góry dennych złóż torfowiska — potorfia z jego zanurzenia 1,7 — 2,0 m i stabilizacja na poziomie 0,3 — 0,5 m.

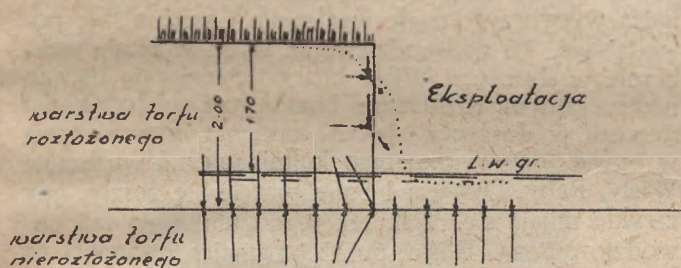
Podane powyżej rozumowanie łatwo może być sprawdzone niwelacyjnie oraz przez badanie i po-

równanie złoża z potorfia i monolitu. W tych warunkach zagadnienie eksploatacji torfu na torfowiskach Nadnoteckich oraz sprawa zagospodarowania potorfi nabiera specjalnego charakteru.

Przypuszczać należy, że sprawa regulacji stosunków wodnych na tych obszarach ma swe rozwiązanie w powyżej opisanych właściwościach badanych torfowisk.



Rys. 1. Profil torfowiska z zaznaczoną kopalnią i przesuwaniem się warstw torfu górnych i dolnych.



Rys. 2. Układ sił w profilu złoża na skarpie wykopu wzdłuż linii biegnącej po dnie wykopu.

Czym bowiem należy wytłumaczyć fakt, powszechnie obserwowany na całej olbrzymiej przestrzeni badanych torfowisk, utrzymywania się wody gruntowej na niskim poziomie, mimo obfitego w deszcze okresu obserwacji, mimo braku czynnych urządzeń melioracyjnych? Dlaczego nie została wyraźnie zaznaczona różnica plonów z łąk w ciągu roku 1947, wyjątkowo suchego, a w roku 1948 obfitym w opady?

Przy stwierdzonej większej przepuszczalności torfu w kierunku pionowym, przy utrzymywaniu się lustra wody gruntowej (L. W. gr.) na poziomie 1,3 — 1,7 m pod powierzchnią, przy istnieniu dolnych warstw torfowych w stanie wielkiego przewodnienia, przypuszczać należy, że całość wierzchnich warstw złoża torfowego utrzymuje się w formie jakby pływającej na stałym poziomie wód gruntowych, które uzależnione są od poziomu wód w kanale Bydgoskim. Tym też należy wytłumaczyć fakt natychmiastowego wsiąkania wód opadowych i brak na torfowiskach terenów zabagnionych.

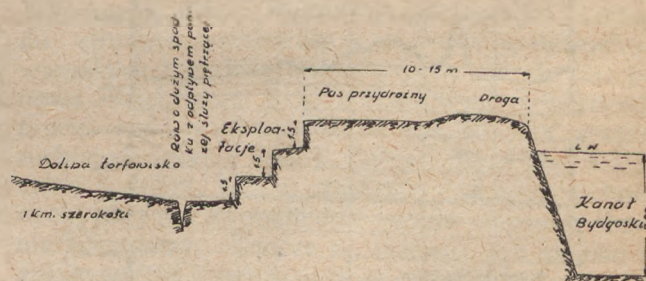
Płytsze występowanie wody gruntowej przy kanale nie neguje istnienia na dalszych partiach torfowiska L. W. na poziomie 1,3 — 1,7 m pod powierzchnią, ze względu na leżącą depresję wód gruntowych, na znacznie wyższy poziom torfowisk przy obrzeżach, na wielką chłonność wodną masy torfowej.

Wiadomym jest, że osiadanie torfowiska pod wpływem odwodnienia wynosi 10 — 20% grubości złoża. Jaki skutek wywrze trwale nawodnienie cieku? Jeśli nawodnienie nastąpi w okresie suchym, na torfowisku uprzednio i długotrwale odwodnionym, jak np. w danym wypadku przy kopaniu kanału, gdy warstwy górne złoża są zmineralizowane, zbudowane z roślin głęboko korzeniących się, a dolne z przystosowanych do zmiennych poziomów, wód porastających pływający kożuch roślinny z natury rzeczy b. rozwodnione, wówczas teoretycznie sądząc może nastąpić oderwanie się warstw górnych i podpiływanie ich do góry.

Dla sprawdzenia tego przypuszczenia należałoby założyć sieć studzienek kontrolnych. Dla sprawdzenia ewent. ruchów pionowych samej powłoki złoża torfowego, dostosowanych do L. W. w kanale Bydgoskim, należy założyć deseczki próbne na stałe umocowane, wkopane w monolit na głębokości np. 0,5 — 0,8 m i nawiązane niwelacyjnie do L. W. w kanale. Ponadto należałoby zaniwelować poziom kontaktowy warstw rozrzedzonych i zmineralizowanych. Wszystko powyższe odnosi się do terenów położonych po obu stronach kanału Bydgoskiego.

Terenem o najbardziej skomplikowanym układzie stosunków powierzchniowych i wodnych, i tym samym najbardziej charakterystycznym jest torfowisko wsi Pawłówek, położone na wschodnim krańcu doliny, w tym miejscu jeszcze b. wąskiej, o szerokości dochodzącej do 2 km. Na tym terenie występuje oddziaływanie dwóch sił piętrzących o dużej różnicy poziomów musiał zaznaczyć się wyraźnie na układzie powierzchni torfowiska. Jako charakterystyczny dla tej partii podaje przekrój poprzeczny zaobserwowany przy kanale, na jego szczytowym odcinku.

Terenem o najbardziej skomplikowanym układzie stosunków powierzchniowych i wodnych, i tym samym najbardziej charakterystycznym jest torfowisko wsi Pawłówek, położone na wschodnim krańcu doliny, w tym miejscu jeszcze b. wąskiej, o szerokości dochodzącej do 2 km. Na tym terenie występuje oddziaływanie dwóch sił piętrzących o dużej różnicy poziomów musiał zaznaczyć się wyraźnie na układzie powierzchni torfowiska. Jako charakterystyczny dla tej partii podaje przekrój poprzeczny zaobserwowany przy kanale, na jego szczytowym odcinku.



Rys. 3. Profil torfowiska we wsi Pawłówek.

W tych warunkach bez dokładnej niwelacji niemożliwym jest zorientowanie się w problematyce tego terenu.

Powyżej opisane realne warunki hydrologiczne i glebowe stawiają torfowiska Nadnoteckie zarówno namulone, jak i nie namulone do rzędu najwyższych klas gleb użytkowanych rolniczo. Obserwacje florystyczne na utworach łąkowych potwierdzają powyż-

sze. Niewątpliwie większość łąk Nadnoteckich stanowią utwory naturalne, nigdy lub od niepamiętnych czasów nie brane pod pług, gdzie jedynym zabiegiem sporadycznie stosowanym było nawożenie. Mimo to obecna ruń łąkowa składa się, w przeważnej większości przeprowadzonych badań, z roślinności słodkiej. Stopień zachwaszczenia na niektórych łąkach b. duży, słabość wzrostu traw, brak kwiatostanów, bądź ich niedostateczne wykształcenie, słabe

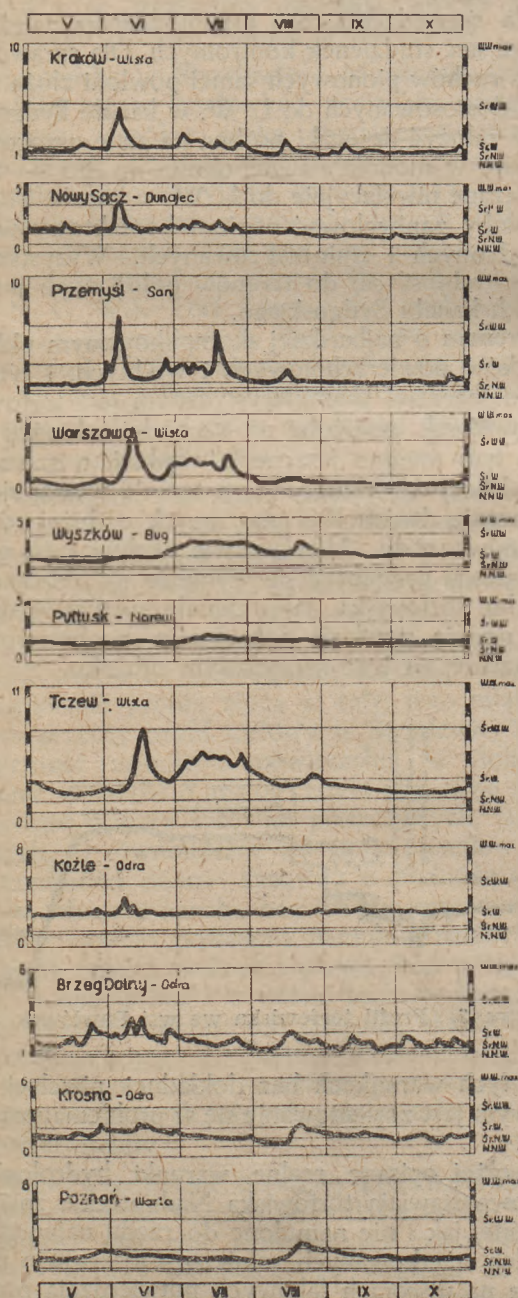
miejscami zadarnienie powierzchni, nadmierne występowanie kłosołki wełnistej — stwarzają warunki dla b. intensywnego wzrostu wydajności z 1 ha przy zorganizowanym, planowym działaniu gospodarczym, obejmującym całość obszaru, przy właściwej pielęgnacji tych naturalnych użytków łąkowych, które nie wymagają specjalnych nakładów pracy, kapitałów, nasion traw, mechanicznej uprawy i nakładów na regulację gospodarki wodnej.

INŻ. JAN WOKROJ

P. I. H. M.

Charakterystyka przebiegu stanów wody w okresie 1.V.—31.X.1948 r.

Wcześniejsze zejście wielkich wód wiosennych przyspieszyło wytworzenie się niskich stanów na naszych rzekach.



W pierwszych dniach maja panowały już na ogół stany wybitnie niskie i przy wodach powoli opadających dotrwały do połowy miesiąca. Dopiero w drugiej połowie maja pod wpływem opadów stany te podniosły się. W górnych biegach rzek przybór był nieco większy, tak że na niektórych z nich kulminacje osiągały, a nawet przekraczały stany średnie roczne. W porównaniu do przeciętnych, wartości tegoroczne stany w maju były nieco niższe. Ich przebieg wykazywał znaczny niedobór w pierwszej połowie miesiąca, lecz pod wpływem opadów pod koniec maja już nie było niedoboru wody w dorzeczach, a raczej dorzecza były przygotowane do wezbrania.

Z początkiem czerwca intensywne opady, szczególnie obfite i długotrwałe w dorzeczach Raby i Dunajca wytworzyły nagle wezbrania i groźne fale powodziowe. To nadspodziewanie wczesne letnie wezbranie w dorzeczu Wisły charakteryzuje się bardzo niekorzystnym rozkładem opadu, tak co do zasięgu deszczu w dorzeczu, jak i nasilenia intensywności w czasie. W wyniku tego kulminacje fal wezbrania Wisły, Raby, Dunajca i Sanu prawie się zeszły, gdy zwykle mijają się. Wskutek tego kulminacja fali powodziowej na Wiśle poniżej Dunajca osiągnęła na znacznej długości poziom W. W. katastrofalnej z 1934 roku, a nawet lokalnie poziom ten nieco przekroczyła. Jednak mimo wysokiego poziomu kulminacji, fala trwała krócej i dlatego w porównaniu do powodzi 1934 r. wykazywała znacznie mniejsze ilości wody. Wskutek tego w dolnym biegu Wisły nastąpiło spłaszczenie fali powodziowej, tak że poniżej ujścia Bugu kulminacja na Wiśle przeszła na znacznie niższym poziomie aniżeli w 1934 r., nie wyrządzając już większych szkód. W dorzeczach Bugu i Narwi stany wody w czerwcu 1948 r. wykazały stały przybór. Spowodowało to długotrwałe fale podniesionych stanów wód, o kulminacjach występujących dopiero w połowie lipca.

W dorzeczu Odry wezbrania czerwcowe jedynie w górskich biegach zaznaczyły się wydatniej, nie przekraczając poziomu zwyczajnych wielkich wód i utrzymując się przeważnie w brzegach swoich rzek.

Stany wody z czerwca 1948 r. w porównaniu do swoich wartości przeciętnych wykazują znaczną nadwyżkę wody w dorzeczu Wisły, zaś raczej niedobór na rzekach dorzecza Odry.

W lipcu rzeki dorzecza Wisły poniżej Dunajca są jeszcze obfite w wodę; przeważają stany średnie.

Z początkiem drugiej połowy miesiąca pojawia się ponowny przybór wód. Najwydatniejsze wezbranie pojawiło się na Sanie, osiągając wysokość kulminacji 3,5 m od podstawy fali, a 1,5 m powyżej stanu średniego. W dorzeczu Odry przy wodzie powoli opadającej panowały wyłącznie stany niskie. Przybór wód nie przekroczył stanu średniego rocznego.

Podobnie jak w poprzednim miesiącu nadwyżka ilości wody w stosunku do przeciętnych wartości lipcowych trwała w dalszym ciągu na rzekach dorzecza Wisły, a niedobór w dorzeczu Odry.

W sierpniu stany wody w pierwszej połowie miesiąca powoli opadały. Nieznaczny przybór w drugiej połowie w dorzeczu Wisły najwydatniej zaznaczył się na Sanie i Bugu. Jednak i tam stany średnie roczne nie były przekroczone.

W dorzeczu Odry jedynie Nysa Łużycka przy tym przyborze przekroczyła stan średni roczny najwydatniej, bo około 2 m wysoko.

W porównaniu do wartości przeciętnych z sier-

nia nadmiar wody występuje w dolnych biegach większych rzek, a w szczególności w dorzeczu Wisły na Bugu i Narwi, w dolnym biegu Odry, na Warcie i Noteci oraz na Nysie Łużyckiej.

W pierwszych dniach września opadanie stanów wód zapoczątkowało wytworzenie się i trwanie stanów niskich na rzekach dorzecza Wisły. Na górnej Odrze pod wpływem deszczów wystąpiło krótkotrwałe wezbranie, o fali 1,5 m wysokiej, która w dalszym biegu rzeki uległa spłaszczeniu i zanikła.

Przy wodzie stosunkowo szybko opadającej zapanały również i na Odrze stany niskie oraz utrzymały się prawie na wszystkich rzekach do końca miesiąca.

Niskie stany bez większych zmian trwały również i w październiku, stwarzając trudne warunki żeglugi na szlakach wodnych. Zarówno wrzesień, jak i październik wykazują, przy porównaniu do swych wartości przeciętnych, w 1948 r. znaczny niedobór wody na rzekach dorzecza Wisły i Odry.

ZAGADNIENIA PRAKTYCZNE

TECHN. TADEUSZ BAUMAN

Rejonowe Kierownictwo Robót
Wodno-Melioracyjnych w Jeleniej Górze

Zabudowa górskiego potoku Łomnica Wielka

Potok Łomnica Wielka w pow. jeleniogórskim bierze swój początek z Małego Stawu, położonego w sercu Karkonoszy. W górnej swej partii Łomnica Wielka, płynąc przez lasy, nie została zabudowana



Rys. 1. W górnej partii Łomnica Wielka zachowuje swój pierwotny dziki charakter.

i zachowuje swój pierwotny dziki charakter. Na tym odcinku spady potoku są duże, częstokroć przekraczające 30%.

Właściwa zabudowa potoku zaczyna się w miejscowości klimatycznej Karpacz. Bramą otwierającą zabudowę jest duża zaporą przeciwrumowiskowa w Karpaczu, o wysokości 14 m, zamykająca całą dolinę. Zaporą tą, poza zadaniem uchwycenia rumowiska, ma również charakter dekoracyjny, gdyż piętrząc wody do 12 m, stworzyła ze swej cofki malowniczy stawek.

Wody z cofki zapory zostały odprowadzone wycięciem w koronie zapory, nad którym został przetrzuty mostek kamiennoy o 4 filarkach, dzielących tym samym strumień przelewającej się wody na pięć części. Tego rodzaju rozwiązanie daje ładny efekt dekoracyjny, przez stworzenie sztucznego wodospadu; strumień przelewającej się wody w normalnych warunkach jest dość cienki, zaporą zaś nie jest pionową (nachylenie 5 : 1) i zbudowaną z półciosów, przeto woda, rozbijając się o cios, stwarza wrażenie ruchomej srebrnej ściany. Pomysł dla celów dekoracyjnych dobry, lecz w stosunku do zadań technicznych, jak'e ma do spełnienia zaporą — niewspółmierne kosztowny. Zaporą ta, niestety, jest szybko zagruzowywana i zamulana, a utrzymanie jeziora w dotychczasowym stanie będzie rzeczą kosztowną ze względu na konieczność częstego bagrowania.

Na małym odcinku poniżej zapory potok płynie w łóżysku z litej skały granitowej, stosunkowo mało zwietrzałej, tak że obudowa w tych warunkach była zupełnie niepotrzebna.

Ciekawy jest odcinek poniżej elektrowni w Karpaczu, który, zupełnie zrujnowany w swoim czasie, został całkowicie odbudowany w ciągu 2 ostatnich sezonów budowlanych.

z przekroju) usunąć zwietrzałą skałę i posadowić je na litym podłożu. Rezultatem tego było, że w ciągu paru lat stopnie uprzednio podmyte zostały zerwane, pozostawiając jedynie w górnych częściach muru oporowego ślady zakotwienia, a w dolnych zaś szybko rozszerzające się dziury i podmycia murów brzegowych. Dno rok rocznie obniżało się po kilkanaście, a czasem i po kilkadziesiąt cm. Jakie były uszkodze-

zwietrzała skała, trzeba było zwiększyć ilość stopni, aby wytworzyć między podstawą jednego stopnia a koroną drugiego stopnia — poziom, dla zmniejszenia szybkości dennych. Nowe stopnie posadowić trzeba było na litej skałe i samą ich budowę wykonać tak, aby możliwie zredukować do minimum działanie mechaniczne i chemiczne wody na betonowe złączenia szpar.



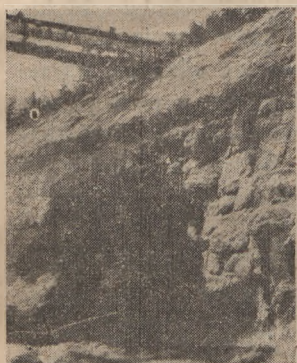
Rys. 5. stopnie uprzednio podmyte zostały zerwane..



Rys. 8. trudności przy usuwaniu uszkodzeń zabudowy potoku

nia zabudowy potoku i trudności przy ich usunięciu ilustruje kilka załączonych zdjęć, dokonanych w czasie budowy.

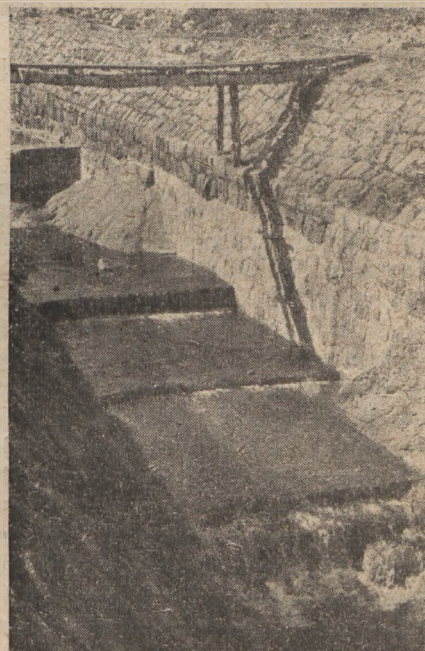
Nie od rzeczy będzie tutaj podać, że skład chemiczny wody w warunkach naszych jest wyjątkowo niekorzystny dla budowli betonowych. Mianowicie wody karkonoskie, oprócz wolnego kwasu węglowego, który w mniejszych lub w większych ilościach znajduje się we wszystkich niemal wodach górskich, zawierają duże ilości siarczków, wyjątkowo destrukcyjnie działających na beton. Pochodzi to stąd, że na stokach Karkonoszy powyżej 1100 m n. p. m.



Rys. 6. szybko rozszerzające się dziury....



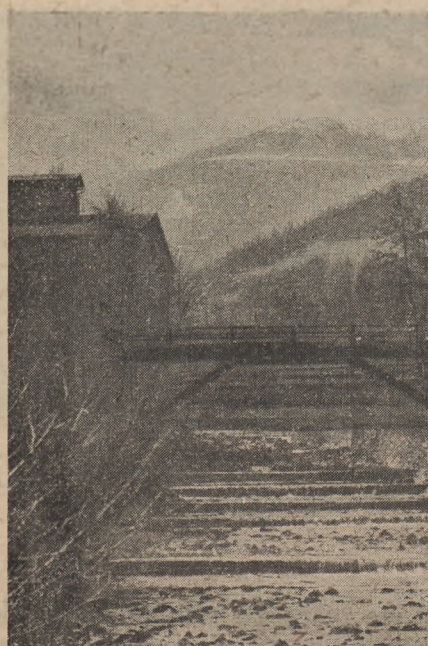
Rys. 7. uszkodzenia zabudowy potoku i trudności przy ich usunięciu....



Rys. 9. trzeba było zwiększyć ilość stopni....

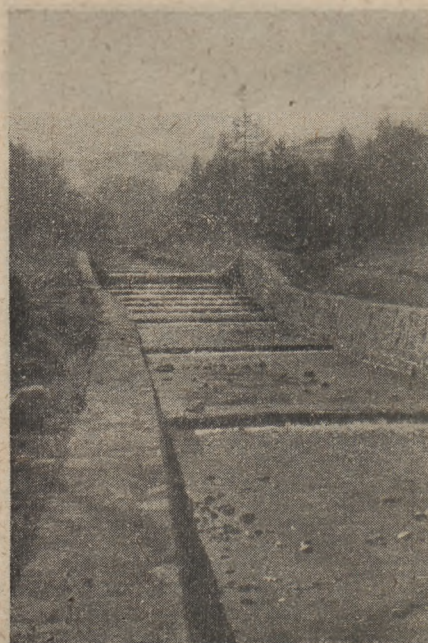
Przystępując do odbudowy, trzeba było sobie zdać sprawę z popełnianych przez poprzedników błędów, by ich w ramach możliwości technicznych i wobec warunków już wytworzonych — nie powtarzać. Stąd też, biorąc pod uwagę podłoże, które stanowi

znajdują się złoża torfu wyżynnego, używanego dla celów leczniczych jako borowiny. Z bagien tych, tym ciekawszych, że częstokroć położonych na zboczach bardzo stromych, o spadkach dochodzących do 60%, biorą początek wszystkie niemal potoki i strugi. Skutkiem tego wody niektórych potoków, aczkolwiek wybitnie górskich, mają kolor wód torfowych gniło-żółtych.



Rys. 10.

Zastosowano mniej lub więcej zwartą korekcję progową, o progach nieprzekraczających 0,50 m wysokości



Rys. 11.

W tych warunkach łączenie budulca kamiennego musi być wykonane precyzyjnie. To z kolei zmusza do wiatkowo solidnej, a co za tym idzie żmudnej i kosztownej obróbki kamienia. Drugim podstawowym warunkiem trwałości budowli jest właściwe posadowienie tak murów brzegowych, jak i stopni. Wykonanie tego warunku zmuszało do usunięcia całej warstwy zwietrzałej skały. Zwiertzenie to występowało pasami, pomiędzy którymi znajdowała się zdrowa skała. W pracach tych nieocenione wprost usługi oddały pneumatyczne świdy, młotki i dłuta. Na wysokim brzegu potoku zainstalowano dużą sprężarkę, obsługującą jednocześnie trzy świdy, względnie młotki pneumatyczne. Według przeprowadzonych doświadczeń trzy szpicaki, względnie kliny pneumatyczne, równocześnie działające jako klin i młotek, wykonywały pracę równą 48 robotn.-dniówkom. Biorąc pod uwagę, że tego typu sprężarka zużywa około 15 l ropy na 8 godz. dzień pracy i że ze względu na swoją prostą konstrukcję nie wymaga specjalnej technicznej obsługi, włączwszy do kosztów wysoki % amortyzacji — rentowność zużycia tego rodzaju maszyny nie wymaga bliższych komentarzy. Praca dłutami pneumatycznymi dała również doskonałe wyniki przy obróbce kamienia. Mianowicie używano tu dłut pneumatycznych do wykuwania w kamieniu podłużnych otworów na linii pożądanego pęknięcia, by założyć w nie kliny stalowe, ręcznie już kamień rozłupać. Z dobrym skutkiem również używano mniejszych

pneumatycznych szpicaków do obrabiania lica kamienia ciosowego na stopnie. Projekt każdego stopnia opracowany został indywidualnie. Rysunki robocze przygotowano zaś w ten sposób, że wymiar każdego ciosu został na rysunku dokładnie wyznaczony i oznaczony właściwym numerem. Do obowiązków Kierownika budowy należało dostarczyć każdemu kamieniarzowi właściwy szkic kamienia i dopilnować

by wymiar ciosu był bezwzględnie zgodny z projektem. Jeśli idzie o przygotowanie kamienia cyklopicznego, to murarz każdorazowo brał miarę i formę potrzebnego mu kamienia przez wyginanie do pożądanej formy miekkiego drutu, według tej formy zaś kamieniarz musiał dopasować lico potrzebnego bloku. Nawiasem nadmienić trzeba, że kadrę kamieniarzy — robotników polskich wyszkolono we własnym zakresie, dobięając obecnych kamieniarzy z pośród bardziej zdolnych robotników. Kamieniarze ci, przyznać trzeba, pracowali bez porównania lepiej i wydajniej, niż w swoim czasie kamieniarze niemieccy, początkowi ich instruktorzy.

Na odcinku wyżej opisanym, jak widać z przekroju podłużnego, zastosowano stopnie dość wysokie. Tego rodzaju rozwiązanie mogło znaleźć miejsce jedynie z tego względu, że powyżej zabudowanego odcinka ruch rumowiska został przez zapory przeciwrumowiskowe niemal całkowicie zahamowany. Stąd nie zachodzi obawa rozbitcia poduszek wodnych i podstawy murów brzegowych toczonym przez wielkie wody rumowiskiem. Inaczej jednak przedstawia się sprawa na odcinkach poniżej leżących. Tutaj z ruchem nagromadzonego w ciągu lat rumowiska w korycie rzeki należy się liczyć. To też fragmentaryczna zabudowa nieregulowanych jeszcze odcinków, bądź odbudowa zupełnie zniszczonych, musi

być nagięta do istniejącego stanu rzeczy. Zastosowano tutaj mniej lub więcej zwartą, w zależności od



Rys. 12. szczątki zabudowy Małej Łomnicy....

spadku, korekcję progową, o progach nieprzekraczających 0,50 m wysokości. Załączone zdjęcia ilustrują w ubiegłym i bieżącym sezonie budowlanym całkowicie wykonane korekcje progowe (rys. 10 i 11).

Na zakończenie niniejszego chciałbym podkreślić, że w zabudowie górskich potoków, znacznie więcej niż we wszystkich innych budowach wodnych, zwracać należy uwagę na solidność wykonania. Woda w górach jest wyjątkowo wymagającym egzaminatorem. O sile niszczącej wody górskich potoków świadczy fakt, że potok Łomnica Mała, w ciągu kilku lat wojny niekonserwowany zniszczył obudowę brzegów i korekcję progową w takim stopniu, iż o konserwacji już mowy być nie może. Wykonanie całkowicie nowej obudowy tego potoku pochłonie setki milionów złotych. Wręcz niesamowicie przedstawiają się szczątki zabudowy Małej Łomnicy oglądane przez szereg wycieczek technicznych, jako naturalne następstwo braku konserwacji.

PROF. DR STANISŁAW BAC

Pewien przypadek melioracji sapów

Według określenia i opisu prof. Sławomira Miklaszewskiego¹⁾ „wśród piasków i szczyrków na specjalną uwagę zasługują tzw. sapy, występujące na polach o znacznych spadkach. Występuje one w pasach poziomych lub plamami w środku spadków (jak mówią w niektórych okolicach „na pół-górczu”), tj. tam, gdzie wybija się woda hydrostatyczna (pod ciśnieniem wsiąkającej wody opadowej).

Na wiosnę i na jesieni, gdy zorane role nie są pokryte roślinnością a gleby już obsychają, doskonale widać w miejscowościach falistych ciemniejsze pasy otaczające wzgórki, między jaśniejszymi plamami płaszczyn wierzchołków wzgórz i ich podstaw. Są to miejsca wilgotniejsze. Kopiąc dół na takim pasie ciemniejszym, znajdziemy wodę nieraz już na 70 cm, chociażby podłoże składało się z piasku a czasem z piasku żwirowego, miąższości wielometrowej. W glebie pasów jasnych, o tym samym składzie mechanicznym, wody nie znajdziemy. Miejsca te nadają się do zakładania studzien powierzchniowych i mogą być miejscami łatwej wody. Jest to ważne przy budowaniu nowych osiedli, daje bowiem możliwość korzystania z tymczasowych studzien prowizorycznych, zanim się znajdzie wodę głębszą, lepszą lub obfitszą. W innych glebach przepuszczalnych (np. lessach) w takich miejscach budują studnie, nazywając je „stokami” (leżą na stokach) a wodę „wodą stokową”.

Zdarza się, że piaski i szczyrki (wyraz szczyrk oznacza szczyry piasek) mają miąższość mniejszą od dwu metrów i leżą na glinach lub ilach”.

Majątek Osiny należący do Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego, oddalony o 8 km na północny-wschód od Puław, położony jest

na glebach lekkich, przeważnie piaskach próchnicznych i szczyrkach podścielonych zwięzłymi glinami. Mimo falistego ukształtowania powierzchni pól i przepuszczalności górnych warstw gleby, pola osińskie cierpiały na nadmiar wilgoci z powodu stosunkowo blisko położonego podłoża nieprzepuszczalnego. Już przed pierwszą wojną światową, ówczesny dzierżawca²⁾ zastosował odwodnienie północno-wschodniej części majątku przy pomocy drenowania. Melioracja ta poprawiła znacznie stosunki wodne w glebie, jednakże wskutek miąższości piasku, nawet przy znacznych spadkach, dość często następowało zakłócenie odpływu przez zapiaszczenia zbieraczy. Część północno-zachodnią pól starano się osuszyć przy pomocy rowów, poprowadzonych w fałdach zagłębień, skierowanych ku głównemu rowowi odpływowemu, gdyż znajdujące się tam piaski lotne i sapy nie pozwalały na większe nakłady, a ryzyko zapiaszczenia drenów było oczywiste. Skutkiem tego znaczna część pól tej polaci majątku stanowiła nieużytek całkowity.

Wzdłuż rowu, obok sapy, znajdował się laszek olchowy, dalej od niego na stoku istniało pole stale zawilgocone, na którym rozwijały się jasno-zielone torfowce (*Sphagnetum*), poprzeplatane ciemno brunatnymi mchami roketowymi (*Hypnetum*), a wśród nich dało się zauważyć owadożerną rosziczkę (*Drosera rotundifolia*), zaś na miejscach wyższych panoszyły się wrzosi. Zagłębienia na stoku poczęły wypełniać się warstwą ubogiego, czarnobrunatnego torfu, żyjącego wodą opadową i podsiąkową z jałowej piaszczystej gleby. Woda gruntowa w czasie jesieni, zimy i wiosny podnosiła się wysoko ku powierzchni, zamarzając podczas mrozów tylko cienką powłoką, skutkiem czego zarówno ludzie, jak i zwierzęta zapadali się głęboko w sapie nawet w zimie. Z plugiem na pole sa-

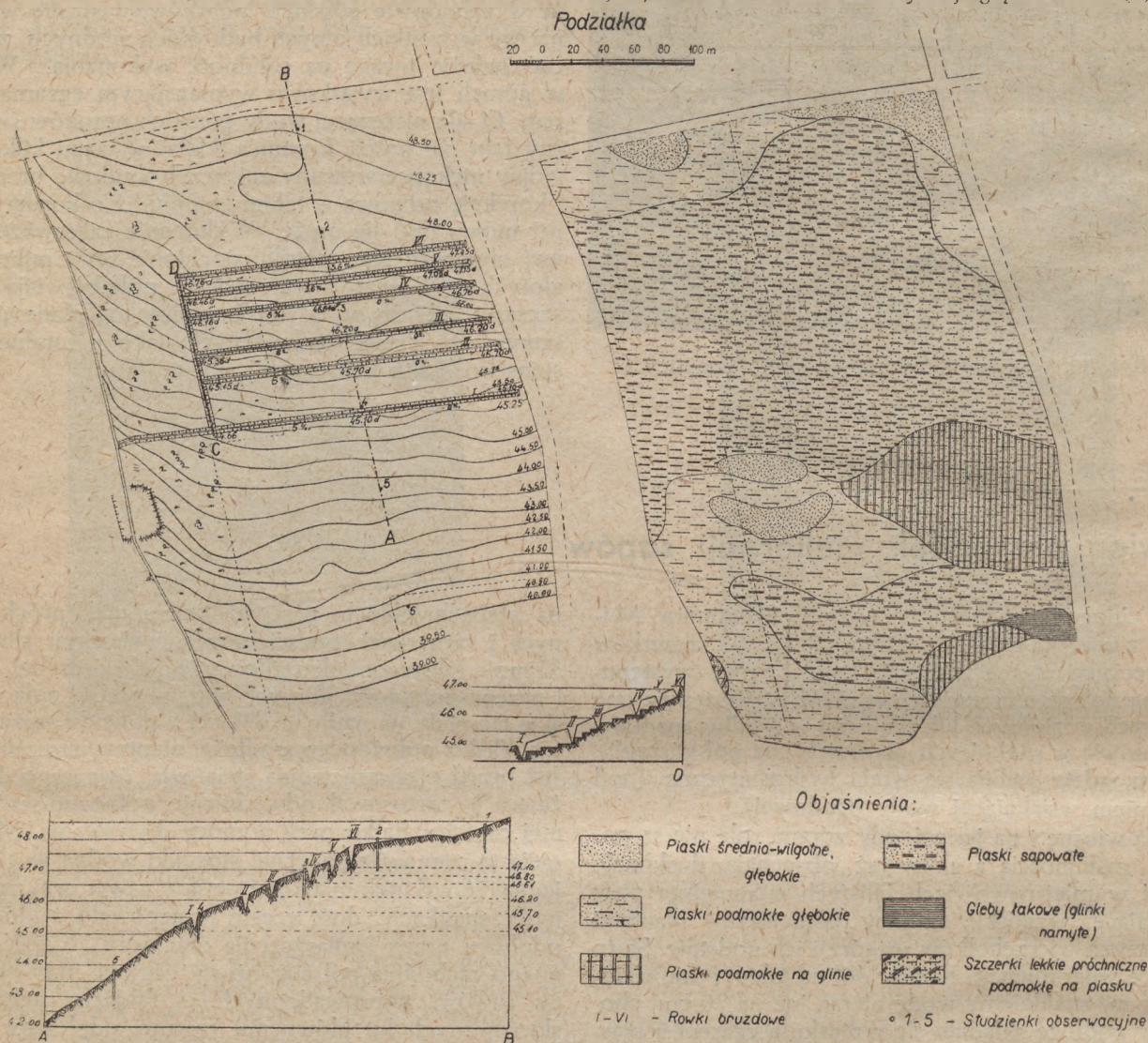
¹⁾ Sł. Miklaszewski — Zarys nauki o glebie czyli gleboznawstwo. Warszawa. 1946.

²⁾ Kruszewski, dobry rolnik i jeden z organizatorów radykalnego ruchu ludowego w b. Kongresówce.

powe można było wejść dopiero w czerwcu, a więc już za późno, by móc zastosować na nim choćby najmniej wymagający płodozmian. Pole nie nadawało się nawet na goły wygon dla bydła.

zachodziła uzasadniona obawa, że drobny płynny piasek pozatyka ciągi drenowe,

b) przypuszczeniu, że pole piaszczyste, silnie przepuszczalne i o słabych własnościach włoskowatych, zdrenowane w zwykłej głębokości (1,0 do



Rys. 1. Plan i przekroje meliorowanych sapów w Osinach.

Działowi Hydrologicznemu P. I. N. G. W. w Puławach przypadło zagadnienie zmeliorowania saporu osińskiego zarówno ze względów doświadczałnych, jak i gospodarczych. Na stoku pola wbudowano przede wszystkim 6 studzienek obserwacyjnych do badań wody gruntowej, które jednak musiano często odnawiać, gdyż zapływały piaskiem. Pomiary w studzienkach wykazywały, że w ciągu lata woda gruntowa wahała od 50 do 70 cm poniżej powierzchni, a więc, że był to stan niedopuszczalny dla kultur zbożowych i okopowych, zaś jałowość i zbyt długo trwające wysokie stany wody nie pozwalały na usadowienie się łąki z traw szlachetnych.

Wykonano równocześnie plan glebowy i zdjęcie warstwicowe, które podajemy na załączonym rysunku. Na podstawie tych materiałów obrano miejsce najczęściej wymagające poprawy stosunków wodnych. Trudność wyboru sposobu melioracji polegała na:

a) niemożności stosowania drenowania zwykłego, bez osobnego kosztownego ubezpieczenia, gdyż

1,25 m) może zostać przesuszone i zamieni się na piaski lotne, podobne do przyległych po drugiej stronie drogi polnej,

c) konieczności utrzymania wilgotności gleby w warstwie rolnej, o małej zawartości próchnicy, a więc spowodowania by woda gruntowa znajdowała się niezbyt oddalona od powierzchni, a równocześnie by jej nadmiar miał możliwość stałego odpływu.

Biorąc pod uwagę wymienione względy, postanowiono zmeliorować sap przy pomocy szerokich zagonów, o głębokich bruzdach. Głębokość bruzd przyjęto na 50 cm, szerokość dna bruzdy-rowu 30 cm, pochylenie skarp 1:3, długość zagonów 190 do 200 m, kierunek możliwie równoległy do warstwic. Szerokość bruzd wyznaczał spadek terenu, przyjęto bowiem jako zasadę, że różnica wysokości den bruzd, biegnących w poprzek stoku, może się różnić o 30 do 50 cm. Spadek dna bruzd w górnej połowie ciągu stosowano 0⁰/00, dalej przy wlocie do rowu zbierającego 3,6 do 6⁰/00.

W ten sposób, w zależności od spadku powierzchni pola powstały zagony i bruzdy:

Nr bruzdy	Wys. porówn. dna brzoźdy	Różnica poziomu dna brzoźdy cm	Szerokość zagonu m
VI.	46,76		
V.	46,46	30	13
IV.	46,16	30	13
III.	45,66	50	25
II.	45,16	50	17
I.	44,66	50	32

Bruzdy wprowadzono do rowka zbierającego, biegnącego w kierunku spadku (ok. 2,10%). Dno rowka zostało ubezpieczone przy pomocy stopni z różnych materiałów (kamień, faszyna, płotek) i bystrotku w celach doświadczalnych. Wykop z bruzd został częściowo użyty do wyrównania zagłębień, resztę zaś przerzucono ku środkowi zagonów.

Po oczyszczeniu pola z zarośli olchowych, zdarciu torfowca i wytyczeniu środków zagonów nastąpiła orka. W środku zagonów pług uformował grzbieity, a posuwając się równolegle dotarł aż do bruzd, odkładając skłby ku grzbieitowi zagonów. W ten sposób pole zostało dodatkowo wysklepione i wyrów-

nane, a rowy-bruzdy połączyły się z zagonami w jedną powierzchnię użytkową. Po zwykłym nawożeniu, mineralnym nastąpił siew siewnikiem rzędownym wzdłuż zagonów, po czym uwrocia obsiano w kierunku poprzecznym również siewnikiem rzędownym. Jako pierwszą roślinę posiano żyto i powtarzano w dwóch następnych latach. Zebrane plony z tego dawnego nieużytku przekroczyły znacznie, zarówno co do dorodności ziarna, jak i wysokości, zbiory z innych żyzniejszych pól.

Melioracja sapu w Osinach wpłynęła dodatnio na grunty leżące powyżej i poniżej, choć obejmowała zaledwie 2 ha. Była ona wykonana w czasie wojennym (1941 r.) robotnikiem źle odżywianym i niewykwalifikowanym, trudno więc z tego powodu podać koszt przypadający na 1 ha. Kierownik robót, inż. St. Rogiński, mimo starań nie mógł otrzymać nawet szuflki konnej, któraby w znacznej mierze ułatwiła pracę. Mimo to, melioracja wykonana prymitywnymi środkami dała wyniki przewyższające nasze przypuszczenia i bynajmniej nie ograniczyła działania nowoczesnych maszyn rolniczych wskutek uformowania szerokich zagonów.

Zapewne w wielu miejscowościach istnieją podobnie wadliwe gleby — może więc ten drobny przykład przyspieszy ich meliorację — tym więcej, że sapy leżą na stokach, a więc zwykle z odprowadzeniem wód nie ma trudności.

INŻ. LUDWIK DYAKOWSKI

Kilka uwag w sprawie zastosowania żelbetu do remontu statków rzecznych

W dobie obecnej często spotykamy w literaturze technicznej opisy wykonania kadłubów statków z żelbetu, także opisy naprawy uszkodzonych w czasie wojny statków przy pomocy żelbetu.

Wobec tego, że kwestia ta może zainteresować pracowników dróg wodnych i dać korzystne rezultaty praktyczne, podaję w skrócie treść jednej z broszur¹⁾, w której sprawa ta jest konkretnie ujęta.

Autor broszury jest Kierownikiem naczelnym stoczni dla robót żelbetowych Północno-Zachodniej Żeglugi Rzecznej (ZSRR). Sam fakt istnienia podobnych stoczni wskazuje, że sprawa ta posiada już praktyczne zastosowanie. Autor zaznacza na wstępie, że przeprowadzone w r. 1942—43 próby zastosowania żelbetu do naprawy statków zyskały uznanie fachowców, w wyniku czego zostało wydane zarządzenie odnośnych władz o zwiększeniu inwestycji dla przeprowadzenia tych napraw w większej skali.

W nurtach rzek, w portach i zimowiskach znajduje się obecnie dużo statków, które są już zamortyzowane, lub pozostają na konserwacji, gdyż odbudowa ich przy pomocy nitowanych blach jest nierentowna.

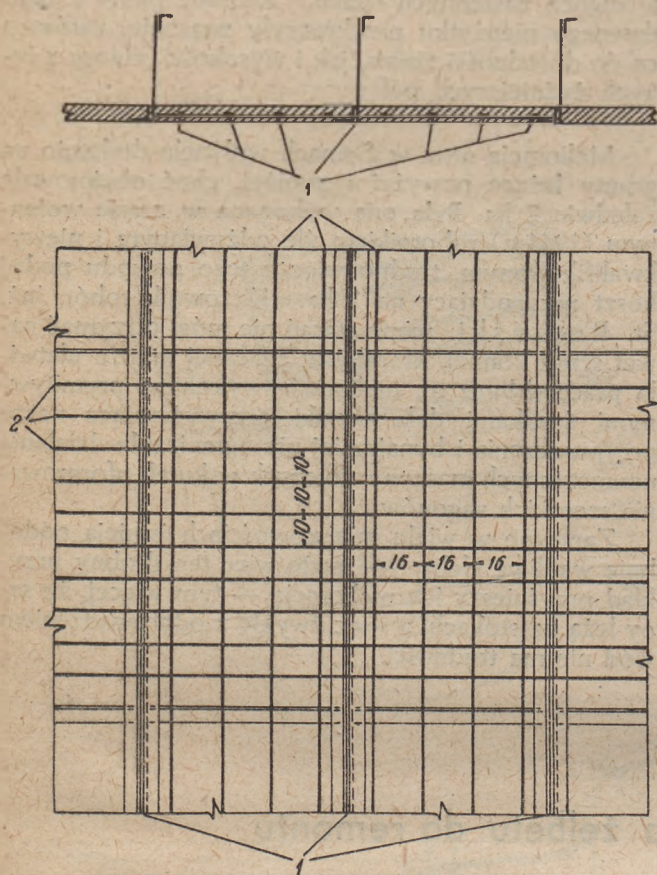
Przy użyciu zaś żelbetu naprawę tych statków da się skutecznie bez zużycia metali i przy pracy mało wykwalifikowanych robotników. Statki te przy zastosowaniu żelbetu można naprawić na wodzie, bez wyciągania ich na stocznę lub brzeg. Stalowe kadłuby statków, wytrzymałość których w całości lub w pewnych miejscach została zmniejszona z powodu awarii, korozji lub innych przyczyn, doprowadza się do pierwotnego stanu przez wprowadzenie do konstrukcji metalowego statku żelbetowych elementów. Na przykład, kadłub statku wzmacnia się żelbetową płytą, a obok belek stalowych ustawia się belki żelbetowe. W Europie Zachodniej naprawa statków żelbetem była zastosowana już przy końcu pierwszej wojny światowej. W ZSRR, roboty takie zaczęte były w r. 1924. Przy pomocy żelbetu udało się przywrócić do pracy czynnej szereg barek i holowników, które z powodu braku miejsc na stocznich i dużych kosztów remontu zwykłym sposobem były już przeznaczone na złom.

Początkowo uważano, że grubość żelbetowej warstwy dla naprawy kadłuba powinna być około 15—20 cm. Obecnie zostało ustalone, że wystarcza grubość warstwy żelbetu 4—5 cm, co zresztą daje się potwierdzić obliczeniem.

Główną zaletą wewnętrznego betonowania kadłuba jest zbędność podnoszenia statku na stocznę.

¹⁾ D. Siergiejew — Zastosowanie żelbetu do remontu statków rzecznych.

Jest rzeczą oczywistą, że wmontowanie żelbetowej płyty zwiększa wagę statku, a zatem i jego zanurzenie.

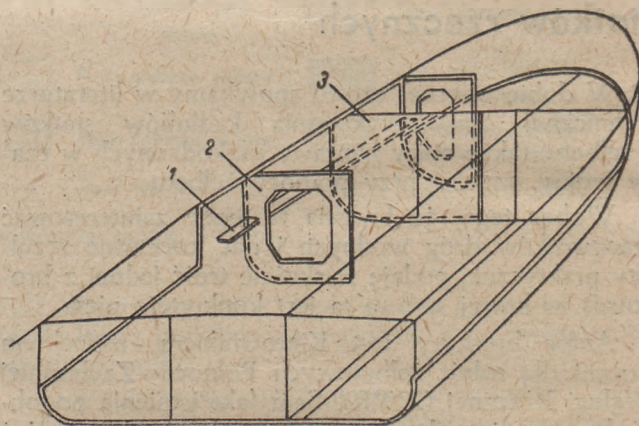


1 — pręty poprzeczne $\varnothing$ 6 mm,
2 — pręty podłużne $\varnothing$ 10 mm.

- 1) jaki jest stan ogólny kadłuba,
- 2) jakie znaczenie będzie mieć zmiana zagłębienia i pojemności statku,
- 3) jakie materiały są do użycia,
- 4) czy jest możliwość wykorzystania stoczni,
- 5) jaką rolę gra kwestia czasu naprawy.

Już było nadmienione, że omawiane roboty mogą być wykonywane przez robotników o niskich kwalifikacjach, także przez robotnice. Przeważnie była powoływana do tych robót załoga statków. Nabytą przez załogę umiejętność betonowania można nadal wyzyskać w razie potrzeby przy drobnych awariach i remontach.

Słabą stroną tego sposobu jest potrzeba zachowania ostrożności dla zabezpieczenia od ognia urządzeń drewnianych.



1 — żelbetowy wzdłużnik,
2 — żelbetowa ramka,
3 — żelbetowa przegroda.

Po paru godzinach blachy kadłuba znów wyciera się trocinami, za pomocą stalowych szczotek.

Należy uważnie przecierać miejsca połączeń wręgów z blachami kadłuba, a także szwy nitowane. Po oczyszczeniu szczotkami blachy obmywa się słoną ciepłą wodą. Podczas tej pracy robotnicy muszą mieć na sobie gumowe buty, rękawice i okulary.

Usunięcie farby z kadłuba skutecznia się również za pomocą specjalnych mastyk. Skład chemiczny tych mastyk, wypróbowanych praktycznie, jest następujący:

mastyka A — soda kalcynowana — 16% ogólnej wagi			
wapno nielasoniane	— 18%	"	"
kreda w proszku	— 22%	"	"
mazut	— 10%	"	"
woda	— 34%	"	"
	100%		

mastyka B — soda kalcynowana — 6%			
wapno nielasoniane	— 36%		
mazut lub smar mineralny	— 10%		
woda	— 48%		
	100%		

Dla wytworzenia mastyki wapno zalewa się niewielką ilością wody. Do tej mieszanki dodaje się sodę, po czym znów dokładnie się miesza. Kredę do mastyki A dodaje się do mieszanki po jej ostygnięciu. Wreszcie dodaje się mazut lub smar mineralny.

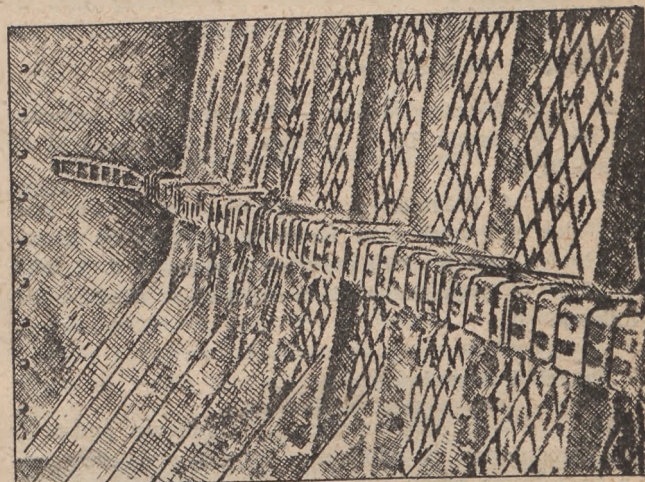
Mastyka A wskazana jest przy chłodnej pogodzie, zaś B przy ciepłej.

Na blasze kadłubowej, przeznaczonej do oczyszczenia, mastyka rozsmarowuje się przy pomocy pędzla. Po rozmięczeniu farby przez mastykę, jeszcze przed jej zaschnięciem, mastykę usuwa się i powierzchnię metalu obmywa się wodą.

Broszura wskazuje też, iż jest możliwe ułożenie warstwy betonu bez żelaznego opancerzenia, sposobem torkretowania.

Sposób ten jest dość dokładnie podany w szczegółach.

W zakończeniu autor dochodzi do wniosku, że remont statków żelbetem ma zastosowanie tam, gdzie ilość miejsca na stoczni jest ograniczona, lub brakuje materiałów, wykwalifikowanych robotników i sprzętu dla mechanizowanego remontu.



Rys. 3. Wzmocnienie żelbetem ścianek bocznych i wzdłużnika barki.

Sposób remontu żelbetem, wobec swej taniości, może uratować i przywrócić do czynnej pracy cały szereg jednostek, przeznaczonych na złom, których tak dużo widzimy na stocznich i zimowiskach.

Wobec tego, że na stocznich wiślanych i odrzańskich oglądamy duże „cementarzyska” statków, należy uważać, że wszelkie ułatwione sposoby remontu tych statków powinny zainteresować pracowników Stoczni i Warsztatów Dróg Wodnych, tym bardziej, że mamy wkrótce otrzymać torkretnice i wibratory.

Możliwe, że wyremontowane w ten sposób statki początkowo mogłyby znaleźć zastosowanie tylko jako przystanie wodne.

PRZEGLĄD CZASOPISM

CZASOPISMA POLSKIE.

„Drogownictwo”.

Nr 10. Inż. J. Szaniawski — Fundamenty na kesonach.

Nr 11. Inż. S. Serafin — Odbudowa mostu drogowego, tzw. III-ego na Wiśle w Krakowie.

„Gazeta Obserwatora PIHM”.

Nr 11. Mgr W. Wiszniewski — Kilka uwag o zjawisku mgły. Inż. M. Molga — Początek zarańca wiosny w Polsce w 1948 r.

Nr 12. Inż. L. Skibniewski — Historia jeziora Mamry. Dr. R. Gumiński — Człowiek na dnie oceanu powietrznego

„Gaz, Woda i Technika Sanitarna”.

Nr 11. Inż. K. Dohnalik — Kontrola wodomierzy na stacji pomp. Dr inż. J. Wierzbiński — Pola irygowane m. Legnicy.

Nr 12. Inż. J. Siuzdak i inż. R. Koskowski — Automaty w domowych instalacjach wodociągowo-kanalizacyjnych. Inż. J. Stiksa — Plany zabudowania przestrzennego w uzdrowiskach.

„Gospodarka Morska”.

Nr 2. I. Tarski — Morski program inwestycyjny na r. 1949.

„Inżynieria i Budownictwo”.

Nr 10. Inż. dr W. Olszak — Znaczenie prac naukowo-badawczych dla rozwoju techniki w budownictwie.

„Nauka i Oświata Rolnicza”.

Nr 11 — 12. Mgr H. Wolska — Plan walki z posuchą w Z. S. R. R.

„Problemy”. Miesięcznik poświęcony zagadnieniom wiedzy i życia.

Nr 11. Mgr. W. Parczewski — Czy będziemy mogli regulować pogodę?

Nr 12. W. Konopka — Tragedia ziemi amerykańskiej.

„Przegląd Budowlany“.

Nr 11. W. Przestępski — Budowanie zimą jako problem gospodarczy. M. Rojewski — Budowa kolei podziemnej w Sztokholmie.

„Przegląd Komunikacyjny“.

Nr 11. S. Aleksandrowicz — Wystawa Ziem Odzyskanych we Wrocławiu. Dr T. Bissaga — Od geopolityki do technopolityki.

Nr 12. M. Połubiedow — Sposób wybuchowy usuwania złóż torfowych przy budowie nasypów na głębokich błotach. Inż. K. Filipowski — Umowa R. I. V. Mgr I. Winkler — Organizacja piśmiennictwa w resorcie komunikacji.

„Przegląd Organizacji“.

Nr 12. Inż. S. Wojnarowicz — Naukowe podstawy współzawodnictwa. W. Baliński — Współzawodnictwo pracy a organizacja pracy.

„Przegląd Rolniczy“.

Nr 10. Dr M. Niklewski — Wapnowanie pól. Dr inż. J. Wierzbicki — Osad kanalizacyjny jako nawóz.

Nr 11 i 12. Inż. I. Nowicki — Znajomość gleby w praktyce rolniczej.

„Życie Gospodarcze“.

Nr 23. Inż. B. Witwiński — Energetyka w ramach gospodarki planowej. B. Ostromecki — Plan zagospodarowania portowo-przestrzennego Gdynia — Gdańsk.

„Żuławy“. Biuletyn informacyjny Pełnomocnika Roln. i R. R. dla zagospodarowania Żuław. Red. i Adm.: Gdańsk, ul. Okopowa 5.

„Biuletyn ten wydawany od kwietnia br. jako dwutygodnik, przekształcony następnie od sierpnia br. na miesięcznik stanowi, jak się można zorientować z dotychczas wydanych zeszytów, poradnik rolniczy dla gospodarujących na Żuławach. Odmienna forma gospodarki wypływająca ze specyficznych warunków terenowych, wymaga odpowiedniego przygotowania zawodowego. Z tego względu powstanie nowego, aczkolwiek skromnego na razie, pisma rolniczego, należy powitać z uznaniem. W każdym z numerów znajdujemy popularny artykuł dotyczący gospodarki wodnej. Dział ten w piśmie prowadzi inż. Stefan Homan. Pierwszy artykuł umieszczony w nr 1 — 2 — 3 — 4 pt. „Rola urządzeń melioracyjnych na Żuławach“ podaje krótką historię rozbudowy ujścia Wisły i opis większych powodzi na Żuławach, dalej wskazówki co do ochrony wałów i znaczenia ich, wreszcie apel o opiekę nad rowami i kanałami z uwagi na decydujące ich znaczenie w gospodarce.

W nr 3 pisze poza tym inż. Fr. Chrzanowski o zagadnieniu rybactwa na Żuławach, a inż. St. Słomiński o pracach pielęgnacyjnych na łąkach i pastwiskach.

Nr 5 przynosi opis geograficzny i hydrologiczny rzek: Motławy, Raduni, Kłodawy i innych oraz ich znaczenie dla rolnictwa.

Nr 6 zawiera artykuł: „Wpływ sieci kanałów i rowów melioracyjnych na plony żuławskie. Autor wyjaśnia skomplikowany system arterii odwodniających i nawodniających oraz nawołuje rolników do ich starannego pielęgnowania. Nadto znajdujemy dalszy głos inż. Słomińskiego o pielęgnacji łąk żuławskich.

Nr 7 przynosi artykuł: „Pompowanie w systemie odwodnienia Żuław“, gdzie podaje autor historię i stan obecny tych urządzeń.

W następnym numerze czytamy o ochronie Żuław przez Spółki Wodne i Związki Wałowe. Inż. Homan wyjaśnia tu podstawy prawne i zadania tego rodzaju spółek oraz ich znaczenie dla rolników.

Interpretację Ustawy Wodnej w nr 9, w kolejnej pogadance inż. Homana pt. „Udział rolnika w służbie melioracyjnej“, gdzie przypomina autor, iż Ustawa Wodna nakłada na rolników obowiązek należytego utrzymania sieci rowów i kanałów. W końcu numeru zamieszczone jest krótkie sprawozdanie o stanie prac wodno-melioracyjnych na Żuławach.

Czy ziemia żuławska wymaga nawodnienia? Na to pytanie odpowiada inż. Homan w nr 10 miesięcznika, analizując warunki klimatyczne Żuław; podaje metody nawodnień spotykane na Żuławach. Wyciąg z Ustawy Wodnej „O Spółkach Wodnych“ zamieszczono w końcu numeru.

Wreszcie nr 11 podaje „Jak organizować obsługę wodno-melioracyjną Żuław“. Wg inż. Homana struktura tej obsługi sprowadziłaby się do:

1. Spółek Wodnych na poszczególnych polderach, zespalaających rolników danego polderu dla utrzymania i eksploatacji urządzeń odwodniających i nawodniających;

2. 3 lub 4 Związków Wałowych dla Niziny Kwidzińskiej, Żuław Wielkich, Żuław Gdańskich, Żuław Elbląskich, które zespalać będą Spółki Wodne i ogół mieszkańców Żuław do akcji przeciwpowodziowej, pod nadzorem starostów powiatowych, jako władzy wodnej;

3. Nadzoru technicznego, który sprawować będą Rejonowe Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych, powołane do kierowania tymi pracami przy projektowaniu i budowie nowych urządzeń oraz konserwowaniu już istniejących. Terytorialnie zainteresowanymi są tu trzy Rejonowe Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych, mianowicie w Gdańsku, Elblągu i Kwidzynie.

„Żuławom“ należy życzyć spełnienia swego zadania wśród rolników żuławskich.

Z. M.

CZASOPISMA OBCE.

CZECHOSŁOWACJA.

„Plavebni cesty Dunaj — Odra — Labe“. („Drogi wodne Dunaj — Odra — Łaba“).

Nr 6. Ing. J. Musil — Osadanie jazu w Hruszowie na Odrze na skutek wydobywania węgla. Kpt. mar. J. Durda — Wielka sieć dróg wodnych w Z. S. R. R. Dr F. Kacirek — Połączenie kanałowe Ren — Men — Dunaj. Ing. K. Raba — Dunajska sieć żegluga.

„Technický Obzor“. („Przegląd Techniczny“).

Nr 11. Ing. V. Zeman — Sztuczne kanały w czeskiej gospodarce wodnej. Ing. Dr J. Vykutil — Niektóre szczególne sposoby tyczenia łuków.

Nr 12. Ing. F. Mika — Przystanie szluz pociągowych na kanałach śródlądowych i rzekach skanalizowanych. Ing. V. Zeman — Sztuczne kanały w czeskiej gospodarce wodnej (dok.).

„Zprawy Verejne Služby Technické“ („Sprawy Publiczne Służby Technicznej“).

Nr 18. Ing. Z. Schwarz — Mechanizacja wykopów przy robotach ziemnych

Nr 19 — 20. Ing. F. Julis — Problemy odbudowy w Polsce. Ing. dr B. Pour — Polskie prawo budowlane.

Nr 21 — 22. Ing. P. Novak — Nowsze zawory wylotów w siłowniach przy wysokich zaporach w U. S. A. Ing. dr B. Pour — Polskie prawo budowlane (dok.).

Nr 23 — 24. Ing. dr V. Bezdicke — Udział rolnictwa w planie gospodarki wodnej. Ing. dr S. Spacek — Inżynier i filozof (życie inż. Zimmlera).

FRANCJA.

„Annales des Ponts et Chaussées“ (Roczniki Dróg i Mostów) Nr 3, Maj — Czerwiec 1948 r.

M. P. Besson — Radar w żegludze. M. Petry — Wyposażenie radioelektryczne portów morskich. M. M. Blosset — Ulepszenie kanału żeglugi Dolnej Sekwany w Poissy. M. Duriez — Aparat wydobywający lepizcze do betonów bitumicznych.

Nr 4. Inż. dr M. Prot — Próba zmęczenia materiału pod obciążeniem stopniowym. Inż. E. Robert — Uogólnienie wzoru M. Caquot dla obliczeń fundamentów. Budowa nasypu ziemnego o objętości 2,5 mio m³ przy pomocy kopaczki „Gillyhoo“.

„La Houille Blanche“ („Biały Węgiel“).

Nr 5. W. Halcrow — Urządzenia wodno-elektryczne w Szkocji. Inż. F. Revol — O badaniach nad występowaniem źródeł. Prof. inż. P. Almérás — Zagadnienia związane z napełnianiem śluz komorowych. A. Coutagne — Zmiany w przepływach jako funkcja warunkujących je czynników (cz. II). Konstrukcja modeli o dnie stałym.

„La Navigation du Rhin“ (Żegluga na Renie), Nr 10, Październik 1948 r. J. Benoist — Konferencja w Belgradzie w sprawie statutu Dunaju. Żegluga śródlądowa ustala swoją pozycję w Wyższej Radzie Komunikacyjnej. Y. Ferraton — Międzynarodowa wystawa przemysłu morskiego i rzecznoego.

„Revue Generale de l'Hydraulique“ (Główny Przegląd Hydrauliczny). Nr 44. Marzec — kwiecień 1948 r. P. L. Carliotti — Badanie przeszkód zanurzonych, powodujących zmianę frekwencji przypływu oceanicznego i przeznaczonych do zniwelowania wału wodnego w niektórych punktach wybrzeża afrykańskiego. — A. Foulquier — Zastosowanie analityczne praw Kirchhoffa (ciąg dalszy). Prace centralnego laboratorium hydraulicznego. — Doświadczenia na modelach zredukowanych zapory. P. Salamin — Studia hydrologiczne na Węgrzech.

Nr 45, maj — czerwiec 1948 r. Inż. J. Larras — Nieregularność fal a modele zmniejszone. P. Salamin — Badania hydrologiczne na Węgrzech. Centrala Hydro-elektryczna we Flix (prow. Tarragone). Inż. dr A. Foulquier — Zastosowanie analityczne prawa Kirchhoffa.

„Travaux“ (Roboty) Nr 168, Październik 1948 r. R. Giguet — Zabudowa środkowej części Dolnego Rodanu. J. Frontard — Sprawozdanie z szeregu doświadczeń o trwałości skarpy masywu, utworzonego z materiału spoistego, posiadającego kąt tarcia bliski zera. Prof. J. Mandel — Zagadnienie równowagi granicznej gruntu i prace szkoły francuskiej. Ch. Mallet i M. Gautier — Zagadnienie wody w Algierze (ciąg dalszy). Ing. J. Hervet — Odbudowa mostów na Loarze. Ing. A. Pincon — Studium granulometrii piasków, żwirów i betonów.

„Water and Water — Engineering“ (Woda i Inżynieria Wodna). Nr 632. Październik 1948 r. A. K. Clarke — Projekt zabudowy doliny Izery. M. H. Finch, M. B. E. A. I. W. E. — Radio — Brak wody — Alarm. Zbiorniki wodne (Przepisy bezpieczeństwa) akt z 1930 r. Harnessing — najpowolniejsza rzeka w Indiach. Zaopatrzenie w wodę południowej Afryki. Rozwój zaopatrzenia w wodę W. Brytanii. Zaopatrzenie w wodę Londynu.

Z. S. R. R.

„Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ („Budownictwo Wodne“).

Nr 9. Kand. mech. nauk A. S. Oficerov — Ciśnienie rozdrobnionego zlodowaciałego gruntu na budowlę. Inż. F. I. Bydin — Ogólna charakterystyka rodzajów koryt przepuszczalnych. Inż. W. A. Homze — Obliczenie głębokości rozmycia podtopionych części budowli. Inż. Z. I. Konn — Próba budowy zapór ziemnych z lössów. Inż. W. G. Łukov — Mechaniczne oczyszczanie rzek ze śryżu i kry. Inż. B. A. Wołnin — Przegrody budowane za pomocą refulerowania. Inż. K. E. Uts — Przegroda o profilu ekonomicznym. Prof. dr W. W. Niekrasov i inż. A. W. Ewko — Zmiana składu wód naturalnych przy ich zetknięciu z betonem. Inż. E. D. Roźdiestwienski — Chemiczna ocena gruntu jako materiału do budowy ziemnych. Inż. A. M. Strielcov — Próba eksploatacji nieużytecznych odskoków. Inż. E. P. Zalkindson — Uderzenia łoczne przy zasuwach komór podwodnych i w rurociągach pod ciśnieniem w siłowniach. Inż. B. M. Stankiejew — Organizacja pracy siłowni wodnych. Kand. geol.-mineral. nauk D. S. Sokołow — Badanie materiałów budowlanych dla budownictwa wodnego. Kand. mech. nauk H. D. Bikmatatov — Próba eksploatacji zimowej małych siłowni.

Nr 10. Inż. A. S. Kożewnikow — Obliczenia elementów żelbetowych urządzeń wodnych. Inż. J. E. Pietrow — Obliczenia elementów budowli wodnych z betonu zbrojonego. Inż. P. P. Łaupman — Metoda obliczenia żelbetowych budowli wodnych. Kand. geol.-mineral. nauk P. O. Bojczenko — O obliczeniu osiadania budowli w czasie. Kand. mech. nauk W. S. Istomina — Niszczące szybkości filtracji. Inż. W. J. Popowa — Współczynnik wydatku przy wypływie z pod płaskich zasuw. Kand. mech. nauk L. I. Taraimowicz — Określenie największej głębokości rozmycia miejscowego. Inż. A. R. Floriensowa — Nomogramy zamieniające tabelaryczne obliczenia regulacji. Kand. mech. nauk F. J. Niestieruk — Pierwsza siłownia wodna w Rosji.

„Riecznoj Transport“ („Transport Rzeczny“).

Nr 5. Wypełnić plan gospodarczy 1948 roku. Kand. techn. nauk I. N. Szanczurow — Próba tratw prostej konstrukcji. Inż. M. N. Brieźniew — Wyniki prób nad parostatkami o silniku ZD-6. Inż. B. N. Stoliakow — Racjonalizacja konstrukcji stalowego korpusu statków towarowych. Inż. P. G. Strukow — Szybki sposób ładowania węgla na statki. Inż.-mjr. N. G. Arzimanow, kand. techn. nauk N. I. Makkawiejew, inż. J. J. Gurbiew — Nowe typy pocisków dla wybuchowych robót pogłębiarskich. Inż. N. Ł. Grigoriew — O głębokości opuszczania smoka pogłębiarki ssącej.

UDZIAŁ ROLNICTWA W PLANIE GOSPODARKI WODNEJ CZECHOSŁOWACJI.

Przy rozpatrywaniu zapotrzebowania wody dla różnych celów gospodarczych zbyt małą uwagę zwraca się zwykle na rolnictwo, które operuje większą ilością wody, niżby się to na pozór wydawało. Dla wyjaśnienia udziału rolnictwa w gospodarce wodnej należy wprawdzie zwrócić uwagę na produkcję roślin, w której woda odgrywa rolę decydującą, tworząc podstawową część materii roślinnej (do 95%). Odpowiednia ilość wody, w gruncie powoduje rozpuszczenie dostatecznej ilości soli mineralnych. Wg Wollny'ego największy plon daje gleba o zawartości 80 — 90% wody, przy czym większe parowanie daje szybszy rozwój rośliny. Wiadomo, że zmiana kultury rolnej spowodować może wielką zmianę w ilości zawartej w roślinności wody i tak: w pszenicy ilość ta wynosi 1,05 — 1,43 m³/ha, zaś w burakach 32,50 — 60,75 m³/ha; zatem rozpiętość waha się od 31,45 do 59,32 m³/ha. Już przy 100.000 ha daje to 3.145.000 — 5.932.000 m³ wody.

Dalszym czynnikiem w zwiększeniu ilości wody dla rolnictwa będzie zmiana w ustroju gospodarki rolnej, jak np. komasacja, która obecnie postępuje szybko naprzód. Następnym jej jest:

a) przyrost powierzchni upraw, skutkiem likwidacji miedz, bruzd granicznych i dróg polnych. Wg inż. Ohma długość ich wynosiła na Morawach powyżej 1 mio km, aby po komasacji zmniejszyć się pięciokrotnie. Całkowity zaś przyrost gruntu wyniósł 26.393 ha. Uprawa tej ilości nieużytków zapotrzebuje wg obliczeń dodatkowo ponad 0,5 mio m³ wody. Ubytek takiej ilości wody w roku mokrym nie spowoduje większych zmian, ale sprawi poważny kłopot w roku suchym. Wyraźniej występuje to przy rozpatrywaniu transpiracji roślin, gdyż wówczas ubytek wody dla tej powierzchni wyniesie ponad 0,6 mio m³ na dobę. Biorąc pod uwagę tylko 3 najkrytyczniejsze miesiące letnie otrzymujemy stratę przeszło 56 mio m³.

b) podniesienie kultury rolnej przez racjonalniejszy płodozmian, lepszą uprawę roli itp. Wzrost plonów dochodzi wg Ohma do 10 — 20 i więcej %; daje to stratę 2 mio m³ wody zawartej w roślinie, a 2,6 mio m³ zużytej na transpirację. Te wnioski nie mają prowadzić do zaniedbania komasacji, ale winny podkreślić stałe wzrastanie zapotrzebowania wody w rolnictwie.

Postęp melioracji spowoduje dalszy ubytek wody. Obszar gruntów potrzebujących melioracji w ziemi Morawsko-śląskiej wynosi jeszcze 353.000 ha, pomijając narazie łąki i pastwiska, otrzymamy 275.000 ha ziemi ornej. Ubytek wody w następstwie wyższych plonów wynosić tu będzie 1,5 mio m³, zaś na transpirację potrzeba w okresie wspomnianych już 3 miesięcy 90 mio m³. Jak z tego widać idzie tu o wielkie ilości wody. Przy tym nie należy zapominać, że ilości te mogą i będą zwiększone na skutek użycia lepszego sprzętu rolniczego, rozwoju mechanizacji, nawożenia, użytkowania ścieków kanalizacyjnych itp.

Tak wielki ubytek nie pozostanie bez wpływu na ogólny reżim rzek, tym bardziej, że opady są rozłożone nierównomiernie w czasie i kiedy roślina potrzebuje największej wilgoci, otrzymuje ją w niedostatecznej ilości.

Celem obliczenia całkowitego zapotrzebowania wody w rolnictwie sięgnąć należy do pomocy badań fitosocjologicznych na danym terenie. Badania te łącznie z pomiarami orograficznymi i klimatycznymi dadzą możliwość ułożenia planu racjonalnej gospodarki wodnej. Na Morawach prowadzi się już te prace w dolinie rz. Morawy

i oczekuje się cennych podkładów dla zaplanowania tej gospodarki.

Z uwagi na stałe wzmaganie się potrzeb wody dla rolnictwa wynika konieczność akumulowania jej w zbiornikach, basenach, stawach itp., aby nie odpływała ona bezużytecznie. Pamiętać należy o tym stale, gdyż ziemia jest dla nas najcenniejszym naturalnym bogactwem.

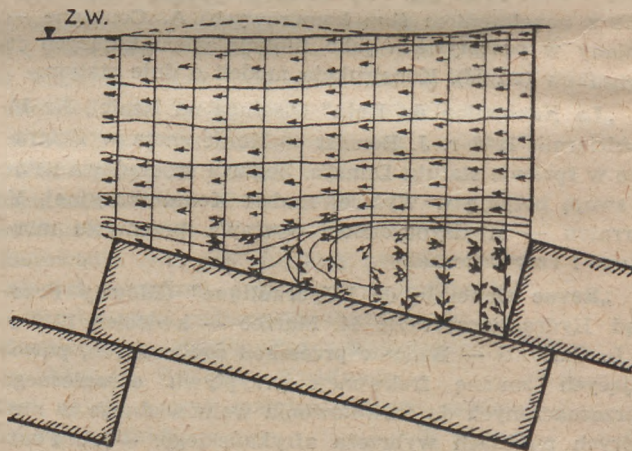
(„Zprawy Verejně Služby Technické, Nr 23—24/48).

Z. M.

UMOCNIENIE KORYT RZECZYNYCH PONIŻEJ BUDOWLI WODNYCH.

Stosowane w praktyce umocnienia koryt rzecznych posiadają pewne wady. Do tej pory stateczność umocnień była osiągana wyłącznie kosztem ciężaru własnego umocnienia, bez uwzględnienia siły poruszającej się wody. W poszukiwaniu nowych form umocnień o tańszej i prostszej budowie oraz o większej stateczności, autor (Kand. nauk techn. N. A. Preobrażenski) zaprojektował typ umocnienia „dachówkowego“ w kształcie rybiej łuski. Jest ono zbudowane z płyt pochyło ułożonych jedna na drugiej, a zalety jego polegają na wyzyskaniu siły oddziaływania prądu wody, który powoduje dodatkowe ciśnienie wywierane na umocnienie.

Przy ustalonym ruchu wody po linii zewnętrznego zarysu umocnienia, składającego się z elementów ułożonych pochyło w szachownicę pod prąd, następuje wychylenie linii prądu, a strugi wody ulegają wykrzywieniu, przy tym większą krzywizną tworzą strugi denne (rys. 1).



Rys. 1. Opływanie elementu umocnienia.

Powstające zakłócenie normalnego rozkładu ciśnień powoduje wzmożenie ciśnienia na górnej, przedniej powierzchni elementu, zaś obniżenie na górnej, tylnej powierzchni i w ten sposób sprzyja zwiększeniu stateczności budowli. Zjawisko to zależy od szybkości ruchu wody.

Celem skontrolowania stateczności tego typu umocnienia przeprowadzono szereg doświadczeń na modelach płaskich i przestrzennych w warunkach zarówno powoli, jak i gwałtownie zmieniającego się ruchu wody.

Dla małej szybkości element pozostaje statecznym przy dowolnie małej grubości elementu. Dla większej szybkości następuje zwiększenie stateczności umocnienia przy mniejszej wadze i mniejszej grubości elementów. Optymalne nachylenie elementów w stosunku do poziomu wynosi jak 1:4. Wykresy ciśnień zachowują charakter stały. Wielkość dodatkowego ciśnienia zwiększa się w miarę przejścia od reżimu powierzchniowego do reżi-

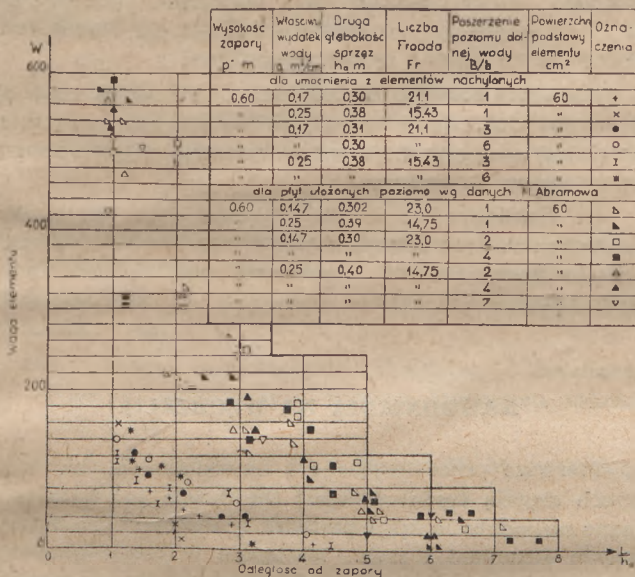
mu dennego i zależy od szybkości prądu na dnie. Spółczynnik bezwymiarowy ξ , charakteryzujący dodatkowe ciśnienie wg. wzoru:

$$\pm \xi = \pm \frac{\Delta p_1}{\rho \frac{v^2}{2g}}$$

(gdzie v_i — szybkość w dolnej trzeciej części głębokości) dla danego kąta nachylenia elementów jest stały i nie zależy od szybkości i głębokości prądu wody.

Kształt czoła elementu powoduje zmianę krzywizny strugi i wpływa na wielkość dodatkowego ciśnienia.

Przeprowadzone porównanie stateczności umocnienia z elementów nachylonych z umocnieniem z płyt ułożonych poziomo, zestawione w tabeli porównawczej (rys. 2)



Rys. 2. Porównanie statecznej równowagi umocnienia z elementów nachylonych z płytami poziomymi.

wykazuje liczby dotyczące wagowych wielkości elementów odpowiadających granicznej równowadze statecznej i określa w jakim stopniu zmniejszanie wagi, a tym samym zmniejszanie grubości elementów wpływa na stateczność umocnienia z płyt nachylonych.

Stosunek grubości elementu do pełnego parcia na konstrukcję u podstawy zapory wynosi 2,6%, w kierunku zaś prądu stosunek ten szybko maleje.

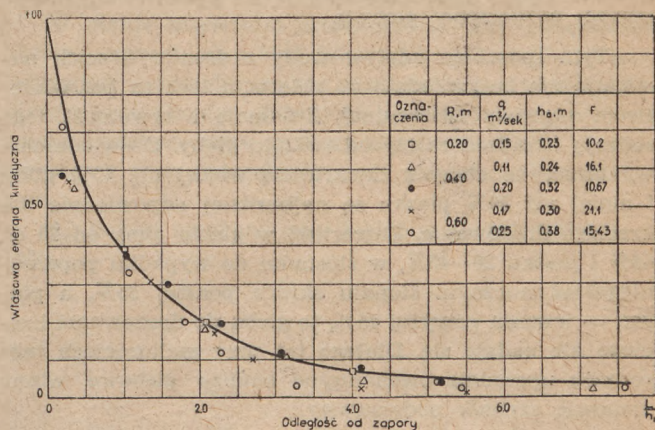
Wysokość zapory przy próbach m	Właściwy wydatek wody przez zaporę m³/s	Odległość elementu od zapory L/ha	Grubość elementu w stosunku do pełnego parcia w %
0,4 — 0,6	0,1 — 0,25	0,8	2,6
		1,4	2,0
		2,0	1,8
		2,5	1,2

Duża stateczność, lekkość i prostota konstrukcji badanego typu umocnienia przemawia za zastosowaniem jej w praktyce. Szczególnie zaleca się stosowanie jej przy prądach wody o reżimie dennym.

Istnienie prądów powrotnych stanowi czynnik niepożądany dla budowy umocnień tego typu, jednakże na

modelu przestrzennym zachwiania stateczności nie stwierdzono.

Wykonanie budowy niewielkich rozmiarów umocnienia nie nastęrcza trudności technicznych i do tego można



Rys. 3. Rozkład energii kinetycznej wzdłuż nurtu (zadanie płaskie).

użyć gotowych płyt, zaczynając układanie ich od dolnego rzędu (w kierunku prądu), zasypując przestrzeń międzykrawędziowe żwirem.

(Gidrotechniczkoje Stroitelstwo — Nr 1. 1948).

T. R. S.

POSTĘPY W ANGIELSKIEJ I AMERYKAŃSKIEJ TECHNICIE DRENARSKIEJ.

W okresie od 1939 do 1944 r. odwodniono w Anglii 76.509 ha przy pomocy drenów zwykłych i 131.775 ha drenowaniem krecim. Przeciętny koszt drenowania normalnego wyniósł 339 fr. szw./ha, a kreciego — 94 fr. szw./ha.

Wykonując powyższe prace stale dążono do obniżenia kosztów robót. Dążenie to w Anglii jest powszechne i państwo udziela subwencji tylko na takie roboty, koszty których nie przewyższają przy drenowaniu zwykłym — 321 fr. szw./ha, a przy drenowaniu krecim 64 fr. szw./ha. Niewielkie, jak na miejscowe stosunki, koszty robót drenarskich uwypuklają się dopiero po porównaniu ich z kosztami drenowania amerykańskiego, które wynoszą 3.507 fr. szw./ha. Amerykanie utrzymują, że i to im się opłaca, gdyż działanie drenów trwa „100 lat lub jeszcze dłużej”. Jednakże nie jest to słuszne, gdyż w Anglii stwierdzono, że drewny na ciężkich gliniastych glebach przestają działać w daleko krótszym czasie.

Wobec powyższego Anglicy zarzucili już drenowanie rurkami glinianymi gleb ciężkich, a stosują na nich kombinowane drenowanie krecie ze zbieraczami w postaci rurek drenowych. Przy dawnych systemach drenowania kreciego sączki miały ujście do rowów odpływowych. Wskutek łatwego uszkodzenia się tych wylotów, działanie całego systemu nie było długotrwałe. Obecnie wszędzie bez wyjątku stosuje się zbieracze z rurek drenowych, obłożonych materiałem filtrującym z faszyny, rzadziej ze żwiru. Zbieracze te wykonuje się dość starannie, aby mogły działać przez dłuższy okres, natomiast sączki krecie co pewien czas się odnawia. Głębokość założenia zbieraczy jest tak obliczona, aby górna krawędź rurek glinianych o średnicy 5—8 cm była zawsze poni-

żej dolnej krawędzi trzeciego sączka. W ten sposób normalna głębokość rowów dla zbieraczy wypada około 76 cm. Dzięki temu unikamy niebezpieczeństwa uszkodzenia zbieracza w razie rekonstrukcji sączków krecich. Pakunek filtracyjny znajduje się na głębokości 40 cm poniżej powierzchni gleby¹⁾.

Tym sposobem odpływ wody z drenów krecich następuje nie bezpośrednio do zbieracza lecz za pośrednictwem warstwy filtracyjnej. Działanie i żywotność tego rodzaju urządzeń zależy od rodzaju gleby. Doświadczenie wykazało, że gleby z zawartością więcej niż 45% gliny i mniej niż 20% piasku są najbardziej odpowiednie dla kreciego drenowania. Zawartość w glebie gliny od 35 do 45% i piasku 20—45%, w stosunku do wypadku poprzedniego w znacznym stopniu skraca poniżej 35%, a piasku — wzrasta powyżej 45%, to gleba do drenowania kreciego nie nadaje się. Dlatego też przy melioracjach tego rodzaju uprzednie mechaniczne analizy glebowe winny stanowić czynnik podstawowy.

Angielsko-amerykańska nauka melioracyjna zajmuje się również zagadnieniem zmiany struktury gleby pod wpływem drenowania. Amerykańscy inżynierowie kultury rolnej doszli do przekonania, że w szczególności drenowanie krecie wpływa dodatnio na strukturę gleby i powodując jej rozluźnienie ułatwia stosowanie narzędzi rolniczych i głębokich upraw.

W Anglii pługi do kreciego drenowania są tak skonstruowane, że mogą być wykorzystane do rozluźniania głębszych warstw glebowych. Wykonane doświadczenia wykazały, że w wielu wypadkach przy głębszym rozluźnieniu podłoża wzrosła zdolność odwodniająca systemów drenowych.

W glebach ciężkich rozluźnianie podłoża działa dodatnio na vegetację roślin, o ile zbędna woda posiada ujście naturalne lub sztuczne za pośrednictwem drenów.

Poza tym w Anglii są prowadzone studia celem wyznaczenia optymalnej głębokości drenowania. Według tych doświadczeń w gliniastych drenowanych glebach woda powierzchniowa przesącza się tylko do niewielkiej głębokości i odpływa w poziomie mniej więcej równoległym do powierzchni gleby, dopóki nie napotka rowka drenarskiego, z którego dopiero przenika do rurek drenowych. Wynika z tego, że zasadnicza warstwa gleby między sączkami nie bierze udziału w odwodnieniu. Głębokość więc założenia rurek drenowych w glebach gliniastych nie wpływa na intensywność odwodnienia, natomiast w glebach przepuszczalnych, gdzie może wytworzyć się krzywa depresji, jest odwrotnie.

Głębokie drenowanie gleb nieprzepuszczalnych jest o tyle niebezpieczne, że przesączająca się woda zamula rowki drenarskie i nie dojdzie do rurek drenowych. Ostatnio w tych glebach ustalono maksymalną głębokość drenowania na 92 cm i odległość rozstawu 8—10 m. Zarośnięcie rurek przez korzenie zaobserwowano, gdy rośliny miały zbyt mało wilgoci i rozwijały swój system korzeniowy aby osiągnąć zasoby wodne podłoża.

Zmechanizowanie wszystkich robót w związku z drenowaniem, a mianowicie wykopu rowków, układania drenów i zasypywania rowków przyczyniło się do wydatnego potania kosztów drenowania.

¹⁾ Vide: S. Rogiński — Drenowanie krecie. Gospodarka Wodna. 1947. Nr 6.

W ostatnich latach systemy maszyn drenarskich zostały wydatnie ulepszone i nie mogą być nawet porównywane z ich dawniejszymi prototypami. Dawne kopaczki rowków drenowych były zbyt ciężkie i niedostosowane do szybkiego przerzucania z miejsca na miejsce. Kopaczki nowego systemu są lekkie, przysposobione do szybkiego transportu na drogach, tak że wykorzystanie tych maszyn jest rentowne nawet na małych robotach. Zróżniczkowanie maszyn posunęło się tak daleko, że odpowiedniego typu maszyny są stosowane do poszczególnych gleb.

Postęp w konstrukcji kopaczek do drenów doszedł do tego stopnia, że po jednorazowym przejściu maszyny otrzymujemy zupełnie gotowy rów z uprzednio przewidzianym spadkiem i sączki mogą być układane bez dodatkowych robót. Kopaczki te kopią rowy wąskie, co wydatnie redukuje ilość robót ziemnych. Na przykład typ angielski Roteho-Trencher przy głębokości drenowania do 90 cm kopie rowy o szerokości 19—22 cm. Wykonanie takiego rowu ręcznie byłoby niemożliwe.

Istniejące maszyny do układania drenów są rzadziej stosowane i układanie to odbywa się przeważnie ręcznie. Natomiast zasypywanie rowków drenarskich jest zawsze wykonywane maszynowo.

(H. Schildknecht. Fortschritte auf dem Gebiet der englischen und amerikanischen Dränagetechnik. Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik. Nr 3. 1948).

L. S.

NAWODNIENIA NA WĘGRZECH.

Pierwsze prace związane z nawodnieniem na Węgrzech sięgają średniowiecza. Od dawna już było tam znane nawodnianie łąk i pastwisk w dolinach przez spiętrzanie strumieni i rzek. Następnie w czasie okupacji tureckiej (wiek XVI i XVII) nawodniano plantacje ryżowe, co wymagało wprowadzenia bardziej skomplikowanych systemów irygacji. W połowie XIX wieku sprawa nawodnienia otrzymała nowe impulsy, dzięki panującej suszy, która spowodowała brak karmy dla bydła. Wtedy to większe latyfundia w dolinie Dunaju zapoczątkowały nawodnianie swych łąk. Zorganizowana w 1879 r. Służba Hydrografii Rolniczej przyczyniła się w znacznym stopniu do ulepszenia systemów oraz rozszerzenia zasięgu tych nawodnień.

Po pierwszej wojnie światowej wskutek redukcji granic, na Węgrzech w r. 1918 pozostało zaledwie 37% terenów nawodnianych. Powojenne kryzysy rolniczy i ekonomiczny wstrzymały postęp w nawodnieniach i dopiero od 1930 r. obserwujemy rozszerzenie się zasięgu tego rodzaju melioracji.

Skutki ostatniej wojny dla irygacji okazały się fatalne. W 1945 r. nawodnianie było czynne tylko na obszarze 2300 ha. Jednakże w 1947 r., pomimo powojennych trudności, powierzchnia irygowana wzrosła już do 11.700 ha. Należy podkreślić, że ten znaczny skok powstał bez żadnej zewnętrznej pomocy, tylko dzięki energii i sile witalnej węgierskiego rolnictwa.

Zmienił się na Węgrzech podział nawodnień w stosunku do rodzaju kultur rolnych. Dawniej nawodnianie łąk obejmowało 75 do 100% obszarów irygowanych. Stosunek ten w 1944 r. zmniejszył się do 45—50% i w 1947 roku do 20,5%, a na pierwszy plan wysunęły się nawod-

niańia pól ornych (52,8% powierzchni nawodnianej) i ogrodów warzywnych (26,7%). Analizując w dalszym ciągu rodzaj kultur nawodnianych dojdziemy do wniosku, że 89% irygacji na polach ornych obejmuje nawodnianie plantacji ryżowych, obszar których wynosi 5400 ha. System nawodniania pól ryżowych jest bardziej skomplikowany, niż systemy nawodniania innych użytków rolnych, bowiem ryż w klimacie węgierskim wymaga dostarczenia 5 do 7 razy więcej wody niż inne zboża.

Co się tyczy systemów nawodnień, to zraszanie obejmuje 4,3% — 120 ha (przed wojną — 3.560 ha), a na pozostałej powierzchni działają systemy grawitacyjne.

Obecnie dla celów irygacyjnych zużywa się około 6% będących do dyspozycji rezerw wodnych. Jednakże rezerwy te nie są w całym kraju rozłożone równomiernie

i w niektórych ośrodkach odczuwa się już brak wody dla celów rolniczych. Dlatego też odpowiednie stacje badawcze przeprowadzają studia dotyczące ekonomicznego wykorzystania tego cennego surowca, a przepisy ustawy wodnej przewidują kary za marnowanie wody.

W planie trzyletnim projektowane jest zwiększenie obszaru nawodnień o 7000 ha w dolinie Dunaju i Tiszy. Odpowiednie projekty są już przygotowane i w 1948 roku zaczęto je realizować. Roboty te są otoczone odpowiednią opieką państwa, które troszczy się o ich wysoki poziom techniczny oraz opłacalność pod względem ekonomicznym.

(L. Babos. Magyarorszag öntözései az 1947. Budapest. 1948).

L. S.

BIBLIOGRAFIA

WYKAZ PRZYBYTKÓW BIBLIOTEKI MINISTERSTWA KOMUNIKACJI.

(Wyciąg z wykazu dotyczy działu dróg wodnych).

Kwiecień — Wrzesień 1948 r.

Krauze J. — Zarys wykładów gospodarki transportowej. Kraków 1935 — 1939, cz. I. s. 103, cz. II. s. 182.

Warywoda A. — Inżynieria lądowa i wodna. Kraków 1947, s. 556.

Węzeł Bydgoski — powiązanie gospodarcze i komunikacyjne m. Bydgoszczy z Wielkim Pomorzem. Gdańsk 1948, s. 113.

Wiktor A. M., Bykowski N. Z., Bezruk W. M. — Geologia i gruntowiedzenie. Moskwa 1947, s. 294.

Wilun Z. — Gruntoznawstwo drogowe. Warszawa 1947, s. 232.

Bayer K. — Untersuchungen an Dalben. Berlin 1940, s. 40.

Duell F. — Das Gesetz des Geschiebeabtriebes. Berlin 1930, s. 62.

Dunlap M. N. — The Davis Check Dam. 1947, s. 9.

Freymark H. — Die Wasserwirtschaft des Odergebietes Ziele und Wege. Breslau 1929.

Homborg H. — Graphische Untersuchung von Fangedämmen und Ankerwänden unter Berücksichtigung starrer Wände. Berlin 1938, s. 42.

Kippel H. — Gefahren an wasserdruckhaltenden Dichtungen und deren Beurteilung. Berlin 1940, s. 35.

Kranz E. — Ueber die Verankerung von Spundwänden. Berlin 1940, s. 53.

Morgan C. S. — Problems in the regulation of domestic transportation by water. 1946, s. 480.

Neger R. — Die Entwicklung des Buhnenbaues in den deutschen Stromgebieten. Berlin 1932, s. 31.

Priluckij A. W. — Splav lesa. Moskwa 1946, s. 516.

Uniform system of accounts for carriers by water. Washington 1942, s. 112.

Warunki ogólne dostaw i robót w podległej Ministrowi Komunikacji administracji dróg kołowych i wodnych. Warszawa 1939, s. 44.

Heckhoff H. — Die Seeschiffart in der Aussenwirtschaftspolitik. Köln, s. 222.

Rogge G. — Ausrüstung der Seehäfen mit landfesten Pollern. Berlin 1930, s. 43.

Sergeev D. H. — Remont i wostanowienie stalnych sudov żelazobetonom. Moskwa 1946, s. 223.

Kolipiński J. — Granica pokoju. Wpływ granicy na Odrze i Nysie na gospodarkę Niemiec i Polski. Poznań 1948, s. 129.

Czetwertyński E. — Hydraulika. Warszawa 1947, s. 221

Anglo-russkij politiechniceskij słowar. Moskwa 1946, s. 500.

Kondr Tov L. N. — Kratkij anglo-russkij politiechniceskij słowar. Moskwa 1946, s. 472.

Korenblit A. J. — Niemiecko-russkij tiechniceskij słowar. Leningrad 1934, T. 1, s. 800, T. 2, s. 801 — 1600, T. 3, s. 1601 — 2440.

Skibicki W. — Angielsko-polski słownik techniczny. Warszawa 1948, s. 291.

Hütte — Manuel d l'ingenieur. Paris 1947, T. 1, s. 1523.

Plaskura W., Wein S. — Instalacje wodociągowe i gazowe. Katowice 1947, s. 150.

Prokofiev I. P. — Teorija sooruzenij. Moskwa 1947, cz. 1, s. 303, cz. 2, s. 318.

Kopanie rowów. Wskazówki bezpieczeństwa i higieny pracy. Warszawa 1947, s. 15.

NOWE WYDAWNICTWA INSTYTUTU NAUKOWEGO ORGANIZACJI I KIEROWNICTWA.

„Vademecum bezpieczeństwa pracy“ — część I str. 120, część II str. 100 + 27 ilustr.

Wydawnictwo to, przeznaczone dla kierowników warsztatów produkcyjnych i kierowników bezpieczeństwa pracy, ma na celu danie im do ręki wartościowego materiału, zawierającego podstawowe zasady działania i zasadnicze pojęcia z dziedziny bezpieczeństwa pracy. Materiał ten przydatny jest zarówno dla praktyków w terenie, jak i dla wszelkiego rodzaju kursów szkoleniowych, mających za zadanie szkolenie działaczy bezpieczeństwa pracy.

Część I zawiera następujące działy: istota organizacji bezpieczeństwa i higieny pracy, służba bezpieczeństwa pracy, źródła wypadków przy pracy, miary wypadkowości, fizjologia, patologia i higiena pracy, gospodarka czynnikiem ludzkim, technika bezpieczeństwa pracy.

W części II omówione zostały techniczne urządzenia higieny pracy: oświetleniowe, wentylacyjne i ogrzewnicze oraz środki techniczno-organizacyjne dla utrzymania porządku oraz czystości w pomieszczeniach pracy, stosowania właściwych metod pracy ręcznej, transportu i składowania.

Ostatnia, III część „Vademecum“, która już jest w druku, omawiać będzie sprzęt ochrony osobistej, urządzenia elektryczne, pędnie, bezpieczeństwo w kotłowniach, bezpieczeństwo pożarowe oraz pierwszą pomoc.

Inż. A. Mazurkiewicz — „Analiza urządzeń organizacji i pracy a jej bezpieczeństwo.

Broшуra ta w sposób wyraźny umiejscawia sprawy bezpieczeństwa pracy wśród zagadnień techniki produkcyjnej, będzie więc pomocna wszystkim tym, którzy szukają odpowiednich argumentów, aby przeciwstawić się tendencjom spychania bezpieczeństwa pracy w ramy akcji jedynie socjalnej.

Poza tym daje ona do ręki kierownikom bezpieczeństwa pracy ogólny materiał orientacyjny w sprawach badania urządzeń technicznych zakładu pracy oraz wiązania elementów bezpieczeństwa z organizacją pracy.

Inż. Emil Martinec — Planowanie produkcji. Z II wydania oryginału czeskiego tłumaczyli dr Stefania Zalewska i dr inż. Zygmunt Zbichorski — 141 stron, 25 ilustr.

LISTY DO REDAKCJI

Do Redakcji „Gospodarki Wodnej“.

W Nr 7 — 8 Gospodarki Wodnej z r. 1948 w referacie „Badania bilansu wodnego Polski“ napisał autor, inż. Dębski, pod tytułem: Znaczenie retencji wód gruntowych następujące słowa:

„O ile mamy do czynienia z małymi obszarami, które pod względem regime'u hydrologicznego są jednorodne, wtedy chwilowe stany retencyjne możemy dość dobrze kontrolować zapomocą stanów wód gruntowych na tych obszarach.

Metodę tę **zaproponowaną** przez autora rozwinął i **udoskonalił** Prof. Rosłowski (podkreślenia moje).

Niestety i ta, zdawałoby się doskonała metoda, którą podał Prof. Rosłowski w praktyce najczęściej nie da się stosować, z tego tylko powodu, że spozstrzeżenie wód gruntowych posiadamy na ogół bardzo niewiele itd“.

Dodaję, że — jak z odnośnika wynika — metodę zaproponował inż. Dębski w pracy „Poziom wód gruntowych jako wskaźnik retencji na obszarze Polesia“ Wiadomości Służby Hydrograficznej Warszawa 1936).

Z tak sformułowanych wywodów autora wynika, że w moich badaniach wykorzystałem metodę autora, a moja jest tylko teorią, w praktyce najczęściej nie dającą się stosować.

Wobec tego muszę przypomnieć — znany niewątpliwie inż. Dębskiemu — fakt, że delegowany przez Państw. Instytut Geologiczny do Komitetu Poleskiego, przedłożyłem Ministerstwu Robót Publicznych w r. 1928/9 taki program badań regime'u wodnego w dorzeczu Jasiółdy (na Polesiu), który m. i. obejmował odwiercenie i badanie ponad 40 otworów, prócz studzien, dla stwierdzenia przebiegu stanów wody gruntowej w podłożu, w czasie każdego roku.

W dobie obecnej nie można już kierować produkcją prostymi sposobami lecz koniecznością staje się stosowanie metod udoskonalonych, jakie daje planowanie czyli przygotowanie pracy. Aby zapewnić produkcji przebieg bez tarć i przeszkód, opanować gruntownie poszczególne jej działy oraz zapewnić korzyści tym wszystkim, którzy w niej uczestniczą, należy dziedzinę tę, dziś szczególnie ważną, dobrze poznać. Umożliwia to właśnie książka inż. Emila Martinca, która w sposób zwięzły i jasny podaje zasady przygotowania produkcji, systematyzuje pojęcia i zawiera b. cenne wskazówki praktyczne.

Prof. Karol Adamiecki — Harmonizacja pracy — 120 stron, 46 ilustr.

W tomie tym dr inż. Zbichorski zebrał prace prof. Adamieckiego dotyczące: harmonizacji prac zespołowych w różnych działach przemysłu metalowego, zastosowania harmonogramów w przemyśle, do kierowania wykonaniem i do kontroli.

W przedmowie do książki prof. inż. Z. Rytel, podkreślając równoczesność i równoważność publikacji Adamieckiego i książek Taylora, stwierdza, iż w dziedzinie organizacji nie było innych prac, któreby w pojęciach i metodach stosowanych w przemyśle dokonały przewrotu o podobnej doniosłości.

Obserwacje rozpoczęte w r. 1930 były prowadzone wraz z innymi (opadu, odpływu i parowania) przez inż. K. Cisło, z ramienia Centr. Biura Hydrograficznego do r. 1937 i później w zmniejszonym zakresie.

Łatwo wysnuć z tego wniosek, że przez badanie stanu wód gruntowych w dorzeczu zmierzałem do określenia retencji gruntowej i w związku z tym do rozwiązania bilansu wodnego już w r. 1928, nie czekając zaproponowanej przez autora metody w r. 1936. Ku temu celowi zmierzałem konsekwentnie krok za krokiem, spożytkowując przekazywany mi materiał obserwacyjny z dorzecza Jasiółdy. Więc w r. 1932 opublikowałem „Bilans odpływu dorzecza Jasiółdy“ na podstawie obserwacji spadku wód gruntowych w dorzeczu w okresie wegetacyjnym, drukowany w Posiedzeniach Naukowych Państw. Instytutu Geologicznego.

W tym samym roku w pracy „Roczna wielkość parowania w dorzeczu Sanu“, drukowanej w Biuletynie Polskiej Akademii Umiejętności, wykazałem, że średnia roczna (z okresu) Pencka, obliczona dla większego dorzecza (Sanu), jest nieważna dla jego części, co utwierdziło mnie w przekonaniu, że tylko zapomocą poznanej retencji gruntowej, wielkość parowania może być ustalona i bilans wodny zamknięty.

W r. 1938/39 dysponując 7-mioma latami obserwacji i koniecznym dla mej metody dużym spadkiem wód gruntowych w dorzeczu Jasiółdy w r. 1937, — opublikowałem na prośbę Referatu Poleskiego poza tym — pracę „Woda gruntowa w dorzeczu Jasiółdy“, wydaną nakładem Polsk. Tow. Naukowego we Lwowie w r. 1939, podając w niej bilanse roczne za lata 1929 — 1937, obliczone już metodycznie na podstawie retencji gruntowych.

Czytelnik tej pracy nie znajdzie w niej ani śladu nawiązania, ani jakiegokolwiek związku z pracą inż. Dębskiego z r. 1936, lecz przeciwnie zasadnicze różnice w metodyce i w określaniu retencji gruntowej.

Ta praca moja tyczyła się jednak tylko Jasiołdy. Przed opublikowaniem ogólnego wzoru na wartość retencji gruntowej napisałem jeszcze we Lwowie „Analizę bilansu wodnego dorzecza“, drukowaną później w Krakowie, w Czasopiśmie Technicznym w r. 1946, głównie w tym celu, aby przygotować grunt i oczyścić go z imponderabiliów, takich jak liczenie bilansu wodnego (rocznego) zapomocą średniej (z okresu) Pencka, czy też poprawionego odpływu Oppokowa, lub zapomocą retencji brutto i netto Dębskiego, wzg. z retencji, określonej prostą proporcjonalnością tejże do słupa wody w podłożu, również Dębskiego, bo zjawisko parowania (strat) jest niezależnym zmiennym czynnikiem meteorologicznym, nieuchwytnym i nie dającym się ująć w ramki rachunku wyrównawczego.

Pracą „Bilans wodny dorzecza i metoda do jego obliczenia służąca“ drukowaną w Wiadomościach Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej w r. 1947 i podaniem ogólnego wzoru na obliczenie retencji gruntowej, a tym samym i bilansu wodnego, zamknąłem badania, sprowadzając to skomplikowane zagadnienie do prostej obserwacji stanów wód gruntowych w otworach wiertniczych (stacjach wód gruntowych Dębskiego) pod koniec roku hydrologicznego.

O tej ostatniej mej pracy i podanej metodzie wyraża się inż. Dębski, że w praktyce najczęściej nie da się stosować (jak powyżej). Autor nie widzi przy tym sprzeczności, w jaką popada, proponując w tym samym referacie, w rozdziale „Badania obszarów małych“ 1000 — 3000 km² powierzchni, „Utrzymanie 5 stacji wód gruntowych“, czego — zdaniem moim — dla podtrzymania swego twierdzenia odnośnie mej metody powinien był uniknąć.

Tak więc — kończąc ten opis genezy metody — można stwierdzić, że od początku do końca mej pracy dążyłem własną drogą ku wytknietemu celowi i nie szukałem u nikogo natchnienia, wbrew twierdzeniu inż. Dębskiego, że to On „zapropomował“ metodę, którą ja „rozwinąłem“.

Że nie rozwijałem metody zaproponowanej przez autora, wystarczy dodać, że wszak różnimy się zasadniczo w wynikach i naszych poglądach i na sposób liczenia retencji i na celowość posługiwania się tzw. przeciętnym rocznym bilansem, jaki autor ostatnio rekomenduje.

Kraków, dnia 15.XI.1948.

Prof. Dr Romuald Rosłoński

W związku z powyższym listem Prof. Dra R. Rosłońskiego, nadesłał do Redakcji Prof. Inż. K. Dębski następujące rozwinięcie treści swego poprzedniego artykułu, w odniesieniu do tematu dotyczącego kontroli chwilowych stanów retencyjnych:

POSTĘP METODY KONTROLI CHWILOWYCH STANÓW RETENCYJNYCH ZA POMOCĄ STANÓW WÓD GRUNTOWYCH.

Początek sieci obserwacyjnej wód gruntowych w Polsce.

O związku retencji i stanów wody gruntowej mówił ś. p. inż. Alfred Rundo w czasie pracy nad swym referatem pt. „La sécheresse de l'an 1921 et ses effets hydrologiques“, wygłoszonym na II Konferencji Hydrologicznej Państw Bałtyckich w Tallinie, w roku 1928.

Skutki hydrologiczne posuchy z roku 1921 rozciągnęły się w Polsce na cały rok 1922, w którym mimo znacznych opadów (86 do 136% normy), stany wody w rzekach w okresie letnim, bardzo się obniżyły. Obniżenie to spowodowane było intensywnym magazynowaniem wody w gruncie.

Badając hydrologiczne skutki posuchy, uskarżał się ś. p. inż. Rundo na brak materiału obserwacyjnego wód gruntowych, któryby mu pozwolił wyjaśnić to zagadnienie. To było bezpośrednim impulsem do założenia sieci obserwacyjnej wód gruntowych w Polsce. Studia wstępne przeprowadzone były w Centralnym Biurze Hydrograficznym Ministerstwa Robót Publicznych w latach 1926 — 1927.

Tymczasowa instrukcja dla obserwatorów stacji wód gruntowych zatwierdzona była przez Ministerstwo w roku 1928. W tym samym roku założone były pierwsze stacje obserwacyjne w dorzeczu Muchawca, Leśnej, górnej Narwi i Wwżewki. W roku 1929 sieć obserwacyjna wód gruntowych, w dorzeczu Wisły, liczyła już 44 stacje, a w roku 1930 liczyła 80 stacji.

Z inicjatywy Prof. Rosłońskiego a przy współdziałaniu i pod nadzorem Centralnego Biura Hydrograficznego, powstała w tym samym czasie sieć obserwacyjna wód gruntowych w dorzeczu Jasiołdy.

Pierwszy bilans wodny dorzecza Jasiołdy.

W roku 1932 prof. Rosłoński przeprowadził próbę ustalenia bilansu wodnego Jasiołdy, w kalendarzowym roku 1931. W artykule Swoim na ten temat, drukowanym w „Posiedzeniach Naukowych Państwowego Instytutu Geologicznego“ nr 33/1932, podał roczną sumę opadu 645,5 mm, odpływu 166,39 mm i parowania 497,11 mm.

Porównując miesięczne różnice opadu i odpływu z miesięcznym prawdopodobnym parowaniem obliczył prof. Rosłoński ilości wody magazynowane w gruncie względnie ilości z gruntu ubywające, w poszczególnych miesiącach.

W tym pierwszym bilansie zasilek wody gruntowej w okresach magazynowania obliczony jest na 207,03 mm i równoważy się z ubytkiem w okresach przewagi odpływu nad opadem.

Kontrola stanu retencji na początku i na końcu okresu bilansowania nie jest przeprowadzona ani w tej pracy, ani w następnym artykule prof. Rosłońskiego na temat Jasiołdy, wydrukowanym w roku 1935, pt. „Tworzenie się wody gruntowej na Polsiu“ (Posiedzenia Naukowe P. I. G. nr 42/1935), który tematu miernika retencji w ogóle nie porusza.

Kontrolę zmian retencji przeprowadził prof. Rosłoński dopiero w swojej pracy z roku 1938 („Woda

gruntowa w dorzeczu Jasiołdy na Polesiu i jej stosunek do odpływu i parowania". Lwów 1939. Archiwum Towarzystwa Naukowego we Lwowie). Podaje w tej pracy, że w okresie od 30.XI.1930 do 30.XI.1931 poziom wody gruntowej, wypośredkowany ze spostrzeżeń na 57 stacjach obserwacyjnych, podniósł się o + 0,142 m. To podniesienie stanów wody gruntowej odpowiadało zasiłkowi zapasu wody w gruncie + 30,4 mm.

Na zasadzie tych obliczeń, wykonanych w roku 1938, przerachował prof. Rosłoński bilans wodny dorzecza Jasiołdy, opracowany w roku 1932. W pracy cytowanej czytamy uwagę: „Zestawiony tutaj bilans za rok hydrologiczny 1931 prostuje dane opublikowane w Posiedz. Nauk. P. I. G. nr 33 z r. 1932 oraz w Hydrologii (Rybczyński, Pomianowski, Wóycicki) Część I, strona 160. Warszawa 1933”.

Pierwsze równanie funkcyjne, niżej podpisane.

Niedostatki pierwszego bilansu wodnego zauważono w Centralnym Biurze Hydrograficznym zaraz po jego opublikowaniu. Z przeglądu stanów wody rzek poleskich wynikało jasno, że rok odpływowy 1930/31 nie jest normalny. Jesienne stany wody były znacznie wyższe w roku 1931, aniżeli w roku 1930. Różnica wynosiła w rzece Prypoci, w profilu Mosty Wolańskie, aż 132 cm. Założenie prof. Rosłońskiego, że rok 1931 był bliski normalnego i że zapas wody gruntowej w tym roku się nie zmienił, było zatem niesłuszne. Stąd płynął wniosek następny, że bilans wodny, na tym założeniu oparty, słusznym być nie może.

W tym czasie właśnie (lata 1932 — 1933) pracowałem nad bilansem wodnym dorzecza Prypoci w profilu Mosty Wolańskie. Zachęcony atrakcyjnością zagadnienia kontroli stanów retencyjnych, podjąłem pierwszą próbę ustalenia miernika tych stanów.

Punktem wyjścia było założenie, że w okresie niskich stanów jesiennych, w przekroju zamykającym dorzecze typu Prypoci, stany wody muszą być pewną funkcją stanów retencyjnych dorzecza.

Opierając się na wynikach badania bilansu wodnego Prypoci za okres dziesięcioletni 1923 — 1932, wyrażono funkcję stanów retencyjnych, następującym równaniem:

$$dR_x = 0,8 dh \quad (1)$$

W równaniu tym R_x oznacza retencję (stan retencyjny) w ostatnim dniu października, w milimetrach, h oznacza poziom wody Prypoci w profilu Mosty Wolańskie, w centymetrach.

W referacie przesłanym w r. 1933 na Konferencję Międzynarodowej Asocjacji Hydrologii Naukowej w Lizbonie (K. Dębski: Związki opadu, odpływu i retencji w dorzeczu Prypoci — Les relations entre les précipitations, l'écoulement et la rétention dans le bassin de la Prypoc. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Bulletin Nr 20 Pithiviers-Loiret 1934) było zastosowane powyższe równanie do kontroli stanów retencyjnych w poszczególnych latach.

Retencja jako liniowa funkcja stanu wody gruntowej.

W miarę jak narastał materiał obserwacyjny wód gruntowych, dojrzała możliwość badania stanów

retencyjnych, jako funkcji stanów wody gruntowej. Stało się to w następujących, przygotowanych przeze mnie, opracowaniach bilansów wodnych rzek Hrywdy, Leśnej i Wyżewki. Referat mój z tego zakresu, oparty na wynikach kilkuletnich szczegółowych studiów prowadzonych przez partie pomiarowe Instytutu Hydrograficznego, był przesłany na następne Walne Zgromadzenie Asocjacji Hydrologii Naukowej, które odbyło się w Edynburgu w r. 1936. Praca była drukowana w języku francuskim (Le niveau de la nappe phreatique en qualité d'indice de rétention) i w polskim (K. Dębski — Poziom wód gruntowych jako wskaźnik retencji na obszarze Polesia. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Zeszyt 4. Warszawa 1936 r.).

W pracy tej postawiono wyraźnie zagadnienie mierzenia stanów retencyjnych zapomocą stanów wody gruntowej. Równanie funkcyjne dla zlewni Kanału Lubiszczyckiego w Przewłocze sformułowano następująco:

$$dR = 1,4811 dG \quad (2)$$

oznacza tutaj:

R — stan retencyjny w milimetrach,

G — średni stan wody gruntowej w dorzeczu w centymetrach.

Biorąc pod uwagę okres roku odpływowego możemy napisać:

$\Delta R = 1,4811 \Delta G$, jeśli G w centymetrach, albo

$\Delta R = 0,14811 \Delta G$, jeśli G w milimetrach.

Dla innych dorzeczy moglibyśmy analogicznie napisać:

$$\Delta R = a \cdot \Delta G \quad (3)$$

W cytowanej pracy ustalono następujące wartości dla a :

1) w zlewni kanału Lubiszczyckiego $a = 0,14811$ (14,811%),

2) w dorzeczu Leśnej $a = 0,0889$ (8,89%),

3) w dorzeczu Wyżewki $a = 0,0565$ (5,65%).

W roku 1938 dr Ostrómecki podał (Gospodarka Wodna. Zeszyt 6. 1938) wyniki swych obliczeń dla zlewni kanału Czemerne, z których wynika:

4) dla zlewni Czemerne $a = 0,1817$ (18,17%).

Na zasadzie mojej pracy z r. 1933 możnaby przyjąć:

4) dla Prypoci $a = 0,08$ (8%).

Taki był stan wykorzystania obserwacji wód gruntowych do badania stanów retencyjnych i bilansów wodnych aż do roku 1938.

Pierwsze równanie funkcyjne dla Jasiołdy, prof. Rosłońskiego.

W październiku roku 1938 przedstawił prof. Rosłoński wyniki swoich dalszych prac nad bilansem wodnym dorzecza Jasiołdy (Posiedzenie Wydziału Matematyczno-Przyrodniczego Tow. Nauk. we Lwowie z dnia 17.X.1938).

W pracy tej podał równanie:

$$Z - U = \beta W \quad (4)$$

Oznacza tutaj:

Z — zasiłek wody gruntowej w okresie bilansowania (w milimetrach),

U — ubytek wody gruntowej w okresie bilansowania (w milimetrach),

W — wielkość opadnięcia lub wzniosu zwierciadła wody gruntowej (w milimetrach),

β — zmienną wartość słupa wody w gruncie.

Ze względu na to, że różnica zasiłku i ubytku wody gruntowej równa się przyrostowi retencji w okresie bilansowania, możemy napisać:

$$Z - U = \Delta R$$

Dalej możemy napisać także: $W = \Delta G$, albowiem wznios zwierciadła wody gruntowej oznacza to samo co przyrost stanu wody gruntowej w okresie bilansowania.

Otrzymujemy stąd równanie, którego forma jest nam już znana:

$$\Delta R = \beta \cdot \Delta G \quad (5)$$

z tą tylko różnicą, że stała α z równania (3) jest zastąpiona tu zmienną wielkością β .

Wielkość β określił prof. Rosłoński dla Jasiołdy:

2) dla lat 1931 — 32 $\beta = 0,213930$.

2) dla lat 1931 — 32 $\beta = 0,213930$.

Udowodnił przy tym, że β maleje wraz ze stanami wody gruntowej.

Było to słuszne i wypływało logicznie z faktu wyczerpywania się zasobów wody gruntowej w miarę zbliżenia do zerowego punktu retencji.

Zagadnienie mierzenia stanów retencyjnych za pomocą stanów wody gruntowej posunął prof. Rosłoński w ten sposób wybitnie naprzód i to jest jego dużym i ważnym osiągnięciem.

Retencja jako funkcja paraboliczna stanu wody gruntowej.

W ostatnich pracach drukowanych w Czasopiśmie Technicznym w r. 1946 i w Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej w r. 1948 wyniki swoje poprawił prof. Rosłoński jeszcze bardziej.

W pracy z r. 1948 znajdujemy już równanie funkcyjne, wyrażające zmienność stanów retencyjnych w zależności od stanu wody gruntowej, według paraboli. Równania tej paraboli podane przez prof. Rosłońskiego są następujące:

1) dla zlewni Jasiołdy w Porzeczu:

$$t = 0,0000328 W^{2,258} \quad (6)$$

2) dla zlewni Wyżewki:

$$t = 0,00077 W^{1,62} \quad (6a)$$

3) dla zlewni kanału Czemerne:

$$t = 0,1336 W^{1,056} \quad (6b)$$

W równaniach tych przedstawia:

t — stan retencji gruntowej w milimetrach,

W — stan wody gruntowej w dorzeczu, w milimetrach.

Formę ogólną równań powyższych podaje prof. Rosłoński następująco:

$$t = \left(\frac{W}{c} \right)^a \quad (7)$$

Oznaczając stan retencyjny na początku okresu bilansowania przez R_1 , zaś na końcu okresu bilansowania przez R_2 oraz analogicznie stan średni wody gruntowej w otworach obserwacyjnych na początku okresu przez G_1 , zaś na końcu przez G_2 — możemy napisać:

$$a) R_1 = \left(\frac{G_1}{c} \right)^a$$

$$b) R_2 = \left(\frac{G_2}{c} \right)^a$$

Przyrost retencji w okresie bilansowania obliczymy z równania:

$$\Delta R = R_2 - R_1 = \left(\frac{1}{c} \right)^a \left[G_2^a - G_1^a \right] = \alpha \left(G_2^a - G_1^a \right)$$

Wprowadzając oznaczenie $\Delta G^a = G_2^a - G_1^a$, możemy napisać:

$$\Delta R = \alpha \cdot \Delta (G^a) \quad (8)$$

Równanie to daje możliwość obliczenia przyrostu retencji w ciągu roku odpływowego, w zależności od przyrostu stanów wody gruntowej w dorzeczu, pod warunkiem, że wielkości stałe w tym równaniu są znane.

Prof. Rosłoński obliczył wielkości stałe ze znanych stanów retencyjnych i przynależnych im stanów wody gruntowej. Nie jest to droga prosta, bo w praktyce właśnie wyznaczenie stanów retencyjnych najczęściej sprawia trudność.

W związku z tym, zagadnienie najdogodniejszej metody obliczenia i kontroli stanów retencyjnych pozostaje nadal otwarte i oczekuje na rozwiązanie. Warszawa, dnia 14 grudnia 1948 r.

Prof. Inż. Kazimierz Dębski

Rozpowszechnianie

„GOSPODARKE WODNA“

POGŁĘBIARKA „REKIN” PRACUJE NA WIŚLE.

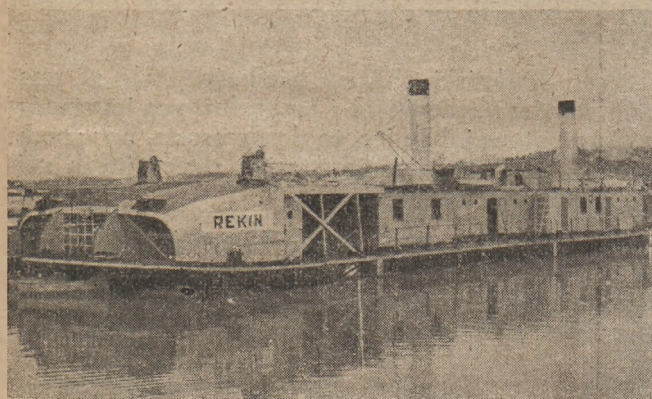
W sezonie 1948 r. spuszczone na wodę przez Stocznice Państwowego Zarządu Wodnego w Płocku i pracująca na Wiśle pogłębiarka dziobowo-dyszowa „Rekin” jest ciekawym obiektem eksperymentalnym.

Budowę tej pogłębiarki w czasie ostatniej wojny rozpoczęli okupanci na stoczni w Solcu Kujawskim nad Wisłą. W związku z działaniami wojennymi zachodziła konieczność usprawnienia transportów drogą wodną z Niemiec przez Wisłę, Bug, kanał Królewski, Dniepr i odwrotnie. Na odcinkach szlaku wodnego o niewystarczających głębokościach, przed pociągami barek miała się posuwać omawiana pogłębiarka, torując drogę holowanemu przez siebie pociągowi. Koncepcja ta wydawała się możliwą, gdyż urządzenie pogłębiarki wbudowano na statek holowniczy. Wobec niepomyślnego dla okupanta rozwoju działań wojennych na froncie wschodnim, budowę obiektu przerwano, tak że pogłębiarka w czasie wojny nie została wypróbowana. Po skończonej wojnie stocznia w Solcu Kujawskim uległa likwidacji, a pogłębiarka pod nazwą „Królewiec” została przekazana do dokończenia i uruchomienia Stoczni P. Z. W. w Płocku.

Zasadą działania pogłębiarki jest porywanie materiału przez wodę ssaną przez dwie pompy śmigłowe, umieszczone w odpowiednim przewodzie ssąco-tłoczącym na dziobie statku i wytłaczanie mieszanki na zewnątrz, na odpowiednią odległość od kadłuba.

Do budowy pogłębiarki wykorzystano statek holowniczy o napędzie tylnokołowym, ze sztywnymi łopatkami typu „Kongo”, podobny do holowników p/s „Warszawa” oraz p/s „Płock”, posiadanych obecnie przez Państwową Żeglugę na Wiśle.

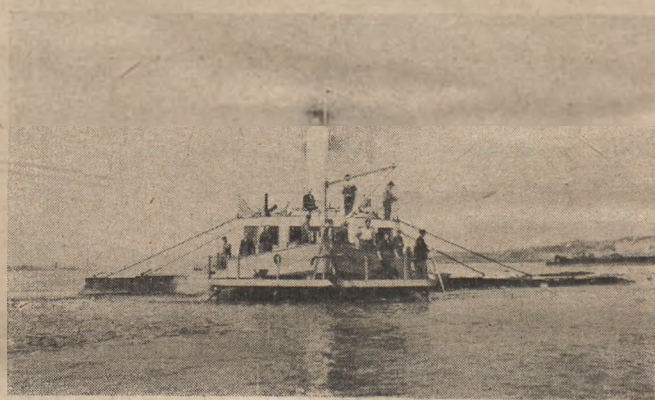
Próby obiektu, o kapitalnie przebudowanym przewodzie pompowym, w sierpniu br., wykazały przy kopaniu na wydajność, sprawność wynoszącą 970 do ponad 1000 m³ piasku na godzinę. Głębokość kopania przy nieobciążonych zbiornikach balastowych (na dziobie statku) — 1,60 m, przy obciążonych zbiornikach — 1,90 m.



Rys. 1. Pogłębiarka „Rekin” po spuszczeniu na wodę.

Po dodatkowych przeróbkach pogłębiarka otrzymała zadanie wykonania przekopu długości około 500 m na km 600 rz. Wisły, mającego na celu skierowanie nurtu do trasy regulacyjnej, ponieważ prawobrzeżna łacha, którą odbywa się obecnie żegluga, musi być zgodnie z projektem zamknięta przetamowaniami.

Na wymienionym projektowanym przekopie wybrano odcinek próbny długości 50 m, który pomierzono dokładnie przed i po przejściu pogłębiarki, mierząc jednocześnie czas kopania. Wykonane profile poprzeczne co 5,0 m w ilości 10 szt. wykazały, iż przekop ma kształt trapezu o szerokości w dnie około 10 m i nachyleniu skarp zbliżonym do 1:1. Powierzchnia poprzecznego przekroju wykopu wyniosła od 10,1 do 14,6 m², średnio 12,3 m². Zaznaczyć należy, iż pogłębiarka pracowała bez zabalastowania dziobu, na głębokościach przed kopaniem około 0,5 m. Pogłębienie efektywne wynosiło 1,0 m, głębokość uzyskana — 1,5 m. Kubatura przekopu przy powierzchni przekroju — 12,3 m³ i długości odcinka 50,0 m wynosiła 615 m³, czas pracy 45 minut. Obliczona stąd wydajność robocza pogłębiarki wynosiła 820 m³/godz.



Rys. 2. Pogłębiarka „Rekin” podczas pracy.

Dotychczasowe wyniki pracy pogłębiarki „Rekin” wykazują bardzo liczne możliwości zastosowania tego obiektu dla celów zarówno poprawienia warunków żeglugowych na pewnych odcinkach, tzn. doraźnego usunięcia mielizn, jak również przy robotach regulacyjnych, gdzie oddać może ta pogłębiarka nieocenione usługi. Mianowicie, jak w przytoczonym wyżej przykładzie, w całym szeregu wypadków zachodzi konieczność przerzucenia nurtu do właściwego ramienia rzeki zgodnie z założeniami projektu. Wówczas pogłębiarka „Rekin” może wykonać potrzebne przekopy na projektowanej trasie regulacyjnej celem skierowania tam ruchu żeglugowego, a koryto rzeki poza trasą może być bez przeszkód zabudowane budowlami regulacyjnymi.

Zdajemy sobie sprawę, że pogłębiarka „Rekin” w jej obecnym stanie nie ma możliwości wykonania pełnego wachlarza robót właściwych swemu typowi. Główną przyczyną tego jest brak dowolności odkładania czerpanego materiału w całości na prawą lub tylko na lewą burtę. Ograniczenie to sprawia, że kopanie rowu po osi niezgodnej z kierunkiem prądu (roboty regulacyjne) natrafia na trudności. Również niemożliwe jest wykonanie przekopu przez „suchy piasek” (mielizna której wierzch wyłania się z wody). Trudności te są jednak zagadnieniem czysto konstrukcyjnym, które na danym obiekcie nie mogły być rozwiązywane, z powodu istniejącego zabudowania pomieszczeń.

Inż. R. Okuszek i Inż. H. Jeziorski.

INŻYNIERSKI KURS HYDROGRAFICZNY PRZY POLITECHNICE WARSZAWSKIEJ.

W listopadzie 1948 r. otwarty został w Państwowym Instytucie Hydrologiczno-Meteorologicznym 3-letni Inżynierski Kurs Hydrograficzny (jednorazowy) dla umożliwienia uzyskania stopnia inżyniera technikom pracującym w dziale hydrologii. Inicjatywa zorganizowania Kursu powstała w łonie Dyrekcji PIHM z uwagi na katastrofalny brak sił inżynierskich w hydrologii i słabe nadzieje na otrzymanie ich z naszych uczelni akademickich.

Całość studium składa się z 6 semestrów po 4 miesiące; pozostały czas spędzą słuchacze na pracach letnich w terenie. W programie Kursu zwraca uwagę duża ilość ćwiczeń we wszystkich przedmiotach. Wśród zgłoszonych 30 słuchaczy, większość rekrutuje się z pracowników technicznych Centrali i Oddziałów PIHM i nieznaczna część z zewnątrz.

Program wykładów i ćwiczeń uwidocznił jest w poniższej tabelce:

I. Przedmioty z zakresu matematyki teoretycznej i stosowanej.

	wykł.	ćwic.
1. Repetytorium z matematyki	3	3
2. Repetytorium z fizyki	3	2
3. Matematyka wyższa	7	4
4. Geometria analityczna	3	2
5. Metody liczenia i monografia	2	5
6. Metody badań statystycznych	2	4
7. Teoria prawdopodobieństwa	2	2
8. Rachunek wyrównawczy	2	3

II. Przedmioty przyrodnicze.

9. Chemia wody i mikrobiologia	2	3
10. Botanika, fenologia roślin, fitosocjologia	2	2
11. Gleboznawstwo	2	2

III. Miernictwo i przedmioty pokrewne.

12. Miernictwo i kartografia	4	9
13. Rysunek techniczny i teoria rzutów	3	4
14. Geografia fizyczna i terenoznawstwo	3	5
15. Fotografia	1	2

IV. Przedmioty techniczne.

16. Materiały budowlane i budownictwo ogólne	2	2
17. Mechanika gruntów i fundamentowanie	2	3
18. Roboty ziemne, drogi i mosty	2	2
19. Budownictwo wodne	5	5
20. Melioracja i uprawa łąk	3	4
21. Wodociągi i kanalizacje	2	3

V. Przedmioty zawodowe.

22. Hydrografia	5	6
23. Hydrometria	3	7
24. Hydrologia	5	11
25. Hydraulika	4	8
26. Hydrogeologia	3	4
27. Oceanografia	1	2
28. Limnologia	2	3

29. Meteorologia	4	2
30. Sygnalizacja stanów wody	1	3
31. Prognoza zjawisk hydrologicznych	2	6

VI. Przedmioty dopełniające.

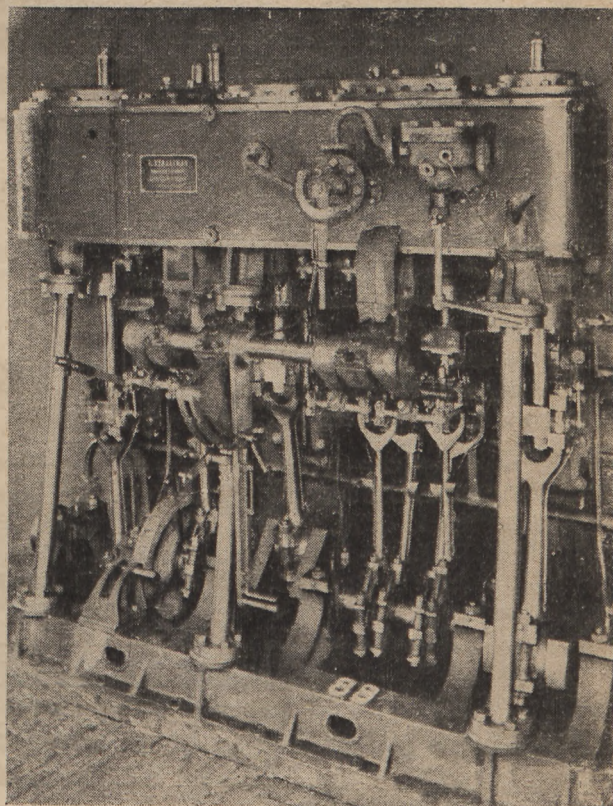
32. Prawo wodne	1	1
33. Kataster wodny	1	1
34. Zagadnienia gospodarki wodnej	1	1
35. Nauka o Polsce Współczesnej i świecie współcz.	2	—

Zespół wykładowców tworzą profesorowie i adiunkci Politechniki Warszawskiej.

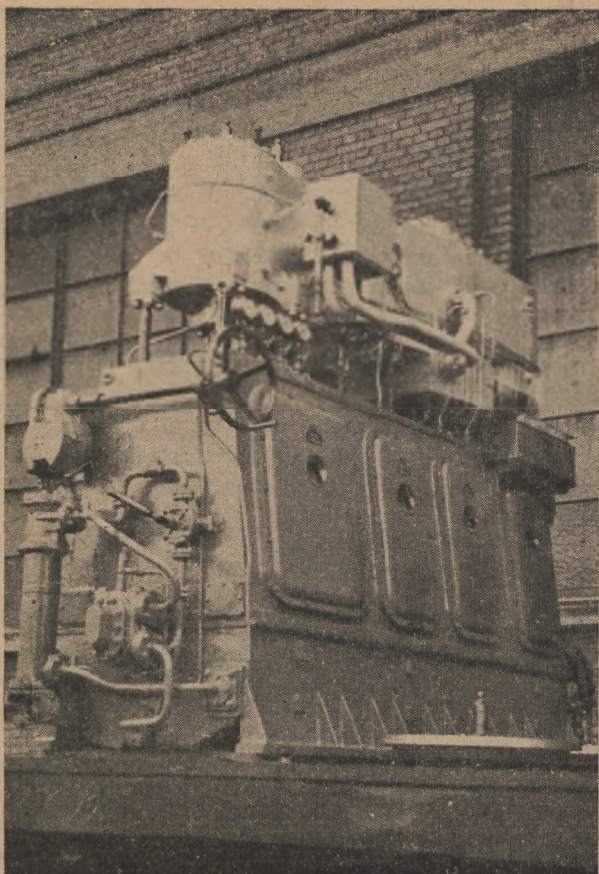
Dyrektorem Kursu został prof. inż. Kazimierz Rodowicz, zastępcą — prof. inż. Kazimierz Dębski.

MASZyny PAROWE DLA HOŁOWNIKÓW ODRZAŃSKICH.

Jako uzupełnienie artykułu pt. „Nowe holowniki dla Odry“ w numerze 5—6, str. 149, podajemy fotografie maszyn parowych potrójnego rozprężania, jakie będą służyć do napędu tych holowników. Rys. 1 przedstawia maszynę 250 KMi, 230 obr./min, mającą średnicę cylindrów 225, 370 i 600 mm, skok 325 mm, na parę o ciśnieniu 16 atm i temperaturze 300° C. Maszyny tego typu przeznaczone są na holowniki jednośrubowe na Odrę skanalizowaną. Rys. 2 przedstawia maszynę o mocy również 250 KMi, lecz 305 obr./min, mającą średnicę cylindrów 230, 370 i 600 mm, skok 300 mm, ciśnienie i temperaturę pary — jak poprzednio. Ten ostatni typ maszyny budowany jest jako maszyna prawa i lewa. Dwie maszyny tego typu o łącznej mocy 500 KM służyć będą do napędu



Rys. 1. Maszyna parowa 250 KMi, 230 obr./min.



Rys. 2. Maszyna parowa 250 KMi, 305 obr./min.

holownika dwuśrubowego na Odrę swobodnie płynącą. W maszynie tego typu charakterystyczna jest całkowicie zamknięta budowa, dostosowana do stosunkowo wysokiej ilości obrotów.

SEKCJA ŁAKARZY I TORFIARZY PRZY STOWARZYSZENIU INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH R. P.

W dniu 19 grudnia 1948 r. w siedzibie NOT odbył się Zjazd Sekcji Łąkarzy i Torfiarzy S. I. T. W. M.

Zjazd otworzył w imieniu Zarządu Głównego Stow. kol. wiceprezes J. Walukiewicz, po czym na przewodniczącego zjazdu jednogłośnie powołano kol. prof. C. Zakaszewskiego, a do prezydium — kol. kol. prof. Turczynowicza, prof. Świętochowskiego, Sławińskiego, Maksymowa, Budrewicz, Filipowicza i Oknińskiego.

Cele i zadania nowopowstałej Sekcji scharakteryzował kol. wiceprezes K. Matul, który powitał Zjazd w imieniu Ministra Rolnictwa i R. R. oraz Zarządu Głównego

Stowarzyszenia. Kol. Matul podkreślił doniosłość Zjazdu w chwili tworzenia podwalin nowego ustroju gospodarczego Polski. Melioracje przed wojną nie były skoordynowane z zagospodarowaniem terenów meliorowanych. Fundamentem projektu powinno być zagospodarowanie obiektu i do niego musimy dowiązać meliorację, a nie traktować melioracji jako podstawy projektu, zagospodarowania zaś — jako zjawiska wtórnego. Nie powinniśmy odwodniać lub nawadniać terenów przed uzgodnieniem projektu melioratora z rolnikiem, łąkarzem i torfiarzem.

Na czoło zagadnień rolniczo-melioracyjnych wysuwa się konieczność wzmocnienia hodowli zwierząt. Gospodarka narodowa wymaga jak najszybszego zagospodarowania wszystkich użytków zielonych. Przed nami stoi wielka praca, przeto dużą wagę przywiązuje się do obecnego Zjazdu i prac Sekcji, która winna podjąć się rozpracowania tych zagadnień i zorganizowania przygotowania koniecznych kadr.

Po odczytaniu projektu Regulaminu Sekcji, przyjęto go, uwzględniając poprawki wniesione przez NOT i Zarząd Główny Stowarzyszenia.

Następnie kol. Zaleska i kol. Taytsch wygłosili referat pt. „Zarys programu działalności Sekcji Łąkarzy i Torfiarzy“, który wywołał żywą dyskusję. Jako najważniejsze uznano zwracanie większej uwagi na gospodarkę wodną w zagadnieniach łąkowych i torfowych, na konieczność zaradzenia brakowi kadr oraz potrzeby wydawnictwa fachowego.

W wyniku przeprowadzonych wyborów, Zarząd Główny Sekcji Łąkarzy i Torfiarzy przedstawia się następująco:

Przewodniczący — kol. J. Walukiewicz,
Zastępcy Przewodn. — kol. prof. Świętochowski i kol. Prończuk,

Sekretarz — kol. Jacniacki,

Skarbnik — kol. Okniński,

Członkowie — kol. Zaleska, kol. prof. Grzymała, kol. Ostaszewski, kol. Zawistowski.

Na zakończenie Zjazdu kol. S. Modrzejewski wygłosił referat pt. „Regulacja rzek dla celów rolniczych“.

SPROSTOWANIE.

W artykule Mgra E. Hohendorfa pt. „Niedobory i nadmiary opadów w Polsce“, zamieszczonym w zeszycie nr 10 z 1948 r., na str. 276, w szpalcie drugiej, w wierszu 17 od góry winno być:

$$a_1 b_1 + a_2 b_2 + a_3 b_3 + \dots + a_n b_n$$

na str. 278, w szpalcie pierwszej, w wierszu 18 od dołu zamiast „materiałów“ winno być „nadmiarów“.

KOMITET REDAKCYJNY: Prof. Dr Inż. S. Bac, Prof. Inż. W. Balcerski, Inż. Z. Bęczkowski, Inż. M. Chudzyński, Prof. Dr Inż. E. Czetwertyński, Prof. Inż. K. Dębski, Inż. S. Ihnatowicz, Inż. Z. Kornacki, T. Maliszewski, Inż. K. Matul, Dr Inż. J. Matusiewicz, Prof. Dr Inż. J. Ostromecki, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Rosłoński, Prof. Inż. Mgr Z. Rudolf, Inż. S. Sienkowski, Inż. Z. Sochoń, Inż. A. Szczawiński, Inż. T. Tillinger, Prof. Inż. S. Turczynowicz, Inż. J. Wokroj, Prof. Inż. C. Zakaszewski, Inż. Z. Zmigradzki.

Redakcja i Administracja: Warszawa, Nobla 9 m. 4.

Czynna w dni powszednie w godz. 14 — 16 (tel. 52-38).

Prenumeratę należy wpłacać na konto P.K.O. I-1960, „Gospodarka Wodna“, Czasopismo, Redakcja i Administracja.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna.

Redaktor: Inż. M. Chudzyński

Prenumerata za drugie półrocze 1948 r. wynosi 450 zł. Cena niniejszego numeru 150 zł.