

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok IV

Warszawa, Listopad – Grudzień 1938 r.

Nr. 6

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Dębski K. inż.* Wytyczne metodyki bilansowania wód. — *Rożański A. prof. dr inż.* Wielka woda w potokach. — *Lambor J. inż.* Odpowiedź na artykuł prof. A. Rożańskiego p. t. „Wielka woda w potokach”. — *Ostromęcki J. dr inż.* Bilans wodny i stosunki odpływu zlewni bagna Czemerne. — *Szowhenow J. inż.* Organizacja robót melioracyjnych w Czechosłowacji. — *Golczewski A. inż.* Próby ustalenia kryteriów przy zabudowaniu potoków górskich. — *Ihnatowicz S. inż.* Suwak do obliczenia hydrologicznej miary żeglowności rzek. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Recenzje i krytyki. — Kronika.

Sommaire: *Dębski C. ing.* Lignes directrices des méthodes d'établissement du bilan des eaux. — *Rożański A. prof. dr ing.* Les hautes eaux des torrents. — *Lambor J. ing.* Réponse à l'article de M. le prof. A. Rożański: „Les hautes eaux des torrents”. — *Ostromęcki G. dr ing.* Bilan hydrologique et écoulement du bassin du marais Czemerne. — *Szowhenow J. ing.* Organisation des travaux d'amélioration en Tchécoslovaquie. — *Golczewski A. ing.* Essais d'établissement des criteriums pour l'aménagement des torrents. — *Ihnatowicz E. ing.* Règle à calcul pour compter l'indicateur hydrologique de navigabilité des rivières. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Comptes-rendus et critique. — Chronique.

Inż. Kazimierz Dębski

Wytyczne metodyki bilansowania wód.

Polska jest naogół uboga w wodę. Rzut oka na mapę opadową wskazuje, że roczna suma opadów w przeważnej części kraju waha się około wartości 500 mm, skąd inąd wiadomo zaś, że w warunkach spotykanych w tej części Polski straty wód opadowych na parowanie i konsumpcję roślinną z reguły przekraczają wartość 400 mm. Reszta wód opadowych cdpływa rzekami ku morzu.

Gospodarka wodna w Polsce wymaga stopniowej naprawy. Rozbudowa urządzeń odwadniających i regulacje rzek dadzą w wyniku zwiększenie odpływu. Intensyfikacja gospodarstw rolnych prowadzi będzie z reguły do zwiększenia zapotrzebowania wody na cele rolnicze. Ponieważ ilość wody pochodzącej z opadów przy tym wszystkim, na większych obszarach, zmianom poważniejszym nie ulegnie, równowaga w bilansie wodnym, osiągniętą będzie głównie przez takie przesunięcia w rozkładzie rocznym strat i odpływu, aby suma tych dwóch składników bilansu pozostała — praktycznie biorąc — niezmienną na obszarach mniejszych, przewidywać trzeba ponad to możliwość zmian wielkości powyższej sumy.

Powstaje zagadnienie, czy przesunięcia te i zmiany nie dadzą w wyniku uszczuplenia użytecznych zapasów wód i wilgotności w kraju, oraz czy szkody stąd wyniknąć mogące nosić będą charakter trwały czy przemijający. Pojawienie się powyższego problemu uzasadnia z kolei potrzebę dokładnego badania stosunków opadu, odpływu i retencji a środkiem służącym temu celowi jest bilansowanie wód.

Sporządzanie bilansów wodnych natrafia na szereg przeszkód, mających swe źródło w trudnościach ilościowej oceny parowania terenowego oraz retencji gruntowej na większych obszarach. Trudności są tym większe im krótszy jest okres czasu, dla którego bilans wodny ma być sporządzony.

W wyniku studiów prowadzonych w Instytucie Hydrograficznym M. K. opracowałem wykreślno-analityczną metodę zestawiania bilansów wodnych dla obszarów nizinnych, w miesięcznych przedziałach czasu. Metodę tę rozwinąłem w kilku, kolejno po sobie następujących pracach:

a) Les relations, entre les précipitations, l'écoulement et la rétention dans le bassin de la Prypéc. Rapport présenté à la V-me Assemblée Générale de l'Association Hydrologique de l'U.G.G.I. à Lisbonne 1933¹⁾.

b) Le niveau de la nappe phréatique en qualité d'indice de rétention. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Congrès d'Edimbourg du 14 au 26 Septembre 1936. Rapports divers. Pithiviers.

c) Poziom wód gruntowych jako wskaźnik retencji na obszarze Polesia. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Zeszyt 4. Warszawa 1936.

¹⁾ W języku polskim publikowano w wydawnictwie pt.: Udział Centr. Biura Hydr. w pracach Sekcji Hydrologii Naukowej Międzynarodowej Unii Geodez.-Geofizycznej. Warszawa 1934. Nakł. M. K.

Według powyższej metody opracowałem ostatnio bilans wodny dla kilku rzek w Polsce. Wyniki opracowań zawiera publikacja Instytutu Hydrograficznego M. K. p. t. „Hrywda, Leśna, Wyżewka. Warszawa 1938”.

Ponieważ metoda omawiana kształtowała się stopniowo, w poszczególnych pracach, wyżej wymienionych, opisana jest tylko fragmentarycznie. W związku z tym celowym się wydaje syntetyczne ujęcie całości w sposób taki, któryby ułatwił czytelnikowi posługiwanie się metodą powyższą w praktyce. Cel ten spełnić mają wytyczne niniejsze.

W y t y c z n e.

Badana zlewnia traktowana jest jak zbiornik wody, dla którego przeprowadza się s u m o w a n i e opadów P i odpływu H .

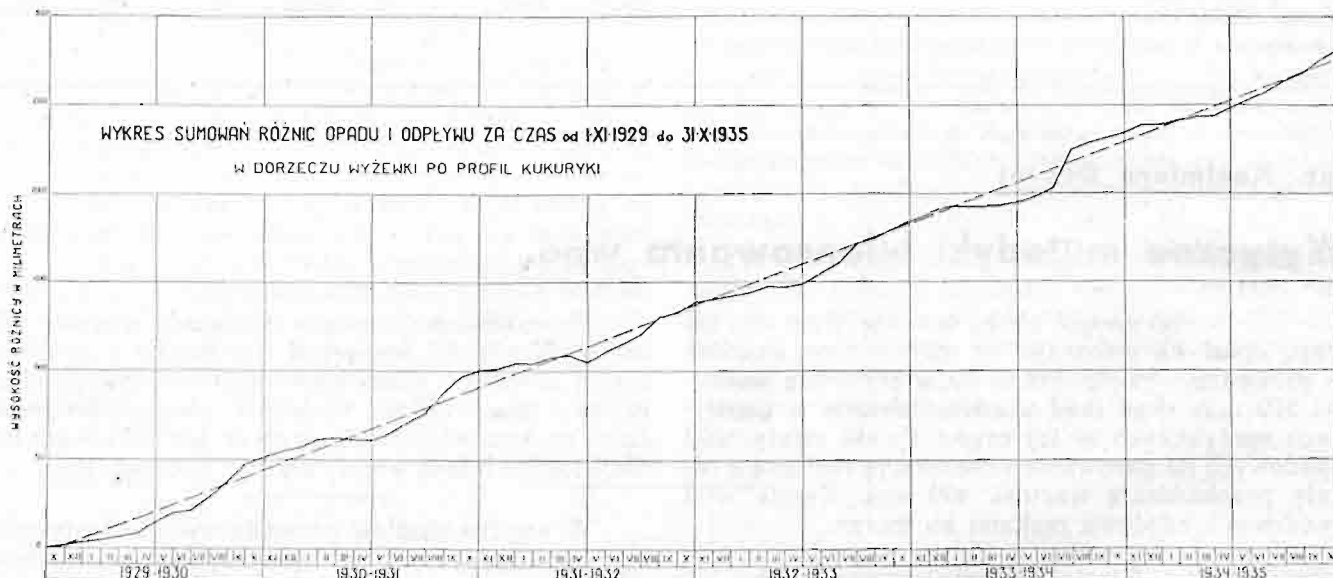
Po obliczeniu różnic $P-H$ dla poszczególnych miesięcy okresu bilansowego, zsumowaniu ich od początku okresu i wykreśleniu odnośnej krzywej sumowania otrzymujemy linię falistą, wznoszącą się, przy czym długość fali wynosi 1 rok (rys. 1).

W dotychczasowym rachunku przyjęto w pierwszym przybliżeniu, że straty są równomiernie rozłożone na cały okres bilansowy. Ponieważ w rzeczywistości jest inaczej, należy wynik rachunku poprawić.

O podziale rocznej sumy p a r o w a n i a między poszczególne miesiące roku, znajdujemy już w literaturze hydrologicznej dość dużo danych, z których można dobrać wartości najlepiej odpowiadające warunkom badanym.

Jeżeli odpowiednio dobrane i wyrażone w procentach sumy rocznej przeciętne miesięczne sumy parowania, zaczynając od początku roku hydrologicznego (1. XI), po koniec poszczególnych miesięcy roku podsumujemy, a następnie obliczone w ten sposób sumy odejmiemy od sum obliczonych analogicznie przy założeniu równomiernego podziału parowania na cały rok, otrzymamy różnice, wyrażające tę część wody zmagazynowanej w dorzeczu, która ma następnie służyć do wyrównania różnic parowania w poszczególnych miesiącach roku przeciętnego.

Po dodaniu otrzymanych w ten sposób różnic wody zmagazynowanej do obliczonych poprzednio



Rys. 1. Linia sumowania różnic ($P-H$) dla dorzecza Wyżewki. (Rz. Hrywda, Leśna, Wyżewka).

Jeżeli tę linię falistą wyrównamy za pomocą linii prostej, a następnie prostą tę przesuniemy w dół do położenia stycznej z linią falistą, możemy styczną powyższą uznać za linię sumowania s t r a t (S) przy założeniu, że straty te są rozłożone równomiernie na cały okres bilansowania (prosta c na rys. 2).

Odcinki rzędnych linii falistej, położone nad linią sumowania strat, przedstawiają względną miarę objętości tej części wód zmagazynowanych w dorzeczu, która z czasem weźmie udział w odpływie. Objętości te nazwane są „względnymi wartościami retencji n e t t o”.

Z powyższych wartości sporządzić można nowy wykres w układzie współrzędnych prostokątnych, który tworzyć będzie podstawę do dalszych obliczeń (rys. 3, fig. B, pole czarne).

względnych wartości retencji netto, otrzymamy względne wartości retencji b r u t t o.

Wartości te przedstawiają tę ilość wody, która jest zmagazynowana w dorzeczu i bądź to będzie zużyta na zasilenie odpływu, bądź też zostanie wyparowana (rys. 3, fig. B, linia górna).

Wyniki obliczeń dotychczasowych stanowią pierwsze przybliżenie, do którego należy wprowadzić p o p r a w k i, uwzględniające tę okoliczność, że roczne wysokości strat nie są jednakowe we wszystkich latach okresu bilansowania, lecz w rzeczywistości ulegają zmianom z roku na rok.

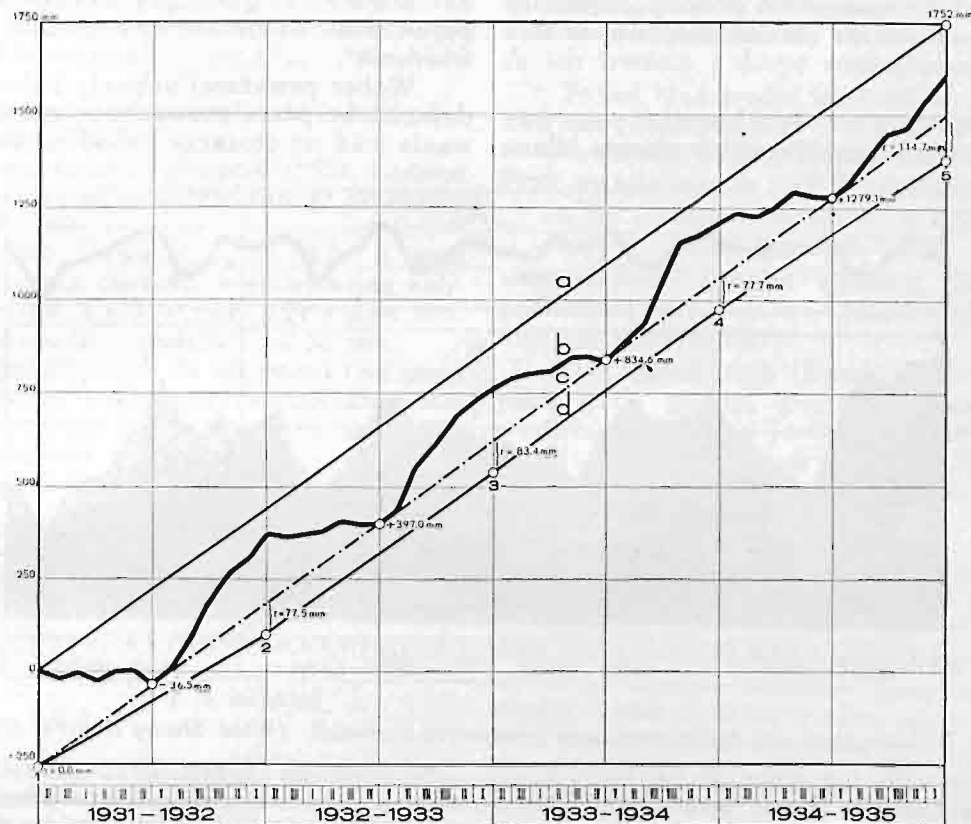
Potrzebne poprawki obliczymy przy pomocy wyników spostrzeżeń stanów wód g r u n t o w y c h, biorąc przy tym pod uwagę stany noto-

wane pod koniec miesiący od lipca (31. VII) do listopada (30. XI) poszczególnych lat.

W miesiącach tych różnica wartości retencji brutto i netto bywa niewielka, a więc i błędy obliczeń, wynikające z poprzednich założeń bywają najmniejsze.

gdyż wszystkie najważniejsze składniki bilansu wodnego, biorąc pod uwagę okresy całoroczne, zostały już z dostateczną dokładnością wyznaczone.

Gdyby okazała się potrzeba bilansowania w okresach krótszych, trzeba wprowadzić dalsze poprawki wynikające stąd, że rozdział strat na po-



Rys. 2. Linie sumowania różnic ($P-H$) dla dorzecza Hrywdy. (*Wiad. Służby Hydr.* 4. 1936).

OBJASNIENIA:

- a — linia strat przy założeniu równomiernego rozdziału strat na cały okres bilansowania,
- b — linia strat według rozdziału rzeczywistego,
- c — linia a przesunięta równolegle w dół, tak że odcinki rzędnych zawarte między liniami b i c przedstawiają w pierwszym przybliżeniu — względną wartość retencji netto,
- d — linia c poprawiona przez wprowadzenie poprawek r , tak że odcinki rzędnych między liniami b i d dostatecznie dokładnie wyznaczają względną wartość retencji netto.

Porównując linie przebiegu względnych wartości retencji brutto i stanów wód gruntowych w okresie od 31. VII do 30. XI możemy zauważyć, że obie linie są naogół podobne, jednakowoż odległość ich wzajemna w różnych latach bywa rozmaita (rys. 3).

Przesunięcia odnośne są wprost proporcjonalne do błędów, wynikających z założenia wyżej przyjętego, że roczne sumy strat są równe.

W związku z tym, z powyższych przesunięć, posługując się metodą najmniejszych kwadratów można obliczyć wielkość błędów, a więc i potrzebnych poprawek.

W tym celu formułujemy równania prostych, w których jako zmienne wiadome występują odczyty stanów wody gruntowej i obliczonych na ten sam dzień wartości retencji brutto, jako niewiadome przyjmuje się wspomniane przesunięcia.

Wartości uzyskane z rozwiązania tych równań służą z kolei do określenia najprawdopodobniejszej sumy strat w każdym roku (rys. 2, linia d).

W przeważnej ilości zadań praktycznych obliczenia bilansowe mogą być na tym zakończone,

szczególne miesiące roku, w różnych latach nie bywa jednakowy.

Może to być potrzebne przy niektórych rozważaniach teoretycznych, dotyczących tych zjawisk hydrologicznych, które trwają stosunkowo krótko (np. posuchy, wezbrania itp.).

Można wówczas zużytkować wyniki spostrzeżeń nad parowaniem. Roczne sumy strat, które zgodnie z wyżej podanymi wywodami obliczono dla poszczególnych lat w sposób dostatecznie dokładny, należałoby wówczas rozdzielić na poszczególne miesiące tych lat w stosunku, jaki dla nich wyznaczyć się daje z pomiarów parowania, prowadzonych na stacjach lysymetrycznych lub, co by już było mniej dokładne, na ewaporometrach podających parowanie z powierzchni wody.

*
*
*

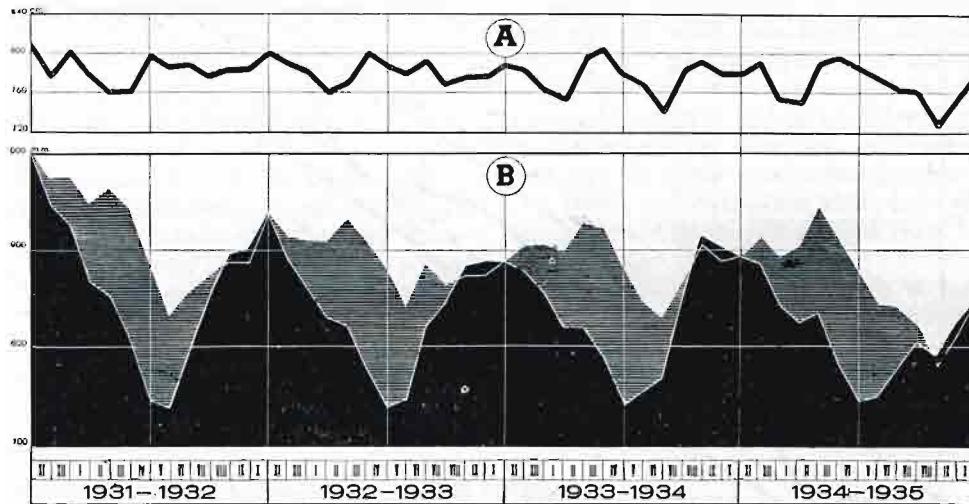
Wytyczne powyższe mogą być wprowadzone w życie w tych wszystkich wypadkach, w których rozporządzać będziemy dostateczną ilością i jakością spostrzeżeń opadowych, odpływowych i stanu

wód gruntowych. Ażeby użycie parowania, jako elementu pomocniczego, było możliwe, niezbędne jest posiadanie odpowiednich lysimetrów lub przynajmniej ewaporometrów. Ponieważ instalacje tego rodzaju są kosztowne a spostrzeżenia dość skomplikowane, badania odnośnie nie są dostatecznie rozpowszechnione. Użyteczność ich przy sporządzaniu bilansów wodnych weszła obecnie zaledwie w stadium prób i doświadczeń.

Otwartą pozostaje przy tym kwestia opracowania najdogodniejszej metodyki sporządzania bilan-

„Wskazaniem jest, ażeby na następną Bałtycką Konferencję Hydrologiczną przygotowane zostało sprawozdanie o postępach metodyki badań bilansu wodnego rzek. Skoro doświadczenia nad statystyczno - matematyczną metodą K. F i s c h e r a²⁾ i nad metodą wypracowaną przez K. Dębickiego będą zebrane, szczególnie jest pożądanym, ażeby i o tym zostało złożone sprawozdanie”.

Wobec powyższej uchwały wskazanym się wydaje, ażeby prace prowadzone w zakresie bilansowania wód na obszarze Polski komunikowane były



Rys. 3. Linie przebiegu zmian stanu wód gruntowych i retencji. (Wiad. Służby Hydr. 4. 1936).

OBJASNIENIA:

fig. A. przedstawia linię przebiegu zmian stanu wód gruntowych,

fig. B. przedstawia przebieg retencji, przy czym linia ograniczająca powierzchnię czarną wyraża retencję netto, natomiast linia ograniczająca od góry powierzchnię zakreskowaną wyznacza retencję brutto. Powierzchnia zakreskowana na

fig. B. oznacza tę część wody zmagazynowanej w dorzeczu, która zużyta bywa na wyrównanie strat w różnych miesiącach tego samego roku.

sów. Kwestia ta była m. i. przedmiotem dyskusji przeprowadzonej na posiedzeniu grupy hydrologii kontynentalnej VI Bałtyckiej Konferencji Hydrologicznej w Lubece w sierpniu 1938, po referacie Dr. W. F r i e d r i c h a (Berlin) na temat „Methodik der Untersuchungen über den Wasserhaushalt in Flussgebieten”.

W toku dyskusji przedstawiłem wytyczne metodyki stosowanej w polskim Instytucie Hydrograficznym, w wyniku czego wśród uchwał powziętych przez Konferencję znalazła się następująca:

kołom zainteresowanym za pomocą odpowiednich artykułów w prasie fachowej względnie w specjalnych sprawozdaniach. Ułatwi to zebranie odpowiedniego materiału dla delegacji polskiej na następną Bałtycką Konferencję Hydrologiczną (Kowno 1941), w myśl postulatów uchwały.

²⁾ K. F i s c h e r. Ziele und Wege der Untersuchungen über den Wasserhaushalt der Flussgebiete. Berlin 1936.

Dr Inż. Adam Rożański prof. Uniw. Jag.

Wielka woda w potokach.

Do bardzo cennego referatu inż. Lambora, zamieszczonego w „Gospodarce Wodnej” w sprawie wielkiej wody potoków w dorzeczu Dniestru¹⁾ — pozwalam sobie dodać kilka uwag.

Twierdzenie inż. Lambora, że zastosowanie moich formuł do wyznaczenia wielkiej wody poto-

ków wymaga zdjęcia dorzecza, jest o tyle słuszne, że należy zdjąć charakterystyczne przekroje poprzeczne i spadki potoku powyżej uważanego miejsca aż do źródeł, aby obliczyć średnie chyżości i czas spływu wody. Szkoda więc, że zamiast zdjęcia 5 przekrojów poprzecznych pot. Jasioniczanka blisko siebie (km 9,75 — 11,57), z których użyto do obliczenia wielkiej wody tylko 2 i wzięto średnią z wyników, nie wybrano tych przekrojów na

¹⁾ Inż. Julian Lambor: Największe przepływy w dorzeczu górnego Dniestru przy małych zlewniach. Gospodarka Wodna — zeszyty 4 i 5 z r. 1938.

całym — krótkim zresztą biegu potoku powyżej uważanego miejsca.

Wzór $v = 20 \cdot \sin^{3/5} \alpha$ nie jest, według Bubeneya²⁾, wzorem Rzihy, jak go nazywa Autor, lecz wzorem używanym w Bawarii. Według Rzihy w austriackich stosunkach górskich i klimatycznych można przyjąć dla spadów doliny większych, niż 10‰ $v = 3,5$ m/s, dla spadów 5 do 10‰ $v = 3,0$ m/s, a dla spadów mniejszych, niż 5‰ — $v = 2,12$ m/s.

Nie miałem możności sprawdzenia formuły bawarskiej i tabeli Rzihy.

Na podstawie formuły bawarskiej inż. Lambor obliczył czas spływu wody do uważanego przekroju potoku $T = 44,3$ min.

Według tabeli Rzihy $v = 3,5$ m/s, a stąd $T = 30$ min. Średnia chyżość wielkiej wody obliczona z przekrojów 2 i 3 wynosi 3,24 i 3,46 m/s, a czas spływu wypadłby średnio $T = 31$ min.

Ponieważ jest możliwe, że tuż przed tym pada deszcz długotrwały, a zlewnia Jasieniczanki jest krótka, można przyjąć — jak to zrobił inż. Lambor — czas spóźnienia $t_r = 0$.

Natężenie deszczu dla $T + t_r = 30$ min. wynosi $i = -0,365 + \frac{5,143}{\sqrt{30}} = 1,29$ mm/min.

Zlewnia nie może być większa, niż zasięg deszczu, zatem według mojej formuły

$$F \leq \frac{(5 - 1,29)^3}{0,2}, F \leq 225 \text{ km}^2$$

Ponieważ zlewnia Jasieniczanki mierzy powyżej uważanego miejsca zaledwie 11,7 km², przeto nie zachodzi obawa niepokrycia zlewni deszczem.

Opad $p = 16,6 \cdot 1,29 = 21,41$ m³/s/km².

Współczynnik spływu przyjęty do mej formuły przez inż. Lambora $\psi = 0,50$ wydaje się, sądząc według norm stosowanych w kanalizacji miast, raczej za wielkim i lepiej przyjąć wartość wyśredkowaną przez inż. Lambora $\psi = 0,36$. Jak to podniosłem w publikacjach (zacytowanych pod 2) należałoby badać doświadczalnie wielkość tego współczynnika dla różnych potoków.

Ilość przepływu wielkiej wody na 1 km² zlewni:

$q = \psi \cdot p = 0,36 \cdot 21,41 = 7,71$ m³/s/km², a cały przepływ wielkiej wody

$Q = q \cdot F = 7,71 \cdot 11,7 = 90$ m³/sek.

dla założenia (nie sprawdzonego), że czas spływu wody wynosi 30 min.

Inż. Lambor obliczył dla $t = 45$ min i $\psi = 0,50$:

$Q = 8,97 \cdot 11,7 = 105$ m³/sek.

Opad nawalny w Rozłuczu w dn. 13 czerwca 1937 r. trwał 35 min, a intensywność jego $i = 1,99$ mm/min. Według mojej formuły deszcz trwający 35 min. może mieć natężenie $i = 1,21$ mm/min, a nie 1,57 — jak wskutek pomyłki rachunkowej

²⁾ Adam Rożański: Oznaczenie przepływu wielkiej wody w potokach — Pamiętnik I Polskiego Zjazdu Hydrotechnicznego. Warszawa, 1929 r.

Ten sam: Détermination du debet maximum des petits cours d'eau naturels — Rozpr. Światowej Konferencji Energetycznej. Barcelona, 1929 r.

³⁾ J. F. Bubeney — Die Gewasserkunde — Handb. der Ing = W. Lipsk. 1914.

podano (w referacie), a zatem znacznie mniejsze, niż zaobserwowano. Słuszna jest uwaga inż. Lambora, że ilość obserwacji, jakie miałem do dyspozycji jest stosunkowo mała — (dla Małopolski 14 z lat 1901 — 1910), a dodam, że obserwacje te — nie wyłączając zapewne i obserwacji w Rozłuczu — są prawdopodobnie także nie dość dokładne, co jest zrozumiałe, jeśli ma się na uwadze krótkość czasu ich trwania i dosyć wielką niespodziewalność.

To też błąd średni wartości wyrównanych wynosi dla Małopolski $\varepsilon = 0,50$, po opuszczeniu 5 spostrzeżeń odbiegających znacznie od innych. Przy uwzględnieniu tych 5 spostrzeżeń wypadają:

$$a = -0,26 \text{ (zamiast } +0,365) \text{ i} \\ b = 5,149 \text{ (zamiast } 5,143)$$

więc wartości i nieco wzrosną, ale błąd średni podnosi się do $\varepsilon = 0,75$ — (dla $t = 35$ min, $i = 1,31$ mm/min zamiast 1,21).

Prof. Schoklitsch (Brno)⁴⁾ twierdzi, że w Alpach gdzie padają gwałtowne deszcze nawalne wartości obliczone z formuły Hellmanna (w której dla Niemiec Północnych $a = -0,311$, $b = 3,522$) są wielokrotnie przewyższane i że tam formuła $N \text{ mm} = 10 \sqrt{t}$ czyli

$$i = \frac{10}{\sqrt{t}}$$

daje dobre wyniki, jeżeli opuści się rzadkie katastrofalne deszcze nawalne. Nam jednak właśnie chodzi o katastrofalne wielkie wody — nie należy więc pomijać takich deszczów.

Czy u nas zachodzi potrzeba zmiany kształtu formuły Hellmanna mogą wykazać dopiero dalsze bardzo starannie i przez dłuższy okres czasu prowadzone obserwacje. W każdym razie studia te są bardzo potrzebne.

Jakkolwiek nie ma ścisłej granicy między deszczami nawalnymi i długotrwałymi, to jednak deszcze trwające dłużej niż 3 godziny zatracają charakterystyczne cechy deszczów nawalnych i należy je zaliczyć już do deszczów długotrwałych. Formuły Hellmanna i moje nie są stosowne bez ograniczenia i dlatego nie ma praktycznego znaczenia obliczona przez inż. Lambora matematyczna wartość maksymalnej zlewni $F = 566$ km².

Z licznych przeliczeń nabrałem przekonania, że deszcz nawalny daje wielką wodę ze zlewni poniżej 50 km², ze zlewni zaś powyżej 100 km² — zazwyczaj już deszcz długotrwały, a dla zlewni między 50 a 100 km² należy obliczyć wielką wodę na podstawie obu rodzajów deszczów i wybrać większą wartość.

Pamiętać przy tym należy, że dla większych zlewni, o więcej zmiennej konfiguracji terenu, może deszcz o zasięgu równym lub nawet większym niż zlewnia, nie nakryć jej całkowicie. W tym razie należy wyznaczyć zlewnię czynną — podobnie jak to robi Klunzinger⁵⁾ — dającą największy spływ.

⁴⁾ Armin Schoklitsch — Der Wasserbau. Wiedeń 1930.

⁵⁾ Klunzinger: Beitrag zur Lösung der Aufgabe, aus dem Verlauf eines Niederschlages den Verlauf des Hochwassers zu bestimmen Wochenschr. d. Ing. u. Arch. Ver. 1882.

Ten sam: Weitere Studien über den Verlauf der Hochwässer. Zeitschr. d. österr. Ing. — u. Arch. Ver. 1896.

Co do rozkładu natężenia deszczów nawalnych, to deszcze o natężeniu mniejszym, niż 1,86 mm/min mają jednostajne natężenie, co jest widoczne z mojej formuły

$$p = 16,6 \cdot i$$

przedstawiającej równanie prostej ograniczającej opady o największym natężeniu.

Zamiennik mm/min na m/s pomnożony przez km² równa się 16,67.

Opady o natężeniu większym, niż 1,86 mm/min mają centrum o największym natężeniu spadającym ku brzegom zasięgu i należy stosować redukcję na średnią wartość, co uwzględnia moja formuła:

$$p = 13,8 \cdot i + 5,2.$$

Inż. Lambor zadał sobie trudu przeliczenia spływu wielkiej wody w pot. Jasieniczance 16 różnymi wzorami i otrzymał bardzo różne wartości za wyjątkiem 4 — mniejsze, niż obliczona z przekrojów w Rozłuczu.

Co do tych wzorów nasuwają się następujące uwagi.

Ponieważ nie można dopatrzeć u nas, a zapewne i w całej środkowej Europie, — jak to wykazałem w moich publikacjach — związku między natężeniem deszczów nawalnych, a wielkością opadu średniego rocznego, albo największego miesięcznego lub dziennego, przeto nie są odpowiednie do obliczenia wielkiej wody powstałej z deszczów nawalnych formuły, jak formuła Iszkowskiego, w których znajdują się te czynniki, jako cechy wielkości opadu.

Poniżej zamieszczamy odpowiedź nadesłaną nam przez inż. Lambora, w związku z uwagami prof. Rożańskiego (Red.).

Jak wynika z powyższych uwag, podanych łaskawie przez Prof. Dr Inż. A. Rożańskiego, Autor radzi rozważać oddzielnie krzywą maksymalnego spływu w jej dolnej granicy gdzie działają deszcze nawalne, a oddzielnie przy zlewniach większych (deszcze rozlewne), jako efekt dwóch zjawisk hydrologicznych o całkiem różnych warunkach powstania. Być może, że dokładniejsze badania i obserwacje potwierdzą konieczność stosowania dwóch krzywych o ograniczonym zakresie, dotychczas trudno nam, wobec wielkiej szczupłości materiału obserwacyjnego, wyrobić sobie w tym względzie zdecydowane zapatrywanie. Sądzę jednak, że na razie możemy traktować przebieg krzywej tak w dolnej, jak i w górnej partii jako jedną krzywą ciągłą, pomimo tego, że przy małych zlewniach działają deszcze nawalne a przy dużych zlewniach rozlewne, — jeżeli się zważy, że oba te zjawiska mają wspólny ciągły przebieg, co widać również przy funkcji związku między natężeniem a czasem trwania, jak i funkcji związku między natężeniem a zasięgiem.

Oba te pozornie różne zjawiska hydrologiczne nie różnią się zasadniczo między sobą.

Dla łatwiejszego porozumienia się należałoby najpierw zdefiniować dokładniej pojęcie deszczu

To też Iszkowski w publikacji swej formuły⁴⁾ wyraźnie zastrzegł się, że formuła jego ma zastosowanie do wielkich dorzeczy.

Również trzeba być ostrożnym w stosowaniu wzorów czysto empirycznych wyprowadzonych z obserwacji w kraju o całkiem odmiennym naszym klimacie, jak formuły włoskie lub amerykańskie, albo formuł mających ważność ograniczoną do stosunków lokalnych dla których zostały wyprowadzone.

Na podstawie przepływu wielkiej wody w 9 potokach i rzekach o zlewniach od 1,00 do 2919 km² Autor wyprowadził wzór dla rzeki Stryja i innych górnych dopływów Dniestru:

$$Q_{max} = 34,75 A^{0,53365}$$

Uważam, że lepiej nie wiązać jedną krzywą dwóch zjawisk hydrologicznych o całkiem różnych warunkach powstania, nawet dla tego samego dorzecza, lecz osobnymi krzywymi przedstawić wielką wodę potoków wywołaną deszczami nawalnymi i wielką wodę rzek spowodowaną deszczami długotrwałymi.

I jeszcze jedna uwaga: Autor przyjął we wzorze powyższym wykładnik potęgowy z dokładnością 5 miejsc dziesiętnych. Byłoby racjonalniej zaokrąglić go do 2 miejsc dziesiętnych wobec tego, że użyto tylko 9 danych przy ogromnej rozpiętości wielkości dorzeczy i że 3 z nich odnoszą się do dorzecza innej rzeki (Odry).

⁴⁾ R. Iszkowski: Beitrag zur Ermittlung der Niedrigst-Mittel und Höchstrassermengen aufgrund kennzeichnender Merkmale der Flussgebiete. Zeitschr. der österr. Ing. u. Arch. Ver. 1886.

nawalnego i rozlewnego, a przynajmniej zgodzić się z tym, że zasadniczą cechą deszczu nawalnego jest jego wysoka intensywność przy względnie długim czasie trwania, zaś deszczu rozlewnego — jego długotrwałość i zasięg przy możliwie wysokiej intensywności. Jak widzimy, oba te pojęcia nie trudno zamienić. Również i rozgraniczenie deszczu nawalnego i rozlewnego jest bardzo trudne do przeprowadzenia, co także stwierdza prof. Rożański, a przyjęcie granicy czasu trwania — 3 godziny — jest praktyczną normą, popartą raczej zwyczajem. Teoretyczne rozważenie każe przyjąć jako granicę, maksimum funkcji $f(I \cdot t)$, które po zróżniczkowaniu daje czas $t = 13$ godz. 50 minut, — a więc znacznie więcej.

Przy małych zlewniach największy spływ daje deszcz nawalny a przy dużych rozlewny, jednak w obydwóch wypadkach pod warunkiem pokrycia całej zlewni możliwie największą intensywnością i przy czasie trwania nie mniejszym, niż wynosi czas spływu od najdalszych krańców dorzecza do uważanego przekroju. Między tymi zjawiskami zachodzi ta różnica, że przy małych zlewniach warunki te spełnia deszcz nawalny, natomiast przy dużych zlewniach deszcz nawalny nieraz albo nie pokryje dorzecza, albo przy swej intensywno-

ści ma zbyt krótki czas trwania, — i wówczas mamy doczynienia z deszczem, który nazwiemy rozlewnym. Granicy między tymi zjawiskami nie można przeprowadzić, a funkcje związków między zmiennymi, o których wyżej mowa, przebiegają w sposób ciągły, nie wykazując załamania, co usprawiedliwia również do pewnego stopnia przyjęcie funkcji maksymalnego spływu jako ciągłej.

Przy określeniu tej granicy należy brać pod uwagę nie tylko powierzchnię zlewni, ale i czas trwania względnie czas spływu, czyli charakter zlewni (nachylenie i kształt). W okolicach górskich deszcze nawalne mają dla największych przepływów znacznie większe znaczenie niż w okolicach nizinnych. Podana przeze mnie granica zlewni małych i dużych na podstawie teoretycznej ana-

lizej, (pochodna $\frac{d(I \cdot t)}{dt}$ i związkach zasięgu), na 500 km², tyczy się wyłącznie zlewni górskich, karpackich dopływów. Prof. Rożański granicę tę określił na 50 — 100 km², jednak sądzę, że dotyczy to zlewni raczej nizinnych.

Odnośnie wykładnika potęgowego, obliczonego do 5-ciu miejsc dziesiętnych zauważam, że dokładność ta była podyktowana budową funkcji. Mnożąc logarytm powierzchni zlewni przez wykładnik potrzebna jest dokładność przynajmniej 5-go miejsca dziesiętnego zwłaszcza wobec iloczynu dziesiątek.

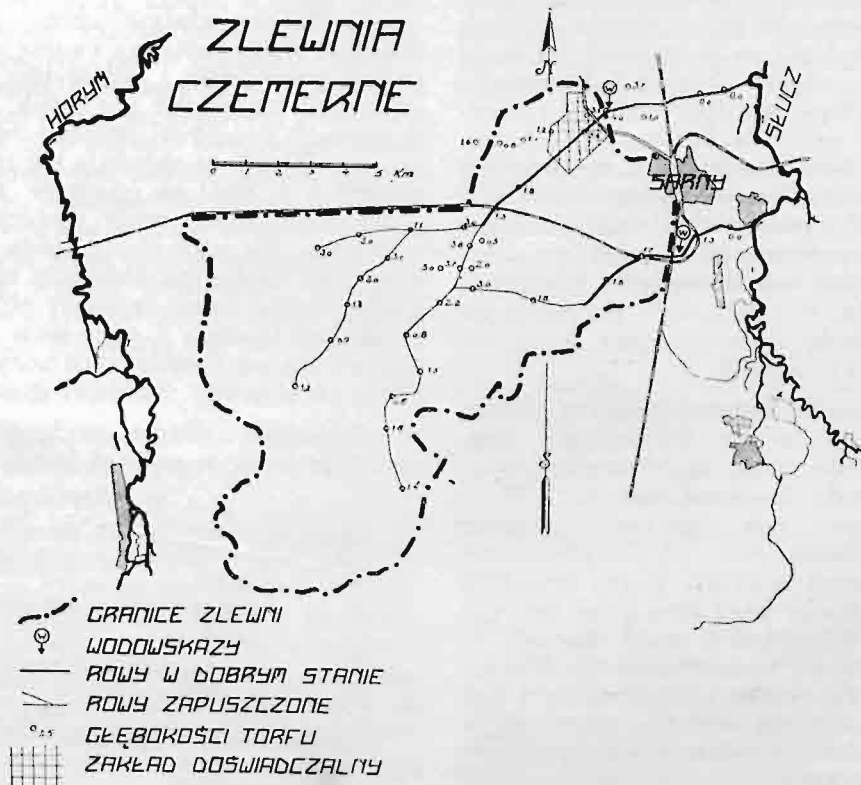
Inż. Julian Lambor

Dr Inż. Jerzy Ostromecki

Bilans wodny i stosunki odpływu zlewni bagna Czemerne.

Zagadnienie bilansu wodnego mniejszych zlewni bagiennych pomimo pewnej liczby badań w tym kierunku (1,7) nie jest jeszcze zupełnie wyjaśnione. Dlatego też sądzę, że będzie celowe przedstawić materiały i wnioski z ośmioletnich obserwacji hydrologicznych prowadzonych przez Dział Hydro-

logicznego w ciągu paru następujących lat pozwolą, przez porównanie z poniżej danymi liczbami, już zupełnie ściśle uchwycić przemiany spowodowane zabiegami melioracyjnymi i gospodarką łąkową w mniejszych zlewniach bagiennych. Dotychczasowe zaś dane z obszaru o warunkach na-



Rys. 1.

techniczny Zakładu Doświadczalnego Uprawy Torfowisk pod Sarnami na zlewni bagna Czemerne, tym bardziej, iż w bliskiej przyszłości rozpoczną się tu roboty melioracyjne, które niewątpliwie zmienią stosunki wodne omawianego obszaru. Obserwa-

turalnych dają jednak możliwość wysunięcia hipotez o kierunku przyszłych przemian.

Charakterystyka zlewni. Zlewnia bagna Czemerne (rys 1), położona między rze-

kami Słuczą i Horyniem na południowym fizjograficznym Polesiu (powiat Sarny), posiada kształt figury nieregularnej wydłużonej z pd-zachodu na pn-wschód. Długość zlewni około 18 km, przeciętna szerokość około 6 km. Średnie wzniesienie n.p.m. 155 m. Spadek podłużny w kierunku Słuczy zmienia się od 0,2 do 1,0‰. Powierzchnia zlewni wg. granic częściowo przyjętych z mapy (1:100000), częściowo sprawdzonych w terenie, równa się 121,4 km². Podział powierzchni wg. mapy przedstawia tab. I.

TAB. I.
Powierzchnia zlewni Czemerne.

Rodzaj	km ²	%	U w a g i
Miasto Sarny	1.0	0.7	płytkie torf. przejściowe
Pole orne i wsie	14.7	12.2	piaski
Bagna	31.3	25.8	torfy niskie
Lasy na bagnach	17.4	14.3	część na torfach niskich, część na przejściowych i wysokich
Lasy	57.0	47.0	przeważnie grunty mineralne, piaski
Ogółem	121.4	100.0	

Wśród gleb błotnych zlewni Czemerne dominują torfy niskie powstałe przy udziale żyznych wód przepływowych Horynia w czasach istnienia połączeń rzecznych między Słuczą i Horyniem. Obszar torfów niskich nie jest ściśle znany, w przybliżeniu szacują go na 35% powierzchni zlewni. Miąższość tych torfów dochodzi do 6 m, przeciętnie (rys 1, dane Urzędu Wojewódzkiego Łuck) wynosi 2,5 m. Około 5% powierzchni stanowią torfy uboższe przejściowe, położone zdala od rynien przepływowych lub wysokie wśród lasów na lokalnych wododziałach. Reszta, tj. około 60% przypada na grunty mineralne, piaski drobnoziarniste, które też stanowią podłoże dla torfowisk.

Pierwsze melioracje bagna Czemerne datują się z r. 1903 (Ekspedycja gen. Żylińskiego). Wykonano wtedy parę km rowu od Słuczy do obecnych terenów Zakładu Doświadczalnego. W r. 1913—15 poczyniono rów odpływowy i nieco przedłużono go. W latach 1925—28 przeprowadzono remont zniszczonych w czasie wojny urządzeń i przedłużono rów główny poza linię kolei Sarny—Kowel. W r. 1931 wykończono drugi rów odpływowy tj. Radzie mający osobne ujście do Słuczy. Stan urządzeń melioracyjnych (z wyj. około 4 km² intensywnie zmeliorowanych w dolnej części zlewni) był w okresie badań niezadawalający; nieczyśczone rowy przedstawiały się jedynie jako ciek wodny; dlatego też mimo oznaczenia na mapie około 40 km rowów, nie można przyjąć więcej jak 10% powierzchni za będący w zasięgu rowów, z czego znaczna część w dole zlewni. Reszta była stale zabagniona (torfy) lub podmokła (lasy na gr. mineralnych).

Stosunki odpływu są tu charakterystyczne dla bagiennych zlewni niezmeliorowanych i niezagospodarowanych, lecz posiadających ślady prowa-

dzonych niegdyś rowów. Obszarów podobnych zostawiła Ekspedycja Żylińskiego stosunkowo sporo.

M a t e r i a ł y h y d r o l o g i c z n e .

Obecnie wody ze zlewni Czemerne odpływają do Słuczy dwoma rowami tj. Czemerne i Radzie, które są zaopatrzone w urządzenia pomiarowe: przelew zatopiony, limnigraf i łaty wodowskazowe. Podstawą do obliczenia opadu były dwie stacje opadowe na zlewni i dwie poza jej granicami. Materiały hydrologiczne i klimatyczne zestawione w tabelę są w rękopisie (3), z nich też czerpiemy przeważną część liczb do pracy niniejszej. Zauważyć należy, że początek roku hydrologicznego przyjęto z dniem 1 grudnia ze względu na czynniki miejscowego klimatu. Dopiero bowiem w grudniu temperatura powietrza jest stale niższa od zera, w grudniu rozpoczyna się zamrażanie powierzchni i opady śnieżne mogą być magazynowane. Li-stopad ma jeszcze warunki skłaniające nas do włączenia go w cykl roczny jako miesiąc ostatni.

B i l a n s w o d n y z l e w n i C z e m e r n e w o k r e s a c h r o c z n y c h .

W tab. II zestawiono wyniki obserwacji nad odpływem i czynnikami klimatu. Dane co do temperatury powietrza i niedosytu wzięto ze stacji meteorologicznej Zakładu Doświadczalnego, opad zaś z całej zlewni.

Całkowity odpływ roczny (warstwa w mm) jest dość słabo związany z sumą roczną opadu, temperatura powietrza i niedosytem wilgotności. Nieco wyraźniej zależność od tych czynników widać w stratach będących różnicą między opadem i odpływem. Straty te składają się ze strat na parowanie (P) i ze strat na zasilenie zlewni (R), która może pewne ilości wody opadowej magazynować w gruncie. Na ogół straty rosną ze wzrostem temperatury i niedosytu, korelacja nie jest jednak zbyt wielka, dzięki temu, że straty obliczone jako różnica między opadem a odpływem składają się właściwie z dwóch niezależnych pozycji. Postaramy się bliżej zanalizować składniki strat.

Równanie bilansu wodnego w okresie roku przedstawia się w ogólnej formie wg. wzoru 1.

$$N + R_1 = O + P + R_2 \quad (1)$$

gdzie:

N opad,

R_1 zapas wody w zlewni na początku roku,

O odpływ,

P parowanie z powierzchni zlewni,

R_2 zapas wody w zlewni w końcu roku.

W równaniu 1 pomijamy dopływ i odpływ wgłębny przyjmując, że granice zlewni topograficzne pokrywają się z rzeczywistymi granicami hydrologicznymi.

Wielkości R_1 i R_2 są nieznane, natomiast różnica ich R nazywana retencją zlewni może być w pewnych warunkach wyznaczona.

Podstawiając do równania 1 wartość $R = R_2 - R_1$ otrzymamy:

$$N = O + P + R \quad (2)$$

TAB. II.
Bilanse roczne zlewni Czemerne.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L. p.	Rok	Średnia roczna temperatura pow. t	Średni roczny niedosyt wilg. d mm	Opad roczny N mm	Odpływ O mm	Straty S mm	Przyrosty stanu wody gruntowej H mm	Przyrosty zapasu wody w gruncie $R = \alpha \cdot h$ mm	Parowanie obliczone $P = S - R$ mm	Stosunek odpływu do opadu $\frac{O}{N}$	Stosunek opadu do parowania $\frac{N}{P}$
1	1930	7,82	—	570,7	83,7	487,0	+ 180	+ 32,7	454,3	0,15	1,26
2	1931	5,96	—	525,4	159,1	366,3	— 155	— 28,2	394,5	0,30	1,33
3	1932	6,55	2,31	530,5	152,3	378,2	— 105	— 19,1	397,3	0,29	1,34
4	1933	6,04	1,88	631,6	220,3	411,3	+ 132	+ 24,0	387,3	0,35	1,63
5	1934	7,63	2,43	567,2	149,5	417,6	— 33	— 6,0	423,7	0,27	1,34
6	1935	6,31	2,16	516,0	149,8	366,2	— 253	— 46,0	412,2	0,29	1,25
7	1936	7,72	2,61	535,0	73,2	461,8	+ 148	+ 26,0	434,9	0,14	1,23
8	1937	7,63	2,43	506,4	72,6	433,8	— 75	— 13,6	447,4	0,14	1,13
Średnio		6,96	—	547,9	132,6	415,3	— 20,1	— 3,6	418,9	0,24	1,31

Suma wyrazów $P + R$ odpowiada stratom obliczonym jako różnica między opadem i odpływem i jest z naszych obserwacji w każdym roku znana.

Wyraz R oznacza ilość wody zamagazynowanej ewentualnie pobranej ze zlewni w ciągu roku, czyli przyrost ogólnego zapasu wody w gruncie. W zlewniach bagiennych, gdzie głównym składnikiem są grunty z wodą gruntową, leżącą blisko powierzchni terenu, przyrosty zapasu wody w gruncie dadzą się wyrazić jako funkcja przyrostów stanu wód gruntowych. Jasną jest bowiem rzeczą, że o ile stan wody gruntowej podniesie się, to oprócz bezpośredniego zwiększenia się zapasu wody w porach gruntu, wypełnionych wodą gruntową, zwiększy się również wilgotność warstw nawodnych. Możemy więc przyrost R wyrazić w najprostszej funkcji przyrostu stanu wody gruntowej wg. równania 3.

$$R = \alpha \cdot h \quad (3)$$

Tutaj α jest współczynnikiem zależnym od rodzaju gruntu, h zaś przyrostem stanu wód gruntowych w badanym okresie.

W tab. II (kolumna 8) zebrano dane co do przyrostów stanu wód gruntowych w każdym roku (od 1. XII do 1. XII). Dane te pochodzą ze studzienek obserwacyjnych na terenach Zakładu Doświadczalnego (torfowisko niskie). Z pewnym przybliżeniem można przyjąć te przyrosty jako charakterystyczne dla całej zlewni, której poważną część stanowią torfowiska. Znak + oznacza podniesienie się stanów wód gruntowych w końcu roku w stosunku do stanu na początku roku, znak — obniżenie stanów. W poszczególnych latach stany wody gruntowej w końcu roku nieraz różnią się bardzo znacznie od stanów początkowych; tak np. w 1935 r. różnica między stanem początkowym i końcowym wyniosła —253 mm, czyli znaczna część wody na odpływ i parowanie poza opadem została pobrana z gruntu.

Robimy teraz założenie dodatkowe, że w latach o podobnych warunkach termicznych parowanie

z powierzchni zlewni było jednakowe. Straty $S = P + R$ składają się więc w tych latach z jednakowych ilości parowania P , natomiast przyrosty lub ubytki wody w gruncie (retencja R) mogą być różne, zależnie od tego, czy stany wody gruntowej wskazały podniesienie czy obniżenie. Uwzględniając równanie 3, możemy wyrazić straty S w następujący sposób:

$$S = P + \alpha \cdot h \quad (4)$$

W równaniu 4 niewiadome są parowanie P i współczynnik α , natomiast straty S jako różnica między opadem i odpływem oraz przyrosty stanu wody gruntowej w zlewni znane wg. tab. II. Równań takich ułożono osiem (po jednym dla każdego roku).

Kombinując ze sobą po dwa równania typu 4 dla lat o jednakowych lub b. bliskich temperaturach otrzymano kilka układów dwóch równań z dwoma niewiadomymi. Po rozwiązaniu znaleziono średnią (9 kombinacji) wartość współczynnika α równą 0,1817.

Równanie 3 przybierze zatem postać:

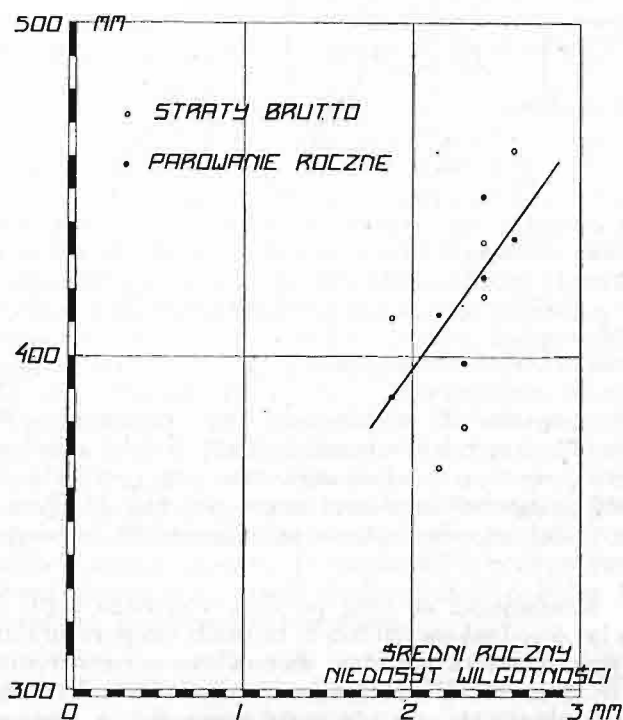
$$R = 0,1817 \cdot h \quad (5)$$

Znając w każdym roku przyrost stanu wody gruntowej h (wyrażony w mm), możemy z równania 5 obliczyć przyrost zapasu wody w zlewni w mm słupa wody. Zaznaczyć należy, że wartość na współczynnik α prawie identyczną, bo równą 0,1783, otrzymałem też inną zupełnie drogą, bo już na podstawie ścisłych pomiarów wilgotności torfowiska w warstwie nawodnej przy wahaniach stanu wody gruntowej od 100 do 40 cm pod powierzchnią (patrz literatura, 5).

W kolumnie 9 tab. II umieszczono, przeliczone na mm słupa wody, ilości wody R zamagazynowane lub pobrane w roku ze zlewni (wg. równania 5), a w kolumnie 10 parowanie P jako różnicę strat S i retencji R .

Parowanie P wyliczone opisaną metodą jest już ściśle związane z klimatem, co widać na rys. 2 i 3. Jeśli chodzi o wartość przeciętną z szeregu lat, to przeciętna ze strat S może być przyjmowana jako przeciętne parowanie P (415,3 i 418,9 mm), gdyż jest prawdopodobne, że w dłuższym okresie retencja zlewni wyrównywa się, wielkość R w poszczególnych latach natomiast może zaciemniać obraz bilansu wodnego.

Tak np. gdybyśmy przyjęli, że straty S (kol. 7, tab. II) są całkowicie zużyte na parowanie, to przy nieznacznych stosunkowo wahanach temperatury śr. rocznej (5,96° do 7,82°) otrzymalibyśmy znaczne różnice w parowaniu (366,3 do 487,0 mm), co nie odpowiada prawdzie, gdyż w roku 1930 o dużych stratach (487,0 mm) część wody opadowej zmagazynowała się w gruncie (świadczy o tym podniesienie stanu wody gruntowej o 180 mm), a w r. 1931 o małych stratach (366,3 mm), na odpływ i parowanie została pobrana woda z gruntu (obniżenie stanu wody gruntowej o 155 mm).



Rys. 2. Niedośyt wilgotności i parowanie ze zlewni Czemerne.

Na rys. 2 przedstawiono zależność parowania rocznego P ze zlewni Czemerne od niedośytu wilgotności d , ujętą równaniem:

$$P = 71,5 d + 252,7 \quad (6)$$

P parowanie roczne w mm,

d średni roczny niedośyt wilgotności powietrza w mm sł. rtęci, wielkość używana jako wskaźnik parowania.

Współczynnik korelacji dla parowania i niedośytu wyniósł tu:

$$r = + 0,802 \pm 0,138.$$

Korelacja wysoka i pewna.

Błąd pojedynczego oznaczenia parowania rocznego wg. wzoru 6 wyniósł dla sześciolatniego

tylko okresu obserwacji $\pm 13,5$ mm lub inaczej $\pm 3,2\%$, a więc wartość parowania obliczona z uwzględnieniem wahań stanów wody gruntowej w zlewni jest ściśle związana z tak decydującym czynnikiem parowania, jakim jest niedośyt wilgotności, co jest tu sprawdzianem prawidłowości obranej metody obliczenia.

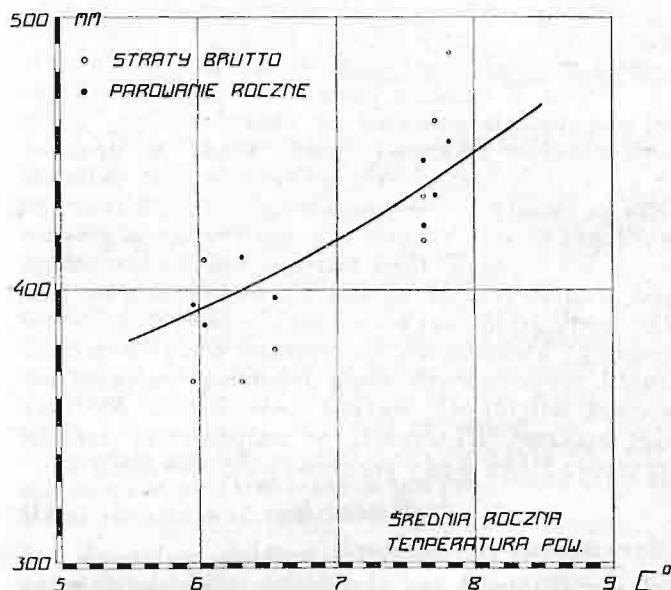
Ze wzoru 6 możemy przejść do średniego dziennego parowania w roku, dzieląc obie strony przez 365 dni.

$$p = 0,196 d + 0,692 \quad (7)$$

Z pracy nt. parowania z powierzchni łąki torfowej (6) przytaczam znaleziony tam związek między parowaniem średnim dziennym w okresie wegetacji a średnim niedośytem wilgotności:

$$p = 0,592 d + 0,557 \quad (8)$$

Wyrazy wolne są w obu równaniach prawie jednakowe, natomiast współczynnik przy d jest znacznie większy w równaniu dla parowania w okresie wegetacji, co jest zupełnie logiczne, gdyż porost roślinny przy tych samych warunkach termicznych zwiększa parowanie w okresie wegetacji w porów-



Rys. 3. Związek między temperaturą powietrza i parowaniem ze zlewni Czemerne.

naniu do średniej rocznej. Z równania 8 i 7 wynikałoby, że roczne parowanie z powierzchni łąki jest większe niż parowanie ze zlewni Czemerne w jej obecnym stanie. Jest to potwierdzeniem znanych już hipotez o wzmożonym zapotrzebowaniu wody po melioracji i zagospodarowaniu terenów bagiennych.

Na rys. 3 podajemy związek między temperaturą powietrza i parowaniem ze zlewni Czemerne. Tutaj obliczając zależność musimy przyjąć już krzywoliniowy jej przebieg ze względu na związek $d = f(t^0)$, który nie jest prostoliniowy. Zakładając jako krzywą związku parowania i temperatury parabolę, otrzymano z ośmioletnich obserwacji równanie:

$$P = 2,916 t^2 - 11,993 t + 359,5 \quad (9)$$

P ... parowanie roczne w mm,
 t ... temperatura powietrza śr. roczna w C°.

Tutaj błąd pojedynczego określenia parowania wyniósł $\pm 3,3\%$.

Zaznaczyć należy, że równania 6 i 9 są ważne w granicach użytych danych. Biorąc za punkt wyjścia równanie bilansu wodnego w formie wzoru 2 oraz uwzględniając zależność parowania od temperatury powietrza a retencji od wahań stanów wód gruntowych możemy napisać ogólne równanie rocznego bilansu wodnego w następującej formie:

$$N - R = O + P$$

lub

$$N - F(h) = O + F(t^0) \quad (10)$$

Z rozważań powyższych wynika, że ściśle rozczłonkowanie elementów bilansu wodnego wymaga uzupełnienia obserwacji opadu i odpływu jeszcze pomiarami stanów wód gruntowych w zlewni będących wskaźnikiem retencji oraz pomiarami czynników warunkujących parowanie tj. niedosytu wilgotności lub temperatury powietrza. Zwłaszcza jeśli chodzi o poznanie dynamiki bilansu tj. o przemiany spowodowane melioracją i zagospodarowaniem

Miesiące	Niedosyt jako funkcja temperatury powietrza d — śr. niedosyt wilg. w mm słupa rtęci t — śr. temperatura pow. w C°
I — V	$d = 0.01135 t^2 + 0.1336 t + 0.89$
VI	$d = 0.25496 t^2 - 7.3408 t + 55.65$
VII — XII	$d = 0.008084 t^2 + 0.062525 t + 0.53$

Wykreslnie przedstawiono powyższe zależności na rys. 4.

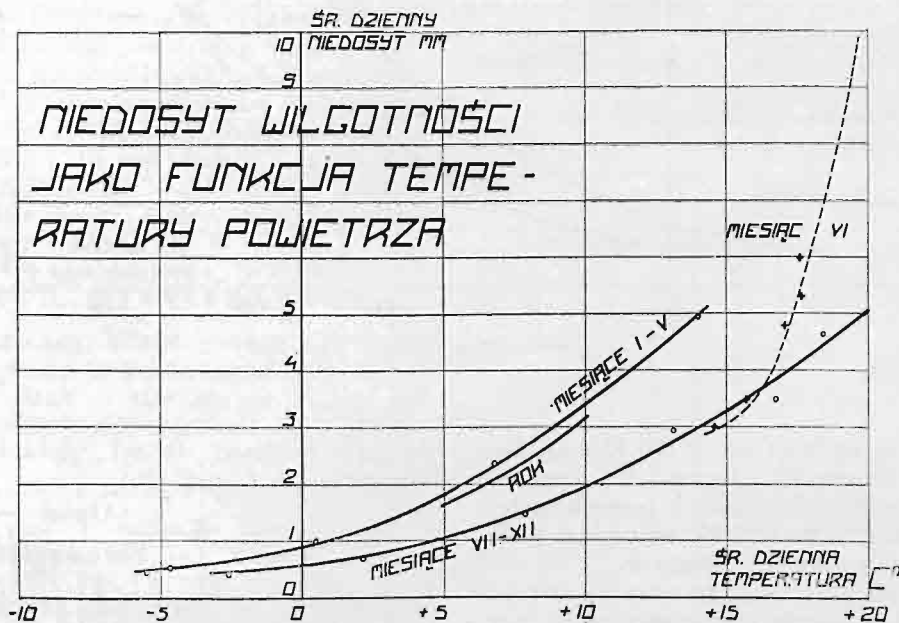
Jeśli teraz przyjmujemy, że parowanie roczne (tab. II kol. 10) jest proporcjonalne do niedosytu wilgotności, to otrzymamy średnie dzienne parowanie w roku na 1 mm niedosytu:

$$p = \frac{P}{365 \cdot d}$$

Po obliczeniu znaleziono: $p = 0,5$ na 1 mm niedosytu czyli przy niedosycie d , parowanie średnie dzienne w roku jest:

$$p = 0,5 d \quad (12)$$

(Kusin otrzymał dla dorzecza Wołgi $p = 0,46 d$).



Rys. 4.

zlewni bagiennych uzupełnienia te wydają się nieodzowne, w zlewniach bowiem gdzie nie naruszamy porządku naturalnego, mogą wystarczyć wieloletnie obserwacje opadu i odpływu.

Idąc dalej w obliczeniach parowania, jako funkcji temperatury, skorzystamy z metody podanej przez Kusina (2), który słusznie rozбивa zależność parowania od temperatury powietrza na poszczególne miesiące.

W pierwszym rzędzie uzależnimy niedosyt wilgotności (który może być przyjęty jako wskaźnik parowania) w poszczególnych miesiącach od temperatury. Przeprowadzone obliczenia dla stacji meteorologicznej sarniejskiej z lat 1932 — 1937 dały następujące wyniki:

Podstawiając do równań 11 wartość ze wzoru 12 otrzymamy parowanie średnie dzienne w miesiącu w mm, wyrażone w funkcji temperatury:

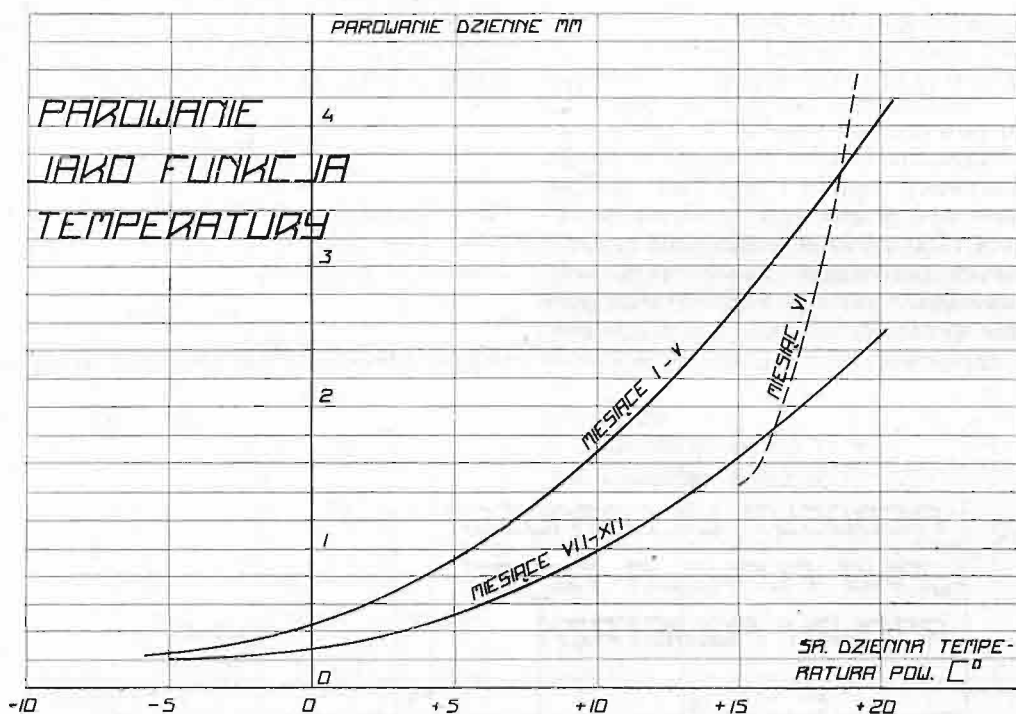
Miesiące	Parowanie śr. dzienne jako funkcja temperatury powietrza
I — V	$p = 0.005675 t^2 + 0.668 t + 0.445$
VI	$p = 0.12748 t^2 - 3.6704 t + 27.825$
VII — XII	$p = 0.00404 t^2 + 0.031262 t + 0.265$

Znając w poszczególnych miesiącach temperatury powietrza można z wzorów 13 (wykreslonych na rys. 5) obliczyć odpowiadające im parowania i mnożąc przez ilość dni w miesiącu oraz sumu-

jąc otrzymać parowanie roczne. Metoda ta winna w zasadzie być dokładniejsza niż obliczanie parowania rocznego ze wzorów na śr. temperaturę roczną (wzór 9), wadą jej natomiast jest to, że przyjmuje się zależność parowania od niedosytu w postaci $p = f(d)$ dla wszystkich miesięcy jednakową. Możliwe byłoby to jedynie przy parowaniu z wolnej powierzchni wody lub nieporośniętego gruntu. W wypadku zaś parowania ze zlewni pokrytej roślinnością uproszczenie takie jest niezupełnie słuszne, gdyż na wielkość parowania z powierzchni po-

kwestia magazynowania wody w zlewni dla zużycia jej przez roślinność w okresach niedoborów opadów nabiera szczególnego znaczenia w świetle liczb, przytaczanych w niniejszej pracy.

Miarą konieczności poprowadzenia zabiegów melioracyjnych w kierunku odwodnienia lub nawodnienia zależnie od klimatu służy wprowadzony przez Kostiakowa współczynnik przychodu i rozchodu wodnego, jest to mianowicie stosunek opadu do wartości parowania E , obliczanej na podstawie temperatury i wilgotności powietrza, czyli wartości



Rys. 5.

krytych roślinnością wpływa nie tylko klimat, lecz i okres rozwoju roślinności. Dlatego też zapewne rzeczywiste parowanie w miesiącach letnich będzie większe, niż obliczone wzorami 13, natomiast parowanie w miesiącach zimowych mniejsze.

Przeprowadzone obliczenia parowania rocznego wg. wzorów 13 z uwzględnieniem pozycji miesięcznych w porównaniu z parowaniem znanymi z tab. 11 kol. 10 dały różnicę dla pojedynczych lat wynoszącą $\pm 5,6\%$, a więc większą niż w wypadku obliczenia parowania ze wzoru 9 dla całego roku. Zapewne więc w metodzie Kusina należałoby wprowadzić jeszcze poprawki dla miesięcy letnich i zimowych. Ponieważ temat ten (zasadniczo b. ważny) przerasta ramy niniejszej pracy, ograniczyłem się tylko do przedstawienia paru uwag, nie usiłując metody Kusina uzupełniać lub modyfikować.

Gospodarkę wodną na zlewni bagienniej zmeliorowanej i zagospodarowanej charakteryzować będzie głównie parowanie jako ta część strat, która małe zależy od zabiegów technicznych, a przede wszystkim uwarunkowana jest rolniczym użytkowaniem powierzchni. Technika, a więc rozdział wód odpływających, ich magazynowanie lub odprowadzanie wpływać może znacznie na drugą składową strat, tj. na retencję. Dla zlewni bagiennych Polesia

charakteryzującej raczej zdolność ewaporacyjną powietrza.

$$K = \frac{\text{Opad}}{\text{Parowanie}}$$

Gdy $K > 1$ mamy do czynienia z rejonem o większym przychodzie niż rozchodzie wodnym, tereny takie wymagają odwodnienia. Gdy $K < 1$ przychód jest mniejszy od rozchodu, zachodzi konieczność nawodnienia. W wypadku $K \approx 1$ teren posiada okresowe nadmiary lub braki wody. Dla Polesia fizjograficznego współczynnik K wg. obliczeń autorów rosyjskich wynosi około 1,5, mielibyśmy więc w warunkach obecnych zagadnienie raczej odwodnienia. Postaram się wykazać, że przesądzenie kierunku prac melioracyjnych na Polesiu nie jest takie proste, jakby to wynikało z teoretycznych rozważań uczonych rosyjskich.

Przedewszystkiem współczynnik K odnosi się do warunków naturalnych, ponadto wartość parowania E jest tu raczej teoretyczna, nie odpowiadająca rzeczywistej wielkości parowania. Dla racjonalnego użytkowania zlewni bagiennych będzie miarodajny nie ich obecny układ stosunków wodnych i klimatycznych, lecz przyszły, zmieniony

przez zabiegi techniczne i rolnicze. Dlatego wszelkie projektowanie kierunku melioracji musi się oprzeć poza danymi obecnymi na przyszłych hipotetycznych stosunkach. Po melioracji i zagospodarowaniu większych obszarów mogą gruntownie zmienić się i stosunki klimatyczne, a więc wskaźnik obecny K nie będzie wtedy miarodajny, być może zasłaby wtedy potrzeba uzupełnienia wykonanych melioracji wręcz w innym kierunku.

W naszym wypadku zlewni Czemerne obliczamy współczynnik K rzeczywisty, tj. odnosząc opad roczny do parowania rocznego wg. tab. II. W tym wypadku średnio z ośmiu lat otrzymano $K = 1,31$, a więc niezbyt odbiegający od jedności i mniejszy niż wskaźnik podawany dla Polesia.

Ta liczba $K = \frac{\text{Opad}}{\text{Parowanie}} = 1,31$ jest poważ-

nym memento dla wszelkich prac, mających na celu tylko odwodnienie. Gdybyśmy bowiem nawet przyjęli, że parowanie z powierzchni bagiennych po melioracji i zagospodarowaniu nie ulegnie zmianie, to w każdym razie musimy się liczyć ze zwiększonymi możliwościami odpływu (1), co nastąpi kosztem zubożenia zapasu wody w gruncie. Jeśli natomiast zwiększy się parowanie po zagospodarowaniu (badania sarnieńskie, 6), choćby przy niezmiennym odpływie (utrzymanym środkami technicznymi), to znów nastąpi pobieranie wody z gruntu. Ponieważ zaś po melioracji najprawdopodobniej zwiększy się odpływ (wody wiosenne i zimowe) oraz parowanie (intensywne zapotrzebowanie wody przez kultury łąkowe), to wskaźnik $K = 1,31$ daje bardzo małą gwarancję, że budżet takich zlewni jak Czemerne będzie w przyszłości zrównoważony.

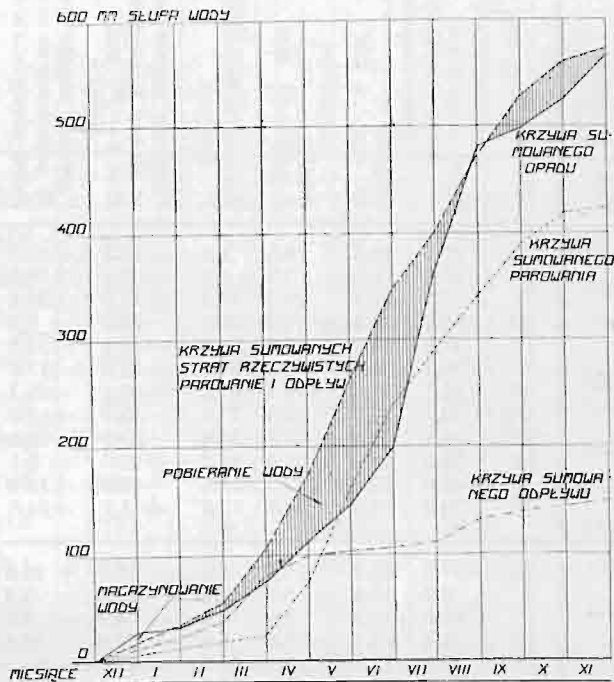
Bilanse wodne zlewni Czemerne w okresach miesięcznych.

Sumaryczny roczny bilans wodny nie mówi nam jeszcze zbyt wiele (z punktu widzenia rolniczego), ściślejsze dane o niedoborach wody już w obecnych warunkach powierzchni niezmelioro-

TAB. III.
Rozkład (w miesiącach) parowania ze zlewni Czemerne.

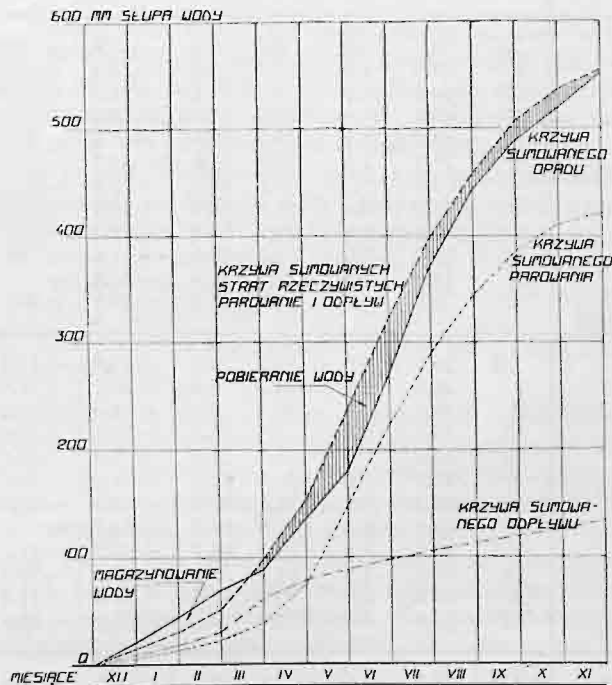
Rok	1933		1934		1935		1936		1937	
	Niedosyt mm	Parowanie mm	Niedosyt mm	Parowanie mm	Niedosyt mm	Parowanie mm	Niedosyt mm	Parowanie mm	Niedosyt mm	Parowanie mm
XII	0,1	1,7	0,4	5,8	0,4	6,4	0,4	5,6	0,6	9,2
I	0,3	5,2	0,5	7,3	0,5	7,9	0,5	6,9	0,4	6,1
II	0,6	10,3	0,4	5,8	0,7	11,1	0,4	5,6	0,6	9,2
III	1,2	20,7	0,4	5,8	1,1	17,5	1,6	22,2	1,3	20,0
IV	1,8	31,0	3,4	49,5	2,1	33,4	2,4	33,4	2,4	36,8
V	3,2	55,1	5,9	85,9	3,5	55,6	6,3	87,5	5,6	86,2
VI	3,0	51,6	5,4	78,6	5,3	84,7	4,8	66,7	6,0	92,3
VII	4,4	75,7	3,5	51,0	3,2	50,9	7,5	104,2	3,7	56,9
VIII	3,3	56,8	3,5	51,0	3,6	57,2	3,4	47,2	3,4	52,3
IX	2,4	41,3	3,4	49,5	2,3	36,6	2,4	33,4	3,3	50,8
X	1,4	24,1	1,9	27,7	2,2	35,0	0,9	12,5	1,2	18,4
XI	0,8	13,8	0,4	5,8	1,0	15,9	0,7	9,7	0,6	9,2
Suma	22,5	387,3	29,1	423,7	25,9	412,2	31,3	434,9	29,1	447,4

wanej i niezagospodarowanej dadzą nam zestawienia bilansów miesięcznych, gdyż nawet przy zrównoważonym bilansie rocznym mogą występować okresowe niedobory niepożądane dla rolnictwa.



BILANS WODNY ZLEWNI CZEMERNE
W R 1934

Rys. 6.



ŚREDNI ROCZNY BILANS WODNY
ZLEWNI CZEMERNE R. 1933-1937

Rys. 7.

W tab. IV zestawiono bilanse miesięczne w ciągu pięciu lat 1933 — 1937, obejmujących lata suche i mokre. Parowania miesięczne obliczono posiłku-

TAB. IV.
Bilanse wodne zlewni Czernerne w okresach miesięcznych
1933 — 1937.

Rok	Miesiąc	Opad N mm	Odptyw O mm	Straty S = N - O mm	Parowanie P mm	Przyrosty zapasu wody w zlewni w miesiacu R = S - P mm	Przyrosty zapasu wody R, sumowane na ostatni dzień miesiaca mm
1933	XII	29,8	10,8	19,0	1,7	+17,3	+17,3
	I	16,0	8,5	7,5	5,2	+2,3	+19,6
	II	33,7	12,4	21,3	10,3	+11,0	+30,6
	III	18,7	38,0	-19,3	20,7	-40,0	-9,4
	IV	32,8	25,2	7,6	31,0	-23,4	-32,8
	V	99,1	29,0	70,1	55,1	+15,0	-17,8
	VI	146,1	31,4	114,7	51,6	+63,1	-45,3
	VII	70,1	27,7	42,4	75,7	-33,3	+12,0
	VIII	40,1	5,4	34,7	56,8	-22,1	-10,1
	IX	53,2	6,9	51,3	41,3	+10,0	-0,1
	X	47,6	10,5	37,1	24,1	+13,0	+12,9
XI	39,4	14,5	24,9	13,8	+11,1	+24,0	
1934	XII	27,2	11,4	15,8	5,8	+10,0	+10,0
	I	4,3	10,8	-6,5	7,3	-13,8	-3,8
	II	16,8	15,2	1,6	5,8	-4,2	-8,0
	III	27,4	44,4	-17,0	5,8	-22,8	-30,8
	IV	35,6	17,5	18,1	49,5	-31,4	-62,2
	V	34,4	3,4	31,0	85,9	-54,9	-117,1
	VI	53,8	3,3	50,5	78,6	-28,1	-145,2
	VII	165,6	5,6	160,0	51,0	+109,0	-36,2
	VIII	115,9	20,0	95,9	51,0	+44,9	+8,1
	IX	16,6	7,0	9,6	49,5	-39,9	-31,2
	X	27,1	5,2	21,9	27,7	-5,8	-37,0
XI	42,5	5,7	36,8	5,8	+31,0	-6,0	
1935	XII	8,3	7,8	0,5	6,4	-5,9	-5,9
	I	39,4	7,9	31,5	7,9	+23,6	+17,7
	II	24,8	24,9	-0,1	11,1	-11,2	+6,5
	III	13,7	34,4	-20,7	17,5	-38,2	-31,7
	IV	63,9	25,5	38,4	33,4	+5,0	-26,7
	V	29,7	7,8	21,9	55,6	-33,7	-60,4
	VI	102,8	5,2	97,6	84,7	+12,9	-47,5
	VII	116,2	9,4	106,8	50,9	+55,9	+8,4
	VIII	32,8	6,8	26,0	57,2	-31,2	-22,8
	IX	59,8	8,6	51,2	36,6	+14,6	-8,2
	X	18,6	6,5	12,1	35,0	-22,9	-31,1
XI	6,0	5,0	1,0	15,9	-14,9	-46,0	
1936	XII	29,0	5,5	23,5	5,6	+17,9	+17,9
	I	36,5	9,5	27,0	6,9	+20,1	+38,0
	II	29,5	9,3	20,2	5,6	+14,6	+52,6
	III	10,1	16,9	-6,8	22,2	-29,0	+23,6
	IV	42,4	7,0	35,4	33,4	+2,0	+25,6
	V	37,7	1,8	35,9	87,5	-51,6	-26,0
	VI	58,3	0,8	57,5	66,7	-9,2	-35,2
	VII	70,6	0,6	70,0	104,2	-34,2	-69,4
	VIII	91,8	2,3	89,5	47,2	+42,3	-27,1
	IX	56,0	5,5	50,5	33,4	+17,1	-10,0
	X	39,6	5,9	33,7	12,5	+21,2	+11,2
XI	33,5	8,1	25,4	9,7	+15,7	+26,9	
1937	XII	10,2	7,6	2,6	9,2	-6,6	-6,6
	I	21,1	4,7	16,4	6,1	+10,3	+3,7
	II	25,6	4,6	21,0	9,2	+11,8	+15,5
	III	26,6	22,3	4,3	20,0	+15,7	-0,2
	IV	58,3	11,6	46,7	36,8	+9,9	+9,7
	V	24,0	6,1	17,9	86,2	-68,3	-58,6
	VI	79,8	2,1	77,7	92,3	-14,6	-73,2
	VII	89,2	2,4	86,8	56,9	+29,9	-43,3
	VIII	75,9	2,3	73,6	52,3	+21,3	-22,0
	IX	34,9	2,5	32,4	50,8	-18,4	-40,4
	X	17,4	2,5	14,9	18,4	-3,5	-43,9
XI	43,4	3,9	39,5	9,2	+30,3	-13,6	

jąc się wartościami niedosytu wilgotności w miesiącach i przyjmując, że całoroczne parowanie (z tab. II kol. 10) rozłożone jest proporcjonalnie do wartości niedosytu. Założenie takie idzie raczej na korzyść równowagi bilansu, tak, że liczby niedoboru wody uzyskane tą metodą dadzą wartości zapewne mniejsze niż rzeczywiste niedobory. Rozkład parowania w miesiącach przedstawia tab. III.

W tab. V zestawiono średnie miesięczne bilanse wodne z pięciu lat oraz wartości czynników bilansu sumowane na ostatni dzień miesiąca.

Dane z tab. IV i V przedstawiono graficznie na rys. 6 i 7.

Krzywe sumowane z rys. 6 i 7 dają nam wyraźny przebieg stosunków opadu, odpływu, parowania i retencji w poszczególnych przedziałach roku.

Średnio z pięciu lat od grudnia do marca włącznie opad przewyższa parowanie i odpływ, czyli woda magazynuje się w tym okresie w zlewni. Poczynając od końca marca, łączne parowanie i odpływ przewyższają opad, z miesiąca na miesiąc zmniejsza się zapas wody w gruncie, idący na pokrycie części parowania i odpływu. Stan taki trwa mniej więcej od września, odtąd widać już powrotne zasilenie wody w gruncie, tak że w końcu grudnia zapas wody dochodzi prawie do stanu wyjściowego.

Największy sumaryczny ubytek wody ze zlewni wypadł na 1. VI ewentualnie na 1. VII (a wien w czerwcu) i wyniósł 55,9 mm, co w przeliczeniu na wahania stanów wód gruntowych (wg. wzoru 5) dałoby obniżenie stanu wody gruntowej w zlewni w stosunku do stanu wyjściowego w grudniu o 31 cm. W myśl wyżej wymienionych uwag widzimy, że w warunkach naturalnych obniżenie stanu wody gruntowej w zlewni bagiennnej może przeciętnie latem wynosić co najmniej 31 cm (i więcej). Ponieważ możemy na mocy obserwacji przyjąć, że stany wody gruntowej w okresie wyjściowym (grudzień) układają się w niezmeliorowanym torfowisku równo z powierzchnią tegoż, to latem mamy prawo spodziewać się obniżenia ich poniżej 31 cm od powierzchni. Obniżenia takie (w poszczególnych latach nawet dużo większe) były rzeczywiście zaobserwowane na torfowiskach niezmeliorowanych w pobliżu terenów Zakładu. Ze względu na eksploatację naturalnych łąk turzycowych obniżenie wody poniżej 40 cm od powierzchni jest szkodliwe, gdyż roślinność bagienna dająca wprawdzie liche siano, zaczyna wtedy zamierać. W tym oświetleniu nabiera wymowy paradoks stwierdzany przez tubylców, że na zabagnionym Polesiu rok suchy jest rokiem nieurodzaju.

Przeciętne więc stosunki wodne wykazują już pewne niedobory szkodliwe nawet dla gospodarki łąkowej naturalnej. Groźniej przedstawia się obniżanie zapasu wody w poszczególnych latach jak np. w r. 1934 wyjątkowo niekorzystnym ze względu na rozkład opadów, aczkolwiek ich suma roczna była nawet nieco większa od średniej rocznej badanego okresu pięcioletniego i prawie równa średniej wieloletniej dla Polesia. W tym roku na 1. VII pobrano na odpływ i parowanie ze zlewni aż 145,2 mm, co odpowiada obniżeniu zwierciadła wód gruntowych o 80 cm w stosunku do stanu wyjściowego na 1. XII.

Obniżenie zwierciadła wody o 80 cm jest już liczbą bardzo poważną, wskazuje ilościowo na fakt

TAB. V.

Średnie bilanse wodne miesięczne w zlewni Czemerne z 5 lat (1933 — 1937).

Miesiąc	Opad N mm	Odpływ O mm	Straty S = N — O mm	Parowanie obliczone P mm	Przyrosty zapasu wody w zlewni w miesiącu R = S — P mm	Wartości sumowane na ostatni dzień miesiąca od 1.XII					
						Opad N mm	Odpływ O mm	Straty S = N — O mm	Parowanie obliczone P mm	Suma parowania i odpływu, czyli straty rzeczywiste P + O mm	Przyrosty zapasu wody w zlewni R mm
XII	20,9	8,6	12,3	5,7	+ 6,6	20,9	8,6	12,3	5,7	14,3	+ 6,6
I	23,4	8,2	15,2	6,7	+ 8,5	44,3	16,8	27,5	12,4	29,2	+ 15,1
II	26,1	13,3	12,8	8,4	+ 4,4	70,4	30,1	40,3	20,8	50,9	+ 19,5
III	19,3	31,2	— 11,9	17,2	— 29,1	89,7	61,3	28,4	38,0	99,3	— 9,6
IV	46,6	17,4	29,2	36,8	— 7,6	136,3	78,7	57,6	74,8	153,5	— 17,2
V	45,0	9,6	35,4	74,1	— 38,7	181,3	88,3	93,0	148,9	237,2	— 55,9
VI	88,1	8,5	79,6	74,8	+ 4,8	269,4	96,8	172,6	223,7	320,5	— 51,1
VII	102,3	9,1	93,2	67,7	+ 25,5	371,7	105,9	265,8	291,4	397,3	— 25,6
VIII	71,3	7,4	63,9	52,9	+ 11,0	443,0	113,3	329,7	344,3	457,6	— 14,6
IX	45,1	6,1	39,0	42,3	— 3,3	488,1	119,4	368,7	386,6	506,0	— 17,9
X	30,1	6,1	24,0	23,6	+ 0,4	518,2	125,5	392,7	410,2	535,7	— 17,5
XI	33,0	7,5	25,5	10,9	+ 14,6	551,2	133,0	418,2	421,1	554,1	— 2,9
Rok	551,2	133,0	418,2	421,1	— 2,9	—	—	—	—	—	—

obserwowany niejednokrotnie na Polesiu wysychania bagien w suche lata. Obniżenie takie powoduje nawet zupełny zanik roślinności bagiennej, nie dostosowanej do niskich stanów wody gruntowej.

Zapewne na łąkach zmeliorowanych i zagospodarowanych (sztucznych) obniżenie stanu wód do 80 cm niżej powierzchni nie spowoduje katastrofy (inne wymagania szlachetnej roślinności łąkowej), bądź co bądź jest objawem niepożądanym i zmniejszającym plony, co w konsekwencji doprowadzić może do wyniszczenia kultur łąkowych.

Tak więc w warunkach prawie naturalnych w zlewni posiadającej słabe możliwości odpływu (stosunek odpływu do opadu 0,24) zachodzą okresowe braki wody; takie braki nie powinny istnieć po melioracji. Zadaniem racjonalnej melioracji zlewni bagiennych nie jest szablonowe odprowadzenie chwilowych nadmiarów wody, lecz właśnie przewidzenie urządzeń dla zrównoważenia bilansu wodnego po melioracji (zbiorniki, kanały zasilające, śluzy piętrzące).

W pierwszych latach po przeprowadzeniu rowów odpływowych braki wody mogą nie być tak wyraźne. Zlewnia bagienna będzie powoli rok rocznie oddawać nagromadzone w niej przez długie lata zapasy wody. W związku z osiadaniem torfowisk, torfowisko znacznie jednocześnie zmniejsza swą pojemność wodną, część wody może bez szkód być oddana. Po kilku jednak latach obniżania się zapasu wody w zlewni (obniżenie stanu wód gruntowych) osiągnię się pewną graniczną wartość tego zapasu, poniżej której nie można schodzić bez zakłócenia gospodarki rolniczej.

Przyszłość zlewni Czemerne.

Ścisłą odpowiedź na zagadnienia bilansu wodnego w zlewniach bagiennych zmeliorowanych będziemy mogli dać dopiero za kilka lat, obserwując w dalszym ciągu stosunki wodne w zlewni po rozpoczętych w r. 1938 melioracjach, projektowanych przez Urząd Wojewódzki pod kątem zapewnienia odpływu dla nadmiaru wód i możliwości regulowania go przez śluzy piętrzące. Przeprowadzone wyżej krytyczne opracowanie materiałów hydrologicznych zlewni niezmeliorowanej i inne prace autora pozwalają jednak już teraz oświetlić pewne kwestie, których niewątpliwie nie da się na zlewni Czemerne unikać.

Sądząc z tabl. I, po melioracji conajmniej 40 km² da się użytkować jako łąki sztuczne, będzie to obszar przeważnie zasobnych torfów niskich. Zlewnia Czemerne nie ma dopływu wód obcych, pozostawiona jest własnym wodom opadowym. Wyłania się więc pytanie: czy zlewnia Czemerne (121,4 km²) zdoła dostarczyć odpowiedniej ilości wody i w odpowiednim czasie dla pokrycia zapotrzebowania przez obszar 40 km² łąk sztucznych?

Wg. badań nad gospodarką wodną łąk torfowych nawadnianych podsiąkowo (5) przy dopływie 0,15 — 0,5 l/sek ha w okresie wegetacji mamy już zapewnioną możliwość wyrównania tą wodą strat na parowanie łąki, przy czym musimy jednak stosować bardzo przezorną gospodarkę, a mianowicie dość wczesne przerwanie odpływu przez zamknięcie śluz i trzymanie spiętrzonej wody bez przerwy przez okres wegetacji. Przyjmijmy dla dalszych rozważań dolną granicę dopływu tj. 0,15 l/sek ha.

W tab. VI zebraliśmy odpływy jednostkowe średnie w miesiącu w latach suchych, mokrych i w przecięciu z pięciu lat.

TAB. VI.

Średnie miesięczne odpływy jednostkowe ze zlewni Czemerne.

Miesiąc	Odpływ jednostkowy l/sek. ha		
	Średni z 5 lat 1933 – 1937	Rok suchy 1937	Rok mokry 1933
XII	0,032	0,028	0,040
I	0,031	0,018	0,032
II	0,055	0,019	0,051
III	0,116	0,083	0,142
IV	0,067	0,045	0,097
V	0,036	0,023	0,108
VI	0,033	0,008	0,121
VII	0,032	0,009	0,104
VIII	0,027	0,008	0,020
IX	0,023	0,010	0,027
X	0,023	0,009	0,039
XI	0,029	0,015	0,056
Średnio IV – IX	0,036	0,017	0,080
Średnio X – III	0,048	0,028	0,060
Średnio w roku	0,042	0,023	0,070

Przeciętnie biorąc w pięcioleciu 1933 – 37 przy opadzie 551,2 mm odpływ jednostkowy w okresie wegetacji (IV – IX) wyniósł 0,036 l/sek ha. Biorąc niezbędny dopływ na 1 ha łąki jako 0,15 l/sek musimy w tym wypadku posiadać na każdy ha łąki obszar $0,15 : 0,036 = 4,17$ ha. Zatem powierzchnia zlewni 121,4 km² tj. 12 140 ha dostarczyć może wody dla $12 140 : 4,17 = 2911$ ha, tj. 29,1 km². A więc przeciętnie nawet przy minimalnym żądaniu dopływu (0,15 l/sek ha) tylko jakies 75% łąk sztucznych z możliwego obszaru miałyby zapewnione wyrównanie braków wody.

W roku suchym jak np. r 1937 (506,4 mm opadu) wystarczyłoby wody tylko na 13,7 km² łąk; jedynie w roku mokrym jak np. 1933 (631,6 mm opadu) zlewnia Czemerne dostarczyłaby wody na 64,7 km² łąk.

Z uwagi na przyjęty b. mały dopływ sekundowy (0,15 l/sek ha) uzyskane na tej podstawie liczby, odnoszące się do przypuszczalnej powierzchni łąk, należy traktować jako największe graniczne wartości. Gospodarka łąkowa będzie niewątpliwie trudna, bardzo oszczędnie należy regulować odpływy wiosenne, aby wody zimowe magazynować i w największym stopniu wykorzystać.

Można przypuszczać, że w miarę rozwoju i intensyfikacji rolnictwa w okolicach Czemernego w widłach Słuczy i Horynia zagadnienie okresowych braków wody wystąpi na większych obszarach, być może wysunie się wtedy koncepcja (nawet nierealna bo napewno nierentowna) technicz-

nie możliwa, ujęcia w górze o 30 czy 40 km wód Horynia (b. żyznych) i doprowadzenia ich kanałem aż do Czemernego poprzez inne zlewnie obecnie zabagnione ale charakterem, topografią i stosunkami wodnymi podobne do Czemernego, a więc nie będące samowystarczalnymi.

Poza bezpośrednim działaniem melioracji na tereny bagienne (gleby błotne) Czemernego wpływ nie ona i na przyległe lub leżące wśród bagien grunty mineralne stanowiące tu piaski drobnoziarniste. Z przeprowadzonych pomiarów stanu wód gruntowych na polach Zakładu Doświadczalnego i pobrzeżu torfowiska (4) wynikało, że w odległości około 250 m od torfowiska w gruntach piaszczystych wody gruntowe obniżyły się po melioracji i osiadczeniu torfowiska o 65 cm. Zapewne w wielu wypadkach obniżenie wód gruntowych na pobrzeżu będzie wywierać wpływ dodatni, umożliwi rozszerzenie zasięgu gruntów ornych (obecnie jest ich w zlewni około 12%), z drugiej znów strony powstać mogą obawy przesuszenia tych lekkich gruntów piaszczystych, które i obecnie w wielu miejscach o ile nie są pod lasem przedstawiają żaloszny widok jako napół ruchome wydmy. Tak więc melioracja gleb błotnych w opisanych warunkach wydobywając dla rolnictwa nowe tereny jednocześnie zagraża dawnym użytkom, wywołując konieczność użycia specjalnych sposobów uprawy piasków, względnie ich zalesienia.

Odpływy charakterystyczne.

W tab. VII i na rys. 8 przedstawiono charakterystyczne odpływy jednostkowe ze zlewni Czemerne oraz ich częstotliwości pojawiania się, oparte na ośmioletnich pomiarach. Zapewne okres ten jest zakrótki do opracowania statystycznego i wysuwania daleko idących wniosków, tym niemniej ze względu na to, że obejmuje on lata suche i mokre, a w przecięciu zbliża się do przeciętnych wieloletnich ułożeń występujące odpływy jednostkowe (max. wiosenne i letnie) według ich procentowej częstotliwości pojawiania się wraz z odpływami wyższymi.

TAB. VII.

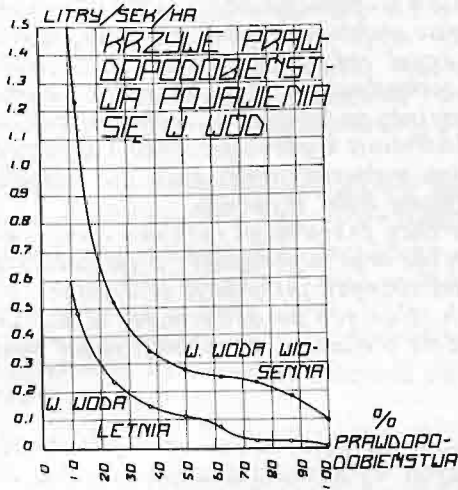
Maksymalne odpływy jednostkowe ze zlewni Czemerne i ich częstotliwości pojawiania się.

Maksimum wiosenne			Maksimum letnie		
Data	Odpływ jednostkowy l/sek. ha	% pojawienia się wraz z odpływami wyższymi	Data	Odpływ jednostkowy l/sek. ha	% pojawienia się wraz z odpływami wyższymi
6.IV 1932	1.236 ¹	12,5	24.VI 1933	0.481	12,5
25.II 1931	0.521	25,0	6.VIII 1934	0.235	25,0
19.III 1933	0.343	37,5	8.VIII 1932	0.146	37,5
15.III 1934	0.279	50,0	25.VII 1935	0.110	50,0
25.II 1935	0.250	62,5	1.V 1937	0.073	62,5
14.III 1937	0.228	75,0	28.VIII 1931	0.029	75,0
21.III 1930	0.181	87,5	26.VIII 1936	0.028	87,5
5.III 1936	0.094	100,0	3.VI 1930	0.010	100,0

Otrzymane na rys. 8 krzywe są prawie zupełnie regularne, potwierdzając przyjęte założenie co

do uznania tego ośmioletniego okresu za dostatecznie pełny pod względem charakteru okres.

Maksymalne wody wiosenne zdarzają się z reguły w marcu, największy odpływ jednostkowy wynosił tu 1,236 l/sek ha i jego częstość pojawiania się



Rys. 8.

wraz z ewentualnymi wyższymi wyniosła 12,5%. Pozwalając sobie na małą extrapolację z rys. 8 otrzymano, że wielka woda wiosenna o częstości 10%, tj. występująca raz na 10 lat wyniosłaby około 1,5 l/sek ha. Rozpiętości w wodach wiosennych są znaczne, najmniejsza notowana i największa różnią się trzynastokrotnie.

Maksymalne wody letnie, na które z reguły przy melioracjach gleb błotnych obliczamy urządze-

nia melioracyjne, są na Czemerne znacznie mniejsze od wód wiosennych. Rozpiętości w odpływach są tu jeszcze większe, gdyż notowano maksima letnie różniące się 48 razy. Okresem maksimów letnich jest czerwiec, lipiec i sierpień. Wielka woda letnia zdarzająca się raz na 10 lat wyniosła tu (wg. rys. 8) około 0,6 l/sek ha. Przyjmowana w literaturze technicznej wielkość dla zlewni bagiennych 0,3 l/sek ha odpowiadałaby na Czemerne wodzie pojawiającej się raz na pięć lat (częstość 20%).

Zakończenie.

Dla uniknięcia nieporozumień pragnę dodać kilka słów wyjaśnień. Po przejrzeniu powyższych rozważań mógłby czytelnik dojść do łatwych wniosków, że przyszłość melioracji i gospodarki wodnej w zlewniach bagiennych przedstawia się niezachęcająco. Przyznaję, że poglądy tu wyrażone są raczej pesymistyczne, ale właśnie dlatego należało je podkreślać. Możliwości techniki wodnej są bardzo wielkie, stosowano natomiast je w wielu wypadkach w ograniczonym stopniu i szablonowo. Niewątpliwie gdybyśmy mieli prowadzić melioracje zlewni bagiennych typu Czemerne jedynie pod kątem usunięcia obecnego zabagnienia, to lepiej aby tego wogóle nie robić. Jeśli natomiast szczegółowa analiza obecnego stanu wykazuje nam szkodliwość jednostronnych zabiegów odwadniających, to jako jedyny logiczny wniosek należy wysunąć postulat, aby technika wodna zapewniła możliwości dowolnego manewrowania wodą w zlewni czyli, aby wykonana melioracja rzeczywiście odpowiadała swej nazwie. Co do celowości melioracji (przez duże M) żyznych gleb błotnych sądzę, że nikt nie może wnieść sprzeciwu.

L I T E R A T U R A.

(1) K. Dębski: Z rozważań nad problemem melioracji Polesia. „Gospodarka Wodna” 1937.
 (2) N. S. Kusin: Neue Methode zur Berechnung der Mittelwerte der Verdunstung von der Stromgebietsoberfläche und der Abflussmenge mit Vergleich der Berechnungs- und Beobachtungsergebnisse. „V Hydrologische Konferenz der Baltischen Staaten” 1936.
 (3) J. Ostromecki: Materiały hydrologiczne do charakterystyki splywu z mniejszych zlewni bagiennych. Błoto Czemerne 1929 — 1937. „Wydział Studiów i Programów Melioracyjnych, Min. Roln. i Ref. Rolnych” 1937.

(4) J. Ostromecki: Materiały do poznania kształtowania się stanu wód gruntowych w torfowiskach i gruntach mineralnych. „Wydz. Studiów i Programów Melioracyjnych, Min. Roln. i Ref. Roln.” 1937.
 (5) J. Ostromecki: Podsiakowy system nawodnienia w gospodarce wodnej łąk torfowych. „Przegląd Melioracyjny” 1937.
 (6) J. Ostromecki: Parowanie z powierzchni łąki torfowej jako funkcja czynników klimatycznych. „Rocznik Łąkowy i Torfowy” 1936.
 (7) B. Rosłoński: Bilans odpływu poleskiego z dorzecza Jasiołdy w Porzeczcu, 1932.

Administracja czasopisma

prosi o wpłacanie prenumeraty
za 1939 rok

Organizacja robót melioracyjnych w Czechosłowacji.

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych delegowało w końcu maja 1938 r. Naczelnika Wydziału Techniczno-Melioracyjnego inż. E. Kluźniaka oraz autora niniejszego na 5 dni do Czechosłowacji w celu zwiedzenia wystawy melioracyjnej w Pradze oraz niektórych robót melioracyjnych.

Krótki czas delegacji wystarczył jedynie na ogólne zaznajomienie się z Ministerstwem Rolnictwa Czechosłowacji (Ministerstvo Zemědělství) z organizacją całej akcji melioracyjnej na terenach Czechosłowacji, na obejrzenie wystawy melioracyjnej, Instytutu Hydrologicznego i Hydrotechnicznego w Pradze, robót regulacyjno-melioracyjnych koło m. Nymburk oraz robót regulacyjnych na rz. Wełtawie koło Wranego.

W niniejszym sprawozdaniu chcę przedłożyć niektóre dane, zanotowane w czasie wspomnianej wycieczki oraz wyciągnięte z odpowiedniej literatury, otrzymanej przeważnie od różnych instytucji w Pradze.

Wskutek zmian politycznych, zaszytych po odbyciu tej wycieczki, sprawozdanie poniższe traktować będzie o stanie i organizacji robót melioracyjnych w Czechosłowacji jedynie do czerwca 1938 r.

Ogólna organizacja akcji melioracyjnej.

W skład Republiki Czechosłowackiej wchodzi cztery kraje: Czechy, Morawy ze Śląskiem, Słowacja i Ruś Podkarpacka.

W każdym z tych krajów sprawuje administrację polityczną Urząd Krajowy, na czele którego stoi prezydent kraju. Urzędowi Krajowemu przydzielony jest personel melioracyjny, podlegający Ministerstwu Rolnictwa.

Administrację autonomiczną w krajach (zakłady i drogi krajowe, budżet krajowy, nadzór nad powiatami i gminami) sprawują wydziały krajowe i sejmy krajowe pod kierownictwem prezydentów krajów (województw). W powiatach stoi na czele administracji politycznej starosta, któremu podlegają wydziały powiatowe¹⁾.

Wszystkie sprawy wodne zostały w r. 1927 podzielone między dwa (przeważnie) ministerstwa: rolnictwa i robót publicznych (veřejných prací).

Do Ministerstwa Rolnictwa należą:

- a) regulacje rzek nie żeglownych,
- b) nieszkodliwe odprowadzenie wód górskich,
- c) ubezpieczenie debr i urwisk,
- d) budowa zbiorników wodnych dla ochrony terenów od powodzi, dla nawodnienia, dla zaopatrzenia ludności w wodę oraz dla innych celów gospodarczych,
- e) budowa wałów ochronnych wzdłuż wszystkich rzek,
- f) wszelkie rodzaje melioracji gruntów, przeważnie zaś odwodnienie i nawodnienie,
- g) zaopatrzenie wsi w wodę oraz kanalizacja wsi.

Do kompetencji Ministerstwa Robót Publicznych należą:

- a) regulacja rzek żeglownych lub ich kanalizacja, budowa kanałów żeglownych,
- b) budowa portów,

- c) budowa zbiorników wodnych, przeznaczonych wyłącznie lub częściowo dla celów żeglugi lub dla wykorzystania energii wodnej,
- d) wykorzystanie energii wodnej w celach systematycznej elektryfikacji państwa,
- e) regulacja rzeczek i potoków górskich, które wpływają do Łaby i do Wełtawy, celem zabezpieczenia żeglowności tych rzek,
- f) kanalizacja miast oraz miejscowości fabrycznych i kąpielowych.

Główny dozór i kierownictwo robót melioracyjnych sprawuje Departament Rolniczo-Techniczny w Ministerstwie Rolnictwa. Departament ten składa się z 4-ch wydziałów, a mianowicie: 1) regulacji rzek, 2) zabudowania potoków górskich, 3) melioracji szczegółowej, wodociągów, kanalizacji, komasacji, prawodawstwa, 4) finansowy i personalny (ogólny).

Wydziały rolniczo-techniczne przy Urzędach Krajowych, do których należą wszystkie sprawy wodno-gospodarczo-melioracyjne, są też podzielone na 4 odpowiednie oddziały.

Ilość technicznego personelu była w r. 1927 wyznaczona: dla Czech — 112 inżynierów oraz 63 techników, dla Moraw 102 inżynierów i 44 techników, dla Słowacji — 68 inżynierów i 29 techników i dla Rusi Podkarpackiej — 15 inżynierów i 7 techników; razem 279 inżynierów i 103 techników.

W maju b. r. ilość inżynierów, według informacji, otrzymanych w Ministerstwie Rolnictwa, wynosiła około 300, ilość zaś sił pomocniczych około 180.

(W Polsce, przy robotach wodno-melioracyjnych, w urzędach państwowych pracuje obecnie około 150 inżynierów oraz około 200 techników).

Wykonanie studiów i projektów melioracyjnych należy do Urzędów Krajowych, które zwykle oddają te roboty prywatnym przedsiębiorcom, bez przetargu, po cenach ustalonych przez Ministerstwo. Projekty, których kosztorysy nie przewyższają 500000 K. cz. dla robót melioracji szczegółowej oraz 150.000 K. cz. dla regulacji rzek, zatwierdza Urząd Krajowy. Większe projekty zatwierdza Ministerstwo Rolnictwa.

¹⁾ Inż. A. Kędzior, Melioracje w Republice Czechosłowackiej, Lwów 1931 r.

Przed zatwierdzeniem projektu w Ministerstwie odbywa się z reguły komisyjne badanie projektu w terenie.

W skład komisji wchodzi: delegaci Ministerstwa, inżynier z Krajowego Wydziału rolniczo-technicznego oraz inżynier — wykonawca projektu. Powyższa komisja wypowiada się o podstawach hydrologicznych i gospodarczych, jak też o wszystkich szczegółach projektu, przy czym niewielkie zmiany projektu są wykonywane niezwłocznie, w razie zaś konieczności dokonania większych zmian, projekt zwraca się projektodawcy dla zmian lub uzupełnień.

Podstawy hydrologiczne projektów są zwykle oparte na danych Instytutu Hydrologicznego w Pradze (Státní výzkumné ústavy hydrologický a hydrotechnický T. G. Masaryka v Praze), o którym obszerniejsze informacje będą podane niżej.

W tych wypadkach, gdy bezpośrednie obserwacje nad stanem i przepływem wód w rzece były wykonywane w ciągu szeregu lat, charakterystyczne stany i przepływy wyznacza się z powyższych danych, przy czym za wodę miarodajną dla obliczenia przekrojów rzek przyjmuje się wodę wysoką, która wraz z wyższymi może zdarzyć się raz na 15 — 20 lat. W tych zaś wypadkach, kiedy wspomnianych wyżej danych nie ma, obliczenia spływów charakterystycznych są oparte na danych o opadach atmosferycznych.

Jako przykład obliczeń ostatniego typu przytaczam poniżej odpis ze sprawozdania technicznego do projektu regulacji rzek Ronowki i Błatnicy koło Nymburka.

„Współczynnik spływu dla dorzecza Ronowki i Błatnicy został wyznaczony na podstawie ombrometrycznych danych o maksymalnych opadach dziennych, obserwowanych na stacjach Bobnica, Seletica i Dymokury w okresie czasu od r. 1895 do r. 1902.

Maksymalny dzienny opad na stacji w Bobnicy zanotowano 29. IV. 1898 r. = 43,5 mm.

Wobec tego spadło wody w ciągu dnia na powierzchni 1 km²: $0,0435 \cdot 1.000.000 = 43.500 \text{ m}^3$; więc, w ciągu 1 sekundy spadło przeciętnie $\frac{43500}{86400} = 0,50 \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km}^2$.

Biorąc pod uwagę parowanie oraz wsiąkanie wody w grunt, jako też równinny charakter dorzecza, przyjmujemy współczynnik spływu $\varphi = 30\%$; wtedy

$$q = 0,30 \cdot 0,50 = 0,15 \text{ m}^3/\text{sek z km}^2$$

Ponieważ jednak, okres obserwacji meteorologicznych był dość krótki, należy wypośredkowany wyżej spływ jednostkowy nieco zwiększyć i przyjąć $q = 0,20 \text{ m}^3/\text{sek z km}^2$.

Powierzchnia zlewni wynosi 61,14 km², więc konieczne jest, ażeby uregulowana rz. Ronowka poniżej Błatnicy mogła odprowadzić w brzegach $0,20 \cdot 61,14 = 12,228 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Dla obliczenia światła mostów należy przyjąć podwójną ilość przepływu, a mianowicie: $0,40 \cdot 61,14 = 24,45 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Jak widać z powyższego, dokładność ustalenia podstaw hydrologicznych dla projektów melioracyjnych w Czechosłowacji nie jest jednolita. Obliczenia przepływów na podstawie danych o spadach zawierają dowolne przypuszczenia tak o współczynniku spływu (w danym wypadku przyjęto bez należytego uzasadnienia $\varphi = 0,30$), jak też o przepływie, niebezpiecznych dla obiektów (przyjęto $\varphi = 0,60$).

Celem osiągnięcia przy melioracji najlepszych gospodarczych wyników, Ministerstwo Rolnictwa Czechosłowacji zwróciło szczególną uwagę na doś-

wiadczalnictwo rolnicze oraz rolniczo-techniczne (wodno-melioracyjne).

Wykonanie robót melioracyjnych powinno opierać się zawsze nie tylko na wiarogodnych danych o spływach charakterystycznych, lecz także na wypośredkowanych naukowo normach nawodnienia i osuszenia gleb. Celem ustalenia podstaw rolniczo-technicznych Ministerstwo Rolnictwa wydało jeszcze w r. 1924 Instrukcję dla doświadczeń w dziedzinie techniki rolniczej (Řád provýzkumnickví v oboru zemědělské techniky). Według powyższej Instrukcji kierownictwo i ogólna organizacja doświadczalnictwa należy do Ministerstwa Rolnictwa, doświadczenia zaś w terenie wykonywują różne organizacje, podlegające Ministerstwu, samorządy i osoby prywatne.

W celu skoordynowania rozmaitych prac doświadczalnych została przez Ministerstwo powołana Komisja dla doświadczalnictwa w dziedzinie techniki rolniczej (Poradni výbor pro výzkumnickví v oboru zemědělské techniky), która rozpatruje corocznie program prac doświadczalnych, ustala podział doświadczeń między poszczególne stacje, opracowuje metody i sposoby prac doświadczalnych.

Komisja ta ma dwie podkomisje; jedna z nich pracuje nad ustaleniem metod pracy, druga zaś zajmuje się ustaleniem programów prac i finansowaniem tychże; oprócz tego opracowuje ostatecznie i przygotowuje do druku dane doświadczeń.

Celem charakterystyki akcji doświadczalnictwa melioracyjnego podaję niżej (dane z r. 1932)²⁾.

Doświadczalnictwo w dziedzinie techniki rolniczej:

Rodzaj doświadczalnictwa	Liczba stacji doświadczalnych				
	K r a j				
	Czechy	Morawy ze Śląskiem	Słowacja	Rus Podkarpacka	Razem
1. W dziedzinie drenażowania	7	5	3	2	17
2. W dziedzinie nawodnienia rowami	2	1	—	—	3
3. W dziedzinie deszczowni	2	2	2	2	8
4. Badanie stanów wód podziemnych	—	1	4	1	6
5. Badanie wód powierzchniowych	1	4	2	2	9
6. Badanie potoków górskich	1	2	—	—	3
7. Komasacja gruntów	—	5	—	—	5
R a z e m	13	20	11	7	51

Wykonanie robót melioracyjnych
Na podstawie zatwierdzonego w Ministerstwie Rolnictwa lub w Urzędzie Krajowym projektu, roboty są z reguły prowadzone przez spółki wodne, pod nadzorem inżynierów krajowych. Wykonanie robót w całości lub częściami oddaje się zwykle z przetargu przedsiębiorcom. Przy robotach więk-

²⁾ Ing. Dr. E. Reich. Základy organizace zemědělství Československé Republiky. Praha 1934, str. 488.

szych specjalna dość liczna Komisja Kolaudacyjna (8 — 10 osób) pod kierownictwem delegata Ministerstwa Rolnictwa przeprowadza po ukończeniu wszystkich robót wykonawczych lub tylko pewnej części tychże, techniczno-finansową kolaudację robót, o czym spisuje się obszerny protokół.

Jeśli czynności kolaudacyjnych na pewnym obiekcie było kilka, wtedy w pierwszym protokole podaje się szczegółowo cały przebieg powstania projektu, następnie projekt w jego głównych zarysach, terminy wykończenia poszczególnych części projektu przez przedsiębiorcę, daty rozpatrzenia projektu w Urzędzie Ziemskim (Zemskij Uřad) oraz w Ministerstwie Rolnictwa, termin dochodzenia wodno-prawnego oraz pozwolenia na wykonanie robót, wydanego spółce wodnej. Następnie notuje się ogólną sumę kosztorysową jak również udział tej sumy na poszczególne główne części; zaznacza się, jakim firmom i na podstawie jakich rozporządzeń zostały oddane do wykonania te lub inne roboty oraz za jaką sumę; kto został wyznaczony przez Urząd Ziemski kierownikiem budowy oraz stałym kontrolerem wykonywanych robót; z jakich źródeł będą pokryte wydatki na wykonanie wszystkich robót oraz na konserwację tychże.

Po odnotowaniu powyższych danych Komisja opisuje w protokole przebieg swej czynności, zmiany w projekcie oraz ich uzasadnienie.

Ostatnia część protokołu kolaudacyjnego zawiera często opinię Komisji odnośnie koniecznych uzupełnień do zatwierdzonego i wykonanego projektu w celu osiągnięcia większych korzyści z dokonanych robót.

W protokole ostatecznej kolaudacji nie daje się już szczegółowego opisu historii powstania projektu, jednakże są zwykle powtórzone główniejsze dane o projekcie, o kosztach jego wykonania oraz o sposobach finansowania przedsięwzięcia.

W końcowej części protokołu ostatecznej kolaudacji umieszcza się wzmiankę, że przedstawiciele spółki wodnej nie podnosili żadnych pretensyj przeciwko wykonanym robotom zarówno co do strony technicznej, jak też finansowej.

W końcu Komisja stawia wniosek, ażeby instytucje, które finansowały roboty, zatwierdziły zmiany w projekcie, które Komisja kolaudacyjna uznała za celowe.

Sposoby finansowania robót melioracyjnych.

Roboty melioracyjne wymagały i wymagają bardzo dużych wydatków. Wydatki te są pokrywane przez Ministerstwo Rolnictwa, Ministerstwo Zdrowia i Wychowania Fizycznego, Samorządy Krajowe oraz interesowanych.

Od roku 1919 do roku 1930 (włącznie) zostało np. wydane na melioracje wodno-gospodarcze 1.780.000.000 K. cz., a w tym:

Przez Min. Rolnictwa	552.000.000 K. cz.
„ „ Zdrowia	48.000.000 „ „
„ Samorządy Kraj.	288.000.000 „ „
„ interesowanych	892.000.000 „ „

Jak widać z powyższych danych, interesowani pokryli w tym okresie czasu (do wydania nowej Ustawy o Funduszu Melioracyjnym) około 50% wszystkich wydatków. Takich dużych zasobów pie-

niężnych w gotówce interesowani, rozumie się, nie mieli i musieli korzystać z krótko i długoterminowych kredytów, dostarczonych na cele melioracyjne przez różne odpowiednie instytucje krajowe, jak np. banki krajowe, Centralny Zakład Ubezpieczeń Społecznych, Zakład Pensyjny, Kasy Oszczędności, Kasy zaliczkowe rolnicze, Kasy gminne itp. Średnia stopa oprocentowania pożyczek melioracyjnych wynosiła około 6% — 7%.

W dniu 27 marca 1931 roku została wydana nowa ustawa melioracyjna o Funduszu państwowym dla melioracji wodno-gospodarczych.

Celem ustawy powyższej było umożliwienie systematycznego wykonywania robót melioracyjnych na podstawie ogólnego programu, opracowanego na szereg lat naprzód.

Pierwszy program został opracowany na okres czasu od r. 1931 do 1940 (10 lat) i wymagał wydatku ze strony Ministerstwa 3.500.000.000 Kcz., tj. po 350.000.000 Kcz. rocznie³⁾.

Wyżej wymieniony program składał się z dwóch części. Do pierwszej części (A) zostały odniesione budowle, których celem była ochrona gruntów i zabudowań przed wylewami wód, a mianowicie: regulacja rzeczek i potoków górskich, obwałowanie wszystkich rzek, budowa zbiorników wodnych. Wydatki na te roboty przewidywane były w sumie 1.350.000.000 Kcz.

Do drugiej części programu melioracji wodno-gospodarczych (B) odniesiono wszelkiego rodzaju melioracje gruntów (osuszenie i nawodnienie) i zaopatrzenie wsi w wodę.

Na roboty tego rodzaju przewidziano kwotę 2.150.000.000 Kcz. Olbrzymie kwoty, przewidywane na melioracje według nowej ustawy, nie mogły być całkowicie przez skarb państwa pokryte w gotówce, wobec tego kredyt melioracyjny powinien był odgrywać poważną rolę i przy istnieniu nowego Funduszu Melioracyjnego, a to tym bardziej, że Fundusz Melioracyjny jest obecnie osobą prawną, więc może zaciągać zobowiązania, jak też i nabywać prawa, czym różni się zasadniczo od Państwowego Funduszu Melioracyjnego, który istniał do roku 1931.

Nowy Fundusz Melioracyjny może zaciągać pożyczki na regulację rzek, zabudowanie potoków górskich, obwałowanie rzek i budowę zbiorników, jednak tylko do takiej wysokości, ażeby wydatki roczne na oprocentowanie i umorzenie pożyczek nie przekraczały sumy 48.000.000 Kcz.

Roboty regulacyjne i melioracyjne o większym znaczeniu są wykonywane z reguły na koszt Funduszu Melioracyjnego oraz samorządów krajowych. Na roboty, których Fundusz nie finansuje sam w całości, mogą być udzielane zasiłki powiatom, gminom, spółkom wodnym i nawet poszczególnym interesowanym.

Projekty na roboty, wykonywane za pomocą Funduszu Melioracyjnego, powinny być zatwierdzone przez Ministerstwo Rolnictwa, projekty zaś wodociągów — jeszcze przez Ministerstwo Zdrowia i Wychowania Fizycznego.

Wysokość zasiłków z nowego Funduszu Melioracyjnego wynosi: a) na regulację rzek z przynależnymi głównymi urządzeniami do 65%, b) na

³⁾ Zprawy veřejné služby technické, č 19. r. 1931, str. 621. Dr. ing. Horák.

regulację większych cieków toczących rumowisko i na zabudowanie potoków górskich z przynależnymi głównymi urządzeniami melioracyjnymi, jak również na budowę większych zbiorników wodnych do 70%, jeżeli w obu wypadkach kraj pokryje przynajmniej 25%, interesowani zaś resztę kosztów.

Przy budowie wspomnianych zbiorników wodnych, które posiadają znaczenie dla większego terytorium, kraj może pokryć w całości lub tylko w części udział interesowanych.

Na wykonanie robót regulacyjnych na innych potokach oraz na budowę mniejszych zbiorników wodnych zasiłek z Funduszu może dochodzić:

1. na regulację potoków do 55% zatwierdzonego kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 25%, resztę zainteresowani, na budowę zbiorników a) dla ochrony od powodzi do 65% zatwierdzonego kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 25%, resztę zaś interesowani; b) dla celów nawodnienia, wodociągów lub dla innych potrzeb rolniczych do 60% kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 25%, resztę zaś — interesowani;

2. na budowę wałów ochronnych i na umocnienie usuwisk do 65% kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 25%, resztę zaś — interesowani;

3. na odbudowę i naprawę jazów do 45% kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 15%, resztę zaś — interesowani;

4. na melioracje gruntów (odwodnienie, nawodnienie, zużytkowanie wód ściekowych dla rolnictwa, doprowadzenie do stanu kultury gruntów zniszczonych przez kopalnie i nieużytków, techniczne zagospodarowanie mniej urodzajnych gruntów, margłowanie gruntów) — do 30%, wyjątkowo zaś przy niezamówności interesowanych do 35%, na wykonanie odpływów przy osuszeniu oraz doprowadzalników przy nawodnieniu gruntów do 40% kosztorysu, jeżeli kraj pokryje przynajmniej 15% kosztorysu w pierwszym wypadku oraz 20% — w drugim.

Zamiast wyżej wymienionych zasiłków Fundusz Melioracyjny może wziąć na siebie wypłatę pewnej części procentów za pożyczki, które przedsiębiorca na roboty melioracyjne zaciągnął.

Fundusz ma także prawo zamienić pożyczkę, zaciągniętą przez przedsiębiorstwo, na inną, wygodniejszą lub wziąć wypłatę części procentów na siebie. Przedsiębiorca (interesowani) winien jednak wziąć na siebie umorzenie pożyczki oraz wypłatę nie mniej jak 2,5% — na pożyczony kapitał.

Oprócz Urzędów państwowych, które prowadzą w Czechosłowacji akcję melioracyjną, wielką pomoc w organizowaniu oraz w wykonaniu tej akcji okazują różne związki fachowe, do których należą: związek melioracyjny w Pradze, niemiecki związek melioracyjny w Pradze, związki melioracyjne w Bernie, Bratisławie i w Užhorodzie, związek wodno-gospodarczy dla dorzecza rz. Odry, związek inżynierów wodnych, izba inżynierska, do której należą prywatni inżynierowie, wykonywujący zwykle projekty oraz roboty melioracyjne.

Celem zabezpieczenia odpowiedniego poziomu wykonania projektów i robót melioracyjnych Republika Czechosłowacka zwraca wielką uwagę na

kształcenie personelu technicznego. W tym celu zostały zorganizowane w Pradze i w Bernie zarówno przy czeskich, jak też przy niemieckich wyższych szkołach technicznych specjalne wydziały wodno-gospodarcze i inżynierii rolnej. Dla kształcenia techników melioracyjnych istnieją techniczne szkoły w Wysokim Mycie, Koszycach, Bernie i w Chebie.

Pierwszy prezydent Republiki Czechosłowackiej T. G. Masaryk pisał kiedyś do organizatorów Akademii Pracy: „Praca całego narodu i państwa powinna być oparta na podstawie naukowej”.

Myśl powyższa znalazła szerokie zastosowanie w dziedzinie melioracji.

Rząd Czechosłowacki pragnie oprzeć projektowanie i wykonanie melioracji na danych, otrzymanych w drodze bezpośrednich obserwacji i pomiarów zjawisk meteorologicznych oraz hydrologicznych i w tym celu zorganizował służbę hydrologiczną i hydrometryczną pod głównym kierownictwem Państwowego Instytutu Hydrologicznego i Hydrotechnicznego T. G. Masaryka w Pradze (Státní výzkumné ústavy hydrologický a hydrotechnický G. Masaryka v Praze).

P a ń s t w o w y I n s t y t u t H y d r o l o g i c z n y i H y d r o t e c h n i c z n y .

Zakres działalności Instytutu Hydrologicznego w Pradze, zorganizowanego w 1919 r. jest następujący: badanie naukowe wód atmosferycznych, powierzchniowych i podziemnych oraz ich wzajemnych stosunków. Wyniki powyższych badań powinny dawać podstawę dla celowego i ekonomicznego gospodarstwa wodnego.

Instytut Hydrologiczny w Pradze jest Centralnym Urzędem dla całej Republiki i posiada 3 oddziały:

1. oddział dla obserwacji i statystyki wód atmosferycznych;

2. oddział dla obserwacji i statystyki wód powierzchniowych;

3. oddział wód podziemnych.

Przy Instytucie istnieje stacja meteorologiczna oraz laboratorium dla chemicznego badania wód.

W szczególności Instytut Hydrologiczny wykonywuje:

a) studia zlewni cieków odnośnie ich powstania, rozwinięcia sieci cieków, warunków gruntowych i roślinnych,

b) studia dolin rzek,

c) badania koryt rzecznych i terenów zalewowych (mapy rzek, profile podłużne i poprzeczne),

d) pomiar opadów atmosferycznych, wielkości ich, natężenia itp.

e) obserwacje stanów wodnych jak również pomiar przepływów,

f) przewidywanie stanów wodnych oraz organizacja służby powodziowej,

g) pomiar ilości zawiesin i rumowiska w rzekach,

h) ustalenie energii wodnej w rzekach (kataster sił wodnych),

i) badanie powierzchniowych wód stojących (jezior, stawów, zbiorników, moczarów, bagien itp.),

j) pomiary parowania i przesiąkania,

k) ustalenie bilansu wodnego dla poszczególnych dorzeczy,

1) chemiczne i bakteriologiczne analizy wód. Badania w terenie wykonywują zgodnie z instrukcjami Instytutu specjalne hydrograficzne oddziały przy urzędach ziemskich w Pradze, Bernie, Bratysławie i w Użhorodzie.

Ilość stacji meteorologicznych, według otrzymanych w Instytucie informacji, przekroczyła obecnie 2.000, co odpowiada przeciętnie 1,43 stacji na 100 km² powierzchni Czechosłowacji (140.000 km²); ilość stacji wodowskazowych wynosi około 800, co odpowiada 0,7 st. na 100 km² terytorium republiki.

(W Polsce obecnie mamy stacji meteorologicznych około 1500, co odpowiada 0,38 stacji na 100 km² terytorium państwa, oraz około 920 stacji wodowskazowych, co odpowiada 0,24 stacji na 100 km²; cały obszar Polski wynosi 389.000 km²).

Wyniki prac Instytutu Hydrologicznego są wydane lub wydawane drukiem w następujących publikacjach:

- a) miesięczne i roczne sprawozdania o opadach i stanach wodnych,
- b) roczniki z danymi o wykonanych pomiarach przepływów,
- c) przepływy na rzekach czechosłowackich za okres 10 lat (1911 — 1920),
- d) profile podłużne i poprzeczne niektórych rzek czechosłowackich,
- e) mapy hydrologiczne dla różnych dorzeczy, mapy opadów,
- f) instrukcje dla wykonania obserwacji i pomiarów,
- g) różne poszczególne publikacje, wśród których zasługuje na specjalną uwagę praca prof. Otocznego „Reżym podziemnych wód i jego zależność od atmosferycznych czynników”.

również ze służbą klimatologiczną uzdrowisk państwowych.

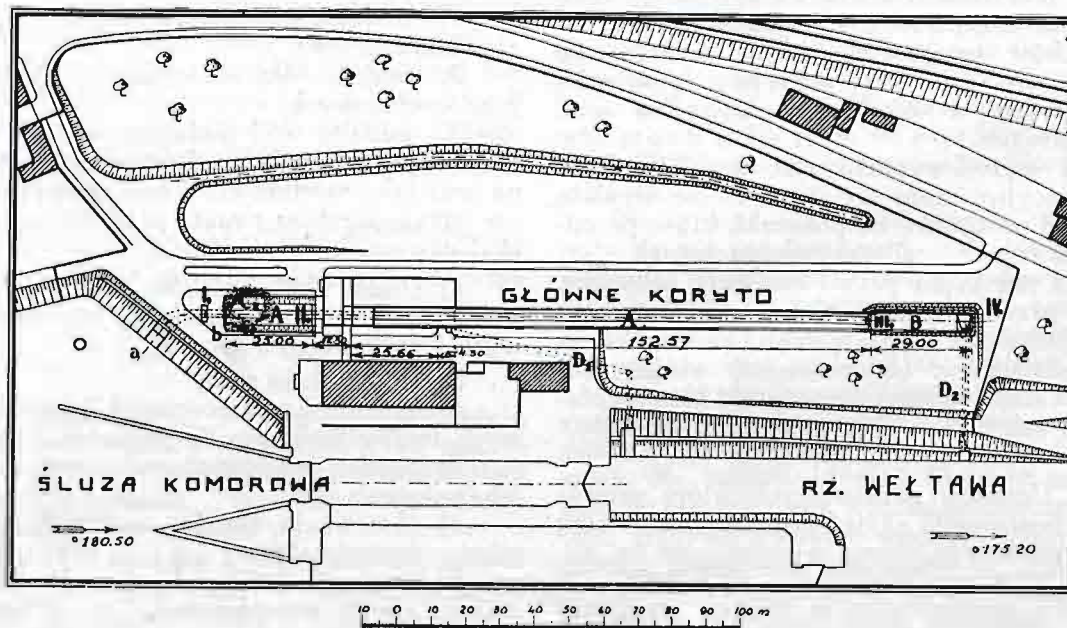
Celem uzgodnienia prac wyżej wymienionych instytucji została powołana specjalna Komisja, która składa się z 8 członków, delegowanych po 2 z ministerstw: Rolnictwa, Robót Publicznych, Oświaty oraz Obrony Narodowej. Komisja ta zbiera się w miarę potrzeby, rozpatruje działalność wyżej wymienionych instytucji i koordynuje ich prace.

Instytut Hydrotechniczny, który rozpoczął swą działalność od r. 1930, po zakończeniu budowy specjalnego gmachu i urządzeń, ma na celu:

- a) badanie ogólnych praw ruchu wody w korytach otwartych, w rurach oraz w gruntach,
- b) ustalenie za pomocą badania w naturze oraz na modelach najwygodniejszych form i wymiarów różnych obiektów hydrotechnicznych,
- c) studia nad oporem różnych ciał, wleczonych w wodzie,
- d) studia wód podziemnych, struktury gruntów, działania wody na budowle ziemne (wały, zapory ziemne, groble),
- e) badania różnych metod i przyborów hydrometrycznych, jak również cechowanie tychże.

Dla rozwiązywania powyższych zagadnień Instytut Hydrotechniczny posiada nadzwyczajnie dogodnie warunki. Gmach Instytutu z różnymi przy nim urządzeniami jest położony na terenach państwowych, tuż koło komory śluzy na rzece Wełtawie w Podbabie blisko Pragi. Różnica poziomów wody przy śluzy i przy gmachu Instytutu, wynosi 5,30 m. Ilość wody, którą Instytut może zabierać z Wełtawy dla swoich celów została ustalona na 5,0 m³/sek.

Gmach Instytutu posiada długość 250 m; zostały w nim zbudowane: 1) wielki żelbetowy ka-



PLAN LABORATORIUM WODNEGO W PRADZE KOŁO PODBABY

Rys. 1.

Instytut Hydrologiczny znajduje się w ścisłym kontakcie z Instytutem Meteorologicznym, z Instytutem Agropedologicznym i Bioklimatycznym, jak

nał o długości użytkowej 152,57 m, przy szerokości 2,50 m i głębokości napełnienia do 2,13 m; spadek dna kanału wynosi 0,4‰ (rys. 1, 2 i 3); prze-

pływ wody w kanale w okresie nawigacyjnym, tj. przy istnieniu piętrzenia rzeki, może osiągać 5000 l/sek.;

2) koryto rzeczne o długości 20,6 m, szerokości 4,95 m i głębokości do 0,7 m. Przepływ wody w tym kanale, dostarczany za pomocą pomp, może osiągać 220 l/sek.;



Rys. 2. Ogólny widok Instytutu Hydrotechnicznego w Pradze.

3) koryta hydrauliczne: a) o długości 8 m, szerokości 0,35 m i głębokości do 0,70 m i b) o długości 8,5 m, szerokości 0,70 m i głębokości 0,80 m. Przepływ wody w tych korytach może osiągać 365 l/sek., 4-ry pompy mogą dostarczyć razem 440 l/sek.

Koszt budowy Instytutu z instalacjami wyniósł 5.166.404 K.cz.



Rys. 3. Ogólny widok głównego koryta w laboratorium w Pradze.

Ażeby sądzić o wspianości wyżej wymienionych urządzeń podaję niżej parę dat o innych podobnych instytucjach.

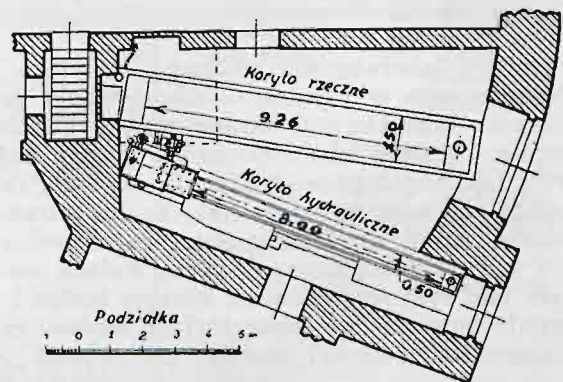
Laboratorium wodne w Wiedniu ma salę doświadczalną o długości 40 m i szerokości 8 m; w niej

koryto rzeczne o szerokości 3 m, koryto zaś hydrauliczne — 1 m; objętość wody przepływającej przez koryta, może osiągnąć 300 l/sek.

Najnowsze laboratorium wodne, wybudowane w Charkowie, posiada dużą salę o długości 80 m i szerokości 14 m; w tej sali są 4 koryta doświadczalne, największe z nich ma wymiary: długość:

14 m, szerokość 2 m i głębokość — do 2 m, przepływ wody może osiągnąć 400 l/sek.

Laboratorium wodne Politechniki Warszawskiej posiada: koryto rzeczne o długości 9,26 m, szerokości 1,50 m i głębokości do 0,5 m, koryto hydrauliczne o długości 9,75 m, szerokości 1 m i głębokości do 0,5 m. Przepływ wody może osiągać 100 l/sek¹⁾ (rys. 4). Koszt urządzenia laboratorium



PLAN LABORATORIUM WODNEGO
POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

Rys. 4.

warszawskiego wyniósł do dnia 31. III. 1933 r. — 34.179 zł.

¹⁾ Laboratorium wodne Politechniki Warszawskiej. Sprawozdania z prac wykonanych w latach 1931 — 1932.

Rozwój doświadczalnictwa w laboratoriach wodnych na modelach rozpoczął się od roku 1901 (w Karlsruhe); od tego czasu zostało wybudowane do 120 laboratoriów wodnych w różnych państwach, a w tym, w Stanach Zjednoczonych Ameryki Półn. około 50 i w ZSRR — 30⁵⁾.

Jednym z obszerniejszych i najlepiej wyposażonych jest laboratorium koło Pragi.

Przy Instytucie Hydrotechnicznym zostało jeszcze zainstalowane laboratorium dla hydrologicznego badania gruntów, wyposażone w najnowsze urządzenia.

Laboratorium to prowadzi dużo robót, które przeważnie wynikają z potrzeb praktyki; w wyniku prac laboratoryjnych zjawiają się konkretne odpowiedzi na różne zapytania, zwłaszcza odnośnie przydatności tego lub innego gruntu do sypania grobli lub wałów ochronnych. Główniejsze wyniki prac Instytutu Hydrotechnicznego są wydawane drukiem. Przytoczę tutaj tytuły kilku prac:

1. Zprávy státních výzkumných ústavu hydrologického a hydrotechnického T. G. Masaryka v Praze.

2. Dr. ing. Smetana. Státní výzkumný ústav hydrotechnický, jeho účel, vznik a zařízení.

3. Dr. ing. Smetana. Mechanická podobnost v hydrodynamice.

4. Zapora w Chrudimce. Kształt szykan, niszczących energię wody poniżej upustu.

5. „Jaz Masaryka“ na Łabie koło Strzekowa. Sposób umocnienia brzegów poniżej elektrowni.

Oprócz tego opracowano wiele operatów poświęconych ustaleniu najlepszego kształtu budowli poniżej jazów oraz stopni.

Laboratorium wodnopedologiczne wydało drukiem następujące ciekawe prace:

1. Inż. Dr. Myslivéc. Badania gruntów co do ich wykorzystania dla budowy grobli na potoku Frysztačkim koło Zlina r. 1935;

2. Inż. Dr. Myslivéc. Wpływ obniżenia powierzchni podziemnych wód na ilość wody kapilarnej. 1937;

3. Inż. Dr. Myslivéc. Materiał dla ziemnych grobli przy zbiornikach wodnych i kanałach. 1937;

4. Inż. Dr. Myslivéc. Wpływ przemarzania gruntów na sposób budowy dróg.

Instytuty Hydrologiczny i Hydrotechniczny podlegają obecnie jednemu Dyrektorowi i mieszczą się w tym samym gmachu.

Oprócz laboratorium wodnego Instytutu Hydrotechnicznego w Pradze Czechosłowacja posiada jeszcze laboratorium wodne przy Politechnice w Bernie. Ostatnie laboratorium nie ma tak dużych koryt i tak bogatego wyposażenia jak w Pradze, jednakże jest większe i dogodniejsze dla prowadzenia doświadczeń, niż laboratorium warszawskie.

Wydaje się koniecznym, ażeby Polska nie pozostała pod tym względem na szarym końcu i wybudowała nowoczesne laboratorium wodne, odpowiadające jej wielkości oraz jej potrzebom.

W y s t a w a m e l i o r a c y j n a .

Rozwój akcji melioracyjnej w Czechosłowacji po jej powstaniu w r. 1918 był tak duży, że już w roku 1928 okazało się możliwym pokazać szerokiemu społeczeństwu wyniki tej akcji, nakreślić jej przyszłe drogi oraz sposoby finansowania.

W tym celu została w r. 1928 urządzona pierwsza wystawa melioracyjna, jako część ogólnej wystawy gospodarczej w Pradze.

Druga wystawa melioracyjna była zorganizowana w czerwcu 1931 r. Na tej wystawie został przedstawiony rozwój robót melioracyjnych za cały okres czasu od r. 1919 do 1931, tj. do wydania nowej Ustawy o Funduszu Melioracyjnym.

Obliczenia, dokonane przed drugą wystawą, wykazały, że w dziedzinie melioracji pozostało jeszcze dużo potrzeb; roboty regulacyjne zostały wykonane tylko w 1/3 na rzekach Czech i Moraw i jeszcze w mniejszym stopniu na rzekach Słowacji i Rusi Podkarpackiej; meliorację szczegółową wykonano tylko na 1/5 powierzchni, która tego wymaga i pozostało jeszcze do wykonania tej melioracji na powierzchni: 650.000 ha w Czechach, 276.000 ha na Morawach, 711.000 ha w Słowacji i 166.000 ha na Rusi Podkarpackiej. Wodociągi wiejskie objęły tylko 12% wsi.

Retrospektywny przegląd całej akcji melioracyjnej aż do r. 1931 uwidoczniał, że rozwój tej akcji, chociaż naogół bardzo duży, mógł by być jeszcze większy, jeśli by istniał ogólny systematyczny plan robót melioracyjnych w Republice oraz zapewnione na szereg lat środki finansowe.

Otóż ustawa z r. 1931 o Państwowym Funduszu Melioracyjnym i opracowany 10-cio letni plan robót melioracyjnych z przewidzianym wydatkiem na nie 3,5 miliardów K. cz. powinny być stać się bodźcem dla zwiększenia tempa akcji melioracyjnej.

Trzecia wystawa melioracyjna w dniach 21 — 29 maja r. 1938 została zorganizowana w związku z 20-leciem istnienia Republiki Czechosłowackiej.

Wobec ogólnego kryzysu gospodarczego oraz wielkich wydatków na obronę państwa, finansowe możliwości Czechosłowacji były w roku bieżącym o wiele skromniejsze, niż to było w czasach wystaw poprzednich; z tego też powodu wystawę 1938 roku urządzono dość skromnie przy czym wszystkie eksponaty zostały zgrupowane w 4 działach, a mianowicie: ⁶⁾

1. regulacja rzeczek, zabudowanie potoków górskich, budowa zbiorników, stawów i wałów ochronnych,
2. melioracje gruntów,
3. sanitarna technika wsi,
4. komasacje gruntów.

Główną tendencją trzeciej wystawy było przedstawienie społeczeństwu: a) znaczenia wodno-gospodarczych prac zarówno dla rolnictwa, jak też dla ogólnego gospodarstwa Republiki; b) wielkości dokonanych inwestycji melioracyjnych, jak też sposobów i źródeł finansowania robót; c) wpływu robót melioracyjnych na zmniejszenie bezrobocia; d) dalszego planu robót w każdym kraju.

Organizacje, które dostarczyły eksponaty na 3 wystawę melioracyjną, były następujące:

1. Ministerstwo Rolnictwa oraz Urzędy ziemskie: w Pradze, Bernie, Bratisławie, Užhorodzie,
2. Izba Rolnicza dla Czech w Pradze,
3. Centralny Zarząd Spółek Melioracyjnych w Pradze,
4. Związek Melioracyjny w Czechach,
5. Niemiecki Związek Melioracyjny w Czechach,

⁵⁾ Wasserkraft und Wasserwirtschaft. 15. VII. 1938.

⁶⁾ III Meliorační výstava. Praha 21 — 29. V. r. 1938.

TAB. A.

6. Związek Wodno-Gospodarczy dla dorzecza rz. Odry,
7. Związek Melioracyjny w Słowacji,
8. Związek Melioracyjny na Rusi Podkarpackiej,
9. Komitet socjalnej i zdrowotnej ochrony wsi.
10. Komitet pomyslnego rozwoju wsi,
11. Wydział rolniczo-budowlany Związku Rolniczego w Pradze.

Wyżej wymienione instytucje i organizacje dały na wystawę następujące eksponaty:

- a) wykazy sum inwestowanych na meliorację do roku 1937 włącznie 12 tablic;
- b) dane odnośnie organizacji akcji melioracyjnej 8 „
- c) mapy poglądowe z różnymi danymi o robotach melior. 60 „
- d) projekty różnych obiektów melioracyjnych 40 „
- e) wykresy i diagramy 80 „
- f) modele różnych budowli 30 „
- g) fotografie z robót 120 „
- h) obrazy z robót (w kolorach) 30 „
- i) publikacje i monografie 20 „
- j) dane o szkołach melioracyjnych 2 „

Z tablic i diagramów, przedstawionych na wystawie, można było wynotować następujące dane odnośnie inwestycji na cele melioracyjne, dokonanych w okresie czasu 1919 — 1937 r. (tab. A):

Ogólne, przedstawione wyżej, wydatki na roboty melioracyjne w Czechosłowacji za cały okres

Charakter robót	Ilość wykonanych robót do r. 1937 włącznie	Wydatek na roboty od r. 1919 do r. 1937 włącznie K. cz.	Wydatek na roboty od r. 1919 do r. 1930 włącznie K. cz.
1. Regulacja rzek	2678 km	1.071.082.951	409.637.975
2. Zabudowanie potoków górskich	619 km	197.269.407	110.797.635
3. Osuszenie i nawodnienie	310344 ha	1.130.594.327	757.114.420
4. Wodociągi wiejskie	5331 km	865.066.345	471.649.148
5. Kanalizacja wiejska	394 km	108.700.822	25.396.933
Razem		3.372.713.852	1.774.596.111

K. cz., od roku zaś 1931 do 1937 (włącznie), tj. w ciągu 7 lat — 1.598.117.741 K. cz.

Najwyższy wydatek był w r. 1931 i osiągnął kwotę 442.025.081 K. cz., najmniejszy zaś w latach ostatnich przypadł na rok 1936 i wynosił 161.235.667 K. cz., podczas gdy w r. 1937 podniósł się do 171.742.098 K. cz.

Jak widać z powyższego, trudności finansowe Czechosłowacji w latach ostatnich nie dały jej możliwości wykonania rocznych inwestycji na sumę przeciętną 350.000.000 K. cz., jak to było przewidziane przy wydaniu w r. 1931 nowej ustawy o Funduszu Melioracyjnym.

Rola Funduszu Melioracyjnego w okresie czasu od r. 1931 do 1937 włącznie, charakteryzuje się liczbami następującymi (cyfry podane w pewnym zaokrągleniu) (tab. B):

TAB. B.

Charakter robót	Ogólna suma wydatków od r. 1931 do r. 1937 K. cz.	Wydatek z Funduszu Meliorac. K. cz.	Wydatki poszczególnych krajów K. cz.
1. Regulacja rzek i zabudowanie potoków górskich	762.437.000	462.765.000	Czechy 78.203.000 Morawy 65.320.000 Słowacja 58.962.000 Ruś Podk. 15.807.000 <hr/> 218.292.000
2. Osuszenie i nawodnienie	367.847.000	200.188.000	Czechy 37.274.000 Morawy 63.378.000 Słowacja 14.704.000 Ruś Podk. 3.701.000 <hr/> 119.057.000
3. Wodociągi i kanalizacja wsi	461.769.000	F. Melior. 335.348.000 Min. Zdrow. 40.535.000	Czechy 48.450.000 Morawy 15.809.000 Słowacja 21.089.000 Ruś Podk. 537.000 <hr/> 85.885.000

czasu 1919 — 1937 r. dają następujące liczby w odniesieniu do 1 ha powierzchni państwa, powierzchni gruntów rolniczych oraz do jednego mieszkańca:

$$w_1 = \frac{3.372.713.852}{14050000} = 240 \text{ K. cz./ha}$$

Widzimy więc, że od r. 1919 do r. 1930 (włącznie), tj. w ciągu 12 lat zostało wydane 1.774.596.111

$$w_2 = \frac{3.372.713.852}{8.189.000} = 412 \text{ K. cz./ha gr. rolniczych}$$

$$w_3 = \frac{3.372.713.852}{15.200.000} = 222 \text{ K. cz./1 mieszkańca}$$

Z przytoczonych wyżej liczb wynika, że natę-

zenie akcji melioracyjnej w Czechosłowacji było bardzo duże.

Jednakże sami Czesi nie byli zupełnie zadowoleni z osiągniętego tempa robót melioracyjnych. Wyraz temu niezadowoleniu znajdujemy np. w rezolucjach Związku Melioracyjnego dla Czech, przyjętych na walnym zebraniu w dn. 26 maja 1938 r. (Venkov 29. V. 1938. Předpoklady pro úspěšné pro vádění vodohospodářských prací v Čechách).

Ostatnie wydarzenia w Czechosłowacji, które wnoszą olbrzymie, radykalne zmiany w strukturze całego państwa, zmieniają, rozumie się, powyższe plany i przewidywania co do akcji melioracyjnej, opracowane w r. 1931, jak też uczynią nieaktualnymi żądania związków melioracyjnych.

Trzecia wystawa melioracyjna osiągnęła swój cel. Frekwencja była bardzo duża i wiele osób zawsze słuchało objaśnień inżynierów wydelegowanych na wystawę.

Należało by i w Polsce zorganizować wystawę melioracyjną, chociaż by w ramach przyszłej (w r. 1940) wystawy krajowej w Warszawie.

Obejrzenie robót melioracyjnych spółki wodnej „Křinecká Bláta”.

W dniu 28 maja r. 1938 Ministerstwo Rolnictwa w Pradze urządziło dla inżynierów z Polski oraz z Jugosławii wycieczkę na roboty melioracyjne spółki wodnej „Křinecká Bláta”, która prowadzi regulację rzeczek Ronowki i Błatnicy z dopływami oraz meliorację gruntów w Boszynie koło Nymburka.

Kierownicy ekskursji Radca Ministerstwa inż. Józef Blabolil oraz prezes spółki wodnej Paweł Zednik ułatwili nam w najwyższym stopniu obejrzenie wszystkich robót melioracyjnych.

Obszar gruntów, należących do spółki „Křinecká Bláta” o powierzchni około 6000 ha przedstawia równinę o wzniesieniu nad poziomem morza 188 — 214 m; równina ta leży w dorzeczu rz. Mrliny oraz jej dopływów. Głównymi recypientami wód z terytorium przedsiębiorstwa są potoki — Ronowka ze zlewnią 25,4 km² oraz Błatnica ze zlewnią 35,6 km².

W celu zabezpieczenia gliniasto-ilastych gruntów od częstych wylewów wód w lecie została wykonana regulacja wyżej wymienionych potoków, przy czym głębokość koryt regulowanych wynosi od 1,60 m do 4,50 m, szerokość dna od 0,60 m do 3,0 m, spadki podłużne od 0,35‰ do 0,75‰, nachylenie skarp przyjęło 1 : 1½. Umocnienie koryta regulowanego wykonano w sposób następujący: dno zostało pokryte płytami betonowymi, na odcinkach zaś, gdzie wody gruntowe zawierają żelazo, — brukiem z cegły. Dolną część skarp umocniono brukiem z kamienia lub z cegły, górną zaś darniowaniem aż do terenu. Umocnienie dna płytami betonowymi nie było spowodowane koniecznością zabezpieczenia gruntu przed rozmyciem, lecz żądaniem spółki wodnej zmniejszenia wydatków na konserwację koryt regulowanych. Cel ten został widocznie osiągnięty: przy obejrzeniu robót, wykonanych przed rokiem, okazało się, że koryta rzeczek regulowanych były w pełnym porządku, nie zarośnięte i nie wymagały żadnych robót konserwacyjnych.

Wszystkie obiekty na rzekach, jak mosty, przepusty, stopnie, zostały wykonane z kamienia lub z betonu i żelbetu.

Od kwietnia r. 1934 do czerwca r. 1937 zostało wykonane:

- | | |
|--|----------|
| a) regulacja potoków Ronowka i Błatnica z dopływami o ogólnej długości | 33,24 km |
| b) 11 kanałów magistralnych o długości | 5,04 km |
| c) kanały mniejsze o długości | 4,79 km |
| d) osuszenie zabagnionego terenu o pow. | 1309 ha |
| e) 3 stawy gospodarcze, | |
| f) 373 większych i mniejszych obiektów. | |

Projekt regulacji i melioracji gruntów, opracowany przez prywatną firmę przewidywał wydatki:

na regulację rzeczek	5.974.000 K. cz.
na rowy odpływowe	855.000 „ „
na drenowanie	4.892.000 „ „
Razem	11.721.000 K. cz.

Ministerstwo Rolnictwa zatwierdziło jednak projekt tylko w sumie 6.829.000 K. cz. tj. bez drenowania. Projekt drenowania został zatwierdzony oddzielnie.

Roboty wykonawcze, które zostały oddane z przetargu firmie prywatnej w r. 1934, rozpoczęto 9 kwietnia tego roku i zakończono w początku r. 1938. Komisja Kolaudacyjna przyjęła roboty 9 kwietnia r. 1938.

Według aktu kolaudacyjnego rzeczywisty wydatek na objęte zatwierdzonym projektem roboty wyniósł 5.419.340 K. cz., a w tym:

- | | |
|-------------------------------------|------------------|
| a) na rzeczki z dopływami | 4.929.409 K. cz. |
| b) na kanały główne | 257.365 „ „ |
| c) na rowy mniejsze | 232.566 „ „ |

Na pokrycie tego wydatku Państwowy Fundusz Melioracyjny wydał:

- | | |
|-------------------------|------------------|
| na roboty a) — 50%, tj. | 2.464.704 K. cz. |
| na roboty b) — 40%, tj. | 102.946 „ „ |
| na roboty c) — 35%, tj. | 81.398 „ „ |

Razem 2.649.048 K. cz.

Resztę wydatków w sumie 2.770.292 pokrył samorząd ziemski oraz interesowani.

Oprócz tego został przewidziany kapitał w sumie 250.000 K. cz., potrzebny na utrzymanie wszystkich budowli w porządku. Kapitał ten, tworzy się też przy pomocy Funduszu Melioracyjnego, który daje około 40 — 45% od obliczonej sumy (250.000 K. cz.).

Co się tyczy wydatku na drenowanie gruntów w sumie 4.892.000 K. cz. to Fundusz Melioracyjny pokrywa go tylko w 40%; reszta zaś przypada na kraj oraz interesowanych.

W dniu zwiedzania wyżej wymienionego terenu, wszystkie roboty podstawowe były całkowicie zakończone i oddane do użytkowania. Co się tyczy drenowania „Bagien Podiebradzkich”, to roboty tutaj były już na ukończeniu. W wyniku wykonanych robót dotychczasowe kompletne nieużytki zostały osuszone, uporządkowane i niezwłocznie sprzedane miejscowej ludności.

Prezes spółki Paweł Zednik poinformował nas, że spółka jest bardzo zadowolona z wyników robót melioracyjnych i że wydatki na roboty w stosunku do otrzymanych korzyści nie są duże.

Jeżeli 50% wydatku na regulację rzeczek odnieść na obszar drenowany, wtedy, ogólna suma wydatków na drenowanie 1309 ha wyniesie $0,50 \times 5.419.340 + 4.892.000 = 7.601.670$ K. cz., zaś w odniesieniu do 1 ha da $\frac{7.601.670}{1309} = 5.807$ K. cz. (około 1160 — 1200 zł/ha).

Powwyższy koszt drenowania jednego ha jest nawet dla stosunków czeskich dość wysoki (przeciętny koszt drenowania w Czechosłowacji od 3500 do 5000 K. cz./ha); jednakże wobec specjalnych warunków, w których znajdują się tereny spółki „Křinecká Bláta” (tuż koło miasta Nymburk, uzdrowska Podebrady oraz w odległości 50 km od Praги), ten dość duży wydatek okazał się jednak rentownym.

Ogólne wrażenie z obejranych robót melioracyjnych było dwojakie: koncepcja rozwiązania w danych warunkach problemu melioracyjnego oraz wykonanie wszystkich robót było bez zarzutu, jednakże wydawało się, że zastosowanie bardzo drogiej typów umocnień koryta rzeczek, progów i przejazdów nie wywołane było rzeczywistą potrzebą i może być tolerowane jedynie w kraju bardzo bogatym. Zwłaszcza wydawało się nie celowym pokrycie dna rzeczek płytami betonowymi przy spadkach podłużnych 0,4 — 0,75‰, tj. ani małych ani dużych, przy których nie powinno było powstawać ani zarastanie koryta, ani rozmywanie go.

Inż. Antoni Golczewski

Próby ustalenia kryteriów przy zabudowaniu potoków górskich.

Mając jasno wytknięty cel w tytule niniejszego artykułu i chcąc podać syntezę obserwacji i wniosków z mojej paruletniej pracy w tej dziedzinie, trudno wstrzymać się od poruszenia kwestii na pozór dawno już rozstrzygniętej, co właściwie nazywamy potokiem górskim? Dla laika sprawa jest jasna, za takie bowiem uzna — zresztą słusznie — malownicze, szumiące po głazach potoki spływające w wysokich partiach Tatr, a zdziwi się niepomiernie gdy każemy mu za potok uznać również ścieki, których zlewnia wynosi czasem do 200 km², a które w oficjalnej, zawodowej czy urzędowej nomenklaturze nazywane są potokami górskimi. Sprawa o tyle się jeszcze komplikuje, że w podręcznikach uwzględnia się tylko ten pierwszy rodzaj potoku, którego klasyczne określenie jest zwykle tej treści: „dziki potok składa się z kotła, gdzie przeważnie rumowisko się wytwarza, z szyji, którą rumowisko przesuwają, zasilane ze stoków nowymi złożami i ze stożka usypowego, gdzie skutkiem załamania spadku znaczna część rumowiska się osadza wobec zmniejszenia siły unoszenia”.

Potoków podlegających obecnie zabudowie a odpowiadających tej definicji jest bardzo mało. Znakomita większość — to duże ścieki, nierzadko

Przy obejrzeniu tak umocnionych koryt rzeczek, mimowoli przychodziły na myśl nasze rzeczki często o spadkach 0,2‰, nawet 0,1‰, przy których to spadkach, koryta rzeczek zarasta intensywnie i potrzebuje stałej i drogiej konserwacji. W takich warunkach należało by pomyśleć o zastosowaniu specjalnego umocnienia dna (płytami betonowymi, narzutem żwiru, kawałków cegły itp.), które przeszkadzało by użyciu roślinności i zabezpieczało przepływ wody. Dla powstającego Instytutu Melioracyjnego w Warszawie wyżej wymienione zagadnienie było by jednym z życiowych, wymagających badania i rozwiązania.

W ostatnim dniu pobytu w Czechosłowacji odbyła się jeszcze wycieczka wzdłuż rzeki Wełtawy do Vranego, gdzie został zbudowany jaz systemu Stoney'a oraz śluza komorowa. Opisowi tej budowli nie związanej z melioracją należy poświęcić specjalny artykuł.

Kończąc sprawozdanie, uważam za swój miły obowiązek, złożenie podziękowania wszystkim inżynierom czechosłowackim, którzy ułatwili nam ogólne zapoznanie się z organizacją akcji melioracyjnej w Czechosłowacji, obejrzenie wystawy melioracyjnej, Instytutu Hydrologicznego i Hydrotechnicznego, robót melioracyjnych koło Nymburka jak również śluzy komorowej na Wełtawie.

Zwłaszcza dziękuję prof. dr. inż. Thoma, inż. Wacławowi Topolowi, prof. dr. inż. Smetanie oraz inż. dr. Mysliwcowi.

o zlewni kilkudziesięciu km², o długości kilkunastu km, gdzie nie można wyodrębnić nie tylko stożka usypowego o którym mowa w definicji, czy szyji potoku, ale nawet kotła, tak jest wszystko złączone w jedną całość.

Jakiż wniosek stąd? Otóż, że istnieją między potokiem górskim a rzeką górską formy przejściowe, że ten rodzaj ścieków jest obecnie najczęściej zabudowywany i że sposób tego zabudowania i jego teoretyczna strona musi być również formą przejściową między regulacją rzek górskich i zabudowaniem potoków i właśnie dla tej nowej formy musi się znaleźć odpowiednie sposoby projektowania i wykonywania zabudowy. Jako wytyczne przy różniczkowaniu ścieków, można by przyjąć wielkość zlewni i spadku, oznaczając pewne granice dla każdej klasy ścieku.

W dalszym ciągu artykułu będę się między innymi zajmować tą właśnie formą przejściową ścieków górskich, którą dla ułatwienia wypowiedzenia się, a bez pretensji do trafności nazwy, będę mianować strumieniem górskim.

Należy zauważyć, że cele zabudowania potoku czy strumienia są podobne: zmniejszenie ilości przepływu sekundowego i wstrzymanie ruchu szutru. Już jednak dla strumienia, który przepły-

wa przez osady ludzkie czy też obok nich, wyłania się prócz tamtych inny cel, mianowicie ustalenie koryta spływu wody, co do szerokości i wysokości zwierciadła wody katastrofalnej tak, żeby dane te, sytuacyjnie i niwelacyjnie, mogły się stać wytycznymi do należytego zagospodarowania czy też zabudowania gruntów nadbrzeżnych. Sprawa ta jest bardzo ważna.

Sposoby, jakimi można te cele osiągnąć są znane — zalesienie zlewni względnie wynalezienie środków zaradczych przeciwko zmniejszeniu się powierzchni lasów w górnych partiach dorzeczy naszych rzek górskich oraz zabudowanie zlewni zaporami, co wstrzyma pochód szutru w dół rzeki, w końcu — ujęcie wody w regularne i stałe koryta, przez co umożliwi się racjonalne wyzyskanie gruntów nadbrzeżnych, o czym była mowa powyżej. Jako najczęściej stosowane typy zabudowania można wymienić: zabudowanie samymi zaporami, ujęcie wody w koryta kamienne, albo korytkę progową z tym, że punktem wyjścia dla tych dwóch ostatnich sposobów jest z reguły zaporą.

Krótkie to przedstawienie celów i środków regulacji potoków i strumieni górskich było potrzebne, by móc się zastanowić nad kryteriami, jakie należałoby zastosować przy projektowaniu tych zabudowań. Oczywiście, że jakość roboty jest tu ważna, ale dużo ważniejszym i mającym dla wykonanej zabudowy zasadnicze znaczenie, ze względu na trwałość i wartość, są dane, są założenia i kryteria, jakie przyjęto przy opracowywaniu projektu.

Chodzi o wybór i ustalenie tych czynników, ustalenie ich ważności i kolejności a w końcu ujęcie ich w pewne wzory współczynniki i cyfry.

Projektując zabudowanie potoków, z reguły zastanawiamy się tylko nad ilością wody sekundowej, ewentualnie niewielkością opadu katastrofalnego i tu przeważnie kończą się nasze rozważania. Wystarczy przejrzeć dawne projekty generalne zabudowania potoków czy też obecnie wykonywane, aby się o tym naocznie przekonać. Ale nawet przy tym najważniejszym założeniu sprawa nie jest jasno postawiona, — jeśli bowiem chodzi o zapory i żłoby przyjęto za zasadę zresztą słuszną, że należy je obliczać na katastrofalną wodę, już jednak dla obliczenia korekcji progowej stworzono fikcyjne pojęcie średniej wielkiej wody, którą rzadko kiedy można obserwować w naturze a co więcej, która żadnego niebezpieczeństwa dla niej nie stanowi, nie może więc też być użyta jako sprawdzian jej wytrzymałości. Obliczenie korekcji na tę średnią wielką wodę nie daje odpowiedzi na to, co się stanie w czasie rzeczywistej wielkiej albo katastrofalnej wody. Czy korekcja ta zostanie zasypana, czy woda ją opuści a znajdzie inne koryto, czy też wogóle zniszczy budowle. Okazuje się, że i tu musimy się liczyć z maksymalnym spływem, musimy wyznaczyć trasę i warunki jego przepływu według naszej woli, nie zadowolając się naturalnym i przypadkowym rozwiązaniem tego zagadnienia przez sam potok czy strumień.

Niestety rozważania przy projektowaniu kończyły się zwykle na tejże sprawie przyjęcia objętości spływu. Młody inżynier, któremu dano do zaprojektowania korekcję progową, staje przed nieznanym dla siebie zagadnieniem. Na pytanie,

jaki spadek, jaka głębokość, jaka szerokość, otrzyma zwykle bardzo nieokreślone i niejasne odpowiedzi. A odpowiedź teoretyczna jest i to bardzo jasna. Siła unoszenia $^1)$ $S = \gamma \cdot I \cdot t$ powinna być mniejsza albo równa wytrzymałości gruntu przeciw unoszeniu. Z tego wzoru można przez próby znaleźć wszystko i najkorzystniejszy spadek, najodpowiedniejszą głębokość i właściwą szerokość. Oczywiście, że stosowanie tego wzoru nie jest łatwe, bo brak dobrych danych co do tej wytrzymałości gruntu, ale nie stanowi to trudności nieprzezwyeczonych, a jest tylko kwestią studiów i pomiarów w wytkniętym kierunku.

Z zagadnieniem siły unoszenia łączy się ściśle sprawa dopuszczalnych prędkości ze względu na materiał z którego wykonujemy zabudowanie. Przeglądając zestawienie takich właśnie dopuszczalnych prędkości w pierwszym zeszytzie „Gospodarki Wodnej” na rok 1938 (str. 40 — 44), dochodzimy do wniosku naprzykład, potwierdzonego zresztą praktyką i obserwacjami nad wykonanymi budowlami, że użycie faszyny przy zabudowaniu ścieków górskich, przy obecnie stosowanych prędkościach jest nie właściwe, naraża bowiem te budowle w krótkim czasie na zniszczenie. Czy zarzucić faszynę? nie, wystarczy tylko uwzględnić te dane przy wykonywaniu projektu. A wtedy, jeśli chodzi



Rys. 1. Budowa zapory na pot. Mszance w dorzeczu Raby.

o użycie faszyny okazało by się, że należy zaniechać prowadzenia potoku czy strumienia jednym zwykle maksymalnym spadkiem, podzielić zaś niweletę zaporami na partie, których spadek będzie uwarunkowany dopuszczalną prędkością dla danego materiału, w tym wypadku faszyny. Ten sposób projektowania zmniejszy ogólną prędkość spływu ze zlewni, co jest jeszcze jednym dodatnim skutkiem stosowania tego kryterium. Zapominanie bowiem o retencji jaką ściek posiada i którą powinniśmy zachować a nawet o ile możliwości powiększyć, oraz lekceważenie możliwości przesuszenia gruntów nadbrzeżnych, jest dużym błędem przy projektowaniu. Ze przesuszenie gruntów, czyli obniżenie zwierciadła wody gruntowej niżej zasięgu korzeni roślin uprawnych, nie jest rzeczą rzadką, wystarczy porozmawiać o tym z właścicielami gruntów nad uregulowanymi potokami lub strumieniami. Fakt taki wtedy nie jest groźny, kiedy koryto ścieku prowadzimy szerokimi szutrowiskami.

¹⁾ Porównać Podręcznik Inżynierski — S. Bryły — Tom I str. 617.

Z chwilą jednak kiedy z trasą zbliżamy się do pól uprawnych, można przez nieopatrzone pogłębienie naturalnego koryta ścieku wyrządzić wielkie szkody w gospodarce rolnej. Włączenie do programu pomiarów potoku a szczególnie strumienia pomiarów głębokości wody gruntowej w bardzo korzystny sposób wpłynęłoby na wartość i jakość projektu.

W sprawie retencji względnie czasu odpływu fali powodziowej ze zlewni musimy zgodzić się z tym, że zbyt pochopnie wykonana regulacja więcej może przynieść szkody niż pożytku. Regulacja bowiem z reguły dotychczas zmniejsza wydatnie ten czas, co w konsekwencji daje wprawdzie do-
rażną korzyść mieszkańcom zlewni ścieku, ale mieszkańcom zlewni recipienta, do którego spływają inne podobnie uregulowane potoki i strumienie, naraża na silnie zwiększoną falę powodziową, wywołującą katastrofę. Pamiętajmy również, że szybkie odprowadzenie wód zwiększa wydatnie erozję, co daje obniżenie zwierciadła wody gruntowej.

Jak temu zaradzić? Znowu rozszerzyć studia i pomiary, badać czas odpływu fali powodziowej ze zlewni w warunkach naturalnych i czasu tego przez regulację nie zmniejszyć, inaczej mówiąc nie zmieniać warunków wilgotności gruntu na górsze, niż były przed regulacją.

Przechodząc do poszczególnych typów zabudowania zobaczymy, że i tu można znaleźć ściśle dane i wytyczne co do np. miejsca budowy zapór, ich rodzaju, wysokości itp. Jeśli chodzi o zapory oczywiście, że tak jak zawsze, decydującą rolę będą grać warunki naturalne i rzeźba terenu, ale okaże się również, że niekiedy należy budować zapórę w najwęższym miejscu doliny, czy też pod-



Rys. 2. Budowa zapory na pot. Mszance w dorzeczu rz. Raby.

wyższać stare zapory, w swoim czasie w dobrym miejscu obrane. Jako kryterium nasuwa się dążenie do minimum stosunku, ogólnego kosztu zapory do objętości wytworzonego przez zapórę załadowiska. Rozważania te można rozdzielić na dwie części; w pierwszej zbadać najkorzystniejsze pod tym względem miejsce pod budowę zapory, a w drugiej części, znaleźć wysokość zapory, przy której wspomniany stosunek osiągnie swoje minimum. Drugim zagadnieniem ściśle łączącym się z budową zapór jest ilość i jakość materiału, który je zasypuje. Sprawa ta nabiera coraz większego znaczenia w związku, nie tyle z zabudowaniem ścieków górskich, ile budowę przegród dolin i łączącym się

z tym zagadnieniem rentowności tych wielkich inwestycji z działu budownictwa wodnego.

Opierając się na — zresztą jeszcze bardzo szczupłych — pomiarach z ostatnich 2 lat nad załadowaniem zapór na ściekach górskich, podać można przykładowo, że zapora posiadająca 25.000 m³ załadowiska przy 50 km² zlewni, zostanie wzupełności zaszutrowana w przeciągu 5 lat, t.z. że przeciętna ilość szutru naniesionego przez ściek wyniesie około 100 m³ z km² na rok. Po zebraniu większej ilości dat z tej dziedziny można będzie ustalić wzory, które będą bardzo pomocne przy obliczaniu czasu załadowania zapór i łączącego się z tym planowego zabudowania ścieków.

Następnym z kolei sposobem zabudowania ścieku górskiego jest t.z. koryto albo żłób kamienny. Sposobowi temu, uważanemu zwykle za najlepsze i najtrwalsze rozwiązanie zabudowania, można postawić zarzut za szybkiego odprowadzenia wody i za wielkiego osuszenia gruntów. Gdzie go więc stosować? oczywiście tam gdzie sprawa racjonalnej gospodarki wodą gruntową musi ustąpić przed wymaganiami higieny, estetyki a nawet bezpieczeństwa publicznego, czyli w większych osiedlach o charakterze miejskim albo letniskowym. Punktem wyjścia dla projektu powinno być pomieszczenie w korycie katastrofalnej wody przy prędkości, która by nie niszczyła materiału, z którego żłób ma być wykonany. Przy budowie kamień powinien być tak dobierany, by objętość brył była większa od objętości kamieni, które woda może toczyć przy maksymalnej zaprojektowanej chyżości, w dół potoku.

Z zagadnień specjalnych związanych z budową żłobu wymienię sprawę odstępu, głębokości i sposobu budowy t.z. gurtów czyli żeber, naogół rozwiązana już dosyć pomyślnie i nie nastrożającą większych trudności. Sprawa budowy samego muru żłobu już nie jest taka prosta, chodzi o to czy budować go szczelnie na zaprawie, czy z muru „na sucho”, czy zastosować kompilację obu tych sposobów. Ostatni ten system okazuje się o tyle słuszny, że nie oddziela żłobu od terenu i dzięki temu umożliwia wodzie gruntowej, będącej w czasie wielkiej wody pod zwiększonym ciśnieniem, dostanie się do koryta, co zapobiega wymywaniu warstw żwiru na których budowla spoczywa, chroniąc ją tym samym przed zniszczeniem.

Ostatnie najczęściej stosowanym systemem zabudowania ścieku jest korekcja progowa. Można powiedzieć, że ten sposób zabudowania przechodzi pewną ewolucję, właśnie z powodu własnej aktualności. Korekcję wykonuje się albo w kamieniu albo z faszyny, ten ostatni sposób jako tani stał się dosyć popularny. Niestety okazuje się, że nie wszystkie korekcje wykonane z faszyny i drzewa trzymają się dobrze. Powód leży zdaje się z jednej strony w pewnych błędach wykonania, o których będzie mowa poniżej, a kto wie czy nie ważniejszymi są błędy projektowania. Tutaj raz jeszcze trzeba podkreślić, że liczenie się z prędkościami jakie może wytrzymać faszyna, względnie z wytrzymałością gruntu przeciwko sile unoszenia wody, jest bardzo ważne i dla trwałości korekcji ma zasadnicze znaczenie. Poza błędami projektu, wadą wykonywanych korekcji jest z reguły mała albo prawie żadna szczelność progów, co pociąga za sobą wy-

mywanie dna i butwienie belek progowych. Dopiero ostatnio prowadzone są próby budowy szczelnych progów, jak dotychczas z bardzo dobrymi wynikami.

Reasumując rozważania i myśli zawarte w tym artykule, należy stwierdzić, że nie rozwiązanych zagadnień w dziedzinie zabudowania potoków i strumieni jest bardzo wiele i to nie dlatego, żeby były nierozwiązalne czy trudne, tylko że mało było dotychczas ludzi, którzy by mogli i chcieli się nimi zająć.

Pionierską pracę w tej dziedzinie, którą spełnili leśnicy 30 lat temu należy uznać, ale faktem jest, że zabudowanie potoków nie było ich głównym zadaniem i celem, dlatego musiała ucierpieć techniczna i specjalnie teoretyczna strona zabudowa-

nia. Dzisiaj jednak, kiedy coraz więcej zwraca się uwagi na gospodarkę siłami wodnymi kraju, na sprawę żeglugi śródlądowej, czy to rzeki, czy strumienie, czy potoki domagają się należytego ich traktowania. Nie zapominajmy, że Wisła w swoim górnym biegu płynie prawie prostopadle do ogólnego spadku podgórze karpacciego i jest jedynym recipientem rzek górskich, spływających po tych stokach aż do Sanu.

Chcąc więc podnieść poziom zabudowania ścieków górskich musimy kształcić w tym kierunku inżynierów hydrotechników, dając im możliwość prowadzenia badań i studiów, a nie ulega kwestii, że włożone w to kapitały dobrze się będą rentować przez coraz lepiej wykonywane zabudowanie ścieków górskich.

Suwak do obliczenia hydrologicznej miary żeglowności rzek.

Wprowadzone przez Prof. Dr M. Matakiewicza pojęcie „hydrologicznej miary żeglowności rzeki”¹⁾ nie jest wśród hydrotechników dostatecznie znane na skutek dość skomplikowanej i niewygodnej w użyciu definicji matematycznej.

Praktyczne znaczenie formuły na miarę żeglowności rzeki (N lub T_s) polega na wprowadzeniu kryterium porównawczego dla znamion poszczególnych rzek, pozwalającego równocześnie na przybliżone określenie tej żeglownej głębokości rzeki,

Q
TABLICA 1.

Q	log Q	$\frac{1}{11} \log Q$	Q	log Q	$\frac{1}{11} \log Q$
5	0.69897	0.25417	130	2.11394	0.76871
10	1.00000	0.36364	140	2.14613	0.78041
12	1.07918	0.39243	150	2.17609	0.79131
15	1.17609	0.42767	180	2.25527	0.82010
17	1.23045	0.41744	200	2.30103	0.83674
20	1.30103	0.47310	250	2.39794	0.87198
25	1.39794	0.50834	300	2.47712	0.90077
30	1.47712	0.53714	350	2.54407	0.95512
35	1.54407	0.56148	400	2.60206	0.94620
40	1.60206	0.58257	450	2.65321	0.96480
45	1.65321	0.60117	500	2.69897	0.98144
50	1.69897	0.61781	600	2.77815	1.01024
60	1.77815	0.64660	700	2.84510	1.03458
70	1.84510	0.67094	800	2.90309	1.05567
80	1.90309	0.69203	900	2.95424	1.07427
90	1.95424	0.71034	1000	3.00000	1.09091
100	2.00000	0.72727	1200	3.07918	1.11970
110	2.01139	0.74232	1500	3.17609	1.15494
120	2.07918	0.75607			

którą da się uzyskać w drodze zwykłej regulacji bez stosowania urządzeń kanalizacyjnych.

W celu spopularyzowania omawianej formuły, której częstsze stosowanie w praktyce przyczyni się do pogłębienia znajomości rzek polskich, większość których pozostaje dotychczas w stanie dzikim, opracowany został niżej opisany suwak.

I
TABLICA 2.

I	log I	0,6 log I	$\frac{1}{11} \log I$ 0,6	$-\frac{1}{11} \log I$ 0,6
0.00001	5.00000	-3.00000	-1.09091	1.09091
0.00002	5.30103	-2.81938	-1.02523	1.02523
0.00003	5.47712	-2.71373	-0.98681	0.98681
0.00004	5.60206	-2.63876	-0.95955	0.95955
0.00005	5.69897	-2.58062	-0.93841	0.93841
0.00006	5.77815	-2.53311	-0.92113	0.92113
0.00007	5.84510	-2.49294	-0.90652	0.90652
0.00008	5.90309	-2.45815	-0.89387	0.89387
0.00009	5.95424	-2.42745	-0.88271	0.88271
0.00010	4.00000	-2.40000	-0.87272	0.87272
0.00012	4.07918	-2.35249	-0.85545	0.85545
0.00015	4.17609	-2.29434	-0.83431	0.83431
0.00017	4.23045	-2.26173	-0.82245	0.82245
0.00020	4.30103	-2.21938	-0.80705	0.80705
0.00022	4.34242	-2.19454	-0.79014	0.79014
0.00025	4.39794	-2.16123	-0.78590	0.78590
0.00027	4.43136	-2.14118	-0.77861	0.77861
0.00030	4.47712	-2.11373	-0.76863	0.76863
0.00035	4.54407	-2.07355	-0.75401	0.75401
0.00040	4.60206	-2.03876	-0.74137	0.74137
0.00045	4.65321	-2.00807	-0.73021	0.73021
0.00050	4.69897	-1.98062	-0.72022	0.72022
0.00060	4.77815	-1.93311	-0.70295	0.70295

¹⁾ Hydrologischer Masstab der Schiffbarkeit. Prof. Dr M. Matakiewicz. Warszawa, 1930.

Zasadnicza formuła na miarę żeglowności brzmi:

$$N = \left(\frac{Q}{232 F^{0,3} J^{0,6}} \right)^{4/11} = T_s$$

W równaniu tym oznacza:

Q — objętość przepływu przy danym stanie wody w m³/sek.

F — powierzchnię dorzecza w km²

TABLICA 3.

F	$\log F$	$0,3 \log F$	$\log 232 + \log F^{0,3}$	$^{4/11} (\log 232 + \log F^{0,3})$
500	2.69897	0.80969	3.17518	1.1546
700	2.84510	0.85353	3.21902	1.1705
1.000	3.00000	0.90000	3.26549	1.1874
1.500	3.17609	0.95283	3.31832	1.2066
2.000	3.30103	0.99031	3.35580	1.2203
2.500	3.39794	1.01938	3.38587	1.2312
3.000	3.47712	1.04314	3.40863	1.2395
4.000	3.60206	1.08062	3.44611	1.2531
5.000	3.69897	1.10969	3.47518	1.2637
7.000	3.84510	1.15353	3.51902	1.2796
10.000	4.00000	1.20000	3.56549	1.2965
15.000	4.17609	1.25283	3.61852	1.3157
20.000	4.30103	1.29031	3.65580	1.3294
25.000	4.39794	1.31938	3.68487	1.3399
30.000	4.47712	1.34314	3.70863	1.3486
35.000	4.54407	1.36322	3.72871	1.3559
40.000	4.60206	1.38062	3.74611	1.3622
45.000	4.65321	1.39596	3.76145	1.3678
50.000	4.69897	1.40969	3.77508	1.3728
60.000	4.77815	1.43345	3.79894	1.3814
70.000	4.84510	1.45353	3.81902	1.3887
80.000	4.90309	1.47093	3.83642	1.3951
90.000	4.95424	1.48627	3.85176	1.4006
100.000	5.00000	1.50000	3.86549	1.4056
120.000	5.07918	1.52375	3.88924	1.4142
150.000	5.17609	1.552827	3.91832	1.4248
200.000	5.30103	1.59031	3.95580	1.4385

F — powierzchnię dorzecza w km²

J — spadek przeciętny dużej przestrzeni rzeki na 1 km

$N = T_s$ — środkową głębokość profilu przy danym stanie wody, a zarazem teoretyczną miarę żeglowności rzeki przyjęto hydrologicznie, tj. bez uwzględnienia takich czynników jak postępowanie robót regulacyjnych, stan łóżyska itp., odgrywających pierwszorzędą rolę przy kształtowaniu się praktycznych warunków żeglowności.

Suwak obliczony został w skali logarytmicznej według czynników następujących:

$$\log N = \log Q^{4/11} - \log I^{0,6 \cdot 4/11} - \log 232 F^{0,3 \cdot 4/11}$$

wobec ujemnej wartości logarytmu spadku, drugi wyraz drugiej części równania może być wprowadzony ze znakiem dodatnim.

Po wprowadzeniu odpowiednich oznaczeń, schemat równania dla transpozycji na suwak wyrazi się:

$$\log N = \log Q' + \log I' - \log F'$$

odnośne dane cyfrowe przedstawione zostały w tablicach 1, 2 i 3. Stosowalność suwaka zamyka się w granicach stosowalności wzoru tj.:

dla Q od 10 do 1000 m³

dla J od 0,00001 do 0,0006

i dla F od 500 do 200000 km².

Sposób korzystania z suwaka jest następujący:

Po ustaleniu dla danego przekroju rzeki wartości Q , J , oraz F — do $\log Q'$ dodaje się odcinek odpowiadający wartości $\log I'$ drugiej skali suwaka, tj. odcinek od kreski K — do kreski odpowiadającej danej wartości $\log I'$.

Sumę obu logarytmów utrwała się za pomocą przesuwanej kreski na szkle, poczem na tej kresce ustawia się właściwą wartość $\log F'$, według dolnej skali suwaka i odczytuje się odrazu wartość $T_s (=N)$ na czwartej skali suwaka, naprzeciwko kreski K .

Przykład: Określić średnią głębokość profilu (teoretyczną miarę żeglowności) rzeki o następnym danym dla danego miejsca:

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

$$J = 0,15\text{‰}$$

$$F = 20000 \text{ km}^2$$

z pomocą suwaka

$$T_s \approx 0,95 \text{ m}$$

Teoretycznie obliczona głębokość ze wzoru

$$T_s = 0,9478 \text{ m.}$$

Uwaga. Sporządzenie suwaka z załączonego rysunku nie przedstawia większych trudności.

Inż. St. Ichnatowicz

Z robót wodnych w kraju

Rozpoczęcie robót przy budowie zapory w Czchowie.

W maju 1938 r. rozpoczęte zostały w terenie roboty przygotowawcze pod budowę zapory i zakładu wodno-elektrycznego na Dunajcu w Czchowie.

Zanim przystąpię do omówienia tych robót, podam najpierw krótki opis samej budowli i jej za-

dań, ponieważ dotychczas nigdzie nie były one opublikowane.

Wstępny projekt budowli został wykonany w Biurze Dróg Wodnych w latach 1936, 1937. Zapora w Czchowie zaprojektowana została na km

67 + 200 koryta Dunajca, czyli około 12 km poniżej zapory w Rożnowie. Stworzy ona zbiornik o pojemności 13,7 milionów m³ i powierzchni zalewu 374 ha.

Zadaniem zbiornika czchowskiego będzie wyrównanie odpływów ze zbiornika w Rożnowie oraz produkcja podstawowej energii elektrycznej. Konieczność wyrównania odpływów z Rożnowa wynika z charakteru pracy zakładu rożnowskiego. Zakład ten będzie pracował wyłącznie na pokrycie szczytów zapotrzebowania energii, a prawdopodobny czas jego pracy wyniesie 6 do 8 godz. na dobę. W pozostałych godzinach zakład będzie nieczynny, a zbiornik magazynować będzie całkowicie dopływającą do niego wodę. Poniżej zakładu wytworzyłyby się w ten sposób na rzece warunki anormalne, wyrażające się zmiennością odpływów od 200 m³/sek. do kilku m³/sek., co powodowało by niszczenie istniejących na Dunajcu budowli regulacyjnych i dziczenie rzeki, wpływało by następnie ujemnie na stan regulacji Wisły poniżej ujścia Dunajca oraz uniemożliwiałoby żeglugę na Wiśle, w pewnych porach letniego okresu żeglugi.



Rys. 1. Budowa odcinka drogi powiatowej Tarnów — Nowy Sącz (istniejąca droga leży na terenie przyszłego zbiornika).

Działanie zbiornika w Czchowie, polegające na stałym równomiernym odpływie zapobiegnie wszystkim wyżej wymienionym ujemnym skutkom działania zbiornika rożnowskiego, a wytworzony spad będzie ponadto wyzyskany na produkowanie energii elektrycznej.

Zapora w Czchowie, tworząc konstrukcyjnie jedną całość z zakładem wodno-elektrycznym, składać się będzie: z części lewobrzeżnej zapory ziemnej, zakładu, części przelewowej i z prawobrzeżnej części zapory ziemnej.

Zapora ziemna lewobrzeżna, położona na warstwie aluwiiów o dużej miąższości, uszczelniona będzie ścianą szczelną żelazną, zabita w warstwie piaskowców do zdrowej skały. Zapora ziemna prawobrzeżna posiadać będzie jądro iłowe zagłębione w warstwę łupków iłowych. Część przelewowa ma charakter zapory ciężkiej. Składać się ona będzie z sześciu bloków betonowych o długości po 16,30 m, fundowanych na warstwie piaskowców lub łupków iłowych. Bloki te będą tworzyły sześć otworów przelewowych po 12,70 m w świetle, zamykanych

segmentami o wysokości 7,50 m. Górna krawędź segmentów znajdować się będzie na rzędnej 235,00, co odpowiada poziomowi normalnego piętrzenia. Nad przelewami przewidziano most żelbetowy I klasy. Rzędna terenu w miejscu budowy wynosi ok. 229,00, rzędna korony zapory — 238,30, stąd wysokość zapory ponad teren wyniesie ok. 9,30 m. Całkowita długość ok. 550 m.

Zakład wodno-elektryczny stanowi równocześnie część zapory. Wyposażony w dwie turbiny Kaplana po 5000 kW każda, o łącznej mocy 10.000 kW, pracujące na spadzie ok. 8,50 m wodą roboczą 142 m³/sek., będzie w stanie wyprodukować średnio 47 milionów kWh rocznie. Włączony on będzie



Rys. 2. Budowa drogi dojazdowej.

razem z zakładem rożnowskim do współpracy z zakładami cieplnymi w Mościcach i Nisku.

Po ukończeniu projektu wstępnego w Biurze Dróg Wodnych, został ogłoszony w marcu rb. przetarg na wykonanie części budowlanej zapory i zakładu, a 1 kwietnia utworzono Państwowe Kierownictwo Budowy Zbiornika na rzece Dunajca w Czchowie. Kierownikiem Budowy został mianowany ś. p. inż. Józef Puzyna.

Praca Kierownictwa rozłożona została na cztery sekcje: ogólną — zajmującą się sprawami ad-



Rys. 3. Baraki biurowe Państw. Kierownictwa Budowy.

ministracyjnymi, techniczną, gruntową — przeprowadzającą wywłaszczenia oraz laboratorium betonowe i ziemne.

Zadaniem Kierownictwa na bieżący sezon było: wywłaszczenie terenu pod plac budowy, budowa baraków, przygotowanie terenu pod budowę stałej kolonii administracyjnej, wykonanie prac pomiarowych w miejscu budowy zapory oraz projektu przeniesienia istniejącej drogi powiatowej Tarnów — Nowy Sącz poza obręb placu budowy.

Pierwszą i najpilniejszą sprawą była budowa baraków, którą niezwłocznie rozpoczęto. Wybudowano ogółem pięć baraków o łącznej powierzchni 708 m², z czego dwa biurowe o powierzchni w sumie 308 m² a trzy mieszkalne. Oba baraki biurowe i jeden mieszkalny jako przeznaczone tylko na okres budowy wykonano w konstrukcji szkieletowej z wypełnieniem trocinami, pozostałe zaś dwa baraki mające charakter domów stałych wykonano jako zrębowe. Wszystkie baraki zostały wyposażone w instalacje wodociągową, kanalizacyjną i elektryczną. Oddanie do użytku nastąpiło w końcu sierpnia.

Równocześnie z budową baraków rozpoczęto przygotowanie terenu pod budowę stałej kolonii administracyjnej. Wyznaczono miejsca domów oraz ze względu na znaczną pochyłość stoku na którym stanie kolonia i możliwość usuwisk wykonano odpowiednie badania geologiczne. Rozpoczęto również roboty ziemne przy budowie stałej drogi dojazdowej do kolonii. Droga ta o kształcie serpentyny ma długość 640 m i łączy teren przyszłej kolonii z drogą powiatową Tarnów — Nowy Sącz. Roboty te są już na ukończeniu.

Obecna droga bita Tarnów — Nowy Sącz, przechodząca przez plac budowy, zostanie po wybudowaniu zbiornika zalana na przestrzeni około 4.600 m, musi więc być na tym odcinku przeniesiona na lewy stok doliny Dunajca, na rzędnię średnio 237,50, czyli 1 m powyżej spiętrzonej wody katastrofalnej. Trasowanie wymienionego odcinka drogi rozpoczęło się w końcu lipca a w połowie listopada ukończono w terenie wszystkie pomiary potrzebne do wykonania jego szczegółowego projektu.

Budowa zakładu wodno-elektrycznego w Turniszkach na rz. Wilii.

W drugiej połowie bieżącego roku rozpoczęto prace przy budowie zakładu wodno-elektrycznego w Turniszkach na rz. Wilii. Zamieszczony plan sytuacyjny (rys. 1) ilustruje położenie zakładu w stosunku do Wilni.

Prace pomiarowe oraz badania geologiczne i hydrograficzne były wykonane wiosną 1938 r., poczem sporządzone zostały plany sytuacyjne w podziałkach 1:2000, 1:1000 i 1:500. Wykonane wiercenia (w ilości około 100) pozwalają na stwierdzenie obszaru zalegania pokładów przydatnych do fundowania oraz do usytuowania przegrody i budowli z nią związanych. Na podstawie obserwacji

W zakresie robót gospodarczych Kierownictwa Budowy została ponadto wybudowana stała stacja limnigraficzna, położona poniżej przyszłej zapory. Budynek stacji wykonany z żelbetu ma za fundament studnię żelbetową zapuszczoną na 8 m poniżej terenu, która połączona będzie za pomocą kanału rurowego z Dunajcem.

Na miejscu samej zapory założona została prostokątna siatka punktów stałych, utrwalonych w terenie słupkami betonowymi zaopatrzonymi w bolce żelazne. Punkty te dokładnie określone co do kierunku i wysokości posłużą do wyznaczania robót na gruncie.

Równoległe do prac omówionych przeprowadzane jest wywłaszczanie gruntów. Dla celów wywłaszczeniowych wykonano ściśle zdjęcie terenów pod zbiornik, oparte na sieci poligonowej nawiązanej do lokalnej sieci triangulacyjnej. Sieć tę, połączoną z państwową siecią triangulacyjną, zaprojektowano i wykonano w ramach prac sekcji gruntowej.

Jednocześnie, celem stworzenia objazdu placu budowy, przystąpiono do wykonania części wspomnianego wyżej odcinka drogi powiatowej Tarnów — Nowy Sącz, istniejącą bowiem drogę przetrnie w przyszłości lewobrzeżna część zapory. Odcinek obecnie budowany, będąc równocześnie ominięciem lewego przyczółka projektowanej zapory, wcina się głęboko w skalisty stok doliny Dunajca, co jest powodem znacznych wyłomów w skale.

Dla zaopatrzenia placu budowy w energię elektryczną, elektrownia w Mościcach wybudowała podstację transformatorową o mocy 800 kW połączoną z linią 30000 volt prowadzącą prąd z Mościc do Rożnowa.

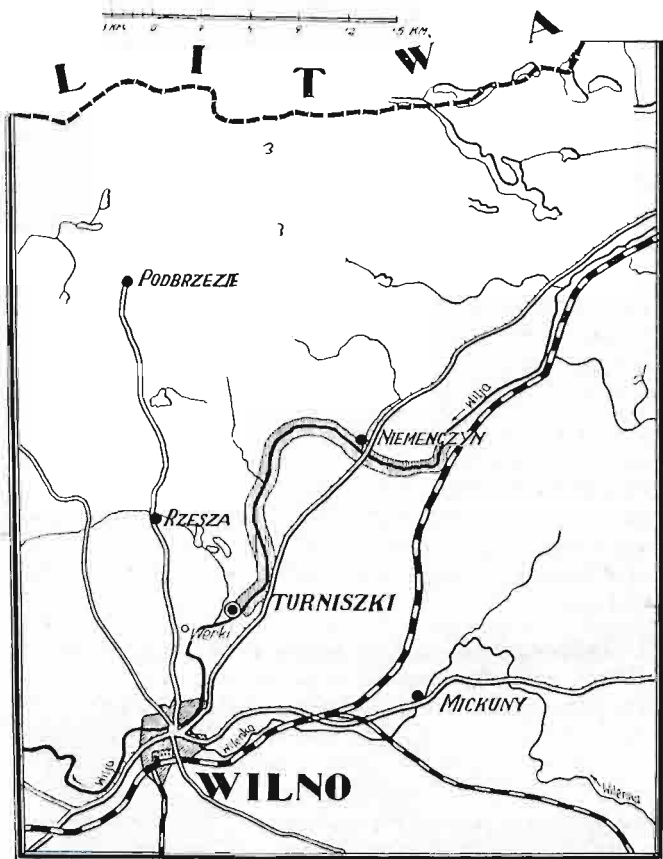
Linia łącząca przekracza Dunajec na dwóch stałych stalowych wieżach kratowych, które po uruchomieniu zakładu wodno-elektrycznego będą stanowiły część linii wysokiego napięcia, w kierunku na Bochnię.

Inż. Przemysław Kłoss

za okres 15 lat ustalono następujące charakterystyczne przepływy dla Wilii w Turniszkach:

najmniejsza mała woda	—	37,5 m ³ /sek
średnia woda robocza	—	96,5 "
średnia woda	—	115,0 "
instalowana woda robocza	—	135,0 "
największa wielka woda	—	1590,0 "

Projektowane piętrzenie wynosi 13 m; w korpusie zapory umieszczony będzie zakład o mocy 14000 kW i o stosunkowo dużej zdolności produkcyjnej, bo w ilości 86 milionów kWh rocznie, tj. około 60% produkcji Rożnowa. Ten korzystny sto-

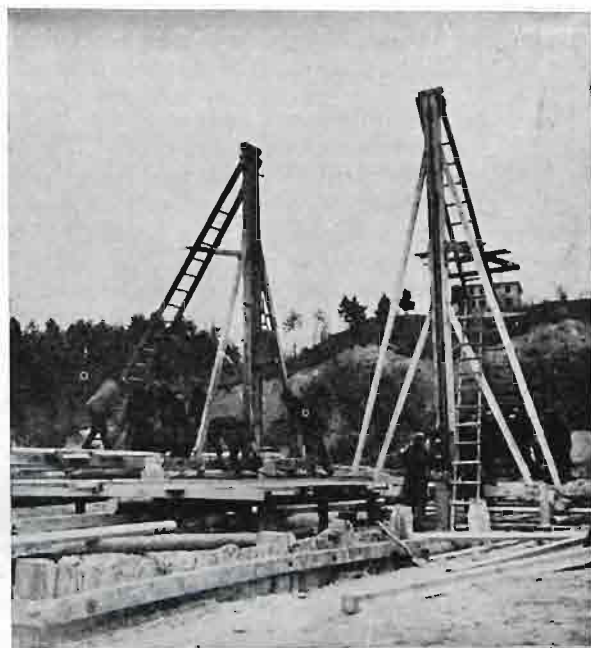


Rys. 1.



Rys. 2. Widok na dolinę rz. Wilii w miejscu projektowanej zapory.

sunek produkcji do instalowanej mocy jest wynikiem: 1) obfitości wody w rzece Wilii, 2) bardzo



Rys. 3. Roboty przygotowawcze — zabijanie ścian szczelnych.

dogodnego rozkładu przepływów w poszczególnych porach roku, wyrównanego licznymi naturalnymi



Rys. 4. Droga dojazdowa z Wilna w budowie.

zbiornikami, tj. jeziorami w dorzeczu. Np. stosunek małych wód do wielkich na Dunajcu wynosi 1:1000, na Wilii zaś — 1:40.



Rys. 5. Ukończona droga dojazdowa z Wilna.

Pod względem budowlanym całość będzie się przedstawiała następująco. Przegroda w przyczółkach wykonana będzie jako zapora ziemna z rdzeniem ilowym, w środkowej części — zapora betonowa z przelewami i służę płuczącą (w celu ewent. spuszczenia wody ze zbiornika). W części zapory betonowej umieszczony będzie zakład z dwoma turbo-generatorami i kanałem odprowadzającym. Przewiduje się również wybudowanie służy komorowej, dla pokonania spadu 13-o metrowego, oraz przepławki dla ryb (kilkadziesiąt basenów o wymiarach $3 \times 6 \times 1,6$ m o różnicach poziomów 40 cm), które na Wilii specjalnie w porze jesiennej zmiernają w górne partie rzeki.

Opracowaniem projektu i budową kieruje Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji jako naczelny urząd gospodarki wodnej, posiadający możność uwzględnienia całości potrzeb żeglugi, energetyki wodnej i obrony Państwa.

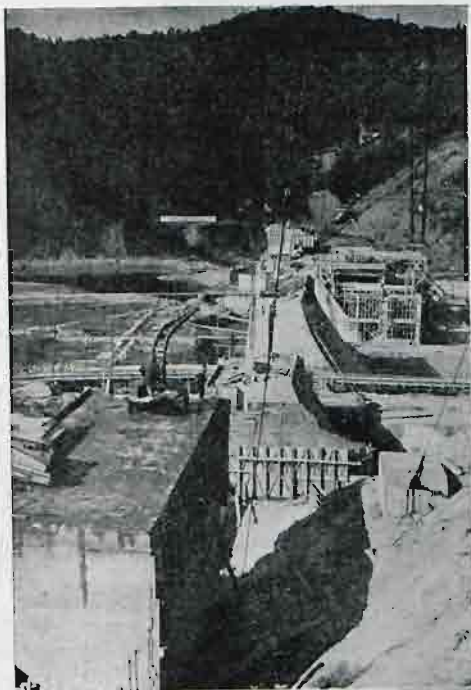
Zamieszczone zdjęcia fotograficzne ilustrują niektóre roboty przygotowawcze, rozpoczęte — jak wspomniano wyżej — w jesieni 1938 roku.

Inż. K. Rakusa-Suszczewski

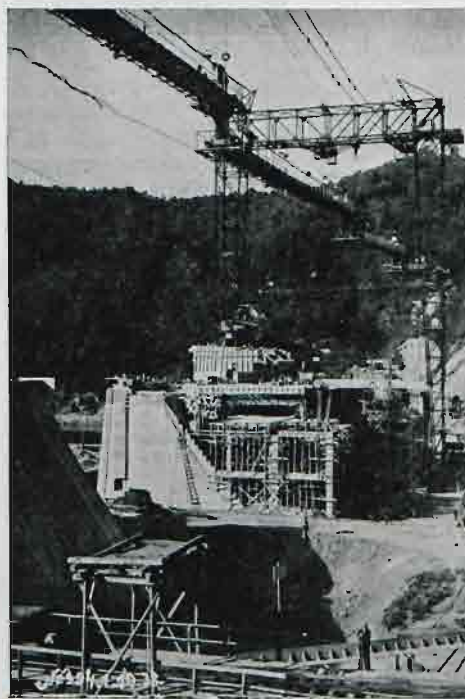
Z budowy zapory w Rożnowie.

Dnia 10 grudnia 1938 r. zakończono roboty betonowe w bieżącym sezonie na budowie zapory w Rożnowie. Odkładając szczegółowe opisy postępu robót do następnych zeszytów „Gospodarki

Wodnej“, podajemy obecnie kilka zdjęć fotograficznych ilustrujących stan robót w końcu sezonu 1938 r.



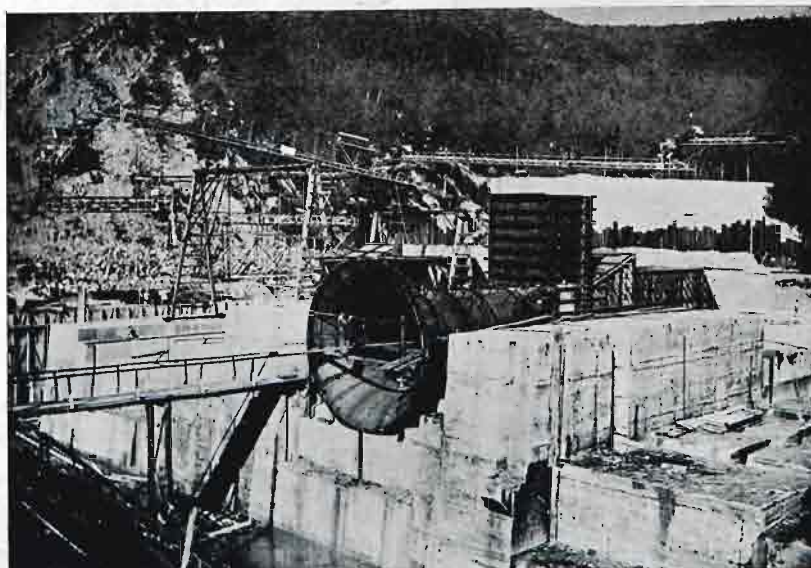
Rys. 1. Widok na zaporeę z lewego przyczółka.



Rys. 2. Budynek zakładu wodno-elektrycznego w budowie.



Rys. 3. Ogólny widok budowy zapory w Rożnowie. Stan 19.IX.38 r. Na pierwszym planie w obrębie grodzy budowa sekcji przelewowych z podłożem do niszczenia energii uzbrojonym 2-ma rzędami zębów, dalej kanał prowizoryczny dla przepuszczenia rzeki, za nim zakład wodno-elektryczny.



Rys. 4. Montaż rur spustowych o \varnothing 3,5 m, prowadzony przez firmę K. Rudzki i Ska Warszawa. Rur tych będzie pięć w sekcjach przelewowych zapory.



Rys. 5. Widok od strony odwodnej na wloty do turbin. Widoczne są wnętrza na kraty, ścianki zakładane i zasuwy.

Z literatury technicznej.

Przegląd czasopism obcych.

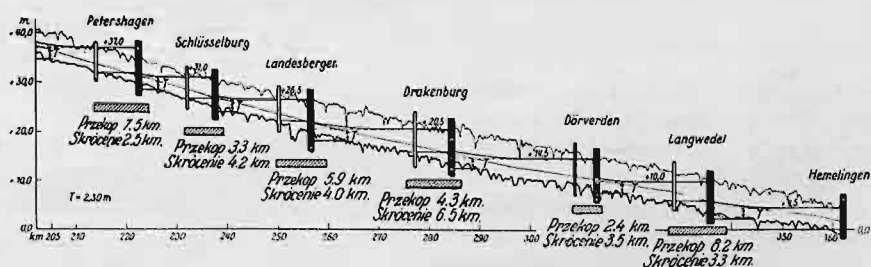
Drogi wodne, żegluga.

Kanalizacja Wezery środkowej.

Środkowa Wezera (od Minden do Bremy) stanowiła już od połowy ubiegłego wieku dobrą drogę wodną, dostępną dla statków ładujących przeciętnie 450—650 t. Sprawność tę osiągnięto za pomocą robót regulacyjnych,



Rys. 1.



Rys. 1a.

wykonywanych pieczolowicie i opartych na doświadczeniach laboratoryjnych i w naturze. W wyniku tych robót uzyskano na wspomnianym odcinku głębokość 1,24 m przy stanie średnim z najniższych. Głębokość tę zdołano przy pomocy zasilania ze zbiorników na dopływach

Wezery zwiększyć do 1,40 m, osiągając tym już maksimum efektu, możliwego przy pomocy regulacji¹⁾.

Toteż, gdy na innych drogach wodnych zaczęły się pojawiać statki o coraz większym tonażu i zanurzeniu, czynniki zainteresowane poczęły coraz poważniej myśleć o kanalizacji Wezery, wznowiając w ten sposób myśl, powstałą już dawniej i ujętą w niewykonany traktat, zawarty przez Prusy i Wolne Miasto Bremy w 1899 r.

Do realizacji tej myśli przystąpiono w r. 1933, od którego to roku roboty prowadzone są bez przerwy; do roku 1937 włącznie wydano już 17,5 milionów RM, podczas gdy całkowity kosztorys wynosi 74,5 mil. RM.

Jako główny cel kanalizacji założono osiągnięcie minimalnej głębokości 2,3 m przy stanie wody średnim z najniższych; oprócz tego celu najważniejszego wchodzi w rachubę jeszcze inne, a mianowicie zasilanie Kanału Śródlądowego wodą pompowaną z Wezery pod Minden, nawadnianie łąk i pól uprawnych wodą z poszczególnych stanowisk rzeki, odwodnienie względnie zaręfowanie ziemią z wykopów nisko położonych terenów nad Wezerą, wreszcie produkcja 170 milionów kWh energii elektrycznej rocznie.

Odcinek rzeki, podlegający kanalizacji (rys. 1) ma 156 km długości i 32,5 m spad; podzielono go na 7 stanowisk za pomocą 7 jazów, włączając w to istniejące już dawniej stanowiska Hemelingen i Dörverden, które przystosowuje się do nowych założeń. Do spiętrzenia wody służą jazy o 2—3 otworach, mających 35—40 m światła i o progach, założonych na wysokości dna rzeki. W jazach mieszczą się małe śluzy dla drobnego taboru rzeczny i tratw, schodki dla węgorzy i przepławki dla innych ryb, ponadto przewidziano miejsce dla późniejszej budowy zakładów energetycznych.

Dla właściwej żeglugi zaprojektowano przy jazach kanały boczne w przekopach (rys. 1 i 2), skracające całą trasę z 156 na 132 km; w kanałach będą umieszczone śluzy o spadach od 4,5 do 6,0 m i wymiarach poziomych 350 × 12,5 m, umożliwiających przesłuzowanie pociągu złożonego z holownika i 4 barek. Dla oszczędnego służowania pojedynczych statków z własnym napędem służą głowice dodatkowe, odcinające z całej długości śluzy 85 m.

Śluzy zamykane są zwyczajnymi wrotami wspornymi, gdyż przy innych konstrukcjach obawiano się po-

¹⁾ Opis regulacji Wezery znajdą Czytelnicy w podręczniku prof. Matakiewicza „Regulacja Rzecz”, Lwów, 1921, str. 285—292.

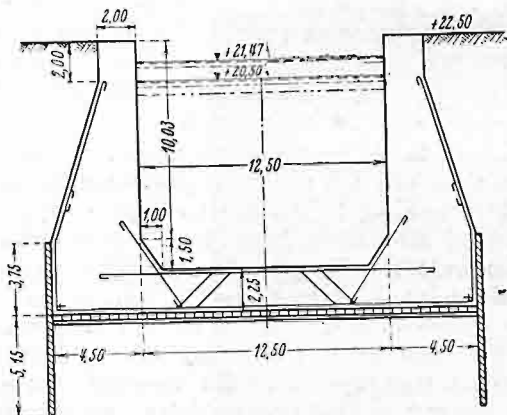
wikłań w czasie ruchu. Napełnianie śluz odbywa się za pomocą kanałów obiegowych w głowicach i basenów, umieszczonych poniżej poziomu dna śluzi. Ściany i dno śluz zaprojektowano jako konstrukcje ciężkie z betonu, uzbrojone na zginanie (rys. 3). Odstąpiono tu od roz-



Rys. 2.

powszechnionej w Niemczech nie dawno konstrukcji ścian bitych żelaznych ze względu na wprowadzoną przez ostatni plan czteroletni oszczędność żelaza.

Przed górną głowicą każdej śluzi znajduje się basen postojowy o długości 350 m, umożliwiający jazdę



Rys. 3.

w 3 rzędach w czasie działania spiętrzenia, względnie w 2 rzędach w czasie otwarcia jazdów.

Pierwotny termin ukończenia budowy był ustalony na 1 kwietnia 1941 roku; jednak ze względu na brak robotników, sił technicznych i administracyjnych, oraz ograniczenia w dostawach żelaza termin ten prawdopodobnie nie będzie dotrzymany. (Odenkirchen. Die Kanalisierung der Mittelwesser. (Die Bautechnik nr. 30 z 1938 roku).

Inż. Otton Faust.

Zapora w Bonneville na rz. Kolumbii w St. Zj. A. P.

Zapora w Bonneville, której budowa została ukończona w roku ubiegłym, jest po Grand-Coulée i Rock Island trzecim spiętrzeniem na rz. Kolumbii¹⁾. Pozostaje jeszcze do wyzyskania 209 m spadu, który wg. projektu generalnego ma być zużytkowany w 7 dalszych zakładach. Gdy zostaną one zrealizowane uzyska się moc ogólną około 8.000.000 KW i drogę wodną dla statków morskich dług. 960 km, licząc od ujścia Kolumbii w głąb lądu.

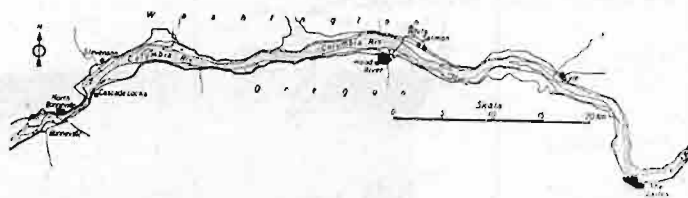
Spiętrzenie w Bonneville, ostatnie z projektowanych, oddalone jest od ujścia do oceanu o 230 km. Usytuowano je, jak widać z mapki ogólnej (rys. 1) na odcinku rzeki stanowiącym naturalną granicę Stanów Washington i Oregon w miejscu, gdzie koryto rzeki dzieli się na 2

²⁾ Patrz artykuł prof. dr inż. K. Wóycickiego w Nr 2 „Gosp. Wod.” z 1937 r.

ramiona, rozdzielone wyspą (Bredford Island). Koszta budowy spiętrzenia wyniosły 51,000,000 \$ (w czym 6,000,000 \$ — linia wysokiego napięcia) przy czym zakład wodny wyposażono dopiero w 2 agregaty z pośród 10 przewidzianych.

Miejsce wybrane na budowę spiętrzenia leży w partii rzeki, stanowiącej przełom w pasmie gór Cascade, w którym koryto zwęża się w ciasny wąwóz. Tuż powyżej Bonneville w korycie występują katarakty uniemożliwiające większą żeglugę; na długości 6 km jest tu 16,60 m spadu. Koryto rzeki wyłobione jest w tufach wulkanicznych dobrej jakości, częściowo zaś w andezytach. Rzeka prowadzi przy najniższych stanach 1135 m³/sek. przy W. W. Kat. 33000 m³/sek.

Spiętrzenie składa się z następujących obiektów (rys. 2 i 3): jazu z wysokim progiem stałym, hydrocentrali, śluzi komorowej i 4 przepławek dla ryb. Jazem zamknięto koryto główne (północne), centrala i śluzi stanęły na ramieniu południowym rzeki. Wyspa dzieląca te dwie

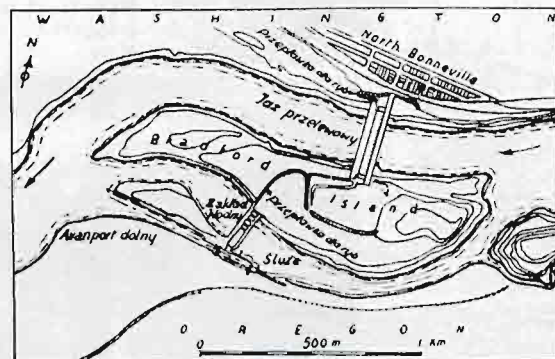


Rys. 1. Zbiornik na rz. Kolumbii pod Bonneville.

grupy budowlanej ma dostateczną wielkość i wysokość dla utrzymania z górą 20-metrowego spiętrzenia.

Jaz (rys. 4, 5 i 6) zajmuje łącznie z przyczółkami 380 mb. Posiada on masywny próg stały z betonu zbrojonego o szerokości w podstawie maks. 60 m i grubości od 24 m. do 18 m, mocno wcięty w gruby pokład szczelnych tufów wulkanicznych. Korona progu jest umieszczona o 14,60 m niżej od normalnego poziomu spiętrzenia, pomimo to jest on zalewany przy większych powodziach przez dolną wodę na głębokości do 7 m.

Jaz wyposażono w 18 otworów po 15,20 m światła, zamykanych zasuwami płaskimi o takiej samej wysokości, obsługiwanych przez 2 dźwigi ruchome. Filary dzie-



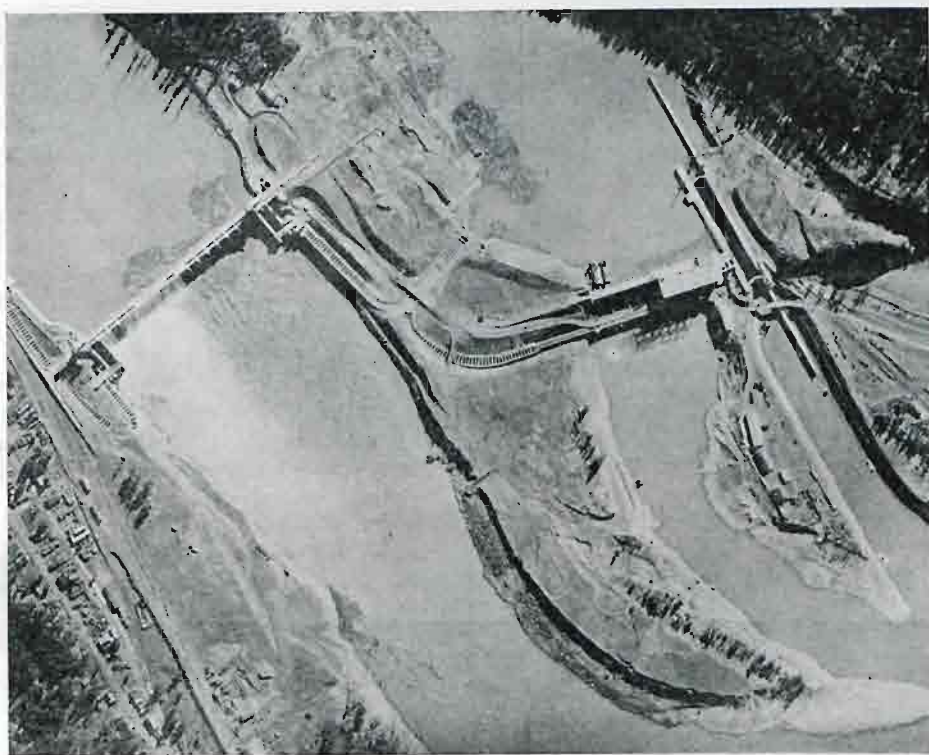
Rys. 2. Ogólna sytuacja spiętrzenia.

łace poszczególne przeszła posiadają 3 m grubości i 22 m wysokości. Jaz może przepuścić całą wodę katastrofalną ustaloną na 33000 m³/sek. (z 1894 r.). Na odpływie dano płytę poszururową z betonu zbrojonego szerokości 24 m i grubości 2,40 m. Płytę (w części górnej, pogrubionej) wyposażono w 2 rzędy szykan, składających się z bloków 1,80 m długości w podstawie, 1,80 m wysokich, ściętych od strony górnej i dolnej do skarpy 1 : 1,

rozstawionych co 1,80 m. Szczegółowe badania na modelach wykazały, że taki typ szykan dla danych warunków jest najlepszy, jakkolwiek znacznie się różni od powszechnie stosowanych.

podwodną, zamkniętą prowizorycznie żelbetowymi szandorami.

Po zainstalowaniu wszystkich turbin zakład będzie posiadał moc zainstalowaną około 500.000 Kw.



Rys. 3. Widok spiętrzenia z góry.

Zakład wodny w stanie obecnym (rys. 7 i 8) posiada szerokość w podstawie 63 m, długość 85 m i wysokość około 39 m (licząc od dna rzeki przy ujęciu).

Fundamenty zakładu i obok położonej śluzy założone są w bardzo szczelnych andezytach. Ze względu na wielkie wahania się poziomu wody dolnej przy różnych

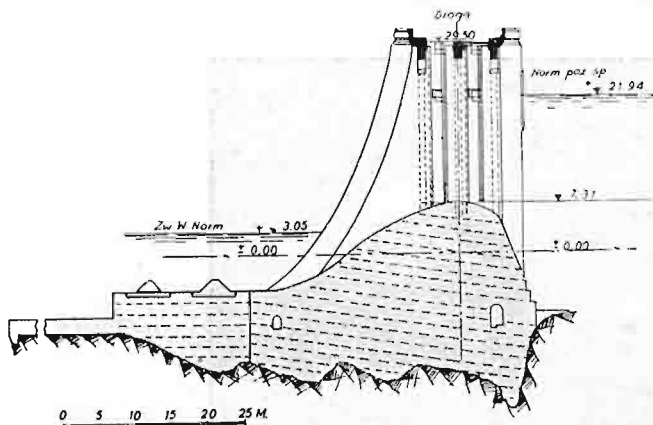


Rys. 4. Widok na jaz od dolnej wody.

Wybudowana część zakładu jest wyposażona w 2 turbiny Kaplana o mocy po 60000 HP zespolone z generatorami (48000 kva, 13200 V, 75 obr./min.) oraz w 1 turbinę pomocniczą o mocy 5000 HP. Część zakładu przewidziana dla dalszej rozbudowy posiada gotową część

przeływach, dochodzące do 14,30 m wybór typu turbin nie był rzeczą łatwą. Granice ich pracy zostały określone następującymi warunkami: przelęg ogólny — w granicach od 1135 m³/sek. do 3300 m³/sek. Spad — w granicach od 20,40 m do 7,00 m. Zastosowane turbiny Ka-

plana o osi pionowej posiadają średnicę 7.10 m przytek maks. 397 m³/sek i przy spadzie optim. 15,20 m dają 66000 HP, efektywnie 60000 HP, przy skutku użytecznym



Rys. 5. Przekrój poprzeczny jazu.

92,8%. Regulowanie automatyczne uzależnione jest od aparatów kontrolnych umieszczonych w studniach o wodzie spokojnej, skomunikowanych jedne z wodą górną, drugie z dolną.



Rys. 6. Widok jazu od górnej wody.

Kwestia ujęcia wody dla tych olbrzymich turbin wymagała żmudnych doświadczeń na modelach. W konsekwencji, każdy wlot podzielono na 3 przewody o świetle 6.40 m każdy, o zamknięciu segmentowym i zasuwami płaskimi. Zamknięcia te są obsługiwane przez dźwig ruchomy o nośności 130 ton. Wlot do turbiny posiada wymiary olbrzymie — szerokość wynosi 22.50 m. Przewody i filary dzielące wykonano żelbetowe, z osłonięciem ścianek blachą stalową.

Spód rury ssącej rozdzielono ścianką (kierownicą) na 2 części dla uniemożliwienia zaburzeń w odpływie i tworzenia się worków powietrznych. Górne części rury i ścianki ochroniono również blachą stalową od erozji.

Centrala posiada mały przelew zdolny odprowadzić 68 m³/sek., przeznaczony dla przepuszczania lodu i śmie-

ci, zgarnianych z krat na ujęciu przez automatyczne grabie.

Tablice rozdzielcze znajdują się w sali odseparowanej od hali maszyn ścianą oszkloną, nie przepuszczającą dźwięków. Sala ta, jak również pomieszczenie biur elektryczni otrzymuje powietrze doprowadzane mechanicznie; oświetlenie tych ubikacji jest pośrednie, za pomocą tzw. fałszywych sufitów, załamujących i przenoszących światło dzienne w głąb budynku.

Śluza komorowa (rys. 9), usytuowana pomiędzy hydrocentralą, a brzegiem Oregońskim posiada światło 23.20 m, długość komory 152 m i głębokość na progu przy najniższych stanach wody dolnej — 7.95 m. Przy tymże stanie spadek na śluzie wynosi 20,13 m, przy wodzie katastrofalnej zmniejsza się jednak do 7,00 m.

Ze względu na płytko położoną skałę, dolna część śluzy jest poprostu wyłomem w skałe odpowiednio obetonowanym. Głowy zamykane są wrotami wspornymi o wysokości: górne 13,70 m, dolne 31 m. Jedno skrzydło tych ostatnich wrót waży 525 ton; wyposażono je w komory powietrzne dla łatwiejszego manewrowania. Zamknięcia awaryjne stanowią szandory ze stali niklowej. Dla głowy dolnej wystarcza 10 takich szandorów o długości 24 m każdy, wysokości 1,14 m. Szandory te zasuwane są we wnęki umieszczone tuż przed progiem.

Statki wchodzą i wychodzą ze śluzy za pomocą własnej siły popędowej. Napełnianie komory trwa 15 minut. Obsługa śluzy jest wyłącznie elektryczna, kierowana z budki jazowego umieszczonej na każdej głowie śluzy. Dla utrzymania w spokoju statku śluzującego się przy napełnianiu, względnie opróżnieniu, komory śluza posiada specjalne urządzenia mechaniczne.

Spiętrzenie w Bonneville posiada ze wszystkich spiętrzeń amerykańskich najlepsze i największe przepławki dla ryb. Przepławki te umieszczono nie tylko przy jazie, lecz również przy śluzie i hydrocentrali. Ta szczególna uwaga zwrócona na przepławki tłumaczy się tym, że rz. Kolumbia jest najważniejszym szlakiem ryb wędrownych w całej Ameryce Północnej. Przemysł rybny oparty o to bogactwo rzeki posiada produkcję roczną ocenianą na 10.000.000 \$.

Wobec takich stosunków lokalnych przepławki dla ryb w Bonneville były przedmiotem długich i wyczerpujących studiów i badań. Wybudowano ostatecznie 2 ro-

nych wysokościach. Otwory te mogą być dowolnie zamykane lub otwierane. Na dnie studni spoczywa ruchoma podłoga drewniana, która się podnosi przy podno-



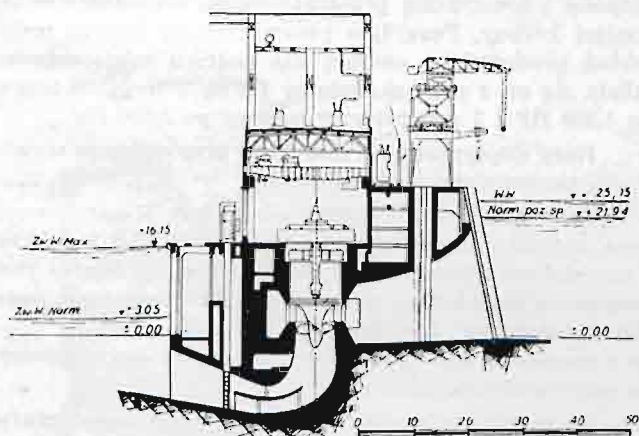
Rys. 7. Widok zakładu od dolnej wody.

dzaje przepławk: jedne są kaskadowe, zwykle o progach wysokości 30 cm, drugie natomiast są słuzami automatycznymi. Jest to rodzaj windy, urządzonej w studni wyposażonej w liczne otwory założone na róż-

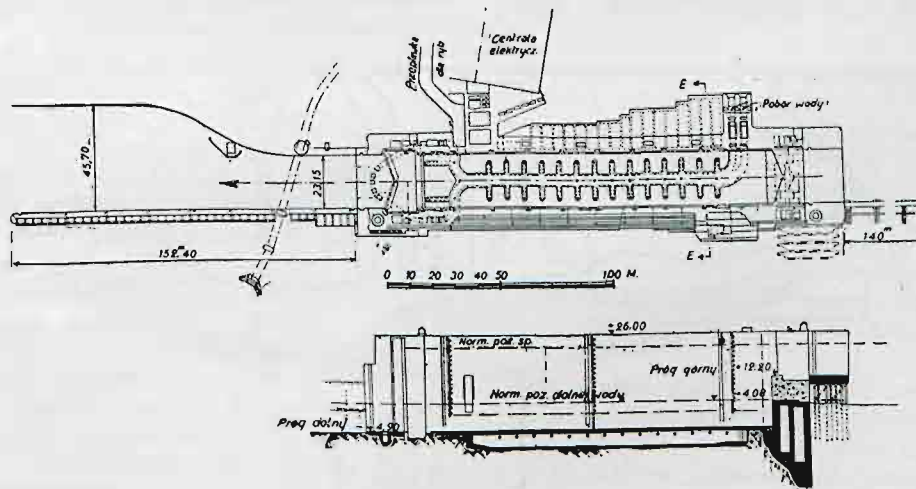
szczeniu się poziomowi wody w studni. Służowanie odbywa się tak, że najpierw woda opada w studni do poziomu minimalnego, ryby przez otwory wchodzą do studni, po czym po pewnym czasie następuje silny dopływ wody, podłoga się podnosi, dźwigając na sobie cały ładunek, aż do poziomu górnej wody. Po pewnym czasie zaczyna się ruch powrotny.

Ogółem wybudowano 4 przepławki kaskadowe i 3 słuzowe. W roku 1937 przepławki uruchomiono. Obserwatorzy, specjalnie powołani przez władze stanowe, stwierdzili, że przepławki działają bez zarzutu i ryby przechodzą swobodnie przez spiętrzenie w każdym kierunku. Próbnе obliczenia wykazały, że dziennie korzysta z tych urządzeń ca 3000 ryb.

Budowa spiętrzenia, pomimo wielkich wymiarów poszczególnych budowli nie nastąpiła specjalnych trudności. Duże ułatwienie w pracy uzyskano z obecności na miejscu 2 koryt rzecznych. Ramię południowe znacznie płytsze zamknięto najpierw, ramię północne, stanowiące główne koryto rzeki, zabudowano w 2 kolejnych etapach, przy czym groźna powódź w 1936 przyszła w chwili budowy grody 1-go etapu. Przepływ wzrósł do



Rys. 8. Przekrój zakładu wodnego.



Rys. 9. Śluza komorowa.

14.700 m³/sek, prędkość w nurcie osiągnęła 6.10 m/sek, głębokość doszła do 23 m. Grodzia budowana była z wielkich kaszyc obciążanych szutrem i osłoniętych ścianką szczelną żelazną. Woda wyrwała 2 kaszyce z linii grodzia, wyrwę tę musiano łączyć za pomocą narzutu kamiennego, sypanego z mostu roboczego. Kamienie użyte na ten narzut miały wagę 6 do 30 ton/sztuka. Ogółem zużyto tu 60.000 m³ kamienia, szutru i gliny. Po uporaniu się z powodzią, żadnych dalszych przeszkód już nie napotkano. W ciągu niespełna roku, ułożono w budowlach 760.000 m³ betonu. Posiadano 2 fabryki betonu: jedną na brzegu Waszyngtońskim obsługującą jaz (4 betoniarki o produkcji 4550 m³/betonu na dobę), drugą na wyspie Bradford obsługującą hydrocentralę i służę (2 betoniarki o produkcji 2300 m³/dobę).

Transport betonu odbywał się kolejką linową przesuwaną nad rzeką. Gałąź obsługująca jaz posiadała 615 mb długości, gałąź obsługująca służę i zakład 445 mb długości. Beton przy kładzeniu wibrowano. Cement do betonu używano specjalny — zawierający 25% puccolany, produkowanej w San Francisco z tufów zalegających tam dno zatoki morskiej. Puccolana z tufów zawierała 50% SiO₂ i max. 10% CaO.

Dodatek puccolany do cementu spowodował (zgodnie z wynikami badań wykonanych w Uniwersytecie Kalifornijskim) niższą temperaturę przy wiązaniu betonu — mianowicie wzrost temperatury nie przekraczał 20°C. Dzięki tej właściwości cementu uniknięto powstawania rys w betonie, jakkolwiek betonowano sekcje przeważnie 40-metrowe. Betonowanie odbywało się warstwami o 1,50 m grubości, warstwę po ułożeniu pozostawiano w spokoju przez 3 dni, dla ostygnięcia przed wznowieniem betonowania. Dozowanie cementu wynosiło początkowo 207 L/m³ betonu później przekonano się, że wystarczy 187 L/m³. Fugi dylatacyjne (w jazie co 18 m na szerokość i 41 m na długość) po betonowaniu uszczelniono zastrzykami cementowymi.

Budowę wykonywał Korpus Inżynierii Wojskowej Armii St. Zjedn., eksploatację przejęły władze cywilne państwowe.

(La Technique des Travaux, août 1938 r.).

Inż. T. Borowy.

Rozpoczęcie budowy zapory Shasta na rzece Sacramento w Kalifornii *).

W czerwcu 1938 r. został rozstrzygnięty przetarg na budowę olbrzymiej zapory Shasta Dam na rzece Sacra-

*) Patrz notatkę w „Gospodarce Wodnej” z 1935 r., nr. 4, str. 172.

mento. Tuż przed otwarciem przetargu czasopismo „Engineering News Record” z 5 maja 1938 r. podało nie podpisany artykuł, informujący o założeniach i ważniejszych szczegółach projektu.

Dowiadujemy się więc przede wszystkim, że będzie to jedna z największych zapór St. Zj. Am. Półn., gdyż kubatura betonu ułożonego w niej wyniesie 4.13 mil. m³ wobec 2,48 milionów zapory Boulder i 7,45 mil. zapory Grand-Coulee, a największa wysokość muru nad stopą fundamentu wynosi 170,7 m.

W rzucie poziomym zapora składa się z prostej części środkowej o długości 114 m, mieszczącej przelew, z obustronnych części lukowych (promień 762 m) i z zapory ziemnej na lewym brzegu, zastosowanej z powodu gorszych w tej części warunków geologicznych. Całkowita długość zapory w koronie wynosi około 1070 m (rys. 1).

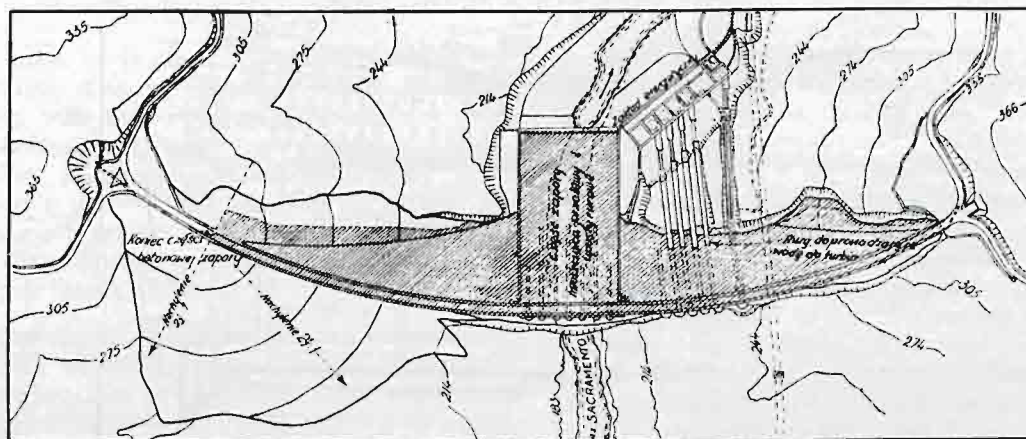
Zbiornik wytworzony przez zapórę wynosi 5,55 miliardów m³, z czego 617 milionów stanowi zapas żelazny dla utrzymania minimalnej wysokości piętrzenia, drugie tyle ma służyć dla celów ochrony przed powodzią i dla nawadniania gruntów, reszta zaś przeznaczona jest dla wytwarzania energii elektrycznej.

Pierwsze stadium rozbudowy zakładu energetycznego przewiduje instalację 4 turbin po 100.000 HP, pracujących pod ciśnieniem od 73 do 146 m; w późniejszym czasie przewiduje się dobudowę piątej takiej samej turbiny. Z turbinami są sprzężone generatory o mocy po 70.000 kw, pracujące na napięciu 13.800 v. Rury doprowadzające wodę do turbin mają 4,26 m średnicy, 275 m długości i przechodzą przez zapórę na wysokości 80 m poniżej korony. Poza tym przewiduje się jeszcze mały zakład produkujący energię dla potrzeb miejscowych; składa się on z rury o średnicy 1,2 m, 2 turbin o mocy po 4.250 HP i 2 generatorów o mocy po 3.000 kw.

Rury dopływowe są zamykane przy wlotach stawidłami, poruszonymi hydraulicznie.

Część przelewowa zapory mieści trzy otwory zamykane zastawkami walcowymi o rozmiarach 33,5 × 8,55 m i rozdzielone filarami o grubości 4,7 m, dźwigającymi urządzenia napędowe i stalowy most drogowy z nawierzchnią betonową (po koronie zapory przebiega droga o szerokości 9,15 m). Przelew powyższy jest obliczony na odprowadzenie 5.300 m³/s.

Do regulowania przepływu wody przez zapórę służy ponadto 13 przewodów o średnicy 2,65 m, przechodzących przez część przelewową zapory w 3 poziomach. Przewody te są zamykane zasuwami kolistymi umieszczonymi w osobnych komorach (rys. 3). Przez te przewody

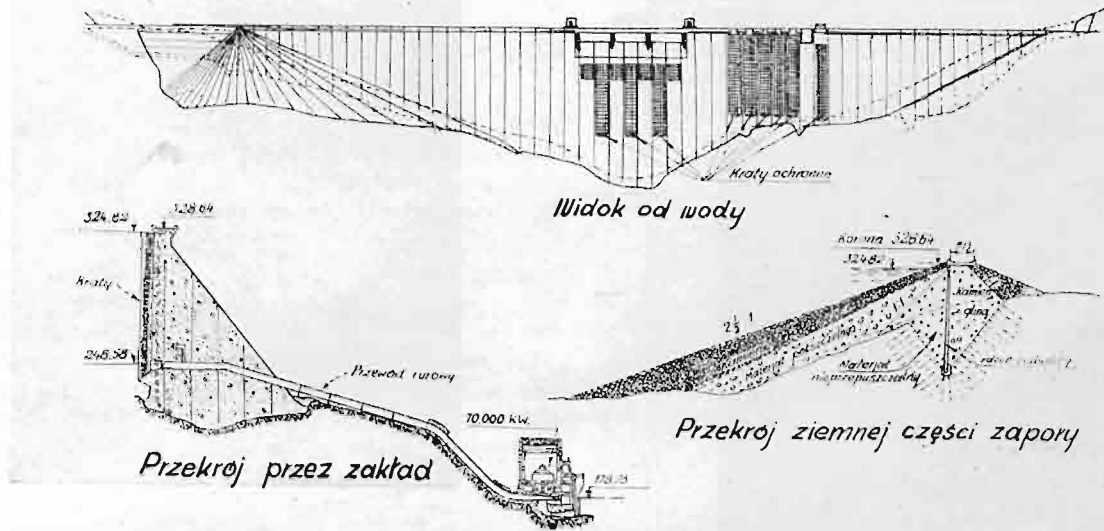


Rys. 1.

może przepłynąć w zależności od napełnienia zbiornika od 284 do 1620 m³/s. Dopływ do turbin może być regulowany precyzyjnie przez 2 przewody o średnicy 2.18 m zamykane zastawkami iglicowymi umieszczonymi w zakładzie i zasuwami kolistymi, umieszczonymi w komorach w zaporze.

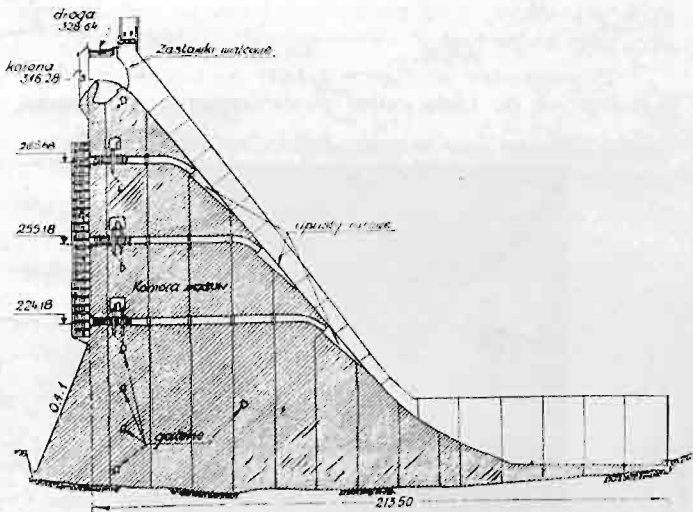
nów m³; długość otworów wiertniczych dla uszczelnienia podłoża oblicza się na 100.000 m. Mimo to preeliminuje się czas trwania robót tylko na 5 lat.

Oprócz przytoczonych tu danych artykuł zawiera zwięzły opis warunków fundowania zapory i zarys organizacji budowy.



Rys. 2.

Wloty wszystkich powyższych przewodów są zabezpieczone kratami przed wpadnięciem do nich przedmiotów unoszonych przez wodę.



Rys. 3.

Podłoże poniżej części przelewowej zapory jest ubezpieczone betonem na długości 80 m i mieści poduszkę wodną dla niszczenia energii spadającej wody.

Ziemna część zapory, zaopatrzona w pionowy rdzeń betonowy, składa się z różnych warstw, o składzie starannie dobieranym, silnie ubitych względnie wałowanych. Rdzeń ma galerię, z której mają być wykonywane wiercenia i zastrzyki uszczelniające (rys. 2).

O rozmiarach budowy mogą świadczyć niektóre liczby charakterystyczne przytoczone w artykule.

Tak n.p. projekt obejmuje 12 tysięcy arkuszy rysunków; do uzbrojenia betonu potrzeba 13000 t stali, do chłodzenia betonu i do rurowania otworów dla zastrzyków cementowych — 3000 t rur; kubatura wykopów ziemnych i skalnych wynosi według projektu — 2.4 milio-

Jak się dowiadujemy w dalszym ciągu z notatek, umieszczonych w dalszych zeszytach ENR z 9 czerwca i 7 lipca 1938 r., do przetargu stanęły dwa koncerty firm budowlanych, jeden złożony z 9, a drugi z 12 firm. Oferty ich opiewały na 36 202 000 i na 35 939 000 dolarów, w których to sumach nie uwzględniono dostawy materiałów, stanowiącej przedmiot osobnej umowy. Przyjęta została oferta podająca niższą cenę.

Inż. Otton Faust.

Zabudowania potoków górskich

Walka z usuwaniem się gór.

Pod powyższym tytułem inż. E. Keller z kierownictwa regulacji Anizy podaje w nr 12 czasopisma Deutsche Wasserwirtschaft z 1938 roku opis zaniezań w zabudowie potoków górskich na terenie byłej Austrii i zarys programu potrzebnych robót.

Pozostawiając na uboczu polemikę polityczną prowadzoną przez autora z dawnymi władzami tego kraju, przytoczymy tu ważniejsze momenty rzeczowe artykułu.

Otóż — jak stwierdza autor — z powodu rabunkowej gospodarki w lasach górskich i braku kredytów na publiczne zabudowania potoków i debr daje się w krajach alpejskich byłej Austrii zauważyć ogromny postęp erozji, która powoduje usuwanie się gór (rys. 1), zrywanie stoków (rys. 2), zasypywanie osiedli, dróg i urodzajnych gruntów położonych w dolinach potoków (rys. 3 i 4).

Dla zapobieżenia temu stanowi należy — według autora — uporządkować ustawowo zasady gospodarki leśnej, sprawę zabudowania potoków górskich i regulacji rzek.

Odnosnie gospodarki leśnej należy:

- zakazać wyrębiania lasów na stromych i usuwistych stokach górskich;
- zakazać wyrębu na obszarach górskich w pobliżu istniejących już poręb, dopóki te nie zostaną z powrotem zalesione;

- c) wprowadzić przymus zalesienia poręb,
- d) zakazać spuszczenia drzewa po stokach poza okresem mrozów i pokrywy śnieżnej i w szybkim tempie wybudować drogi lub kolejki linowe,



Rys. 1.

- e) zakazać dzikiego spławu w potokach; w wypadkach wyjątkowych uzależnić pozwolenie od zastosowania ubezpieczeń dna i stoków;



Rys. 2.

- f) zakazać karczowania lasów górskich na rzecze dla gospodarki hodowlanej;
 - g) zabezpieczyć tereny, potrzebne dla publicznej gospodarki szkółkowej i przystąpić do przygotowania w krótkim czasie dostatecznej ilości sadzonek drzewnych.
- Odnosnie zabudowania potoków górskich należy zaniechać dawnych kosztownych metod, które dają wyniki

w tempie bardzo powolnym i zastosować utrwalanie łożysk potoków i gniazd rumowiskowych przy pomocy lanych konstrukcji palowych względnie żywej zabudowy. Budowa przegród dolinowych stałych winna być ograni-



Rys. 3.

czona do wypadków, w których istnieją wyjątkowo dobre warunki.

W zakresie regulacji rzek górskich należy:

- 1) dostosowywać się w miarę możliwości do naturalnych warunków, a w szczególności unikać nadmiernego skracania biegu rzek,
- 2) prowadzić niezbędne roboty na terenie potoków uchodzących do rzeki celem powstrzymania rumowiska,



Rys. 4.

- 3) ograniczać stosowanie budowli kamiennych lub betonowych tylko do strefy letnich stanów średnich, a powyżej tej strefy stosować żywą zabudowę,
- 4) wyzyskać w najszerszym zakresie żywą siłę wody do współdziałania w osiąganiu celów regulacji,
- 5) wykorzystać wyrównujące działanie zbiorników retencyjnych,

6) unikać budowy wałów przeciwpowodziowych, a do kolmatacji niskich brzegów stosować żywe zabudowania,

7) umożliwić zagospodarowanie łąk nadbrzeżnych.

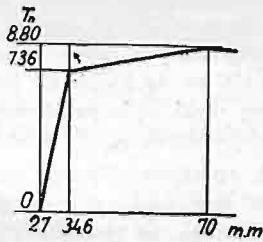
Inż. Otton Faust.

Fundamentowanie

Analiza pracy rusztu płaskiego, poza granicami jego sprężystości.

Inż. Dimentberg w artykule zamieszczonym w „Wodnym Transporcie” porusza ciekawe zagadnienie pracy rusztu na palach, poza jego granicami sprężystości, a w związku z tym i możliwości zwiększenia dopuszczalnego obciążenia.

Krzywa osiadania pala pod działaniem wzrastającego obciążenia statycznego składa się z 2 części; z osiadania sprężystego w części pierwszej oraz tak zwanego plastycznego w części drugiej (rys. 1). Obciążenie odpowiadające punktowi załamania, będziemy nazywali krytycznym obciążeniem P_k które podzielone przez współczynnik bezpieczeństwa, daje dopuszczalne obciążenie pala.



Rys. 1.

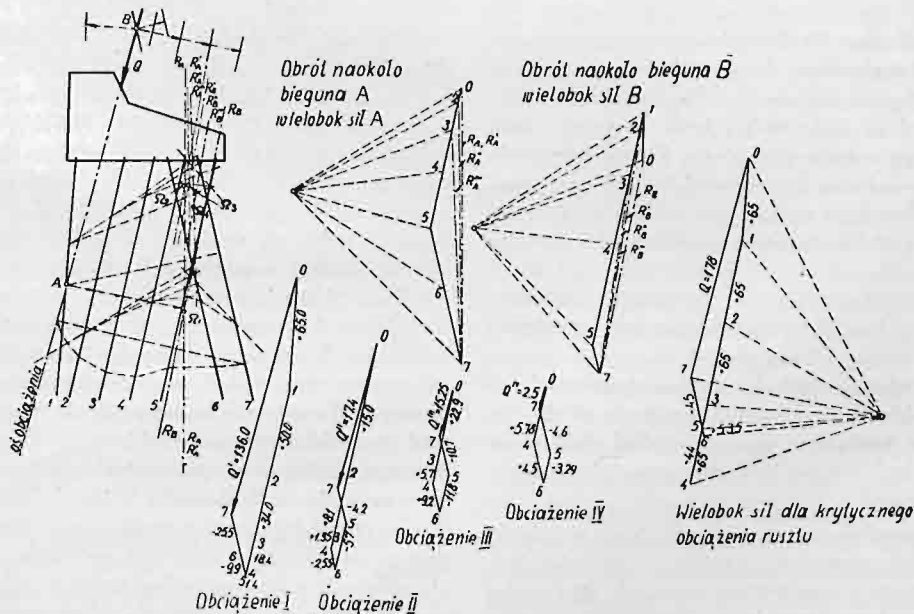
Analogicznie należałoby w ten sam sposób ustalać dopuszczalne obciążenia dla rusztu. To znaczy obciążyć

Praktycznie obciążenie rusztu ustala się według najbardziej obciążonego pala, chociażby pale sąsiednie nie były jeszcze obciążone do granicy dopuszczalnej. I dlatego otrzymane obciążenie rusztu jest znacznie mniejsze od wyżej omawianego, co w rezultacie prowadzi do zwiększonego zużycia materiałów na budowę fundamentu. Częściowo zapobiega się temu przez odpowiedni rozstaw i nachylenie pali. Zupełnie jednak równomiernego rozłożenia obciążenia na pale otrzymać nie można. Skoro różne konstrukcje liczy się wychodząc z wytrzymałości jednostkowej materiału na zniszczenie, zmniejszonej przez współczynnik bezpieczeństwa, to wydaje się, zdaniem autora, słusznym liczenie rusztu na palach na tych samych zasadach. Zakładając np. że — czym są włókna dla przekroju drewna — tym są pale dla rusztu.

Metoda obliczenia krytycznego obciążenia rusztu na palach, polega na tym, że siłę działającą w pewnym kierunku zwiększamy do takiej wielkości Q_1 , aby ta siła wywołała krytyczne obciążenie pala 1. Pozostałe pale otrzymają obciążenie stanowiące pewną część ich obciążenia krytycznego. Następnie zwiększamy siłę o wielkość Q_2 , przy której pal drugi otrzymuje krytyczne obciążenie. Pozostałe pale otrzymają dodatkowe obciążenie. Pal 1 udziału w obciążeniu siłą Q_2 nie bierze, gdyż jest na granicy swojej nośności. W ten sposób stopniowo zwiększamy obciążenie rusztu, aż do ostatnich dwóch pali. Dalsze zwiększanie jest niemożliwe z uwagi na równowagę rusztu. Całkowite obciążenie $Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{n-2}$ gdzie n stanowi ilość pali.

Obliczenie rusztu ustalane na podstawie najbardziej obciążonego pala wynosi Q_1 . Zatem zwiększenie obciążenia wyraża się $\frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{n-2}}{Q_1}$.

W ten sposób można zwiększyć dopuszczalne obciążenie rusztu bez obawy narażenia obiektu na uszkodzenie. Procent zwiększenia tym jest większy, im bardziej jest nierównomierny rozkład obciążenia i może docho-



Rys. 2.

go tak, aby każdy pal znajdował się pod działaniem krytycznego obciążenia. Tak otrzymane krytyczne obciążenie rusztu podzielone przez współczynnik bezpieczeństwa dałoby dopuszczalne obciążenie rusztu.

dzie do przeszło 30%. W szczególnym wypadku, gdy wszystkie pale obciążone są jednakowo, obliczany unios rusztu obu sposobami jest jednakowy.

Niżej podane jest rozwiązanie wykreślne znalezienia

obciążenia rusztu, a wyniki zestawione w tabeli. Do obliczeń przyjęto przegubowe połączenie pali z rusztem, krytyczne obciążenie na weiskanie pala 65 ton, na wyciąganie 45 ton. Współczynnik bezpieczeństwa 2. Obliczone obciążenie $Q_1 = 136$ ton. Całkowite obciążenie $Q = 178$ ton. Zatem zwiększenie obciążenia = 31%. Dopuszczalne obciążenie rusztu równa się 89 ton.

TABLICA.

Pale	1	2	3	4	5	6	7	Q
Obciążenia	tn.	tn.	tn.	tn.	tn.	tn.	tn.	tn.
I	+65,0	+50,0	+34,0	+18,4	+ 1,4	- 9,9	-25,5	136,0
II	—	+15,0	+ 8,1	+1,35	- 5,7	+2,55	- 4,2	17,40
III	—	—	+22,9	+ 5,7	-11,8	+ 9,2	-10,7	15,25
IV	—	—	—	+33,77	-27,61	- 1,0	—	8,84
$\Sigma =$	+65,0	+65,0	+65,0	+65,0	- 440	+5,35	-45,0	178

Inż. Bronisław Czaiński.

Z okazji doprowadzenia Kanału Śródlądowego do Łaby (ukończono budowę podnośnika statków w Rothensee) i otwarcia dorocznego Niemieckiego Kongresu Żeglugi Śródlądowej, czasopismo „*Zeitschrift für Binnenschifffahrt*” wydało uroczysty podwójny zeszyt 9/10, obejmujący 72 strony tekstu i 76 stron ogłoszeń. Jeżeli wspominamy o ogłoszeniach, to czynimy to dlatego, że dają one obraz rozwoju niemieckich portów i przemysłu związanego z żeglugą, ilustrowany licznymi planami i fotografiami, oraz objaśniony cyframi statystycznymi. Na tekst składają się powitania względnie oświadczenia czołowych osobistości z życia politycznego i gospodarczego, artykuły na aktualne tematy z zakresu budowy dróg wodnych i żeglugi, kronika krajowa i zagraniczna oraz bibliografia. Wśród artykułów zasługują na uwagę następujące:

1) *Dyr dep. Gährsa z Berlina doroczne sprawozdanie o postępie robót nad rozbudową dróg wodnych* ugrupowane według dorzeczy względnie systematów dróg wodnych; czytelnika polskiego musi tu razić wykreślenie na mapie dróg wodnych granic byłego zaboru pruskiego. Ze sprawozdania wynika, że roboty prowadzono na wszystkich odcinkach, jednak tempo niektórych prac zostało zwolnione w związku z brakiem żelaza i wysokim stanem zatrudnienia w przemyśle wojennym.

2) Komunikat Politechniki w Brunświku (Braunschweig) o *pracach w tamtejszym laboratorium wodnym*, które dysponuje nowoczesnymi urządzeniami.

3) Artykuł o *zagadnieniach komunikacyjnych związanych z planem czteroletnim*. W artykule tym podnosi się oficjalne oświadczenia o doniosłym znaczeniu sieci dróg wodnych niemieckich, której wszystkie systemy zostały obecnie połączone w jedną całość.

Wśród kroniki znajdujemy m. in. dłuższe wzmianki o artykułach z polskich czasopism „*Jantar*” i „*Inżynier Kolejowy*” na temat żeglugi i transportów wodnych, statystykę taryf przewozowych na drogach wodnych niemieckich w miesiącach czerwcem, lipcu i sierpniu 1938, statystykę ilości przewozów na tychże drogach i w tym samym okresie, dalej wzmiankę o polskim programie budowy dróg wodnych i o zamierzonym utworzeniu polskiej floty na Dunaju.

W nr 35 „*B*” z br. znajdujemy artykuł *A. Schäfera o doświadczeniach przy kalkulowaniu kosztów robót regulacyjnych*,

budowy jazów i zakładów energetycznych. Autor podaje praktyczne wskazówki odnośnie organizacji placu budowy, pompowania wody z wykopów fundamentowych, urządzeń transportowych, wykonywania robót ziemnych i skalnych, przygotowywania kruszywa do betonu itd. Wykresy, fotografie i tabele objaśniają szczegółowo odnośne zagadnienia. Jakkolwiek praca ta jest oparta na danych niemieckich (odnośnie wydajności robotników i cen jednostkowych robocizny i materiałów), to jednak zapoznanie się z nią może przynieść korzyści zarówno przedsiębiorcom jak i kierownikom robót.

Czasopismo „*B*” rozpoczęło serię artykułów, poświęconych omówieniu *robót wodnych wykonanych na dolnej Odrze* na odcinku od Hohensaathen do Szczecina. Roboty te, rozpoczęte w roku 1907 i projektowane na lat 15, zostały wskutek przerw, spowodowanych wojną światową, ukończone dopiero po 25 latach. Miały one na celu całkowite uporządkowanie stosunków wodnych w dolinie Odry na wymiowanym odcinku, to jest: stworzenie dogodnej drogi wodnej, osuszenie bagien, ochronę przed skutkami powodzi i nawadnianie łąk. Na całość robót złożyło się wykonanie licznych przekopów, budowli koncentrujących łożyska, jazów i służ na ramionach bocznych oraz budowa wałów przeciwpowodziowych. Pierwszy artykuł, napisany przez emerytowanego dyrektora urzędu budownictwa wodnego w Szczecinie *Kieseritzky'ego*, ukazał się w nr 23/24 i zawiera obszerny opis stanu doliny przed rozpoczęciem robót, historię regulacji i obwałowań wykonanych aż do końca 19 stulecia, charakterystykę hydrologiczną rzeki, opis podstawowych założeń projektu i krótkie sprawozdanie ogólne z wykonania robót.

Drugi artykuł, opracowany przez radców budownictwa *Gramberga* i *Keila*, zamieszczony w nr 35 omawia szczegółowo podstawy hydrologiczne projektu i jego elementy, jak układ spadków, typowe przekroje poprzeczne koryta i wałów, wreszcie skutki hydrologiczne wykonanych robót.

Całkowity program przewiduje ogłoszenie jeszcze 5 artykułów, w których specjaliści, zatrudnieni swego czasu przy wykonaniu wspomnianych robót regulacyjnych, opiszą poszczególne działy.

W maju br. parlament Stanów Zjednoczonych Am. Półn. uchwalił ustawę o podjęciu około 150 kompleksów robót mających na celu lokalną ochronę przed powodzią oraz o budowie około 100 zbiorników retencyjnych. Niektóre koła polityczne uważają tę ustawę za sprzeczną z konstytucją, gdyż prawa zastrzeżone dawniej wyłącznie poszczególnym rządóm stanowym zostały przekazane rządowi federalnemu. Obecnie toczy się dyskusja w prasie, która może doprowadzić do rewizji wspomnianej ustawy. („*E. N. R.*” z 26 maja i 7 lipca 1938 r.).

W nr 9 czasopisma „*B*” z 1938 roku profesor *Kunze* z Niemiec, który przez kilka lat kierował odnośnymi pracami, podaje opis *robót wodnych, wykonywanych w pobliżu Brussy w Turcji w celu odwodnienia bagien i odprowadzenia wód powodziowych* w obrębie tzw. Równiny Brussańskiej. W skład ogólnego programu tych robót wchodzi budowa zapory na jeziorze Gölbash o której informowaliśmy już dawniej czytelników (nr 6 z r. 1937, str. 290), odwodnienie bagien za pomocą sieci kanałów, regulacja rzek i potoków wpływających z gór i przecinających w dolnych biegach wspomnianą Równinę, budowa obiektów regulujących rozdział wód między poszczególne cieką, oraz urządzenia do zatrzymywania rumowiska niesionego przez potoki.

W nr 9 czasopisma „*B*” z 1938 r. radca *Knoll* ze Szczecina zdaje sprawę z robót wykonywanych już od 7 lat przez Zarząd kanału cesarza Wilhelma, a mających na celu produktywnie zużytkowanie namulów nanoszonych z ujścia Ła-

by do portów zewnętrznego i wewnętrznego w Brunsbüttelkoog przy ujściu kanału. Dla utrzymania w portach potrzebnej głębokości żeglownej trzeba co roku wybagrowywać 4—5 milionów m³ płynnego namułu. Dawniej namuł ten wywożono z powrotem do Łaby i wysypywano go tam. Przed 7 laty przystąpiono do zużytkowywania bagrowanego namułu, który zawiera bardzo żyzne składniki, do nawożenia lichych gruntów piaszczystych lub torfowych, pobierając od właścicieli gruntów lub od dzierżawców gruntów państwowych tylko nadwyżkę kosztów nawożenia ponad koszt wywożenia namułu do Łaby. Namuł wprowadza się wraz z wodą na grunta uprzednio ogroblowane bądź to za pomocą rusztowań i rur płuczkowych, bądź też za pomocą natryskiwania pod ciśnieniem. Do roku 1938 pokryto warstwą namułu o przeciętnej grubości 0,5 m około 250 ha, kosztem przeciętnie po 1000 RM/ha. Zwiększenie dochodowości wynosi od 200 do 450 RM/ha rocznie. Akcja ta nie jest jeszcze zakończona.

Zeszyt grudniowy z 1938 r. czasopisma „A” podaje streszczenie wydanego niedawno przez italskie ministerstwo robót publicznych *szczegółowego sprawozdania z robót publicznych*, wykonanych w przeciągu dwudziestolecia na terenie prowincji „Venezia Giulia”, którą to nazwę w Italii określa się oficjalnie kraje, odebrane po wojnie b. monarchii austriacko - węgierskiej. Streszczenie to podaje na 9 stronach druku, obficie ilustrowanych fotografiami, najważniejsze dane, dotyczące robót wodnych, zgrupowane w następujących rozdziałach:

Melioracja zupełna (bonifica integrale), wodociągi, kanalizacja osiedli, regulacja rzek i potoków, zakłady wodno-energetyczne.

W nr 10/11 czasopisma „B” z 1938 roku, *prof. Garbotz* z Berlina podaje na podstawie obserwacji z podróży naukowej odbytej w 1936 roku, sprawozdanie o *budowie jazów i zapór na rzece Tennessee i dopływach (St. Zj. Am. Płn.)*. Czytelnicy Gospodarki Wodnej mogli zapoznać się z ogólnymi założeniami tego gigantycznego projektu inwestycji wodnych w dolinie Tennessee z artykułu *prof. Wóycickiego*, ogłoszonego w nr nr 2 i 3 z 1937 roku, to też nie powtarzamy tu opisu tych założeń, lecz podajemy układ treści artykułu niemieckiego. Obejmuje on na 14½ stronicach druku dosyć szczegółowe opisy budowy poszczególnych jazów względnie zapór ze szczególnym uwzględnieniem urządzenia placów budowy i organizacji robót. Opisy objaśniono 30 rysunkami wzgl. fotografiami i trzema tabelami, ujmującymi w sposób zwięzły i przejrzysty charakterystykę ogólną, hydrologiczną i techniczną poszczególnych obiektów.

Transporter ziemny współpracujący z ekskawatorem. Inż. S. Fiedorow opisuje transporter wyprodukowany przez fabryki rosyjskie, użyty z dużym powodzeniem na robotach ziemnych przy budowie zakładu wodnego na rz. Świr. Transporter tego typu mógłby doskonale służyć do plantowania ziemi z kanałów kopanych ekskawatorami. Wydajność 940 m³/godz. Szerokość wykonywanego nasypu do 60 m, wysokość do 5½ m, motor o mocy 6,8 kw. Autor podaje rysunki szematyczne i fotografie. („G. S.” Nr 11 z 1938 r.).

Organizacja robót przy zabijaniu ścianek szczelnych żelaznych na znaczną głębokość: Inż. M. Zeid opisuje szczegółowo proces zabijania ścianek szczelnych typu Larsena i Lakawanna przy budowie zapory ziemnej na rz. Chimce oraz hydrocentrali na rz. Schodni w związku z budową kanału Moskwa — Wołga. Ścianki zabijano w grunt nieskalisty na głębokość do 26 m. Autor opisuje roboty przygotowawcze, podaje szkice specjalnie zbudowanych kafarów, fotografie placu budowy; zestawia koszty bicia na 1 tonę szpuntali, oraz podaje (w 2-gim artykule) chronometraż bicia ścianki

ze szczegółowym wydzieleniem czasu zużywanego na operacje główne i pomocnicze. („G. S.” Nr 7—8 oraz Nr 10 z 1938 r.).

Budowa sztolni 3½ km długości w gruntach nieskalistych. Inż. W. Jermolajew opisuje wyczerpująco budowę sztolni na podgórzach Kaukazu, (miejscowości i cel roboty przemilczane), wykonywanej w trudnych warunkach geologicznych. Ogółem wykonano w zbitych żwirach z głazami 1740 mb., w spiaszczonych glinach dyluwialnych — 315 mb., w glinach (majkopskich) obfitujących w usuwiska — 830 mb. w marglach i piaskach tufowych — 320 mb. Autor opisuje szczegółowo organizację robót, podaje przekroje sztolni na różnych odcinkach. Sposoby obudowy tymczasowej (szkice, rozchód materiałów drzewnych na 1 m³ wydobytego gruntu), system wentylacji, odprowadzanie wody, postęp robót w mb/dobę w różnych gruntach i różnych metodach wydobywania gruntu. Następnie omawia roboty przy betonowaniu sztolni, zastrzykach uszczelniających i torkretowaniu, podając normy robocizny i zużytych materiałów. („G. S.” Nr 10 z 1938 r.).

Zabezpieczenie skarpy odwodnej grobli ziemnej od falowania. Inż. S. Branicki opisuje stosowany przez siebie sposób ochrony skarpy odwodnej grobli za pomocą pływających tratw zbitych z okrągłaków 20 cm, przymocowanych do pali wbitych w groble. Tratwy są zakotwiczone w taki sposób, że przy małych wahaniami poziomu wody w zbiorniku, mogą pozostawać w stałej odległości od brzegu, tworząc stały łamacz fal. Wykonane próby stosowania tego typu osłony skarpy wypadły udanie, kosztą są 5—6 razy mniejsze od umacniania skarpy kamiennym narzutem. Autor podaje szkice konstrukcji i usytuowania tratw. („G. S.” Nr 7—8 z 1938 r.).

Pogłębianie nurtu na przemiałach przez stosowanie zastłon ruchomych i robót pirotechnicznych. Technika G. Borodicz opisuje stosowane przez siebie metody ulepszenia przejść na przemiałach na Wołdze, które dały znakomite rezultaty i znaczne zmniejszenie robót pogłębiarskich. Autor stosuje lekkie zastłony z podwójnych rzędów ściętych krzaków o wysokości 4—5 m zatopionych przez obciążenie przywiązanym kamieniem lub workiem piasku. Do jednego kamienia przywiązuje się 1, 2, a nawet 3 krzaki za wierzchołki. Krzaki zatapia się co 5 metrów w szachownicę 2 rzędową. Odległość rzędów od siebie 10 m. Zastłony nadają się bardzo dobrze dla koncentracji łozyska i kierowania nurtu.

Pogłębianie dna za pomocą wybuchów dało również bardzo dobre rezultaty. Autor wykonał w 1937 r. na rz. Wołdze 714 wybuchów, zużywając 2300 kg amonalu, 720 detonatorów i 360 mb lontu Bickforda. Wybuchy usunęły 21.000 m³ gruntu z przemiałów na powierzchni 151.000 m². Na 1 kg amonalu uzyskano 9 m³ usuniętego gruntu i pogłębienie dna średnio na powierzchni 68 m². Koszt usunięcia 1 m³ gruntu wypadł 40 kopiejek. Czas pracy ogółem wyniósł 27 dni. Osiągnięte tą drogą pogłębienie dna dosięgało na wielu przemiałach 60 cm, a na wszystkich umożliwiło zachowanie potrzebnej głębokości dla żeglugi w okresie najniższych stanów. („W. T.” Nr 5 z 1938 r.).

Metoda Fellenius'a obliczania stateczności skarpy ziemnych w świetle nowych badań. Inż. W. Klemc i S. Migin publikują wyniki swych badań wykonanych w laboratorium instytutu Wodgeo w 1934 r. nad usuwaniem się skarpy ziemnych, które dowiodły, że niebezpieczna powierzchnia zsuwu może przechodzić nie tylko przez punkt przecięcia się skarpy z terenem, jak to przyjął *prof. Fellenius*, lecz i poniżej tego punktu i w związku z tym wielkość kohezji potrzebnej dla zapewnienia stateczności skarpy wypadła większa niż wg. metody Felleniusa średnio o 20%. Autorowie wnieśli odpowiednie poprawki do wzorów Fellenius'a i odpowiednio

skorygowali jego wykresy dla obliczeń stateczności. Korzystanie z wykresów autorowie ilustrują kilkoma przykładami liczbowymi. („G. S.” Nr 9 z 1938 r.).

W *Annali dei Lavori Pubblici* nr 1 z 1938 r. inż. Fr. Sensidoni podaje obszerny (17 stron druku) artykuł o *badaniach ruchu materiału erozyjnego rzeki Reno w miejscowości Malaibergo*. Artykuł obejmuje następujące rozdziały 1. Wstęp (organizacja badań). 2. Pomiary przepływu materiału erozyjnego unoszonego. 3. Pobór próbek materiału dennego. 4. Pomiar spadku zwierciadła wody. 5. Badania granulometryczne materiału unoszonego i dennego. W tekście podano 7 rycin dotyczących sprzętu pomiarowego i tabele wyników badań.

Oznaczenia:

- „B.” — „Die Bautechnik”.
- „G. S.” — „Gidrotechničeskoje Stroitelstwo”.
- „W. T.” — „Wodnyj Transport”.
- „A.” — „L'acqua”.

Przegląd czasopism polskich.

Melioracja bagien pontyńskich.

Na łamach „Życia technicznego” (zeszyt nr 3 z r. 1938) ukazał się artykuł inż. dr Włodzimierza Roniewiczza, w którym autor, opisując swe wrażenia z wykładki naukowej Studentów Politechniki Lwowskiej, ujął syntetycznie całość prac związanych z melioracją słynnych bagien pontyńskich oraz podał rys historyczny tych robót. Poniżej podajemy streszczenie tego ciekawego artykułu.

Część wschodnia, o pow. około 26.400 ha, leżąca częściowo niżej poziomu morza, lub też tak nisko, że nie może być w całości odwodniona spadkiem naturalnym, stanowi obszar bagien właściwych i zwie się Pontiną. Część zachodnia wyższa (do 20 m nad p. m.) zwie się Piscinara i mierzy około 49.300 ha.

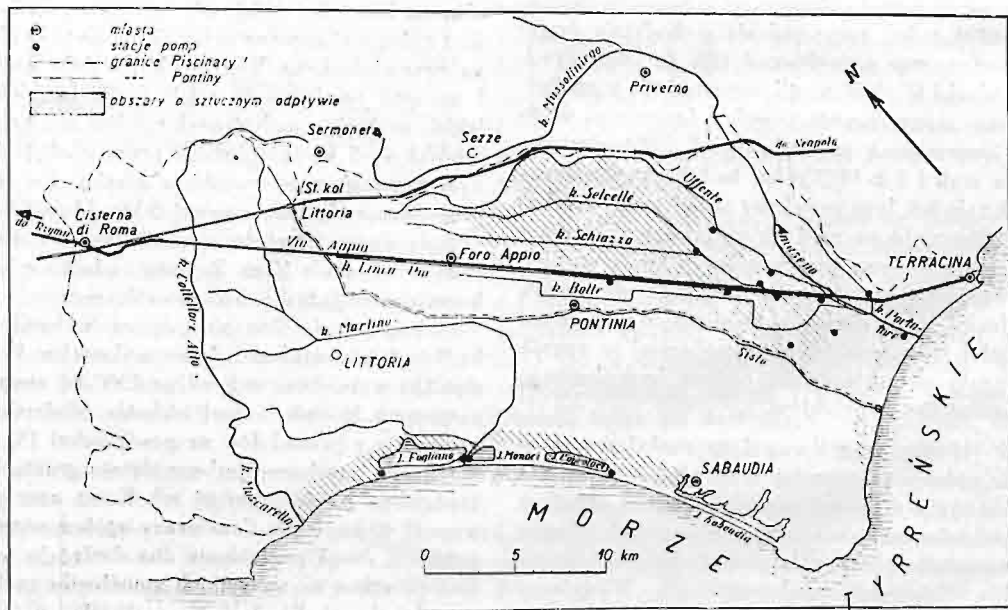
Całkowita powierzchnia podlegająca zabagnieniu wynosi 75.700 ha. Grunta składają się z alluwii i torfów niskich, dochodzących do 18 m iniejszości; podłoże stanowi żwir.

Powierzchnia zlewni terenów zabagnionych wynosi 1303 km², a większa jej część (ca 750 km²) ma charakter górski. Przejście terenu ze stromych i niezalesionych gór w równinę nie posiadającą prawie spadku było powodem gwałtownych i długotrwałych zalewów całego obszaru bagien.

Część wody zalewowej Piscinary sphywała na tereny leżące niżej Pontiny, lecz odpływ ten był utrudniony przez nasyp Via Appii, który stanowił pewnego rodzaju groblę ochronną dla Pontiny. Brak swobodnego odpływu wód na tereny Pontiny z jednej, i do morza z drugiej strony powodował zabagnienie Piscinary. Melioracja Pontiny była możliwa dopiero po udostępnieniu swobodnego odpływu wód z Piscinary i odwodnieniu tego terenu.

Zagadnienie odwodnienia bagien pontyńskich interesowało dwa tysiące lat temu ówczesnych władców i mieszkańców Rzymu.

Już Juliusz Cezar powziął plany zamulenia i podwyższenia obszaru bagien przy pomocy wielkich wód Tybru, skierowanych na teren zabagniony. Był to zamiar kolmatacji bagien bardzo śmiały, ponieważ ujęcie wody znajdowałoby się w odległości 40 km a kanał doprowa-



Rys. 1. Sytuacja bagien pontyńskich.

Odwodnienie bagien pontyńskich było zagadnieniem aktualnym już w starożytnym Rzymie, czego powodem było bliskie położenie tych bagien koło największej metropolii świata, które ujemnie oddziaływały na stosunki zdrowotne w tym mieście.

Bagna pontyńskie były ogniskiem malarii, niszczącej zdrowie ludności okolicznej i Rzymu.

Bagna te znajdują się w dolinie ograniczonej morzem Tyreńskim i górami Iapińskimi, a słynna Via Appia rozdziela je na dwie części.

dzający trzebaby budować w terenie górzystym. Planu tego nie próbowano nawet realizować.

Z ważniejszych kontynuatorów tego dzieła trzeba wymienić papieża Piusa VI, z którego inicjatywy inż. Rappini w r. 1777 rozwinął szeroką akcję budowlaną na zabagnionych terenach i wykonał cały szereg budowli wodnych i kanałów odwadniających, z których najważniejszy Linea Pio (rys. 1) dotrwał do chwili obecnej.

Idea stworzenia z kanału Linea Pio głównego odbiornika i wprowadzenia do niego potoków — była prze-

ciwna zasadzie rozdziału wód zewnętrznych od wewnętrznych.

Zaprojektowane wymiary tego kanału były niewystarczające i wprowadzenie bocznych rowów odwadniających niemożliwe ze względu na wysokie położenie zwierciadła średniej wody w kanale. Popelnione błędy chciał inż. Rappini niebawem naprawić, przez oddzielenie potoków i skierowanie ich na dawne łożyska. Rezultaty całej tej pracy były jednak nikłe.

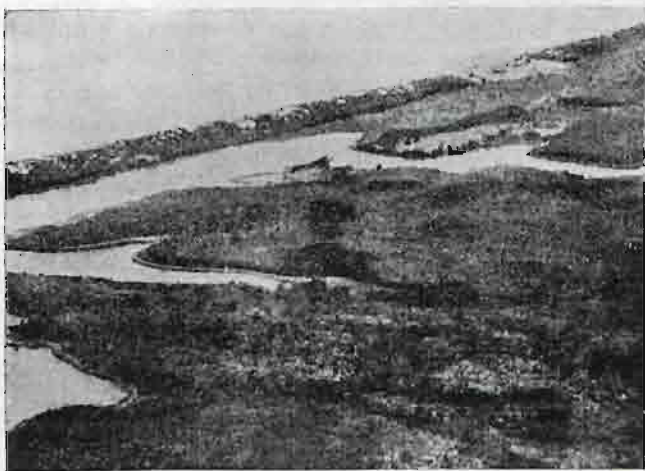
Z powodu braku planów wysokościowych Rappini nie zdawał sobie dokładnie sprawy, iż Pontina i część Piscinany nie może być odwodniona spadami naturalnymi. Było to możliwe przy pomocy przepompowywania wielkich objętości wody, co przy ówczesnym stanie techniki było niewykonalne.

W r 1810 inż. de Prony na polecenie Napoleona opracował projekt odwodnienia bagien pontyńskich. Choć w projekcie tym, przyjęto zasadę rozdziału wód zewnętrznych od wewnętrznych, której przed tym nie uwzględniano, to jednak oceniono objętości przepływu za nisko i nie dostrzeżono najistotniejszej kwestii zagadnienia t. z. iż odwodnienie Pontiny było możliwe tylko za pomocą przepompowywania.

Następnie rządy włoskie wielokrotnie usiłowały zrealizować sprawę odwodnienia bagien pontyńskich, a różne projekty nie doczekały się wykonania.

Dopiero ostatnio — potrzeby państwowe i społeczne Włoch faszystowskich zdecydowały o szybkim i intensywnym rozwiązaniu tej sprawy.

Rząd Mussoliniego, nie żałując pieniędzy, pracy ludzkiej i energii zajął się problemem zmeliorowania Piscinany i Pontiny, a sprawa ta została uznana za kwestię prestiżową rządów faszystowskich.



Rys. 2. Teren przed budową m. Sabaudii.

Utworzono 2 konsoreja, z których jedno zajęło się melioracją, a następnie zagospodarowaniem terenów Piscinany, drugie zaś — Pontiny.

Prace rozpoczęto w r 1926, po uprzednim sporządzeniu planów sytuacyjnych (1:5.000) i warstwicznych.

Projekt, który był opracowany przez inżynierów włoskich, w ogólnych zarysach wzorował się na wytycznych de Prony i Intze'go, przewidywał on podział ścieków na 3 kategorie, zależnie od ich wysokości i dla każdej z nich uwzględniał inne zasady postępowania.

Odróżnione zostały potoki górne, od średnich i dolnych. Do pierwszych z nich, jako do kanałów czołowych

wpuszczono dopływy górskie. Odbiorniki te (Amaseno i Colletto Alto) zostały w obrębie odwadnianego terenu obwałowane i odprowadzają wody naturalnym spadem do morza (kanały Portatore i Moscarella). Kanałem czołowym jest również nowozbudowany kanał Mussoliniego, który wpada do Amaseno. W górnym biegu potoków zbudowane zostały zbiorniki zamknięte groblami dla uchwycenia części wielkich wód i runowiska skalnego.

Wszystkie odbiorniki, dla których naturalne odwodnienie jest niemożliwe zaliczono do potoków dolnych. Tego rodzaju wody są przepompowywane. Zaprojektowano 12 stacji pomp o mocy 100—300 HP i jedną o mocy 2200 HP.



Rys. 3. Miasto Sabaudia.

Potok Sisto doprowadzono do morza wykopem długości około 9 km.

Ogółem rozbudowano wzgl. gruntownie przebudowano około 500 km kanałów głównych i odbiorników, a budowę mniejszych kanałów zbiorczych i rowów melioracyjnych pozostawiono kolonistom.

W dalszym ciągu, po wykonaniu tych urządzeń odwadniających i zbiorników przeciwpowodziowych zaszła potrzeba wykonania urządzeń nawadniających.

Szczególnie wyżej położone grunty alluwialne Piscinany wymagały nawodnienia w letnim okresie.

Wprawdzie na omawianym terenie opady są znaczne, to jednak bardzo nierównomierne, a miesiące letnie często są prawie pozbawione deszczów.

Urządzenie nawodnienia nie przedstawia wielkich trudności, bo wodę czerpać można z nisko położonych kanałów odwadniających i ze źródeł, wypływających z gór. Projekty nawodnienia już opracowano i część kanałów obecnie jest wykonywana.

Projekt kolonizacji bagien pontyńskich przewidywał również sieć dróg kołowych (około 500 km) oraz centra administracyjne i handlowe dla odwodnionych terenów.

Dotąd zbudowano trzy takie ośrodki t. z. Littorię, Pontinę i Sabaudię (rys. 2 i 3), z których mają w przyszłości powstać miasta. Ostatni z projektowanych ośrodków Aprilia jest w budowie.

Dla przyspieszenia akcji kolonizacyjnej rząd włoski zlecił te czynności Związkowi Kombatantów i oddał mu narazie w r 1931 18000 ha gruntu na terenie Piscinany dla zagospodarowania i kolonizacji.

Poniżej zamieszczona tablica uwidoczni dokładniej postępy kolonizacyjne na zmeliorowanych obszarach.

	R o k		
	1933	1935	1937
Obszar produkcyjny w ha	10.000	33.000	40.000
Domów kolonistów	480	1.770	2.240
Mieszkańców	5.200	19.300	24.700
Szluk bydła	2.900	15.600	17.900
Produkcja zboża w q	2.714	71.400	91.800
Produkcja buraków cukrowych w q	0	8.400	71.900

Ten szalony wzrost tłumaczy się bardzo wydatną pomocą państwa dla osadników, pomocą nie tylko materialną (osadnik otrzymuje 10–20 ha ziemi, zabudowania gospodarskie, nasiona w pierwszym roku oraz prawo korzystania z maszyn rolniczych, należących do kooperatywy), a także fachową pomocą instruktorów rolnych i pewnym dopingiem władz.

Istnieją ustalone normy produkcji, a osadnicy nie wykazujący się dobrymi wynikami są z kolonii usuwani.

Wzmaniań za omówione świadczenia osadnik musi w ciągu 15-tu lat oddawać połowę plonów rolnych pań-

stwu, po czym gospodarstwo stanie się jego własnością.

Na torfowych terenach Pontiny na razie osiedli kolonistów nie zakłada się, gdyż prace melioracyjne nie są zakończone i prawdopodobnie dużo jeszcze będą wymagać wkładów pieniężnych i pracy ludzkiej.

Jak z opisu dr Roniewicza wynika, dotychczas kolonizowane są głównie tereny Piscinary, a więc tereny mineralne, urodzajne, które były zawilgocone dzięki zalewom, utrzymującym się z powodu braku swobodnego odpływu wód. Te grunty stosunkowo łatwo było odwodnić przy dużych wkładach pieniężnych i przy zastosowaniu odpowiednich urządzeń technicznych.

Inaczej przedstawia się jednak problem odwodnienia Pontiny. Tu trudności są większe, a brak spadów i grunt torfowy o wielkiej miąższości nawet po ukończeniu melioracji przysporzą wiele kłopotów i zmuszą do robót dodatkowych.

W gruncie torfowym o tak wielkiej miąższości trzeba liczyć się po odwodnieniu z osiadaniami torfowiska, grobel, dna odbiorników i rowów.

Z powodu małych spadków oraz prędkości wody należy liczyć się również z szybkim rozwojem roślinności wodnej, która wywoływać będzie piętrzenie i tamować odpływ wody. Melioracje i zagospodarowanie Pontiny są trudniejsze, niż Piscinary.

Inż. F. St. Oranowski.

Wiadomości gospodarcze i prawne

Współczesne zagadnienia rozwoju komunikacji.

Pod tym tytułem został wygłoszony na XVI Zjeździe Polskich Inżynierów Kolejowych w Katowicach w dn. 2. X. 1938 r. referat, opracowany przez inż. M. Łopuszyńskiego, ogłoszony w „Inżynierze kolejowym” (nr. 9/169 — wrzesień 1938 r.). Artykuł zasługuje na uwagę ze względu na ciekawe ujęcie tematu oraz wnioski autora. Aczkolwiek praca zawiera rozważania raczej natury ogólnej, tym niemniej zagadnienie rozwoju komunikacji w Polsce jest naświetlone specjalnie i wszechstronnie — dlatego też poniżej przedstawimy krótkie streszczenie tego referatu.

Zagadnienie rozwoju komunikacji nie może być rozpatrywane w oderwaniu. Musi ono być traktowane w łączności z rozwojem kultury, postępu gospodarczego oraz narastania dobrobytu i bogactwa społecznego. Zależność bowiem przyczynowa między rozwojem kultury, siłą intelektualną i rzeczową narodów, ich znaczeniem politycznym i gospodarczym — z jednej strony, a rozwojem wszelkich rodzajów komunikacji — z drugiej strony, istniała od dawna, a w ostatnich czasach nabrała specjalnego wyrazu. O ile jednak w ubiegłych dziesiątkach lat głównym czynnikiem rozwoju gospodarczego i politycznego narodów były koleje i wielkie szlaki żeglugi morskiej, a w pewnym stopniu i drogi wodne śródlądowe, to w ostatnim zwłaszcza dziesięcioleciu stosunki zmieniły się radykalnie wskutek pojawienia się nowych form transportu — samochodu i samolotu.

Jednocześnie ze zróżniczkowaniem się form transportu nastąpiły, zwłaszcza po Wojnie Światowej, tak wielkie przemiany w życiu politycznym i gospodarczym prawie wszystkich narodów, jak również przeobrażenia w psychice i dążeniach jednostek, że zagadnienie rozwoju komunikacji wymaga obecnie zupełnie innego traktowania.

Mówiąc o rozwoju komunikacji należy rozróżnić poziomy — ilościowy ich rozwój, od pionowego — jakościowego.

Rozwój poziomy — to ich rozciągłość i rozpowszechnienie na powierzchni kraju zależnie od wymagań gospodarczych, obronnych i społeczno-kulturalnych.

Rozwój pionowy — jakościowy wynika z postępu technicznego i organizacyjnego.

W krajach wysoce rozwiniętych pod względem gospodarczym, jak np. w Anglii, Francji, Niemczech, Belgii itd. poziomy rozwój komunikacji doszedł prawie do swego kresu. Rozwój pionowy — jakościowy, to dziedzina, w której wiedza techniczna będzie miała w dalszym ciągu olbrzymie pole działania.

W Polsce zagadnienia zarówno poziomego, jak i pionowego rozwoju komunikacji oczekują swego rozwiązania.

Musimy rozszerzyć sieć komunikacyjną dróg żelaznych, kołowych i wodnych na wszystkie dzielnice kraju. Musimy wytworzyć logiczną łączność komunikacyjną wszystkich części Państwa, rozdartych granicami zaborów, stwarzając jednolitość całego kraju pod względem gospodarczym, kulturalnym, administracyjnym i społecznym. Musimy udoskonalać i modernizować linie, tabor kolejowy, przebudowywać i ulepszać nawierzchnię dróg kołowych, wzmacniać mosty, wreszcie ulepszać nieliczne istniejące drogi wodne, nadające się do żeglugi handlowej, przystosowując je do nowoczesnych wymagań.

Widzimy zatem, że w dziedzinie poziomego i pionowego rozwoju komunikacji stoją przed nami olbrzymie zadania. Rozwiązanie ich musimy wysunąć na plan pierwszy, traktując je, jako zagadnienie współzależne z rozwojem kulturalnym i gospodarczym, a przede wszystkim warunkujące potęgę, siłę i znaczenie Państwa.

Przy rozpatrywaniu rozwoju komunikacji w Polsce, musimy oprzeć nasze rozważania na strukturze potrzeb społecznych i ekonomicznych, biorąc pod uwagę przeobrażenia, jakie zaszły i będą zachodziły nadal w tym kierunku.

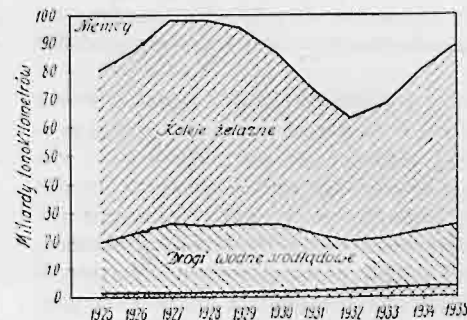
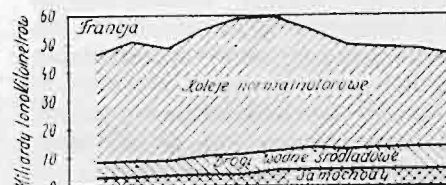
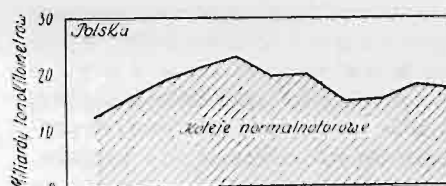
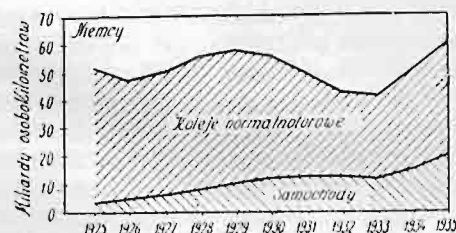
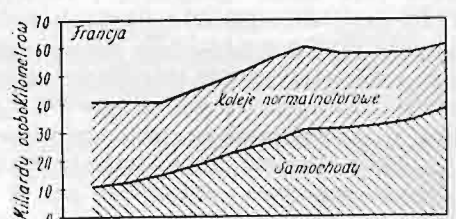
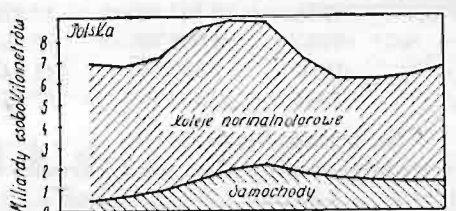
O ile przed Wojną Światową prawie we wszystkich państwach ustaliła się prawie zupełna równowaga w zakresie zapotrzebowania usług komunikacyjnych, w okresie powojennym na skutek zmian granic prawie wszystkich państw europejskich i odzyskania samodzielnego bytu przez szereg krajów, nastąpiły poważne przesunięcia ośrodków przemysłowych, powstanie nowych, co siłą rzeczy pociągnęło za sobą nie tylko zmiany kierunku przewozów, ale spowodowało całkowity prawie przewrót w zakresie przewozów.

Zmiany struktury politycznej i gospodarczej, dążenie wielu państw do osiągnięcia większej samodzielności gospodarczej, zastosowanie polityki reglamentacji towarowej, kontyngentów i ograniczeń dewizowych, nie pozostają bez wpływu na rozwój komunikacji, zakres ich zapotrzebowania i różniczkowanie się form i środków transportu. W ostatnich zwłaszcza latach kryzysu gospodarczego powstało pewne zamieszanie w dziedzinie przewozowej. Najbardziej widoczne objawy tego widzimy w powstałym w wielu państwach

rowe w Polsce, we Francji i w Niemczech. Wynika z nich, że np. we Francji i w Niemczech w latach 1925—1935 zaznaczał się nieustanny wzrost przewozów samochodowych tak pasażerskich jak i towarowych, podczas gdy przewozy kolejowe osiągnąwszy pewne maksimum w latach 1928—1930, spadały następnie, wykazując dopiero w latach ostatnich pewną poprawę. Podobnie i przewozy wodne we Francji wykazują wzrost nieustanny, w Niemczech zaś po osiągnięciu maksimum w latach 1927—1930, doznały następnie nieznacznego spadku, żeby następnie w r. 1935 osiągnąć z powrotem cyfry z lat 1927—1930.

Należy podkreślić, że zarówno przewozy wodne jak zwłaszcza samochodowe niezym nie hamowane, wykazują stały wzrost przewozów, bez względu na okres kryzysu gospodarczego, ciesząc się zatem widocznym poparciem opinii publicznej, która w fakcie tym widziała nawet zmierzch przodującego stankowiska kolei wśród innych środków transportu¹⁾.

Ocena wielkości strat kolei, które przyczynił im przede wszystkim niepomierny rozwój ruchu samocho-



przeinwestowaniu komunikacyjnym, w ostrym współzawodnictwie środków przewozowych oraz pewnego rodzaju bezradności, cechującej przeciwdziałanie ujemnym skutkom tego zamieszania w życiu gospodarczym.

W wyniku powstania nowych form transportu — samochodowego i lotniczego — oraz większej podaży usług przewozowych powstała w ostatnim dziesięcioleciu ostra walka konkurencyjna pomiędzy środkami komunikacji. Szczególnie silnie przejawiała się ona między kolejami a komunikacją samochodową i żeglugą śródlądową.

O rozmiarach tej rywalizacji świadczą następujące dwa wykresy, ilustrujące przewozy pasażerskie i towa-

rowego, jak również ulepszenia w eksploatacji przewozów wodnych, jest niezmiernie trudna²⁾. W każdym jednak wypadku należy sobie uświadomić, że współzawodnictwo różnych środków transportu, rozgrywane się na podłożu postępu technicznego czy ulepszeń organizacyjnych jest nieodzowne i nieuniknione, jest ono bowiem dzwignią pionowego rozwoju komunikacji. W walce konkurencyjnej muszą odpaść te formy i środki trans-

¹⁾ Podkreślenia w niniejszym artykule pochodzą od redakcji.

²⁾ Autor podaje w swoim artykule obliczenie przybliżone tych strat dla Francji, Niemiec i Polski, wykonane przez różnych autorów i instytucje.

portu, które nie mogą nadążyć za postępem, lub też ze względu na swoje zasadnicze właściwości nie będą odpowiadały współczesnym wymaganiom.

Rywalizacja kolei i samochodów, której świadkiem byliśmy do niedawna i jesteśmy nadal, posiadała jednak wszystkie cechy ostrego, a niekiedy niezdrowego współzawodnictwa. W rezultacie uszkodzone były koleje, za których straty odpowiada ogół podatników. Ponieważ zaś stanowią one powszechnie tak potężny środek przewozowy oraz obejmują tak wielki majątek społeczny, utrzymanie zaś normalnego działania kolei jest niezbędne zarówno ze względów gospodarczych i społecznych, jak przede wszystkim obronnych, jeżeliby nawet w wyniku spadku przewozów dochodziły one do strat — o likwidacji ich nie może być mowy.

Nie może jednak z tego tytułu wynikać uprzywilejowanie kolei. Muszą one przeciwdziałać współzawodnictwu z innymi środkami komunikacji w drodze postępu technicznego i organizacji, ulepszeń technicznych i obsługi klientów.

Uznając niezdrowe współzawodnictwo środków przewozowych za szkodliwe dla interesów gospodarczo-społecznych i wychodząc z istoty komunikacji jako dobra publicznego, powinniśmy oprzeć działanie ich na współpracy i współdziałaniu.

Współpracę należy określić jako dążenie do najlepszego gospodarczo wyzyskania poszczególnych środków komunikacji, odpowiednio do ich właściwości i jakości oddawanych usług przewozowych, jako dążenie do uzyskania w interesach ogółu najekonomiczniejszej wypadkowej ich wysiłków przy danym nakładzie sił i środków.

Współdziałanie powinno również być oparte na zrozumieniu przez wszystkie rodzaje komunikacji, że współpraca i wzajemne uzupełnianie jest niezbędne dla sprawnego i wydajnego działania całego aparatu przewozowego w interesie ogółu społeczeństwa.

Współdziałanie środków komunikacji jest znacznie ułatwione, gdy istnieje równowaga między podażą usług przewozowych, a zapotrzebowaniem, w przeciwnym razie, w imię interesu ogólnego rolę koordynującą i kierującą w zasadniczym rozdziale przewozów między poszczególne rodzaje komunikacji — musi wziąć na siebie państwo.

Rola koordynująca państwa przejawiać się powinna w jednolitym traktowaniu wszystkich środków przewozowych, w wytworzeniu jednolitej myśli przewodniej przy rozwiązywaniu powstających zagadnień, oraz podporządkowaniu interesów przedsiębiorstw i osób korzystających z ich usług — wyższym interesom dobra ogólnego — z uwzględnieniem właściwości technicznych różnych rodzajów komunikacji, jednolitości i równości administracyjnej, prawnej, podatkowej i finansowej.

Polska nie posiada narazie przeinwestowania komunikacyjnego i nie grozi Jej narazie ostre współzawodnictwo środków komunikacyjnych. Tym bardziej więc już obecnie konieczne jest opracowanie form współpracy, ze względu na oczekujący nas rozwój jakościowy i ilościowy. Szczególnie dla uniknięcia w przyszłości trudności związanych z przeinwestowaniem jednego z rodzajów komunikacji.

Plan rozwoju komunikacji, obejmujący wszystkie jej

rodzaje: koleje, drogi wodne śródlądowe, komunikacje samochodową i powietrzną — powinien być podstawą gospodarki komunikacyjnej. Powinien on uwzględniać strukturę gospodarczą naszych potrzeb, wytwórczości i zbytu, wywozu i wwozu, charakter rolniczy kraju, dążność do większego uprzemysłowienia, wreszcie dążenia rozwojowe do wyższego poziomu kultury i bogactwa.

Inż. Stanisław Iwanicki.

Statystyka żeglugi śródlądowej w Italii.

Staraniem Zarządu Wodnego (Magistrato alle acque) i Okręgowej Inspekcji rzeki Padu (Circolo superiore d'ispezione per il Po) został wydany roczny biuletyn, obejmujący statystykę żeglugi wewnętrznej na drogach wodnych i jeziorach Italii w roku 1937. Za czasopismem „L'Acqua”, nr. 11 z 1938 r. podajemy ważniejsze dane o tej żegludze łącznie z danymi porównawczymi za lata ubiegłe.

Tak więc na drogach wodnych podlegających „Magistrato alle acque”, obejmujących 1040 km, transporty osiągnęły następujące rozmiary:

Rok	t	tkm
1930	1 837 295	78 810 068
1931	1 801 546	74 921 633
1932	2 151 665	87 201 236
1933	2 224 044	93 671 241
1934	2 141 883	89 228 599
1935	2 069 793	87 058 735
1936	2 602 666	111 442 518
1937	2 437 157	102 674 736.

Na transporty te złożyły się w roku 1937 następujące ważniejsze grupy towarów: surowce budowlane i ceramiczne — 1 303 937 t, 53.5% całego tonażu; produkty rolnicze (bez zbóż), spożywcze i zwierzęta — 298 689 t, 12.2%; węgiel — 234 533 t, 9.6%; zboża — 198 626 t, 8.2%; nawozy 155 057 t, 6.4%; inne towary (surowce, półfabrykaty i fabrykaty) — 10.1%. W transportach tych uczestniczyło 269 miejscowości, w tym 178 z obrotem powyżej 1000 t; pierwsze miejsce zajmuje Wenecja z 1 422 374 t.

Drogi wodne (bez jezior) administrowane przez „Circolo superiore d'ispezione per il Po”, obejmujące 1072.5 km, wykazały następujące ilości przewozów:

Rok	t
1929	3 233 328
1930	3 067 486
1931	3 715 463
1932	2 558 611
1933	3 274 290
1934	2 438 713
1935	3 377 532
1936	2 551 952
1937	2 443 490.

Również i na tej części sieci dróg wodnych surowce budowlane i ceramiczne zajmują pierwsze miejsce, a mianowicie — 1 630 185 t i 66.71%; produkty rolnicze (bez zbóż), spożywcze i zwierzęta — 203 983 t, 8.35%; węgiel — 184 458 t, 7.55%; drewno — 128 412 t, 5.25%; produkty przemysłowe — 101 139 t, 4.14%; produkty ropy naftowej — 69 179 t, 2.83%; zboża — 58 834 t, 2.41%; i inne produkty w nieznaczących ilościach.

Na czterech największych jeziorach Italii przewieziono w 1937 roku 567 119 t.

Na wszystkich drogach wodnych Italii łącznie ilość przewozów wyniosła 5 447 776 t wzgl. 195 549 187 tkm.

Recenzje i krytyki.

Inż. Władysław Kollis. Sygnalizacja, ostrzeżenia, prognoza na rzekach, kanałach i zbiornikach. Z 16 tabelami, 178 rysunkami. Warszawa 1938, str. 286.

Polska literatura hydrotechniczna wzbogaciła się ostatnio przez cenny nabytek w postaci książki opracowanej i wydanej przez inż. Władysława Kollisa, znanego już ogółowi polskich hydrotechników autora szeregu ciekawych i wartościowych prac.

Książka tą jest podręcznik „Sygnalizacja, ostrzeżenia, prognoza na rzekach, kanałach i zbiornikach”. Podręcznik traktuje o dwóch działach hydrografii, a mianowicie o samoczynnej sygnalizacji wodnej oraz o prognozach hydrologicznych. Obydwa działy opracowane są źródłowo i obszernie.

W dziale pierwszym omówione zostały: ogólne zasady sygnalizacji, sposoby przekazywania pomiarów poziomu wody na odległość, telesygnalizacja przy obsłudze urządzeń wodociągowych, zakładów wodno - elektrycznych, przy obsłudze jazów, śluz, upustów oraz telesygnalizacja meteorologiczna. Duża ilość schematów układów sygnalizacyjnych oraz fotografii przyrządów znakomicie ułatwia orientację czytelnikowi.

Dział drugi, potraktowany obszerniej od pierwszego, obejmuje: zasady ogólne, podstawowe elementy hydrologiczne (specjalną uwagę zwracam na ustępy omawiające związki stanów wody i objętości przepływów rzek —

krzywe konsumpcyjne), fale przepływu, wpływ czynników meteorologicznych na kształtowanie się zjawisk wodnych, prognozę długoterminową stanów wody i objętości przepływu rzek, — przy czym w tym dziale poza omówieniem szeregu metod opracowanych przez hydrologów zagranicznych, podane mamy metody prognoz autora i kilku hydrologów polskich, — prognozę stanów zatorowych, w końcu prognozę żeglownych głębokości rzek i prognozę zjawisk lodowych. Dział ten zilustrowany jest sporą ilością wykresów i objaśniony szeregiem przykładów w dużej ilości podanych dla stosunków na rzekach polskich.

Tego typu podręcznika, bardzo przydatnego hydrotechnikom zarówno projektującym, jak i pracującym na budowach czy w administracji, nie posiada literatura obca. Należy poczytać autorowi za wielką zasługę zgromadzenie, opracowanie i wydanie tak obszernego materiału z dwóch umówionych wyżej działów, tym bardziej, że niektóre ustępy podręcznika stanowią własny, wartościowy wkład autora do nauki hydrologii.

Całość opracowana jest jasno, zwięźle, starannie. Książka wydana jest na dobrym papierze, przyjemnym drukiem i w estetycznym układzie graficznym. Jest godną polecenia dla wszystkich hydrotechników do przestudiowania i zapatrzenia w nią swoich bibliotek.

Prof. inż. dr Kazimierz Wóycicki.

Kronika.

III Zjazd Inżynierów Służby Wodno - Komunikacyjnej.

Nawiązując do notatki kronikarskiej, zamieszczonej w zeszycie 4 z 1938 r. (str. 232), poniżej podajemy przebieg obrad Zjazdu.

Przewodniczył Zjazdowi dyr. inż. E. Romański, który we wstępnym przemówieniu stwierdził, że z różnych przyczyn roboty wodne nie potoczyły się ściśle według przewidywań poprzednich Zjazdów. Dotychczasowa bowiem realizacja programów miała zasadniczą wadę, gdyż nie uwzględniała w należyty sposób sprawy naszej największej arterii wodnej — Wisły. Zjazdy inżynierów Służby Wodno-Komunikacyjnej, jako organ doradczy Ministerstwa Komunikacji, mają obowiązek wskazywania pożądanych posunięć w resorcie tego Ministerstwa. Dlatego też III Zjazd w Krakowie miał na celu wszechstronne omówienie zagadnienia drogi wodnej „Zagłębie — C. O. P.”, będącej jednocześnie początkiem wielkiej drogi wodnej Wisły.

W toku obrad Zjazdu wygłoszone zostały następujące referaty:

Inż. A. Bielański: „Droga wodna Zagłębie Węglowe — Sandomierz”.

Inż. J. Wowkonowicz: „Zagadnienie komunikacji w C. O. P.”.

Inż. S. Till: „Żegluga i tabor na drodze wodnej Zagłębie — Sandomierz”.

Inż. M. Wyrobisz: „Zagadnienie obozów pracy przy wykonywaniu robót inwestycyjnych”.

Inż. J. Zagórski: „Wykonane roboty wodne w Polsce na tle hierarchii potrzeb inwestycyjnych”.

W czasie obrad i dyskusji nad referatem inż. Zagórskiego stwierdzono, że naczelnym zagadnieniem w rozwiązaniu kwestii dróg wodnych w Polsce jest Wisła, której usprawnienie dla żeglugi było dotychczas w bardzo słabym stopniu uwzględniane.

Na uwagę tu zasługuje głos przedstawiciela nauki prof. M. Matakiewicza, który stojąc na stanowisku nierozpraszania środków finansowych, lecz koncentrowania ich, kategorycznie wysuwa regulację Wisły i budowę kanału Zagłębie Węglowe — C. O. P. na pierwsze miejsce robót wodno-komunikacyjnych w Polsce.

Jaką wagę przywiązują sfery gospodarcze do sprawy rozbudowy dróg wodnych w Polsce świadczy żywy udział w dyskusji przedstawiciela Izby Przemysłowo-Handlowej w Krakowie, p. Skarżyńskiego, który niejednokrotnie podkreślił zainteresowanie samorządu gospodarczego usprawnieniem żeglugowym Wisły, a w szczególności rychłą realizacją drogi wodnej Zagłębie Węglowe — C. O. P.

Szczegółowa dyskusja nad referatami inż. A. Bielańskiego i inż. S. Tilla wykazała całkowitą zgodność poglądów uczestników Zjazdu na kwestię realizacji drogi wodnej z Zagłębia do C. O. P. typu 600-tonowego.

Stwierdzono również, że Przemysła i Wisła uregulowane i zasilane ze zbiorników dałyby typ drogi niejednolitej, o tonażu: do Krakowa do 100 ton, do ujścia Dunajca do 200 ton, poniżej zaś Dunajca do 600 ton, i nie zapewniający najtańszych kosztów przewozu. Na podstawie bowiem licznych przykładów zagranicznych, jak również na podstawie obliczeń i kalkulacji wielu polskich autorów stwierdzić należy, że kanał na łódzie 600-tonowe należy uważać za najekonomiczniejszy, dający najniższe koszty transportu.

Bilans netto

na 31 grudnia 1937 r.

Aktywa				Passywa			
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a		Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		zł	gr			zł	gr
1	Rach. kasy	250	66	1	Rach. składek członkowskich . . .	1.965	92
2	„ czekowy P. K. O.	1.188	45	2	„ „Gospodarki Wodnej” . . .	1.107	73
3	„ bieżący K. K. O.	3.318	—	3	„ wydawnictw aper.	1.683	46
	S u m a	4.757	11		S u m a	4.757	11

Rachunek czasopisma „Gospodarka Wodna” (1937 r.)

Przychody					Rozchody				
Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a				Lp.	Wyszczególnienie	K w o t a	
		Pojed.		Razem				zł	gr
		zł	gr	zł	gr				
1	Saldo kasowe na 1.1.37 r.			201	73	1	Drukarnia	5.632	55
2	Zaliczki od Stowarzyszenia			9399	50	2	Klisze	2.433	56
3	Bezpośrednie wpływy:					3	Papier	1.088	20
	a) prenumeraty	996	12			4	Honoraria autorskie.	1.723	70
	b) ogłoszenia	3722	—			5	Akwizytorzy	1.665	85
	c) odbitki artyk.	59	05			6	Administracja	1.303	90
	d) różne	204	50	4981	67		R a z e m	13.847	76
	O g ó ł e m			14582	90		Pozostałość	735	14
							O g ó ł e m	14.582	90

Skarbnik:

(—) Inż. Świeściakowski.

wz Prezesa

(—) Inż. M. Prokopowicz.

Sekretarz

(—) Inż. Rodowicz.

Komisja Rewizyjna sprawdziła na posiedzeniu dnia 9 maja 1938 r.

(—) Dr inż. Zaczek.

(—) A. Konopka.

(—) Inż. W. Bayer.

XVII Międzynarodowy Kongres Żeglugi. Berlin — czerwiec 1940 r. Wykaz kwestyj i komunikatów.

W czerwcu 1940 r. odbędzie się w Berlinie XVII Międzynarodowy Kongres Żeglugi. Poniżej Redakcja zamieszcza nadesłany Polskiej Delegacji Stowarzyszenia Międzynarodowego Stałego Członków Kongresów Żeglugi wykaz kwestii i komunikatów, które mają być poruszane na Kongresie.

Na podstawie tego wykazu Delegacje poszczególnych państw zgłaszają referaty na Kongres.

Uwagi w sprawie kwestii lub komunikatów, które zdaniem czytelników należałoby poruszyć ze strony Polski na Kongresie — prosimy nadsyłać do Redakcji na ręce Polskiej Delegacji Stow. Międz. St. Czł. Kongr. Żeglugi.

WYKAZ KWESTYJ I KOMUNIKATÓW.

S e k c j a I.

Żegluga Śródlądowa.

A. KWESTIE:

1. Kwestia.

Przyspieszenie komunikacji na drogach wodnych śródlądowych:

1. Znaczenie przyspieszenia komunikacji z uwagi na wysokość frachtów i szczególne zadania żeglugi śródlądowej.
2. Środki do przyspieszenia komunikacji:
 - a) środki budowlane i ruchowe na drogach wodnych i w portach (np. oświetlenie dróg wodnych, holowanie);
 - b) środki z zakresu techniki budowy okrętów i maszyn;
 - c) środki z zakresu obsługi żeglugi przez przemysł, organizacja pracy osób i przyrządów;
 - d) podział dróg wodnych na klasy z uwagi na obrót znormalizowanych jednostek okrętowych;
 - e) możliwość międzynarodowego uzgodnienia tych środków w różnych państwach związanych wspólną siecią dróg wodnych.

2. Kwestia.

Środki dla przewyciężenia wielkich wysokości.

1. Techniczne i gospodarcze porównanie różnych możliwości w zakresie budowlanym i w związku ze zużyciem wody. Wykonane i planowane budowle.
2. Doświadczenia ruchowe.

3. Kwestia.

Wpływ zbiorników dla wielkich wód (w dolinie głównej lub też w dolinach bocznych) na regulowanie przepływu na drogach wodnych swobodnie płynących i skanalizowanych i na złagodzenie wzbrań, z wyzyskaniem siły wodnej i bez tego.

Doświadczenia na modelach.

B. KOMUNIKATY:

1 Komunikat.

Nowsze postępy w budowie śluz (1):

- a) Metody fundamentowania, z użyciem skrzyń ze ścian szczelnych (typy ścian szczelnych), doświadczenia z zamrażaniem, obniżenie poziomu wody gruntowej, fundowanie na palach (drzewo i żelbetu), studnie i sztolnie fundamentowe, kesony itd.;
- b) budowa ścian śluzowych i progu, murów masywnych, wspornikowych, warunki stałości (mianowicie z uwagi na większe wahania stanu wody i właściwości gruntu);
- c) wrota i ich poruszanie, napelnianie, opróżnianie (z uwzględnieniem nadmiaru wody górnego stanowiska), sztolnie obiegowe, urządzenia ochronne i ich uruchomienie, urządzenia do pompowania w wypadku sztucznego odprowadzenia wody (budowa i sposób obliczenia);
- d) urządzenia do zupełnego lub częściowego opróżnienia śluzy i jej stateczność we wszystkich możliwych wypadkach;
- e) środki przeciw przesiąkaniu i stratom, w zależności od miejscowych warunków ciśnienia.
(1) każdy z punktów wymienionych pod a-e może być traktowany oddzielnie.

2 Komunikat.

(łącznie dla sekcji 1 i 2).

Ochrona ograniczeń przekroju (skarpy i dno) przy śródlądowych i morskich drogach wodnych oraz przy kanałach odwadniających.

Wpływ:

- a) formy i wielkości przekroju;
- b) kształtu statku, rodzaju i szybkości napędu;
- c) szybkości prądu a szczególnie szybkości przenoszenia się fal;

Gospodarcze porównanie między trwałą ochroną konturu przekroju (skarpy i dno) a powiększeniem przekroju.

3 Komunikat.

Ekonomiczna wartość wielkich wód śródlądowych. Ważniejsze kierunki rozwoju w żegludze śródlądowej:

- a) Możliwości i wyniki liczbowego ujęcia ekonomicznej wartości wielkich wód śródlądowych z uwzględnieniem komunikacji oraz funkcji wód niezwiązanych z komunikacją (zaopatrywanie w wodę osiedli, wyzyskanie energii wodnej, ochrona przed skutkami powodzi);
- b) statek o własnym napędzie; jego wymiary i wyposażenie; zastosowanie na kanałach i rzekach, doświadczenia i wyniki gospodarcze;
- c) przewóz ładunków wysokowartościowych;
- d) ruch statków - cystern;
- e) ruch statków ze zbiornikami.

S e k c j a II.

Żegluga Morska.

A. KWESTIE:

1 Kwestia.

Korekcja ujść rzek i kanałów, włączając małe ujścia do morza z przypływem i odpływem lub bez nich.

Korekcja odcinków dróg wodnych, pozostających pod wpływem morza i jego ruchów.

Nowsze obserwacje i doświadczenia. Nowsze metody w zakresie budowy. Porównanie uzyskanych wyników w naturze z wynikami doświadczeń na modelach lub obliczeń.

2 Kwestia.

Najkorzystniejsze urządzenia dla załadunku, wylądunku i magazynowania produktów ropy naftowej w portach; odnośne urządzenia mechaniczne.

Środki dla oddzielenia powyższych urządzeń (łącznie z rafineriami) od pozostałych części portu; szczególnie środki dla zmniejszenia niebezpieczeństwa pożaru i innych.

Najkorzystniejsze miejsca dla budowy rafinerii w portach. Urządzenia dla wywozu produktów ropy naftowej dla zaplecza portu.

B. KOMUNIKATY:

1 Komunikat.

Zestawienie i porównanie różnych rodzajów połączeń portów morskich:

- a) z zapleczem (żegluga rzeczna, kanałowa i przybrzeżna, koleje żelazne, koleje linowe, drogi kołowe zwykle i specjalne, komunikacja powietrzna) ze szczególnym uwzględnieniem rodzaju towarów i przeważającym uwzględnieniem najnowszych środków komunikacyjnych, a więc bez uwydatnienia szczegółów odnośnie środków komunikacyjnych, omówionych już dawniej, jak drogi wodne i koleje);
- b) pomiędzy sobą: urządzenia dla lotnictwa nadziemnego i nadwodnego w portach.

2 Komunikat.

Nowsze doświadczenia i środki zaradcze odnośnie niszczenia zapraw i betonu w wodzie morskiej.

3 Komunikat.

Skrzyżowanie drogi lądowej z kanałem morskim lub morską drogą wodną.

1. ustalenie największej wysokości przejazdowej.
2. porównanie kosztów budowy i eksploatacji mostów wysokich, mostów ruchomych, tuneli, promów zawieszonych i pływających ze szczególnym uwzględnieniem utrudnień dla ruchu lądowego i morskiego.

Z Państwowej Rady Komunikacyjnej.

W dniu 21.XI. 1938 r. odbyło się IV posiedzenie Komitetu Dróg Wodnych Państwowej Rady Komunikacyjnej, na którym dyr. Tow. Żeglugowego „Lloyd Bydgoski” inż. Stanisław Zawadzki wygłosił referat p. t. „Regulacja i warunki pracy na Wiśle Środkowej”.

Wnioski zgłoszone przez referenta dotyczyły dwu bardzo ważnych zagadnień; pierwsze — to zagadnienie stworzenia dla żeglugi śródlądowej odpowiednich warunków współpracy z naszymi portami morskimi, drugie dotyczyło konieczności stworzenia odpowiednich warunków żeglugowych na samej Wiśle.

Dyskusja skoncentrowała się nad wnioskami w sprawie kwestii drugiej, które zawierały następujące postu-

lata: 1) uzyskanie w budżecie państwowym kredytu na rozpoczęcie regulacji Wisły, 2) przyznanie pewnych sum w budżecie rocznym na roboty konserwacyjno - regulacyjne dla utrzymania głębokości minimum 1 m na odcinku Warszawa — Gdańsk, 3) uzgodnienie taryf kolejowych w stosunku do towarów, mających terenowo ciężenie do przewozu wodą.

Wobec doniosłości poruszanego na zebraniu problemu, postanowiono, że sprawa Wisły Środkowej będzie przedmiotem najbliższego posiedzenia, przy czym referentem tej sprawy ma być z kolei przedstawiciel Ministerstwa Komunikacji.

W sprawie tytułu inżyniera.

Na bieżącą sesję sejmową ponownie został wniesiony przez Rząd projekt ustawy o tytule inżyniera w nowej redakcji.

Jak wiadomo, pierwotny projekt nie znalazł większości już w podkomisji oświatowej dawnego sejmu. Wobec tego Rząd, podzielając słuszość uwag rzeczoznawców zaproszonych na podkomisję, wycofał projekt w poprzednim brzmieniu i wprowadził doń zmiany, uwzględniające zasadnicze postulaty świata inżynierskiego, tj.:

1) projekt przewiduje tylko jeden tytuł inżyniera, wbrew pierwotnemu dążeniu wprowadzenia tytułów „inżyniera” i „inżyniera dyplomowanego”;

2) prawo nadawania tytułu inżyniera mają mieć jedynie odpowiednie Rady Wydziałowe uczelni akademickich.

Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych wraz z całym światem inżynierskim ze zrozumiałym zainteresowaniem śledzi dalsze losy tej ustawy porozumiewając się z bratnimi organizacjami i współpracując z nimi na terenie Naczelnej Organizacji Inżynierów Rzplitej Polskiej.

I-szy Kongres Inżynierów Miernictwa R .P. 9—12 luty 1939 r.

W dniach 9—12 lutego 1939 r. z inicjatywy Koła Inżynierów Mierniczych przy Stowarzyszeniu Techników Polskich odbędzie się w Warszawie w gmachu Politechniki I-szy Kongres Inżynierów Miernictwa Rzeczypospolitej Polskiej, poświęcony sprawom organizacyjnym, technicznym, społecznym i zawodowym.

Protektorat nad Kongresem łaskawie raczyli przyjąć:

Pan Premier General Dr Felicjan Sławoj-Składkowski,

Pan Vice Premier Inż. Eugeniusz Kwiatkowski,

Pan Minister Spraw Wojskowych Gen. Dyw. Tadeusz Zbigniew Kasprzycki,

Pan Minister Komunikacji Płk Dypl. Juliusz Ulrych,

Pan Minister Rolnictwa i Reform Rolnych Juliusz Poniatowski,

Pan Minister Wyznań Religijnych i Oświecenia Publicznego Prof. Dr Wojciech Świątosławski.

Kongres ma być przeglądem dwudziestoletniego dorobku miernictwa polskiego, ma wykazać dużą i wszechstronną użyteczność tej gałęzi techniki dla gospodarstwa narodowego i wszelkiej inwestycji budowlanych, jak również znaczenie powszechnej i stałej służby mierniczej dla obronności kraju. Kongres nie tylko odśłoni bolączki zawodu mierniczego, lecz również podkreśli niepoślednią rolę techniczną i społeczną inżyniera mierniczego w przebudowie struktury gospodarczej miast i wsi polskich.

Fachowe referaty ze wszystkich działów miernictwa, prace Kongresu w czterech Komisjach:

1. pomiarów państwowych,
2. pomiarów dla celów miejskich,
3. przebudowy ustroju rolnego i
4. organizacji zawodu i szkolnictwa

oraz uchwały powzięte w wyniku obrad, — dadzą obszerny materiał i niewątpliwie przyczynią się do racjonalizowania organizacji miernictwa, usprawnienia techniki mierniczej, zrewidowania ustawodawstwa mierniczego oraz właściwego postawienia sprawy szkolnictwa mierniczego.

Jednym z celów Kongresu jest stworzenie jednego ogólnopolskiego Związku Inżynierów Miernictwa R. P., któryby skupił około 1.000 inżynierów pracujących w miernictwie, dzisiaj rozproszonych po różnych organizacjach, a którego zadaniem będzie nie tylko obrona interesów zawodowych i ekonomicznych inżyniera mierniczego, lecz przede wszystkim wskazanie wytycznych na drodze postępu techniki mierniczej oraz racjonalnej organizacji prac pomiarowych dla osiągnięcia jak najlepszych wyników tych prac dla dobra Rzeczypospolitej.

Wystawa instrumentów geodezyjnych, starych planów wykonanych w Polsce o charakterze zabytkowym, wystawa polskich prac fotogrametrycznych oraz fachowe wycieczki do Wojskowego Instytutu Geograficznego, Fotolotu itp. dadzą przegląd oraz zapoznają uczestników Kongresu z różnymi działami inżynierii mierniczej.

W wyniku starań poczynionych przez Komitet Organizacyjny zainteresowane ministerstwa i Związek Miast Polskich, wydały okólniki zalecające udzielanie urlopów na czas trwania Kongresu inżynierom miernictwa zatrudnionym w urzędach państwowych i instytucjach samorządowych.

Koszt udziału w Kongresie wynosi: dla uczestników Kongresu — 25 zł, dla osób towarzyszących 15 zł. Sumy powyższe obejmują koszty: urządzenia Kongresu i Wystawy, wydawnictwa kongresowego, druków oraz bankietu w dniu 10 lutego (zł 10); osoby towarzyszące nie otrzymują wydawnictwa kongresowego i druków. O udziale w Kongresie należy zawiadomić „Kartą zgłoszenia”, wpłacając równocześnie należność na konto P. K. O. nr 22.585 (Kolo Inżynierów Mierniczych przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie). Po wpłaceniu należności zgłaszający udział w Kongresie otrzyma 50% zniżkę kolejową i kartę uczestnictwa.

Inżynierowie miernictwa, którzy nie otrzymali jeszcze komunikatów nr 1 i 2 oraz karty zgłoszenia, proszeni są o podanie swych adresów do Sekretariatu Komitetu Organizacyjnego — Warszawa, ul. Polna 3 Politechnika. Tel. 846-02 wewn. 170.

Sekretariat czynny jest codziennie prócz sobót i świąt od godz. 17-ej do 19-ej.

I Polski Zjazd Spawalniczy.

Szybki rozwój spawalnictwa w ostatnich latach i przenikanie najnowszych metod spawania i zgrzewania do wszystkich działów produkcji metalowej, wzbudza coraz większe zainteresowanie wśród ogółu technicznego do tej nowej gałęzi wiedzy technicznej.

O znaczeniu, jakiego nabiera spawalnictwo w Polsce świadczy rozwój szkolnictwa spawalniczego, zorganizowanie Wyższego Kursu Spawalnictwa dla Inżynierów, prace organizacyjne nad stworzeniem Polskiego Instytutu Spawalniczego itp.

W przypuszczeniu, że przegląd wyników osiągniętych przez spawalnictwo polskie, zapoznanie się z jego potrzebami i wytyczenie drogi dalszego rozwoju, byłoby bardzo na czasie i mogłoby wywołać większe zainteresowanie w kołach technicznych, cztery stowarzyszenia techniczne: Stowarzyszenie dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce, Stowarzyszenie Hutników Polskich, Stowarzyszenie Inżynierów Mechaników Polskich i Związek Polskich Inżynierów Budowlanych postanowiły zorganizować

I POLSKI ZJAZD SPAWALNICZY.

Zjazd odbędzie się w dniach 20—22 kwietnia 1939 r. w Warszawie. W Zjeździe mogą brać udział wszyscy interesujący się zagadnieniami spawalnictwa. Termin nadzysłania prac na Zjazd — 10 lutego 1939 r.

Opłaty za uczestnictwo w Zjeździe ustalono w wysokości następującej:

członkowie Stowarzyszeń organizujących Zjazd	5 zł
inni uczestnicy	10 „
sluchacze Politechnik	3 „
członkowie wspierający (osoby prawne) minimum	100 „

Ci ostatni z prawem delegowania 4 przedstawiciele, którzy będą mieli wszystkie prawa zwykłych członków Zjazdu.

Zgłoszenia należy przysyłać do Biura Komitetu Organizacyjnego I Polskiego Zjazdu Spawalniczego. Warszawa, Zgoda 10 m. 3 (tel. 650-47, wewn. 13).

Zjazd kierowników biur hydrograficznych Italii.

Jak donoszą „Annali dei Lavori Pubblici” nr 8 z 1938 r. odbył się w dniach 3—7 lipca 1938 r. czwarty zjazd kierowników biur hydrograficznych, których w Italii jest dwa n a ś c i e oprócz centrali służby hydrograficznej w ministerstwie robót publicznych. Zjazd zajął osobiście minister robót publicznych, który podniósł dotychczasowe wyniki prac służby i omówił zagadnienia oczekujące jeszcze rozwiązania, a w szczególności kwestie związane z ujarzmieniem powodzi. Odnośnie do publikacji służby zaznaczył konieczność przyspieszenia tempa ich ogłaszania i wskazał, że należy oddawać pierwszeństwo pracom syntetycznym przed analitycznymi.

Obrazy zjazdu toczyły się na następujące tematy:

1. **Badania parowania z powierzchni wód i z gruntu.** Przedłożono sprawozdanie z prac poszczególnych biur, przy czym podkreślano niedokładność zarówno metod pomiarowych jak i wykorzystania dat. Prezydent centrali służby polecił ustalenie relacji między parowaniem a innymi czynnikami meteorologicznymi.

2. **Sygnalizacja intensywnych opadów i pokrywy śnieżnej dla celów prognozy wezbrań.** Dyskusja wskazywała na trudność ustalenia dokładnej prognozy w niektórych wypadkach. Prezydent służby zarządził zaniechanie studiów nad możliwościami prognozy dla takich rzek, na których szybkość posuwania się fali powodziowej nie pozostawia czasu potrzebnego do opracowania prognozy; dla innych rzek zalecił stosować w pierwszym rzędzie metody oparte na obserwacjach wodowskazowych. Jako wzór podał urządzenia zaprowadzone na rzekach Po. (Padzie), Adydze i Pescarze.

3. **Badania wód podziemnych i źródeł.** Po dyskusji prezydent stwierdził, że wyniki badań dotychczasowych mają raczej znaczenie lokalne; zagadnienie roznieśczenia warstw wód podziemnych i ich związku z opadami, rzeckami i przepuszczalnością gruntów pozostaje jeszcze otwarte.

4. **Badania nad zagadnieniami hydrauliki rzek.** Wygłoszono referaty o badaniach prowadzonych w dorzeczach Arno i Tybru w związku z projektami regulacji rzek i budowy zbiorników. Prezydent służby hydrograficznej wygłosił ocenę (dodatnią) wyników powyższych badań, wskazując, że rozszerzenie ich jest możliwe tylko w miarę przyznawanych kredytów budżetowych.

Wyjaśnienie.

W nr 3-im z 1938 r. naszego czasopisma na str. 136 podane zostało zdanie (wiersz 11 i 12 od góry): „Kanał Bug — Narew — Niemen powstałby przez skanalizowanie Narwi dwoma wysokimi stopniami w Łomży i Rożanach”. Wobec licznych zapytań, kierowanych w sprawie tego „Kanału” do redakcji, wyjaśniamy, że istnieje już obecnie połączenie wodne pomiędzy Bugiem i Niemnem przez Narew, Biebrzę i kanał Augustowski. Projektowane dwa stopnie kanalizacyjne na Narwi (w Łomży i Rożanach) poprawiłyby wydatnie jedynie pewien odcinek istniejącej drogi wodnej Bug—Niemen.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański

Redaktor działów „Z literatury technicznej”



Redaktor techniczny: Inż. M. Chudzyński

„Wiadomości gospodarcze i prawne”: Inż. K. Puczyński

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej w Polsce.

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący — Inż. M. Prokopowicz, Sekretarz — Inż. M. Barcikowski, Członkowie — inż. inż. P. Bomas, M. Chudzyński, L. Gumiński, H. Herbich, E. Kluźniak, W. Kollis, prof. M. Matakiewicz, prof. K. Pomianowski, K. Puczyński, W. Rabczewski, K. Rodowicz, E. Romański, A. Rundo, A. Rylke, S. Sienkowski, prof. C. Skotnicki, T. Tillinger, prof. S. Turczynowicz, J. Wowkonowicz, prof. K. Wóycicki, C. Zakaszewski.