

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok II

Warszawa, Lipiec – Sierpień 1936 r.

Nr. 4

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Romański E. inż.* Uwagi o wykonaniu programów robót wodnych. — *Tillinger T. inż.* Program rozbudowy dróg wodnych w Polsce. (dok.) — *Wykowski M.* Gospodarczo-komunikacyjna rola Dźwiny. — *Mikołajenko A.* Przełożenie ujścia rz. Nidy. — *Szowhenow J. inż.* Przyczynę do ustalenia katastrofalnych przepływów oraz odpowiednich poziomów zwierciadła wody w potokach. — *Pareński A. inż., dr.* Wyznaczenie objętości odpływu wielkich wód z małych obszarów dla celów meljoracyjnych. — *Kwiatkowski J.* Wyniki spostrzeżeń wodowskazowych w związku z regulacją Wisły na odcinku Wisłoka—Zawichost. — *Czetwertyński E. inż.* Prace laboratorium betonowego Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie (dok.) — *Wollosowicz S.* Warunki geologiczne projektowanej zapory w Czorsztynie nad Dunajcem. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Życie techniczne. — Recenzje i krytyki. — List do Redakcji. — Bibliografia.

Sommaire: *Romański E. ing.* Considérations sur la réalisation des programmes des travaux hydrotechniques. — *Tillinger T. ing.* Programme du développement des voies navigables. — *Wykowski M.* Le fleuve Dźwina en qualité de voie navigable. — *Mikołajenko A.* Le déplacement de l'embouchure de la Nida. — *Szowhenow J. ing.* Sur l'établissement du niveau et du débit des crues. — *Pareński A. ing. dr.* Sur l'établissement du débit des crues des petits cours d'eau au point de vue des améliorations agricoles. — *Kwiatkowski J.* L'influence de l'amélioration de la Vistule sur les observations limnimétriques près de Zawichost. — *Czetwertyński E. ing.* Les travaux du laboratoire de béton à Rożnow. — *Wollosowicz S.* Les conditions géologiques de la retenue de la Dunajec près de Czorsztyn. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Chronique. — Compte rendu et critique. — Bibliographie.

Inż. Edward Romański

Uwagi o wykonaniu programów robót wodnych.

Po wielkiej wojnie światowej wśród społeczeństw różnych narodów ugruntował się pogląd o konieczności regulowania całokształtu gospodarki narodowej przez planowe jej organizowanie.

Pogląd ten znalazł wyraz w odpowiednich systemach rządzenia organizmami państwowymi, które stopniowo musiały przejść od zasady liberalizmu gospodarczego do niekiedy daleko sięgającego interwencjonalizmu.

Nie wchodzę tu ani w ocenę tych systemów w poszczególnych państwach, ani w zestawienie wyników wielkich zmagania ludzkości w dążeniu do rozwiązania najtrudniejszych problemów gospodarczych i socjologicznych.

Jedynie z naciskiem podkreślam powszechne dążenie do unormowania gospodarki narodowej na podstawie zgóry przemyślanych programów, idących dalej, niż to było przed wojną światową, w kierunku reglamentacji poszczególnych dziedzin życia zbiorowego.

Żeby stworzyć wartościowy plan gospodarki w państwie, trzeba mieć, prócz wielu innych głęboko opracowanych, dobrze zbadanych i odpowiednio oszacowanych elementów, również wieloletnie programy praktycznych poczynań w różnych gałęziach gospodarki narodowej.

Wobec tego i sprawa, która nas najbardziej

obchodzi, sprawa gospodarki wodnej, jest w ostatnich latach poddawana u nas ogólnym studjom w celu ułożenia racjonalnego programu prac w tej dziedzinie¹⁾.

Niestety zagadnienia naszej gospodarki wodnej do dnia dzisiejszego należą administracyjnie do zakresu działania różnych resortów, co utrudnia w znacznej mierze opracowanie, a tem bardziej planowe wykonanie programu ogólnego dla całości gospodarki wodnej, obejmującej regulowanie rzek wraz z ich obwałowaniem, drogi wodne naturalne i sztuczne, meljoracje podstawowe i szczegółowe, siły wodne, zabudowania potoków górskich, zbiorniki retencyjne i energetyczne etc.

Ograniczamy się przeto do programów mniejszych w poszczególnych resortach, które usiłujemy w miarę możliwości uzgadniać między sobą. Uzgadnianie to należy uważać za nieodzowny warunek dla uniknięcia nieskoordynowanych i szkodliwych kroków, nie zastąpi jednak ono jednolitości koncepcji.

Biuro Dróg Wodnych, obejmując roboty na

¹⁾ W innym miejscu wypowiedział się na łamach „Gospodarki Wodnej” szereg autorów o wielkich robotach wodnych w państwach ościennych, gdzie problem robót wodnych stanowi jeden z poważnych czynników w polityce poszczególnych rządów.

wszystkich wielkich rzekach polskich, a ponadto budowę zbiorników retencyjnych wraz z wykorzystaniem energii wodnej, jak również zabudowanie potoków górskich, budowę sztucznych dróg wodnych, eksploatację istniejącej sieci wodnej etc., ma właściwie największy w Państwie zakres robót wodnych.

To też program robót Biura Dróg Wodnych Min. Kom. jest centralnym momentem w robotach planowych w dziedzinie gospodarki wodnej w ogóle.

Powyższe zmusza nas do głębszego zastanowienia się nad wysuwanymi przez szereg autorów programami robót wodnych, jak również nad ich wykonaniem. Żyjemy niewątpliwie w okresie stopniowego rozwoju budownictwa wodnego, w okresie przystępowania do realizowania większych programów wodnych. Musimy analizować swoje programy na podstawie ostatnich prób i doświadczeń przy robotach przez nas wykonywanych, wykrywać błędy organizacyjne, by je następnie usuwać, wyrabiać nowe siły techniczne, zaprawiać młodych inżynierów do bardzo poważnych prac hydrotechnicznych, które są zakrojone w Polsce na szereg lat.

Nie pretendując na wyczerpanie tak ogólnie, lecz szeroko określonego tematu, pozwalam sobie zwrócić uwagę na niektóre braki w wykonywaniu własnych programów w tej nadziei, że przyczynimy się do dyskusji na ten temat, do życzliwej krytyki i do wspólnej pracy nad stałem ulepszeniem naszych poczynań programowych.

Mamy już dziś pewną rutynę w tworzeniu programów robót wodnych, obliczonych na dowolną prawie ilość lat, bo mieliśmy programy — 2-letni, 4, 5, 6 i t. d. aż do 30-letniego.

Niestety, nie wszystkie te programy posiadają jednakową wartość i nie zawsze oparte są na głębszych studjach lub opracowanych dokładnych projektach, dają jednak prawie wszystkie wystarczające pojęcie (w przybliżeniu) o rozmiarze robót i wysokości kwot, potrzebnych na ich wykonanie.

Tworzenie coraz to nowych programów i to w bliskich odstępach czasu, nie uważam za dobre, gdyż sama sprawa od robienia programów nie posuwa się naprzód, zaś personel techniczny urzędów, sporządzających programy, jest odrywany od faktycznej pracy, pożytecznej i koniecznej i bywa zajęty pracą jałową, bo tak muszę nazwać sporządzanie programów, niemających częstokroć większych widoków zrealizowania.

Jest to być może jednak mniejsza bieda.

Za znacznie gorsze i wręcz szkodliwe uważam nieplanowe wykonanie już przyjętego programu, w szczególności przerwanie lub zmniejszenie rozpoczętych programowych robót, w każdym razie niedoprowadzenie zamierzonych prac do końca.

Jeśli przerwanie budowlanych robót w ogóle jest bardzo niepożądane, to przerwanie robót wodnych w szczególności jest zawsze związane z bezpośrednią lub pośrednią stratą.

Dlatego też plan finansowania robót wodnych, oparty na odpowiednio technicznie opracowanym programie, musi być zupełnie pewny, nienaruszalny, jeśli chcemy naprawdę tanio i celowo roboty wykonać.

Wydawałoby się, że to są rzeczy tak jasne, że nie warto o nich mówić. Przychodzę jednak do przekonania, że mimo to bardzo często rozpoczęte roboty, w tym również i wodne, z różnych przyczyn nie są doprowadzane do końca, czyli sprawa, mimo, że jest prostą, nie jest należycie traktowana.

Wydawałoby się jasnym, że lepiej jest wykonać mniej robót, ale je wykończyć, niż porozpocząć dużo robót, ukończenie których następnie odkłada się na szereg lat.

Jakie ma znaczenie niewykończona tama regulacyjna, lub wał, wykonany tuż przy brzegu nieuregulowanej rzeki, lub rozpoczęta i niewykończona zapora wodna?

Najczęściej takie budowle nie tylko nie przynoszą żadnej korzyści, lecz przeciwnie przynoszą stratę bezpośrednią, bo ulegają zniszczeniu przez wielkie wody, i pośrednią, bo dyskredytują poczynania wodne.

Jeśli mamy wykonać nie roczny, lecz wieloletni program robót, to sprawa zapewnienia ciągłego wykonania robót nabiera jeszcze większego znaczenia.

Wiadomym jest, że wieloletni program robót wymaga opracowania szczegółowego ich wykonania, ułożenia harmonogramów, wykazujących zapotrzebowanie w pewnych okresach czasu materiałów, roboczej siły i t. p., a w konsekwencji i kredytów.

Nagłe przerwanie, zepsucie takiego, nawet najlepiej skonstruowanego programu, co bywa najczęściej przy braku środków, powoduje wielkie straty.

Zapasy materiałów nie mogą być celowo użyte, niewykończone budowle marnują się, zaś po kilku latach podjęte roboty w celu ukończenia tych budowli nie ratują już sytuacji, koszty robót po wykonaniu wypadają zbyt wielkie, a czasami się zdarza, że ukończenie robót, wskutek powstałych zmian w rzece, okazuje się już niecelowe.

Przychodzimy przy takim trybie wykonania robót do absurdu wniosku: nie mamy pieniędzy, musimy więc oszczędzać na robotach, ale właśnie wskutek braku pieniędzy budujemy drogo, wyrzucamy pieniądze niepotrzebnie.

Płynie stąd ważna przestroga: nie wolno podejmować robót, ukończenie których nie jest pewne.

Jeśli jest szkodliwe przerwanie robót wykonywanych, to znaczy niewykonanie programu, to również nie jest pożądane nagłe zwiększenie programu, szczególnie w środku lub w końcu sezonu budowlanego. Jeśli takie zwiększenie robót ze względów społecznych, lub innych, musi jednak nastąpić, to trzeba dobrze się zastanowić nad możliwymi celowo użyciem przyznanych kredytów.

Podjęcie nagłe wielkich robót często bywa w ogóle niemożliwe ze względu na brak narzędzi i odpowiednio opracowanych projektów i materiałów. Najmniej trudności następuje w tych wypadkach zwykle organizacja nawet wielkich robót ziemnych, ręcznie wykonywanych. W każdym razie powstające w tym wypadku trudności są do pokonania. Jeśli zaś dla rozpoczęcia robót potrzebne są materiały (drzewo, kamień, faszyna, żelazo etc.), to nagłe i nieogłędne rozpoczęcie większych robót

spowoduje ich przerwę, dezorganizację, a w wyniku kosztowne wykonanie.

O tych elementarnych okolicznościach, niestety, nie zawsze się pamięta w chwili, kiedy niespodziewanie przychodzą pilne i duże kredyty.

Nie dotyczy to wyłącznie robót wodnych. Mamy różne jaskrawe przykłady z innych prac, gdzie zbyt pośpieszna organizacja większych robót nie była korzystna.

Wreszcie jeszcze parę słów dość przykrych dla nas, ale prawdziwych. — Często włączamy do programu prac najbliższych budowlę, na które nie mamy naprawdę dobrze opracowanych projektów.

I znów — nie dotyczy to wyłącznie robót wodnych, wiele innych naszych studjów i projektów technicznych nie uważam za opracowywane wyczerpująco. Często rozpoczynamy roboty, nie mając nietylko roboczych, ale szczegółowych projektów. Dopiero w trakcie roboty rozpoczynają się dorbiana, zmiany etc.

Braki powyższe oczywiście bardzo niekorzystnie wpływają na koszt wykonania robót.

Jest to jednak zło uleczalne. Sprawa dotyczy wyłącznie nas — techników. Naszym obowiązkiem jest wykonywać roboty na podstawie szczegółowo opracowanych projektów. Musimy dążyć do tego,

byśmy studja i projekty mieli na zapas, przynajmniej generalne projekty (nie zaś szkice). Z chwilą, gdy projekt jest włączony do programu robót (nawet w dalekiej kolejności) należy go już opracowywać szczegółowo. Na tem się w sumie nigdy nie traci, natomiast ma się wielką dogodność nawet przy ułożeniu ogólnych programów robót, bo nie ma się do czynienia z pomysłem, z koncepcją projektu, lecz z realnym projektem. Program wskutek tego staje się realniejszym, a niezwłoczne (po włączeniu do programu) szczegółowe przepracowanie projektów i kosztorysów orientuje ostatecznie co do możliwości wykonania, daje większą możność porównania różnych projektów, bliższego określenia potrzebnych kredytów.

Mając powyższe na względzie, musimy tak organizować swoje najbliższe prace, ażeby, pomimo wielu robót już wykonanych, pomimo nawału prac administracyjnych, robić przegląd wszystkich rozpoczętych i nieukończonych studjów i projektów, materiały te posegregować i przystąpić niezwłocznie do ich uzupełnienia i wykonania. Niech nie leżą po szafach i na półkach nieukończone i niemające wskutek tego wartości szkice. Pamiętajmy, że są to konieczne cegiełki do budowy naszego wielkiego programu wodnego, do którego właśnie przystępujemy.

Inż. Tadeusz Tillinger

Program rozbudowy dróg wodnych w Polsce.

(artykuł dyskusyjny).

(dokończenie)

14. **Kanalizacja Przemszyska.** Przemszyska, stanowiąca drogę wodną dojazdową z Zagłębia węglowego do Wisły, wymaga, podobnie jak Górna Wisła, usprawnienia i dostosowania jej do potrzeb rozwijającego się z roku na rok transportu węgla. Ponieważ budowa kanału żeglugi Zagłębie Węglowe — Kraków dla statków 600 t, zapoczątkowana jeszcze przed r. 1914 (na realizację której wydano 17.700.000 zł., z czego 6 milionów zł. na wykupno gruntów), wymagałaby niepomiernie wysokich kosztów (ok. 50 milionów zł.), dlatego program, nie naruszając w zasadzie projektu wykonania w przyszłości rozpoczętego kanału, przewiduje skanalizowanie Przemszyski za pomocą obiektów taniego typu, wypróbowanego na drogach wschodnich, kosztem około 2¹/₂ milj. zł.

Co do realizacji kanału 600 tonnowego, program ogranicza się do ukończenia wywłaszczenia gruntów kosztem około 0,6 milj. zł., aby zabezpieczyć wykonanie tego kanału w dalszej przyszłości.

Zwiększenie żeglowności Przemszyski i Górnej Wisły przyniesie pożytek nietylko gospodarstwu krajowemu, ale oddziała korzystnie na zagadnienie związane z obroną Państwa.

15. **Kanalizacja Górnej Wisły od Przemszyski do Krakowa.** Z powodu znacznych spadków i małej ilości wody przy niskich stanach, utrzymanie na Wiśle głębokości tranzytowej, dostatecznej dla statków idących do Krakowa z Przemszyski skanalizowanej (gdzie głębokości będą utrzymywane 1,2 — 1,3 m), nie będzie możliwym bez piętrzenia wody. Przewiduje się bu-

dowa 6—7 jazów iglicowych taniego typu ze słuzami tego samego typu, co na Przemszyski. Pozwoli to na utrzymanie na całym 105 km długim odcinku od Zagłębia do Krakowa drogi wodnej jednolitego typu, dla statków 300 t, przy ogólnym nakładzie 9 milionów zł., czyli 85.000 zł. za km.

Sprawa przedłużenia tego (lub innego) typu drogi wodnej poniżej Krakowa stanie się aktualną później, przyczem miarodajnym będzie z jednej strony wpływ zbiorników, z drugiej — funkcjonowanie skanalizowanej części rzeki.

16. **Kanał Żerań-Zegrze (Warszawa-Bug).** Budowa kanału Warszawa-Bug została postanowiona ustawą sejmową z dnia 1. VII. 1919 r.

Znaczenie komunikacyjne tego kanału w ogólnej sieci dróg wodnych Polski polega na tem, że przenosi on do Warszawy główny węzeł naturalnych dróg wodnych, znajdujący się przy ujściu Bugu pod Modlinem, skracając drogę z Bugu i Narwi do Warszawy o 43 km. Stanowi on przystęp organiczną całość z portem o stałym poziomie na Żeraniu, do którego doprowadza wodę (bez czego port nie mógłby być czynnym) i jest przedłużeniem tego portu, tworząc długi basen przemysłowy. Kanał Warszawa-Bug ma również wielkie znaczenie meljoracyjne, gdyż umożliwi odwodnienie nadzwyczaj zabagnionych okolic Pragi, przy wszelkich, nawet najwyższych stanach wód Wisły i Bugu.

Zaniechanie, a nawet tylko odroczenie budowy kanału Warszawa-Bug wywołałoby konieczność natychmiastowej budowy oddzielnego kanału, od-

wadniającego zabagnione okolice Pragi, — i drugiego, zasilającego port na Żeraniu w wodę, z ujęciem rzeczek Czarnej i Długiej. Kanały te kosztowałyby w sumie więcej, a wypełniałyby swe zadanie gorzej, niż kanał żeglugowy, który ponadto daje wielkie korzyści komunikacyjne.

Dzięki swemu meljoracyjnemu i komunikacyjnemu znaczeniu kanał wpłynie na znaczne zwiększenie wartości przyległych do niego terenów, przedstawiających dziś silnie zabagnione, mało wartościowe łąki, które staną się cennymi terenami mieszkalnymi i przemysłowymi.

Licząc, że wartość tych gruntów wzrośnie czterokrotnie, z 3-ch tysięcy do 12-tu tysięcy złotych za ha, otrzymamy w pasie kilometrowym po obydwu brzegach kanału na długości 16 km wzrost wartości około 30 milionów złotych, a razem z dalej położonymi gruntami nie mniej 40 milj. zł. Z tego przyrostu wartości Skarb Państwa otrzyma znaczną korzyść w postaci wzrostu podatków i opłat przy parcelacji, tak iż kosztą budowy będą w zupełności pokryte.

Projektowany kanał roboczy wzdłuż Bugu, którego budowa jest przewidziana w programie 6-letnim (p.p. F-26, 27), wchodzi do kanału Żerań-Zegrze w 7 km od Zegrza. To też na tych 7 kilometrach kanał Żerań-Zegrze stanowić będzie dolną część kanału roboczego, i z tego względu winien otrzymać odpowiednie wymiary.

Po wykończeniu kanału roboczego i drogi wodnej wschodniej (przez kanał Królewski, Prypec i kanał Kamienny), kanał Żerań-Zegrze stanie się przedłużeniem tej drogi w dwóch kierunkach: na Zegrze — do Bugu i Dolnej Wisły, i w drugim kierunku — do Portu Warszawskiego na Żeraniu. Projekt kanału jest w szczegółach opracowany, a w km 0—6 od Wisły wykonano wykup gruntów i część robót.

17. Regulacja Bugu od Brześcia do Małkini. Bug na przestrzeni od Brześcia wdół stanowi część drogi wodnej Wisła—Dniepr, która z czasem będzie miała znaczenie drogi wodnej transeuropejskiej o dużym znaczeniu międzynarodowym. Tymczasem jednak będzie ona miała głównie znaczenie jako część drogi wodnej, idącej od Warszawy na wschód przez kanał Królewski, Prypec i Kanał Kamienny (p.p. 21 i 22) i łączącej ze stolicą i dorzeczem Wisły Polesię i Wołyń. Będzie to droga wodna, przeznaczona głównie do przewozu drzewa i kamienia. Wobec projektowanej budowy kanału roboczego, uzeglownienie Bugu zapomocą regulacji dla statków 500 t potrzebne jest głównie tylko od Brześcia do m. Nuru (stąd zaczyna się kanał roboczy) na długości 150 km. Przy zastosowaniu sztucznego zasilania z projektowanego zbiornika koło Włodawy (p.p. A. 8) możliwym będzie, przy wykonaniu regulacji na wodę brzegową, t. j. zwięzieniu koryta do szerokości 65—75 m, otrzymanie niezbędnej głębokości transportowej ok. 1,4 m. Większe roboty regulacyjne, połączone ze sprostowaniem zbyt krętego koryta, są niezbędne tylko koło ujścia Leśnej. Pozatem Bug ma wiele odcinków, gdzie koryto rzeki jest dobrze wcięte i prawie nie wymaga regulacji. Dzięki temu może ona być wykonana tymczasem nie na całej przestrzeni, lecz mniej więcej na 40—50% długo-

ści rzeki, co już zapewni dostateczne dla żeglugi rezultaty.

18. Regulacja Narwi, Biebrzy i naprawa kanału Augustowskiego. Droga wodna Narew—Biebrza—Kanał Augustowski—Niemen w znacznej swojej części jest w dobrym stanie, nie może jednak służyć dla ruchu żeglugowego z powodu złego stanu niektórych odcinków. Po usunięciu tych braków stosunkowo niewielkim już kosztem będzie uruchomiona droga o długości 413 km.

Narew na długości 80 km, od Nowogrodu do ujścia Biebrzy przedstawia warunki żeglowności lepsze od Wisły. Poniżej Nowogrodu na długości 162 km wymaga w niektórych miejscach uregulowania, ażeby zapewnić dostateczną głębokość. Na ten cel przewiduje się 3.700.000 zł. Biebrza (70 km) jest dość głęboka i tylko w pewnych miejscach wymaga sprostowań i regulacji oraz podniesienia 3-ch zbyt niskich mostów. Na ten cel przewiduje się 500.000 zł. Kanał Augustowski, długości 101 km, był w stanie wielkiego zaniedbania. Zniszczone objekty zostały jednak w znacznej części w ciągu ostatnich 3-ch lat odbudowane. Niezbędnym jest jeszcze pogłębienie zamulonego koryta i dalsza przebudowa obiektów. Na ten cel przewiduje się 800.000 zł.

Ogółem wydatek 5 milionów zł. pozwoli na uruchomienie drogi wodnej dla statków 300 t na długości 413 km, co wynosi zaledwie 12.000 zł. na km.

19. Regulacja Prypeci, Horynia, Styru, Ikwy i Niemna. Drogi wodne odgrywają dużą rolę w życiu ekonomicznym wschodnich województw. Odnaczają się one daleko mniejszymi spadkami, niż rzeki w dorzeczu Wisły i dzięki temu na znacznych przestrzeniach są w swym stanie naturalnym zdatne do żeglugi, wymagając stosunkowo nieznacznych wkładów dla usunięcia pewnych przeszkód, nieraz sztucznych (jak młyny, niskie mosty i t. p.), lub nieznacznych robót regulacyjnych na gorszych odcinkach.

Wchodzi tu w rachubę głównie Prypec z jej rozgałęzieniami koło Pińska (Strumień, Prostyr), Tyr i Horyń.

Przez uregulowanie Styru, który w górnej części przedstawia bardzo dobre warunki żeglowności i tylko w dolnej części wymaga częściowej regulacji, stwarza się tanim kosztem (ok. 1 miliona zł.) droga wodna o długości 300 km (czyli 30.000 zł. za km), łącząca dzielnice o różnej strukturze gospodarczej a więc bogate rolnicze powiaty wołyńskie: dubnieński i łucki — z Polesiem. Na drodze tej już obecnie, po zniesieniu młynów zaczęła się rozwijać żegluga na odcinku Łuck-Pińsk.

Projekt przewiduje również uzeglownienie Ikwy aż do Dubna. Ikwa, wpadając do Styru pod Targowicą, jest głęboka i wymaga tylko pewnych sprostowań i budowy śluzy przy grobli stawu w Iwaniach. Stworzoną wtedy zostanie dogodna droga typu kanału Górnonoteckiego dla statków 250 t, łącząca Dubno i bogatą rolniczą jego okolice, bardzo potrzebującą komunikacji, ze Styrem i Prypecią. Projekt jest w szczegółach opracowany i pewne roboty zostały rozpoczęte.

Podobne do Styru warunki żeglowności posia-

da Horyń, który ponadto przepływa tuż koło kamieniołomów bazaltowych w Janowej Dolinie. Stworzy on nadzwyczaj dogodną arterję wywozową w kierunku północnym, dochodząc do kanału Kamiennego, z którym razem tworzy drogę wodną, przeznaczoną do wywozu kamienia na północ i zachód. Łączy on również rolnicze okolice Równego z Polesiem. Dla uregulowania Horynia powyżej ujścia Słuczy niezbędnym jest usunięcie kilku młynów i nieznaczne roboty regulacyjne.

Przewiduje się również połączenie z Prypecią miasta Łunińca zapomocą 10 km długiego kanału, kosztem około 300.000 zł. Robota ta ma być wykonana już w r. 1936 głównie kosztem miejscowego samorządu, który ją zainicjował z uwagi na ważne korzyści, jakie miasto i powiat spodziewają się otrzymać dzięki temu kanałowi, łączącemu Łunińiec z rolniczymi powiatami Wołynia drogą wodną.

20. Szcza r a i K a n a ł O g i ń s k i e g o. Na Szczarze i Kanale Ogińskiego przewiduje się kapitalną przebudowa i zamiana przestarzałych obiektów na nowe.

21. P r z e b u d o w a K a n a ł u K r ó l e w s k i e g o. Projekt przewiduje:

- 1) zaopatrzenie kanału w śluzę komorową 11 × 60 m i zmniejszenie ilości stopni z 19 do 11-tu,
- 2) sprostowanie kanału na przestrzeni 23 km od Kobrynia do Wygody,
- 3) pogłębienie tymczasem do 1,5 m,
- 4) nieznaczne o 20 cm obniżenie poziomu stanowiska szczytowego ze względów meljoracyjnych. Przewiduje się jednocześnie możliwość dalszego obniżania tego poziomu,

5) budowę śluzы komorowej przy nowo zbudowanym jazie na Bugu pod Brześciem. Koszt tych robót wyniesie 8.000.000 zł.

Roboty te pozwolą na kursowanie statków 500 tonowych. Jednakże dla należytego zakończenia przebudowy oraz uzgodnienia jej z celami rolnictwa w przyszłości będą potrzebne jeszcze dość znaczne roboty ziemne dla dokonania sprostowań, rozszerzeń i pogłębień koryta kanału i rzek Muchawca i Piny oraz dla stopniowego obniżenia poziomu stanowiska szczytowego do rzędnej wskazanej przez potrzeby meljoracji przyległych gruntów.

Kanał tworzy drogę wodną 190 km między Brześciem a Pińskiem i łączy środkową sieć dróg wodnych (Wisłę) ze wschodnią siecią — dorzeczem Prypeci i Dniepru.

Z węzła Pińskiego prowadzą drogi w różnych kierunkach:

- a) przez Strumień, Prostyr i Kanał Kamienny — do Klesowa i Janowej Doliny.
- b) Przez Prypeć do Dniepru.
- c) Przez Styr do rolniczych powiatów Wołynia (Łuck, Dubno).
- d) Przez Kanał Ogińskiego na północ.

Należy się spodziewać znacznych ładunków kamienia (p.p. 1) oraz drzewa w kierunku zachodnim.

Uruchomienie w r. 1933 śluz Dnieprostroju i połączenie Dniepru Środkowego z dolnym i z Morzem Czarnym stwarza możliwość wodnego transportu do morza Czarnego. Można sądzić, że z czasem

transport ten rozwinie się, zwłaszcza dla eksportu do portów Lewantyńskich naszych wyrobów z drzewa i innych.

Spodziewane w r. 1938 zakończenie budowy kanału Wezera — Łaba w Niemczech połączy również i Polską sieć dróg wodnych z Renem. W r. 1935 do portów reńskich, głównie do Strasburga i Bazylei przybyło 204.000 tonn towarów z Polski via Gdynia i porty holenderskie lub belgijskie. Należy oczekiwać, że w przyszłości ładunki te, (głównie drzewo) będą szły do portów reńskich bezpośrednio barkami żeglugi śródlądowej, i że droga wodna Wschód — Zachód (Kanał Bydgoski-Wisła, — Bug — Kanał Królewski — Prypeć) odegra ważną rolę w polskim handlu zagranicznym.

22. K a n a ł K a m i e n n y. Projekt przewiduje:

1. budowę kanału od kamieniołomów granitowych w Klesowie do Horynia (ujście Słuczy) 43 km z 5-ma śluzami o szer. 8,6 m, długości 56 m, dla statków 500 t, kosztem 4.000.000 zł.

2. budowę kanału 22 km zasilającego ze Słuczy do Klesowa kosztem 1.500.000 zł. (robota rozpoczęta).

3. skanalizowanie 8-km odcinka Horynia od Wysocka w górę aż do ujścia Słuczy kosztem 500.000 zł.

4. budowę kanału 26 km od Horynia pod Wysockiem do Stubły pod Sernikami i pogłębienie Stubły na długości 13 km aż do Styru pod Staremi Koźmi. Stąd dalej Styrem i Prostyrnią droga prowadzi do 40 km odległego od Starych Koni — Pińska. Koszt 3.000.000 zł.

Ogólna długość drogi wodnej Klesów—Pińsk wyniesie:

Kanał Kamienny — część południowa	43 km
Horyń skanalizowany	8 "
Kanał Horyń-Styr	26 "
Stubła skanalizowana	13 "
Prostyrń i Strumień	40 "
	razem 130 km
z tego sztuczna droga wodna	90 "

Koszt 9 milj. zł. odpowiada akurat 100.000 zł. za kilometr sztucznej drogi wodnej nowo-budowanej.

Jeżeli zaś przyjąć pod uwagę całkowitą długość drogi wodnej Klesów — Brześć o długości 320 km, to koszt budowy wyniesie $8 + 9 = 17$ milj. zł., czyli już tylko 53.000 zł. za km, co odpowiada kosztowi budowy szosy.

Projektowana droga wodna może liczyć w najbliższej przyszłości na przewóz kamienia do budowy dróg z kamieniołomów w Klesowie (granit), Janowej Dolinie i Berestowcu (bazalt), których produkcja obecna wynosi ok. 1.500.000 tonn rocznie. O ile droga wodna będzie przedłużona z Pińska na zachód aż do Warszawy (p. wyżej punkt programu 17, i 26) — ogólna suma przewozu kamieni w tym kierunku może w przyszłości osiągnąć parę milionów tonn rocznie.

Koszt przewozu kamienia z Klesowa do Pińska kolejną po taryfie ulgowej (deficytowej) wynosi zł. 5,25. Przy przewozie wodą zaoszczędzi się najmniej 2 zł. na tonnie (odległość 140 km wodą, 188 km koleją). Dla większych odległości oszczędność będzie większa i przy przewozie do Warsza-

wy wyniesie najmniej 5 zł. na tonnie. (Koleja 500 km, drogami wodnymi 605 km).

Tak wielkie zmniejszenie kosztów przewozu kamienia będzie miało dodatni wpływ na budowę i utrzymanie szos, i będzie stanowiło korzyść pośrednią.

Ogólna długość drogi wodnej z Klesowa do kanału Żerań-Zęgrze pod Warszawą wyniesie: kanał Kamienny 90 km, rzeka Prostyr — 40 km, Pina i kanał Królewski — 190 km, Bug 165 km i kanał roboczy — 95 km, razem 580 km. Koszta budowy wyniosą $9 + 8 + 6 + 25$ (połowa kosztów przypadająca na żeglugę), razem 48 milj. zł., czyli 83.000 zł. na km. Stworzenie tak wielkiej arterji wodnej tak tanim kosztem (odpowiadającym kosztom budowy szosy), gdy zagranicą buduje się kanały kosztujące 2 miliony zł. za km, należy uważać za inwestycję niezmiernie korzystną.

d. U s p r a w n i e n i e Z a c h o d n i c h d r ó g w o d n y c h.

23. R e g u l a c j a W a r t y. W zachodnich województwach drogi wodne odgrywają większą rolę, niż w centralnych i południowych, a to dzięki temu, że tu tylko mamy drogi wodne, naturalne i sztuczne, które mogą się zaliczyć do II, a nawet do I klasy dróg wodnych według norm europejskich. Poza to, co jest bardziej ważnym, tu tylko istnieje w znaczniejszej ilości klasa szyprow — właściciele barek, i społeczeństwo przyzwyczajone jest do korzystania z przewozów wodnych.

Zarówno w Dolnej Wiśle, gdzie ruch przekracza 550.000 t, jak i na Warcie, żegluga jest ożywiona. Na niewielkim, służącym dla statków 250 t kanale Górnonoteckim, z jeziora Gopła do kanału Bydgoskiego żegluga przekracza 80.000 t i wykazuje tendencję do wzrostu.

Przewiduje się z robót nowych:

1. Regulację Warty od Proсны do Konina, co jest niezbędnym dla umożliwienia budowy wałów ochronnych oraz stopniowego przystosowania tego odcinka do żeglugi i przejęcia ładunków po wybudowaniu kanału Warta—Gopło (p. niżej).
2. Pogłębienie kanału Górnonoteckiego, oraz budowę 5 km długiego odgałęzienia do jeziora Tuczna kosztem 200.000 zł.

24. K a n a ł W a r t a — G o p ł o. Kanał Gopło — Warta ma być przedłużeniem wykonanego w r. 1878 kanału Górnonoteckiego, który kończył się na jez. Gopło i nie mógł być odprowadzony do swego naturalnego końca, t. j. do Warty pod Koninem, z tego tylko powodu, że jez. Gopło podzielone było granicą niemiecko-rosyjską.

Kanał ten połączy Wartę z resztą sieci polskich dróg wodnych i powiększy znacznie zaplecze portów Gdańska i Gdyni. Potrzebę budowy tego kanału stwierdziły zarówno wszystkie zjazdy hydrotechników polskich, jak również doradcy Ligi Narodów, którzy w roku 1926 badali potrzeby polskich dróg wodnych. Budowa polegać będzie na wykonaniu połączenia kanałem długości 10 km jez. Gopła przez jez. Melno z jez. Ślesieńskim, które łączy się z jeziorami Pątnowskim i Gosławskim. Połączenie jez. Pątnowskiego z Wartą po trasie

starego kanału Morzysławskiego, wykonanego jeszcze w XVIII w. z wylotem około Konina zakończy całość, w której kanały kopane będą stanowiły 23 km., zaś jeziora 17 km. Ponadto jeziora Gosławskie i Ślesieńskie tworzą poprzeczną do kanału drogę o długości 12 km. Wobec tego w rezultacie wykonanie 23 km. kanału stwarza drogę wodną $23 + 17 + 12 = 52$ km długą. Nad temi drogami leżą cukrownia Gosławice, miasteczko Ślesin i Konin oraz bogata okolica, eksportująca produkty rolne do Gdańska.

Nad kanałem i jez. Pątnowskim znajdują się głębokie pokłady torfu, który będzie mógł mieć zbyt w cierpiących na brak opału okolicach Inowrocławia.

Koszty budowy wynoszą 6 milionów zł., co stanowi 150.000 zł. na km linii głównej, zaś 115.000 zł. za km jeżeli uwzględnić rozgałęzienie, tworzone przez jeziora.

e. N o r m a l n e u t r z y m a n i e d r ó g w o d n y c h.

Na normalne roboty konserwacyjne — utrzymanie szlaku wodnego, wytyczenie nurtu, pogłębienie mechaniczne szlaku w płytkich przejściach, utrzymanie i eksploatację taboru rządowego oraz regulację rzek granicznych budżet obecny przewiduje zaledwie 1.280.000 zł., zaś 5-letni program Min. Kom. 13.600.000, czyli średnio — 2.720.000 zł. rocznie. Są to kwoty zupełnie niewystarczające na najniezbędniejsze potrzeby. Obecnie, przy asygnowaniu w takiej wysokości, budowle wodne, zarówno regulacyjne jak i kanałowe, nie są należycie konserwowane i niszczeją. Doprowadzenie ich do należytego stanu będzie kosztowało coraz więcej.

Głębokości dolnej Wisły nie są należycie wykorzystane wskutek braku należytego wytyczenia, a tabor pogłębiarski nie jest w pełni wykorzystany.

Należyte utrzymanie nowych dróg wodnych wymaga parokrotnie większych wydatków. W miarę rozszerzania się tych dróg i zwiększania się ilości obiektów, wydatki na ich utrzymanie będą musiały odpowiednio wzrastać i być utrzymywane na wysokości niezbędnej dla uchronienia wykonanych budowli przed zniszczeniem.

Wobec powyższego, wydatki na ten cel zostały w programie podniesione do 4 milionów w I-ym roku, wzrastając do 8 milionów — w 6-ym roku.

f. K a n a ł r o b o c z y w z d ł u ż B u g u.

Kanał roboczy według projektu wstępnego odgałęzia się od Bugu koło Nura, 20 km powyżej Małkini. Tu projektowany jest jaz, piętrzący wodę o 4 m, i regulujący podział wody między kanałem a rzeką. Projektowany koło Włodawy zbiornik pozwoli na stałe odprowadzanie do kanału od 70 do 80 m³/s, pozostawiając w rzece jej minimalny przepływ 15 m³/s latem i 10 m³/s w zimie.

Kanał łączy się koło Jabłonny z kanałem Warszawa — Zęgrze.

Oba kanały mają wspólny odcinek 7 km od miejsca połączenia do Zęgrza, gdzie wpadają do Bugu.

Kanał roboczy ma dwa zadania: a) komunikacyjne i b) energetyczne.

Jako kanał żeglugi, kanał roboczy stanowi część drogi wodnej Wisła — Dniepr (p. wyżej p. C²¹ — kanał Królewski). Wymiary jego ze względów energetycznych muszą być tak wielkie, że odpowiadają wymiarom dróg wodnych I klasy dla statków powyżej 1200 t, choć dalsza część drogi wodnej Wisła Dniepr od razu tych wymiarów nie otrzyma.

Kanał o długości 95 km zamienia odcinek Bugu długości 140 km, który z powodu znacznego spadku, krętości i niskich brzegów nie nadaje się nawet po uregulowaniu dla większej żeglugi. Skanalizowanie zaś tego odcinka, o spadku ok. 34 m, wymagałoby budowy około 15 śluz i jazów kosztem nie mniej 25 milionów zł., To też już projekt rosyjskiego Ministerstwa Komunikacji przewidywał budowę na tej przestrzeni kanału lateralnego, jednakże bez wyzyskania energii. Trasa kanału jest zaprojektowana mniej więcej wzdłuż trasy projektu rosyjskiego.

Zadaniem energetycznym kanału roboczego jest dostarczenie energii elektrycznej dla Warszawy na potrzeby miasta i kolei.

Istniejące 3 elektrownie (Tow. Elektryczności, Tramwajowa i Okręgowa (w Pruszkowie) wyprodukowały:

w r.	1932	149.938.000	kWh
"	1933	155.669.000	"
"	1934	168.381.000	"
"	1935	187.693.000	"

Wobec wzrostu zapotrzebowania, zwłaszcza w związku z elektryfikacją kolei, zamierzona jest budowa nowej elektrowni ciepłej pod Warszawą.

Jednakże ze względów bezpieczeństwa na wypadek różnych wstrząsów (strajki, wojna) — wskazanem jest, by stolica Państwa, posiadała drugie źródło energii innego rodzaju, niezależne od dowozu opału z odległych kopalni.

Kanał roboczy, z przepływem wyrównanym przez zbiornik na Bugu koło Włodawy, pozwala na wyprodukowanie na 4-ch stacjach 180 milj. kWh rocznie. (Odległość 3 stacyj od Warszawy w prostej linii wynosi 18, 21 i 24 km, odległość czwartej, najmniejszej, — 80 km).

Przyjmując 20% straty w sieci i transformowaniu mamy produkcję netto 144 milj. kWh.

Aczkolwiek możliwe będzie w pewnym stopniu regulowanie turbin według zapotrzebowania dzięki przewidywanym stawom wyrównawczym w pobliżu siłowni, to jednak, przyjmując pod uwagę współpracę siłowni ciepłych, można liczyć nie więcej 90% produkcji, jako możliwej do zbytu, czyli okrążyło 130 milj. kWh rocznie.

Koszt budowy kanału wraz ze śluzami, jazem na Bugu i innymi obiektami, wyniesie ok. 50 milj. zł., koszt budowy siłowni, turbin, urządzeń elektrycznych i linii wysokiego napięcia około 15 milj. złotych.

Odnosząc na koszt żeglugi sumę 25 milionów zł., którą kosztowałoby skanalizowanie 140 km Bugu (nie dając jednak tak dogodnych dla żeglugi warunków, jak kanał), dla kalkulacji kosztów własnych produkcji prądu należy przyjmować jako koszt budowy kanału tylko 50 — 25 = 25 milj. zł.

Ogólne koszty budowy, obciążające produkcję prądu, wyniosą wtedy 25 + 15 = 40 milj. zł. Do-

dając 10% jako koszty kapitału (emisja, intercalavia, i t. p.) — mamy do oprocentowania 44 milj. zł.

Przy stopniu oprocentowania 6,5%, amortyzacja w ciągu 35 lat wymaga dodatku 0,8%, czyli razem 7,3%. Od sumy 44 milj. zł. stanowi to 3.210.000 zł. rocznie. Koszty utrzymania kanału i urządzeń hydrotechnicznych wyniosą ok. 0,75% kosztów budowy, czyli około 375.000 zł., bagrowanie 200.000 zł., koszta nadzoru technicznego — 225.000 zł., razem — 800.000 zł.

Z tej sumy około połowy winno obciążać żeglugę, a na koszt produkcji prądu można zaliczyć 400.000 zł.

Na podstawie kosztów eksploatacji istniejących w Polsce siłowni wodnych możemy przyjąć w przybliżeniu:

Utrzymanie	400.000 zł.
Personel 4 elektrowni wyniesie ok.	600.000 "
Remont budynków urządzeń elektrycznych (turbiny, smary i t. d.)	600.000 "
Dyrekcja i inne około	400.000 "
Ogółem koszty obciążające produkcję prądu rocznie	2.000.000 zł.

Razem z kosztami oprocentowania kapitału koszty produkcji prądu wyniosą 5.210.000 zł. rocznie, co przy całkowitej produkcji netto 144.000.000 kWh stanowi 3,6 grosza za kWh prądu, wyprodukowanego netto, a 2,9 gr. za kWh produkcji brutto na osi turbin. Po zamortyzowaniu kapitału, koszt produkcji wyniesie zaledwie 1,4 grosza za kWh prod. netto i 1,1 gr. za kWh produkcji brutto na osi turbin. Wobec tego, że ilość produkowanej energii nie jest w porównaniu z zapotrzebowaniem zbyt wielką i że będzie mogła być zbywana w przeważnej części dla oświetlenia, trakcji i motorów (a nie dla przemysłu chemicznego), można być pewnym, że średnia cena sprzedaży będzie mogła być znacznie wyższa, pozostając znacznie niższą od ceny energii ciepłej i że budowa kanału roboczego będzie korzystna zarówno dla konsumentów, jak i dla producenta.

Można przewidywać, że zapotrzebowanie energii elektrycznej w Warszawie, zwłaszcza wobec elektryfikacji kolei, silnie wzrośnie. Potaniecie prądu przyspieszy ten wzrost. W związku z powyższem zamierzona jest budowa nowej wielkiej elektrowni ciepłej, co pochłonie kilkadziesiąt milionów złotych i nie zapewni tych korzyści, jakie da energia wodna kanału roboczego. Należy przytem zauważyć, że przy budowie elektrowni ciepłej znacznie większy odsetek wydatków pójdzie na maszyny i materiały, sprowadzane z zagranicy, niż przy budowie kanału roboczego, gdzie przeważną część kosztów stanowi robocizna.

Wobec powyższego budowę kanału roboczego należy uważać za aktualną i z tego względu budowa ta została wprowadzoną do programu robót w najbliższym 6-leciu.

Chcąc wyżej wskazane korzyści ująć bardziej dokładnie, możemy w pewnym przybliżeniu przyjść do następujących cyfr:

1. Trzykrotne zwiększenie długości dróg wodnych pierwszych trzech klas i powiązanie sieci wodnej w jedną całość podniesie ilość tonno-km przewozów zapewne znacznie więcej, niż trzykrotnie. Przyjmując zwiększenie 6-krotne, otrzymamy ilość

przewozów ok. 1 miljarda tonno-km (obecnie ok. 160 milionów). Licząc, że na każdym tonno-km zaoszczędzi się średnio 2 grosze w porównaniu z przewozem kolejowym, otrzymamy przez zwiększenie przewozów wodnych o 0,84 miljarda t.-km. oszczędność 17 milionów zł. rocznie.

2. Zmniejszenie szkód powodziowych możemy przyjąć przynajmniej na 5 milionów zł. rocznie.

3. Korzyść (ew. czysty zarobek) na 140 milionów kWh energii można oszacować najmniej na około 10 milionów zł. rocznie (7 gr. na kWh).

4. Wzrost wartości gruntów nad nowo zbudowanymi kanałami i w portach przemysłowych wyniesie przynajmniej 100 milionów zł., z czego Skarb otrzyma przynajmniej 10%, czyli 10 milionów zł. za czas 5 — 6 lat, czyli po 2 miliony rocznie.

5. Zmniejszenie bezrobocia o 60.000 ludzi zaoszczędzi Skarbowi zapomóg przynajmniej w wysokości, licząc tylko 40.000 ludzi po 500 zł., na 20 milionów zł. rocznie.

Ogółem korzyści wskazane wyżej mogą być w przybliżeniu oszacowane na 50 milionów zł. rocznie czyli 14% od włożonego kapitału, nie licząc korzyści wtórnych od uruchomienia niewyzyskiwanych dotąd surowców, zatrudnienia szerszego zastępu ludzi przez wpływ robót budowlanych na uruchomienie robót w fabrykach i wszelkich innych wytwórniach i od ogólnego ożywienia życia ekonomicznego.

To też należy wnioskować, że wyżej przytoczony program robót na drogach wodnych zasługuje na to, by został zrealizowany.

Mirosław Wykowski

Gospodarczo-komunikacyjna rola Dźwiny.

Wiele pracy i wytrwałości wymaga od nas racjonalne wykorzystanie morza. Praca ta może jednak nie pozwolić na osiągnięcie należytych korzyści wobec braku wewnątrz kraju dostatecznej ilości dogodnych i tanich komunikacji, łączących nasze okręgi gospodarcze z morzem. To też przede wszystkim niezbędna jest rozbudowa tych komunikacji oraz pobudzenie jaknajintensywniejszej gospodarczej eksploatacji komunikacji już istniejących, a zwłaszcza najtańszych, które, oczywiście niezależnie od obsłużenia przewozów, kierowanych ku portom morskim, mają też spełniać swą doniosłą rolę wewnątrz kraju, oraz wiązać nas z komunikacjami lądowymi lub rzeczniemi sąsiednich państw.

Gospodarcze zmaganie się państw w latach przewlekłego kryzysu pozwala zwyciężać przede wszystkim niską ceną towaru, na której kształtowanie się najwydatniej wpływa tani przewóz. Dlatego też w dobie obecnej śródlądowe drogi wodne, które są najtańszą drogą dla przewozów handlowych, posiadając przytem ogromną zdolność transportową, nabierają tem większego znaczenia oraz mogą i powinny służyć jako skuteczna broń do walki z kryzysem¹⁾.

Drogi wodne północno-wschodniej połaci naszego kraju są w największym zaniedbaniu, jednak w związku z powyższymi okolicznościami, mogłyby odegrać wielką rolę w organizowanej dziś akcji gospodarczego dźwignięcia tej części kraju i to tembardziej, że dotychczas nie są eksploatowane nawet w granicach dzisiejszych możliwości.

Położenie geograficzne ziem północno - wschodnich wskazuje, że największą rolę miałyby tu do odegrania Niemen z dopływami. Niestety martwa granica litewska zamyka nam ten wylot ku morzu i dla tych ziem pozostaje tylko jedna Dźwina. A jeżeli tu na północnym wschodzie oparliśmy swe granice o tak wielką arterję komunikacyjną, jaką jest

Dźwina, międzynarodowa droga wodna, to racjonalnym będzie wykorzystanie tego naturalnego szlaku komunikacyjnego dla rozszerzenia i pogłębienia naszych stosunków handlowych, kulturalnych i politycznych nie tylko z Łotwą, ale i z pozostałymi państwami nadbałtyckimi oraz po przez morza z innymi krajami świata.

Artykuł prof. Dr. M. Matakiewicza, umieszczony w Nr. 2. „Gospodarki Wodnej” z r. 1935, zapoczątkował dyskusję na temat programu gospodarstwa wodnego, który ma również objąć dział komunikacyjny. Planowość ta niewątpliwie przyczyni się do skoordynowania wysiłków, mobilizowanych dziś w celu uporządkowania i rozwinięcia eksploatacji dróg wodnych w Polsce. Jeżeli nawet czasowo brak nam środków materialnych na zagospodarowanie dróg wodnych, to jednak program powinienby objąć wszystkie bez wyjątku drogi wodne w państwie, ponieważ tylko wszechstronne zbadanie sieci dróg wodnych, jako całości, umożliwi ułożenie dobrego ogólnego programu i racjonalne projektowanie inwestycji wodno - komunikacyjnych. Zresztą dokładna ekonomiczna i techniczna znajomość naszych dróg wodnych, z uwzględnieniem momentów historycznych i politycznych zawsze będzie dla nas wielkim kapitałem. Pozwoli to pracować bez błędów, a czasem może i marnotrawstwa, w wypadku zaś wojny pozwoli z jaknajlepszym wynikiem strategicznie wykorzystać drogi wodne dla obrony Państwa.

Dźwiny nie możemy pominąć w krajowym programie gospodarstwa wodnego zresztą nie tylko ze względu na omówione już wyżej okoliczności. Dźwina już bardzo dawno była wielką drogą handlową o międzynarodowym znaczeniu, dzięki swemu położeniu obok olbrzymich systematów Wołgi i Dniepru, łącząc moskiewski wschód z zachodem Europy. Za czasów dawnej Rzeczypospolitej wchodziła Dźwina w skład wielkiego województwa połockiego, odgrywając poważną rolę, a praca Polaków nad tą rzeką pozostawiła wiele śladów i pamiątek historycznych

¹⁾ patrz art. prof. inż. M. Rybczyńskiego p. t. „Drogi wodne w okresie kryzysu” w Nr. 1 Gospodarki Wodnej z r. 1935.

daleko poza dzisiejszymi granicami politycznymi Państwa.

Jeden z wielkich projektów obecnego programu gospodarstwa wodnego Rosji Sowieckiej, projekt t. zw. „Wielkiego Dniepru“, przewiduje rozbudowę połączenia Dżwiny z Dnieprem. Musimy więc na czas być gotowi ekonomicznie i technicznie do włączenia swych dróg wodnych do tej przyszłej wielkiej arterji bałtycko - czarnomorskiej.

Stosunki prawne na Dżwinie.

Eksploatacja Dżwiny, jako drogi wodnej, przepływającej po obszarze trzech państw, wymaga nie tylko odpowiednich warunków technicznych i ekonomicznych, ale również sprzyjających warunków prawno - międzynarodowych.

Międzynarodowo - prawne stosunki na rz. Dżwinie unormowała w zasadach Konwencja w sprawie urządzenia dróg żeglownych o znaczeniu międzynarodowym, oraz Konwencja o wolności tranzytu, podpisane w Barcelonie dnia 20 kwietnia 1921 r. (Dz. Ust. Nr. 71 z 1922 r., poz. 640—641 i Nr. 34 z 1925 r., poz. 236). Jedną z układających się stron wspomnianych konwencji została również Łotwa, a ratyfikowanie przez Polskę konwencji w sprawie urządzenia dróg żeglownych na trwałe zapewniło nam prawnie swobodny i niezależny od Rosji dostęp do morza przez Dżwinę. Dalszy rozwój międzynarodowo - prawnych stosunków polsko - łotewskich w zakresie komunikacyjno - handlowym na Dżwinie, opartych w zasadach na Konwencji Barcelońskiej, następuje w r. 1929, dzięki zawarciu specjalnego traktatu handlowego i nawigacyjnego pomiędzy Polską i Łotwą (Dz. Ust. Nr. 31 z 1931 r., poz. 217), w którym układające się strony zapewniły sobie obopólną swobodę handlu i żeglugi między terytorjami swych państw.

W art. 2-gim Traktatu Ryskiego z dnia 18. III. 1921 r. układające się strony, Polska i Rosja, przyznały sobie wzajemne prawo wolności żeglugi po granicznym odcinku rz. Dżwiny, w artykule zaś 21-szym tegoż traktatu zobowiązały się do przeprowadzenia rokowań zawarcia odpowiednich umów handlowych i konwencji, zapewniającej poprawę warunków żeglugi na drodze wodnej Dniepr—Dżwina, a więc na wielkim szlaku bałtycko - czarnomorskiej drogi wodnej. Ponadto w art. 22-gim Traktatu Ryskiego Polska i Rosja przyznały sobie wzajemną wolność tranzytu towarowego wszystkimi drogami wodnymi, otwartymi dla tranzytu z tem, że towary, przewożone po granicznym odcinku Dżwiny, nie mogą być obciążone żadnymi cłami tranzytowymi, ani też innymi opłatami z tytułu tranzytu. Natomiast w art. 2-gim Protokołu dodatkowego do Traktatu Ryskiego ustalone zostały zasadnicze warunki regulacji i utrzymania granicznego odcinka Dżwiny, oraz wznoszenia budowli wodnych.

Zawarta w r. 1933 Konwencja pomiędzy Polską a Rosją w sprawie spławu po granicznym odcinku rz. Dżwiny (Dz. Ust. Nr. 58 z 1934 r., poz. 506—8) stanowi dalszy rozwój polsko - rosyjskich stosunków prawnych na rz. Dżwinie, unormowanych Traktatem Ryskim. Natomiast dotychczas nie zawarto z Rosją Konwencji w sprawie żeglugi na Dżwinie i obowiązują w tym zakresie tylko zasadni-

cze postanowienia Traktatu Ryskiego (art. art. 2, 21 i 22). Należy jednak tu nadmienić, że dorywczo kursujące w ostatnim dziesięcioleciu statki polskie po granicznej Dżwinie nie napotykały żadnych przeszkód ze strony Rosji.

Przedstawione wyżej w ogólnych zarysach międzynarodowo - prawne stosunki dają trwałą podstawę dla rozwoju polskiej żeglugi handlowej na Dżwinie, nie wykluczają jednak potrzeby specjalnego gruntownego przestudjowania problemu ze stanowiska międzynarodowego prawa rzeczno i handlowego, z uwzględnieniem wymagań ogólnie - państwowej polityki gospodarczej, a to w celu pobudzenia dalszego rozwoju międzynarodowo - prawnych stosunków w drodze zawarcia dodatkowych układów o żegludze, regulacji, utrzymaniu i administracji rz. Dżwiny, oraz umów handlowych, które zapewniłyby wzajemne kontyngenty obrotów towarowych, odpowiednie dla transportu wodnego i wodnokolejowego, a tem samem stwarzałyby coraz to bardziej sprzyjające warunki prawne dla gospodarczo-komunikacyjnej eksploatacji rzeki.

Problem Dżwiny ze stanowiska wymagań obrony Państwa.

Przykłady z historii wojen, których kilka poniżej przytaczam, najlepiej nam wyjaśniają, jak wielką strategiczną rolę spełniają drogi wodne w czasie wojny i tem samem uzasadniają potrzebę zwrócenia na nie szczególnej uwagi.

Otóż wiemy, że zakończenie długotrwałej wojny związkowej północnych stanów z południowemi U. S. A. (1861 — 1865) nastąpiło właśnie dzięki umiejętnemu strategicznemu wyzyskaniu rzek z jednoczesnym zorganizowaniem wojennych flotylli rzecznych przez wojska stanów północnych.

Komunikacyjny wyzyskanie rzeki Marny przez francuzów w czasie wojny światowej oraz zorganizowanie obrony aktywnej nad tą rzeką pozwoliło armji francuskiej powstrzymać zagrożającą Paryżowi ofensywę i zadać tak ciężką klęskę wrogowi, że ta zaważyła na wyniku wojny światowej.

Jeżeli chodzi o Dżwinę, to jeszcze za czasów dawnej Rzeczypospolitej spełniała ta rzeka poważną rolę strategiczną. Jako przykład można podać drugą wojnę inflancką, w czasie której król Stefan Batory, wznosząc nad rzeką grody warowne i szan-ce, wyzyskał strategicznie Dżwinę i dzięki temu skutecznie odparł z naddżwina cara Iwana Groźnego. Ciekawem jest, że w czasie tej wojny Batory drogą wodną sprowadził dla swych warowni w Dziśnie, Połocku i Witebsku sprzęt wojenny i armaty. Transporty wojenne płynęły Niemnem na Wilję, skąd, po przewiezieniu ładunków i przeciągnięciu armat wołami przez wąski teren działu wodnego dorzeczy rzek Niemna i Dżwiny, załadowane zostały do barrek na rz. Dziśnie i tą rzeką spłynęły na Dżwinę.

Zorganizowana w czasie wojny światowej aktywna obrona rzeki Dżwiny pozwoliła rosjanom na utrzymanie frontu na linii tej rzeki w ciągu przeszło roku, pomimo częstych i silnych ataków wojsk niemieckich i dopiero późniejsze zaniedbanie strategicznego wyzyskania Dżwiny, umożliwiło Niemcom łatwe sforsowanie rzeki, co w konsekwencji stało się przyczyną klęski.

Zresztą rzeki są nie tylko ważną strategiczną zaporą obronną, ułatwiającą utrzymanie linii frontu walczącym armjom, nie tylko służą jako doskonała i najtańsza droga komunikacyjno - transportowa o zdolnościach znacznie przewyższających możliwości przewozowe kolei, ale również skutek swego odrębnego żywiołu przedstawiają zupełnie odrębny od innych typ terenu bojowego, na którym skuteczną walkę mogą prowadzić tylko specjalne rodzaje broni, jakimi są flotylle rzeczne marynarki wojennej.

Doświadczenia z czasów wojny polsko - bolszewickiej pozwoliły nam ocenić wielką wartość operacyjną flotylli rzecznych na linii Prypeci i Dniepru oraz Wisle, których brak odczuwano również na innych rzekach, jak Niemnie i Dźwinie, czego dowodem jest rozkaz Naczelnego D-twa z dnia 13 marca 1920 roku L. 9612/IV w sprawie utworzenia flotylli na Dźwinie. Należy tu nadmienić, że w czasie wojny polskie flotylle rzeczne na wodach poleskich i Wisle zostały zorganizowane prowizorycznie, przeważnie drogą uzbrojenia statków prywatnej żeglugi handlowej. Brak takiego taboru na Dźwinie nie pozwolił na zorganizowanie w 1920 roku flotylli rzecznej, która jednak była niezbędna do działań wojennych na północy Polski. Zatem obecnie akcja, zmierzająca do poprawy warunków nawigacyjnych na Dźwinie i Dziśnie oraz rozwoju żeglugi na tych rzekach, uzasadniona jest również względami obrony Państwa i to tembardziej, że odcinek żeglowny rzeki Dżisny o długości 110 km znajduje się całkowicie na terenie Polski i może być wykorzystany jako baza wodno - komunikacyjna, mająca bezpośrednie połączenie wodne z Dźwiną.

Jeżeli, w wypadku zatargu zbrojnego na zachodzie, okazałoby się może trudnym utrzymanie łączności kraju z morzem przez Wisłę, wówczas port Ryski, z którym mamy połączenie wodne przez rzekę Dżisnę i Dźwinę przypuszczalnie mógłby nam być pomocnym.

Wiemy, że jeszcze za czasów dawnej Rzeczypospolitej, gdy Dźwina wchodziła w skład byłego wielkiego województwa Połockiego, włożyliśmy ogrom pracy dla utrzymania i poprawy żeglowności tej rzeki oraz zagospodarowania wielkich obszarów polskiego naddźwina. Między innymi dowodem tej pracy są założone i rozbudowane za czasów panowania Zygmunta Augusta, Stefana Batorego, Zygmunta III Wazy i Kazimierza Jagiellończyka naddźwińskie grody warowne przy ujściach t. zw. „rzek portowych“, które to grody dzięki opiece królów polskich stały się ważnymi ośrodkami handlu i dlatego otrzymały wówczas miano „miast portowych“.

Również w okresie, gdy Dźwina pozostawała pod rządami Rosji, kupiectwo całego naddźwina doceniało należycie potrzebę poprawy żeglowności tej rzeki i dzięki długotrwałym usilnym staraniom, a nawet samorzutnym ofiarom na ten cel środków finansowych, potrafiło przyczynić się do wykonania w stosunkowo wielkim zakresie robót nurtowych na rzece Dźwinie.

Projekt budowy portu w Druju.

W czerwcu 1933 r. Wileńska Izba Przemysłowo-Handlowa w odpowiedzi na ankietę, rozpisana

w kwietniu tegoż roku przez Oddział Wodny Urzędu Wojewódzkiego Wileńskiego w sprawie badania możliwości wyzyskania dróg wodnych Wileńszczyzny dla celów gospodarczych, wystąpiła z projektem budowy portu w Druju nad Dźwiną.

Z chwilą wykończenia linii kolei normalno - torowej Woropajewo — Druja, łączącej Dźwinę z siecią P. K. P., zagadnienie budowy portu w Druju staje się szczególnie aktualne wobec powstania możliwości wykorzystania Dźwiny dla otwarcia szlaków transportu wodno - kolejowego. Zarazem, podjęta w tym czasie mobilizacja wysiłków, zmierzających do gospodarczego dźwignięcia ziem północno-wschodnich, wysuwa na porządek dzienny zagadnienie Dźwiny.

Od tego właśnie czasu datuje się w Wilnie ożywiona propagandowo - badawcza działalność przedstawicieli nauki i świata gospodarczego za pośrednictwem prasy i radja (1933—1935 r.) z prof. Mieczysławem Limanowskim, Dyrektorem Wileńskiej Izby Przemysłowo - Handlowej inż. Barańskim, Wiceprezydentem m. Wilna, T. Nagórskim i dr. Wandą Rewieńską na czele.

W 1934 r. zagadnienie Dźwiny zostało spopularyzowane dzięki zorganizowaniu przez Uniwersytet Stefana Batorego w Wilnie cyklu powszechnych wykładów uniwersyteckich o Dźwinie; wygłoszono wówczas siedem wykładów na ten temat.

W maju 1934 r. Kresowy Związek Ziemian w Dziśnie wspólnie z grupą mieszkańców m. Dżisny wystąpił do M-wa Komunikacji z gospodarczo uмотywowanym memorjałem, domagającym się budowy linii kolejowej do m. Dżisny. Jednak wobec napotkanych trudności finansowych, uniemożliwiających budowę kolei w najbliższych latach, Kresowy Związek Ziemian domaga się spowodowania otwarcia żeglugi wodnej na Dźwinie i Dziśnie oraz uprządkowania w tym celu rz. Dżisny.

W sierpniu 1934 r. z inicjatywy Oddziału Wileńskiej Izby Handlowej Bałtycko-Skandynawskiej zorganizowano ekspedycję kajakową Druja—Ryga, która przeprowadzała badanie żeglowności Dźwiny. Na czele tej ekspedycji stanęli: wiceprezydent m. Wilna T. Nagórski z prof. Śwaniewiczem.

W lipcu 1934 r. również z inicjatywy tejże Izby zwołano do Druju Komisję gospodarczą, która przeprowadzała na miejscu badania ekonomiczne projektu portu w Druju. W komisji wzięli udział przedstawiciele samorządu gospodarczego, zainteresowanych władz i urzędów państwowych oraz świata handlowego, przemysłowego i naukowego okręgu Wileńskiego.

O wartościach Dźwiny dla Polski wyraziła swą opinię wycieczka Międzynarodowego Kongresu Geograficznego w Warszawie, która we wrześniu 1934 r. udała się przez Grodno i Wilno do Druju i, jak pisze prof. Limanowski w artykule „Druja, Druja, znowu Druja!“ (Słowo z dnia 19. XI. 34 r.), wycieczka ta w „całej pełni ujawniła, że dysponujemy miejscem niezwykłym nad Dźwiną, która to rzeka obok Rodanu i Dunaju ma światową olbrzymią przyszłość w Europie“ oraz, że „mamy szczęście, że do Bałtyku możemy drugi wylot otworzyć i nie być na łasce tylko jednej linii“.

Ciekawem jest, że miejscowa prasa wileńska poruszyła sprawę możliwości subskrypcji kapitału

prywatnego na cele finansowania budowy portu w Druui oraz że zagadnieniem Dźwiny zainteresowała się prasa niemiecka.

Z prac już wykonanych przez państwowe urzędy komunikacji wodnej i kolejowej w zakresie wstępnych przygotowań do eksploatacji Dźwiny i Dżisny należy wymienić: przeprowadzenie przez Oddział Wodny Wileńskiego Urzędu Wojewódzkiego studjów i pomiarów odcinka rzeki Dźwiny w rejonie Druui oraz prowizoryczne opracowanie projektu portu drzewnego w Druui, zbadanie w 1934 r. warunków nawigacyjnych na Dźwinie i Dżisnie, zewidencjonowanie przeszkód na tych rzekach, zbudowanie w 1935 r. dwóch nowych prądówek na rzece Dżisnie, co pozwoliło na rozpoczęcie robót nurtowych na rzekach Dryświacie i Dżisnie jeszcze w tymże roku, wybudowanie przed kilku laty przez Dyрекcję Okręgową Kolei Państwowych w Wilnie linii kolei normalnotorowej Woropajewo — Druja, która połączyła Dźwinę z siecią P. K. P., oraz przeprowadzenie pomiarów dla opracowania projektu bocznicy kolejowej do portu drzewnego w Druui.

Sprawę budowy portu w Druui, jako gospodarczego zagadnienia województw północno - wschodnich, poruszyła na sesji budżetowej Sejmu w dniu 30 stycznia 1936 r. posłanka Wanda Pełczyńska. Jakkolwiek nie spowodowało to uwzględnienia tego projektu w programie robót resortu Ministerstwa Komunikacji na rok 1936/7, to jednak na tejże sesji Pan Minister Komunikacji zapowiedział przestudjowanie tej sprawy.

Dźwina na terenie Rosji, Polski i Łotwy.

Źródłem Dźwiny jest jez. Dźwiniec (ok. 220 m n. p. m.), położone na obszarze Wielkiej Wyżyny Środkowo-rosyjskiej na stokach gór Wałdajskich (b. gub. Twerska, powiat Ostaszewski) w odległości tylko 15 km od źródeł Wołgi i w bliskim sąsiedztwie (ok. 80 km) od źródeł Dniepru.

Dzisiaj Dźwina przepływa po terenie trzech państw. Górny odcinek Dźwiny o długości 570 km jest w posiadaniu Rosji, część środkowego odcinka o dłuę. 83,4 km, w rejonie naszych miast naddźwińskich Dżisny i Druui, stanowi granicę między państwową na północnym wschodzie Polski, polsko-rosyjską na dłuę. 66,8 km i polsko-łotewską na dłuę. 16,6 km. Odcinek dolny Dźwiny o długości 350 km przepływa całkowicie po terenie Łotwy.

Umieszczona poniżej mapka (rys. 1) przedstawia położenie Dźwiny.

Ogólna długość Dźwiny od źródła do ujścia do morza (zatoki Ryskiej) wynosi 1003 km. Dźwina jest spławną dla tratw i żeglowną dla statków bez napędu od jez. Ochwat (km 981), żeglowną zaś dla statków z napędem od ujścia rzeki Toropy (km 808). Charakterystycznym jest, że Toropa, wpadająca na odcinku tak bliskim źródła Dźwiny, już jest rzeką żeglowną.

Dorzecze Dźwiny (86.000 km²), łącznie z dopływami pośrednimi, składa się ze 153 rzek, urzędowo uznanych za spławne, których ogólna długość bez Dźwiny wynosi 5516 km, w tem 11 rzek na łącznej długości 806 km (odcinki dolne i średnie), zaliczonych urzędowo do kategorii wód żeglownych. (rys. 2).



Rys. 1.

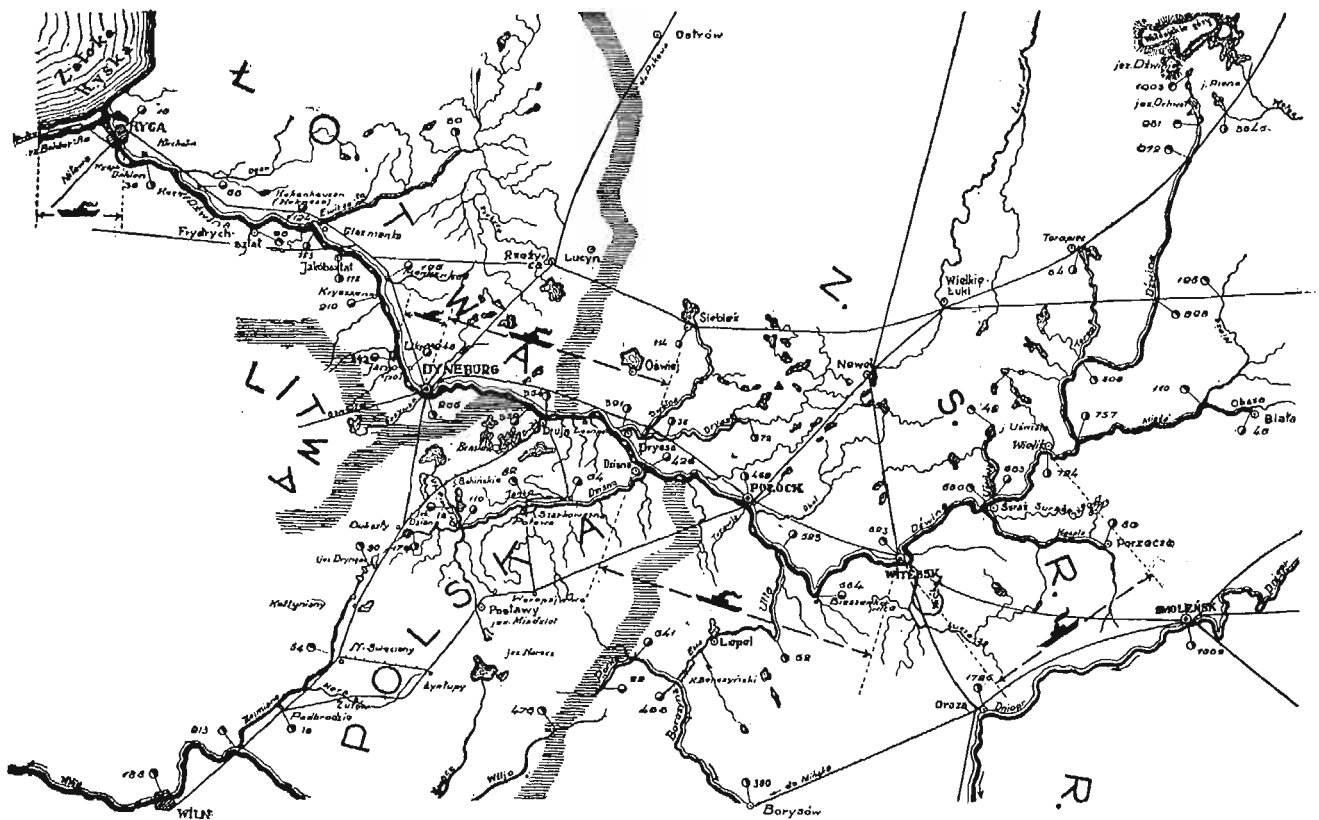
Odległości ważniejszych miast naddźwińskich, dopływów, punktów granicznych i t. p., liczone od ujścia Dźwiny do morza, zostały wykazane na planie Dźwiny (rys. 2). Dane o kilometrach oraz o spławności i żeglowności rzek, umieszczone w treści niniejszego artykułu i na planie rzeki, oparte są na rosyjskim urzędowym wykazie dróg wodnych — („Piereczeń Wnutrennich Wodnych Putiej Jewropiejskiej Rossii“, wyd. 1907 r.“).

Jak już zaznaczyliśmy wyżej, źródło i 570 km rzeki Dźwiny górnej położone są na obszarze Rosji.

Dźwina (ros. „Zapadnaja Dżwina“) łączy się z Dnieprem przez swój lewy żeglowny dopływ — rz. Ułtę, Kanał Berezynski i prawy żeglowny dopływ Dniepru — Berezynę. Licząc od m. Dżisny, jako polsko-rosyjskiego punktu granicznego, droga wodna Dźwina — Morze Czarne, przez Połock nad Dźwiną, Lepel nad Kan. Berezynskim, Borysów i Bobrujsk nad Berezyną oraz Kijów, Jekatierynosław i Cherson nad Dnieprem wynosi 2085 km. W tem:

Dźwiną od Dżisny do uj. rz. Ułty	— 97 km
Ułtą z systematem wód Kanału Berezynskiego	— 169 „
Berezyną	— 486 „
Dnieprem	— 1333 „
Razem:	2085 km

Na polsko-rosyjskim odcinku granicznym Dźwiny wpada do niej z prawej strony rzeka Dryssa, żeglowna na długości 72,6 km swego dolnego biegu, spławna zaś od km 160-go. W pobliżu m-ka Borkowiec żeglowny odcinek Dryssy przecina się w



Rys. 2.

km 36,3 z linią rosyjskiej kolei t. zw. „Rygo-Orłowskiej”, która ponadto łączy się komunikacyjnie z polskim odcinkiem Dźwiny granicznej przy m. Dryssa w km 391. Oba powyżej wymienione pośrednie (przez rz. Dryssę) i bezpośrednie wodnokolejowe połączenia Dźwiny, obecnie wcale nieeksploatowane, wiążą ziemię północnego wschodu Polski z wielką rosyjską magistralą kolejową i dlatego mogłyby odegrać poważną rolę gospodarczo-komunikacyjną.

Ponadto w granicach Rosji Dźwina wiąże się na swym żeglownym odcinku z siecią kolei rosyjskich w następujących punktach: przy w. Dubno w km 972, — w Witebsku w km 623 i Połocku w km 469. Pozatem oprócz rz. Dryssy, pośrednio wiążą Dźwinę z siecią kolei rosyjskich: żeglowna rzeka Toropa w m-ku tejże nazwy w km 84 od ujścia do Dźwiny, rz. Mieża w km 195 oraz rz. Swołna w km 6-tym.

Północno-wschodnie powiaty obecnego województwa wileńskiego: święciański, postawski, dziśnieński i brasławski, połączone są z Dźwiną siecią osiemnastu spławnych rzek, których ogólna długość wynosi 722 km. Największa z nich jest rz. Dżisna, używana przed wojną i obecnie do żeglugi towarowej na odcinku 110 km. Pozatem żegluga odbywa się również na dolnej Dryświacie, która wpada do Dżisny w 110 km, oraz na jez. Bohińskim (dług. 11,7 km), łączącym się z Dżisną przez żeglowny odcinek Dryświaty.

Położona na terenie pojezierza wileńskiego, sieć rzek spławnych i żeglownych obszaru polskiego dorzecza Dźwiny łączy się z wielką ilością jezior, a mianowicie: z kompleksem jezior Brasławskich,

których łączna długość przekracza 50 km i Przebrodzkich, których łączna długość wynosi około 25 km, z jez. Dryświaty (dług. 11 km), jez. Madzioł (6,5 km), jez. Plissa (5 km), jez. Dżisna (9,2 km) i jeszcze innymi, z których znaczna ilość w naturalnym swym stanie nadaje się do żeglugi, bądź też może być wykorzystana jako zbiorniki do regulowania poziomu wód w rzekach dla celów żeglugi.

Dźwina graniczna łączy się z siecią polskich kolei państwowych w Druwi bezpośrednio, oraz przez rz. Dżisnę — pośrednio. W Druwi dochodzi do samej rzeki linja kolei wąskotorowej Dukszty—Druja, oraz linja kolei normalnotorowej Woropajewo—Druja (2 km rzeki), która przy st. Połowo przecina rzekę Dżisnę w km 82, a więc na odcinku żeglownym, zaś przy st. i m-ku Szarkowszczyzna (km 64) zbliża się do samej rzeki. Pozatem rz. Dżisna wiąże się z siecią P. K. P. jeszcze w trzecim punkcie, a mianowicie przy st. kolejowej Dukszty na linii Wilno — Turmonty, położonej nad jez. Dżisna, z którego wypływa rzeka Dżisna.

Wspomniane wyżej cztery punkty bezpośredniego i pośredniego połączenia Dźwiny z siecią kolei, na obszarze polskim dorzecza Dźwiny, zostały tu wymienione ze względu na poważną rolę, jaką w przyszłości mogą odegrać w organizowaniu gospodarczej eksploatacji rzek Dźwiny i Dżisny.

Ponadto należy dodać, że jez. Dżisna położone jest już w bardzo bliskim sąsiedztwie od wód dorzecza Wilji (Niemna).

Dźwina (łot. Daugava) ma na obszarze Łotwy 350 km długości; odcinek polsko-łotewski — 16,6 km. Ryga, położona jest w km 16 od ujścia Dźwiny do zatoki Ryskiej. Na łotewskim odcinku wpa-

da do Dźwiny tylko jeden dopływ żeglowny, a mianowicie rzeka Ewikszta (km 154) ze strony prawej przy st. kolejowej Głazmanka, który przy swem ujściu łączy się z linią kolei „Rysko—Orłowskiej”. W km 4 łączy się z Dźwiną jej lewo-brzeźna żeglowna odnoga, mająca długość 9,6 km, którą przecina linja kolejowa Ryga—Tukkum—Windawa.

W granicach Łotwy wzdłuż całego odcinka Dźwiny po brzegu prawym przebiega t. zw. Rysko-Orłowska linja kolejowa, którą w Dyneburgu przekracza linja Petersburg—Warszawa, krzyżująca się z rzeką Dźwiną również w Dyneburgu, 10 km poniżej Jakobsztatu przekracza Dźwinę linja kolejowa Rzeżyca—Mitawa a w Rydze linja Ryga—Mitawa.

Projekty połączenia Dźwiny z dorzeczami rzek sąsiednich.

Państwa naddziwińskie, zdając sobie sprawę z wielkich wartości komunikacyjnych Dźwiny, już od XVIII w. przeprowadzały specjalne badania możliwości połączenia Dźwiny z Dnieprem, Wołgą, Niemnem i Wilją, z jez. Ilmień i rzeką Wołchow (Nowogród—Petersburg) i jeszcze z innymi sąsiednimi drogami wodnymi.

Szczegółowy opis szeregu starych projektów połączenia kanałami powyżej wspomnianych rzek, wśród których są projekty jeszcze dziś aktualne, a nawet w ostatnich czasach poddane dalszym studjom, znajdujemy w pracy Stuckenberga p. t. „Beschreibung aller im Russischen Reiche gegrabenen oder projektirten Schiff- und flussbaren Kanäle..”. Petersburg 1841 r.

Już w r. 1631 Sejm polski uchwalił budowę Kanału Berezynskiego, mającego połączyć Dźwinę z Dnieprem. Nie zbudowano jednak tego kanału za czasów Rzeczypospolitej, a dopiero w latach 1797—1805 przez rząd rosyjski.

Jak podaje inż. Ingarden (str. 447), parę lat przed wojną światową opracowano w Rosji nowy wielki projekt bałtycko - czarnomorskiej drogi wodnej, który przewidywał osiągnięcie głębokości, pozwalających na przepływ nawet mniejszych statków morskich.

W swych rozważaniach na temat najpotrzebniejszych tranzytowych szlaków wodnych w Polsce poruszył inż. Bosiacki zagadnienie włączenia sieci dróg wodnych do szlaku bałtycko-czarnomorskiego w swej pracy p. t. „Rozwój żeglugi śródlądowej w Niemczech i nasze zadania w tej dziedzinie gospodarki narodowej”, Warszawa, 1928 r.

Ostatnio, jak już zaznaczyliśmy, opracowano w Rosji Sowieckiej szereg wielkich projektów z zakresu gospodarki wodnej, które przewidują włączenie Dźwiny do sieci rosyjskich dróg wodnych przez wybudowanie kanałów żeglownych i rozważa się wciąż aktualne zagadnienie drogi bałtycko-czarnomorskiej.

Wobec zamknięcia ziemiom północno-wschodnim Polski ich naturalnych dróg wodnych do morza martwą granicą litewską, komunikacyjne połączenie Wilji z Dźwiną mogłoby dać tym ziemiom wiele korzyści gospodarczych.

Nie byłby to projekt nowy. Stuckenberg podaje, że już w roku 1802 projekt taki był opracowany przez Żelazowskiego i przedłożony ros. Minister-

stwu Komunikacji, które w 1828 r. delegowało inż. Wrangla celem przeprowadzenia szczegółowych studjów.

Jeżeli dla rozważenia tego projektu przyjrzymy się naturalnym warunkom terenu, skonstatujemy, że są one wyjątkowo sprzyjające. Mianowicie, w pobliżu odcinka Dźwiny granicznej płyną dwie rzeki w kierunkach przeciwnych: Dzisna i Żejmiana, pierwsza, należąca do dorzecza Dźwiny, druga — do dorzecza Wilji (Niemna). Na terenie położonym pomiędzy źródłami Żejmiany i Dżisny oraz po obu brzegach tych rzek znajduje się ogromna ilość wielkich i małych jezior i potoków. Obfitość wód, charakterystyczna powolność ich odpływów i nieznaczne spadki terenu stwarzają właśnie wyjątkowo sprzyjające warunki dla połączenia obu rzek w tem miejscu. Stanowiskiem działaniem oraz naturalnym zbiornikiem byłoby wielkie jez. Dzisna (ok. stacji kolejowej Dukszty). Tu droga wodna byłaby powiązana z siecią kolei.

Według projektu, opracowanego na podstawie studjów i pomiarów, przeprowadzonych przez inż. Wrangla w roku 1828, połączenie rz. Dżisny z Żejmianą miało być dokonane przez przekopanie 15 km kanału z jez. Dżisna do jez. Dryngas. Rzeki Dżisna i Żejmiana byłyby częściowo skanalizowane, przy czem projektowano 19 śluz na Dżisnie przy wysokości spadku 75,79 m i 15 na Żejmianie przy wysokości spadku 58,86 m.

Rozwój żeglugi i statystyka przewozów na Dźwinie.

Już w czasach przedhistorycznych stała się Dźwina wielką międzynarodową arterją handlowo-komunikacyjną.

Wymianę towarów pomiędzy wielkimi obszarami dorzeczy Dźwiny, Dniepru i Wołgi umożliwiało b. bliskie sąsiedztwo źródeł tych trzech rzek Europy. Przez wąskie pasy łądu, zwane „wołokami”, przeciągano łodzie towarowe, bądź też przewożono, a nawet przenoszono ładunki towarowe z dorzecza jednej rzeki do drugiej. Widzimy więc, że gospodarczo - komunikacyjna eksploatacja Dźwiny rozwinięła się bardzo wcześnie. Rzeka ta wiązała daleki Wschód z krajami Zachodniej Europy, służąc jako droga wymiany towarowej pomiędzy Rosją, Rzeczpospolitą Polską i Skandynawią.

Zbudowany w latach 1797—1805 Kanał Berezynski połączył Dźwinę z Dnieprem. Jak podaje A. Plater w swej pracy „Opisanie hydrograficzno-statystyczne Dźwiny”, kanałem Berezynskim kierowano z b. gub. Czernihowskiej (Dniepr) i Mińskiej na Dźwinę, a następnie do Rygi, „tratwy drzewa masztowego, brusy, klepkę dębową oraz łodzie z ładunkiem zboża, lnu, siemienia, potażu, oleju, sadła, skór, mięsa solonego i t. p.”. Kanał Berezynski właściwie jest tylko spławny, jakkolwiek w swoim czasie przed wojną ustalono, że po kanale mogłyby kursować barki, ale tylko w ciągu 3 miesięcy i tylko mniejsze od używanych na rz. Uille i Berezynie. Przedsiębiorstwa żeglugowe Dźwiny i Dniepru usilnie ubiegały się o użegłownienie kanału Berezynskiego, a w r. 1910 odbył się nawet, specjalnie w tym celu zwołany w Mohylowie, zjazd kupiecko-żeglugowy.

Handel naddźwiński, dzięki tanieniu transportowi wodnemu, rozwinął się w XVII—XIX wieku b. szybko, nabierając charakteru i znaczenia międzynarodowego. Nawet wojny, które często nawiedzały naddźwinie, ani porohy i uruchomienie komunikacji kolejowej nie zahamowały rozwoju rzecznych przewozów handlowych. Głównym ośrodkiem tego ruchu była Ryga.

Przewozu towarów dokonywano statkami. Przeważającą ilość towarów transportowano wielkimi barkami, t. zw. strugami, o nośności do 200 tonn, które zwykle spływały partjami po 4—8 przy wiosennych stanach wody. Mniejsze barki i łodzie towarowe kursowały na całej długości żeglownego odcinka Dźwiny (981 km). Stała żegluga pasażersko-towarowa statkami z napędem, według zgłoszonych rozkładów jazdy, odbywała się na odcinkach wykazanych poniżej, na ogólnej długości 475 km.

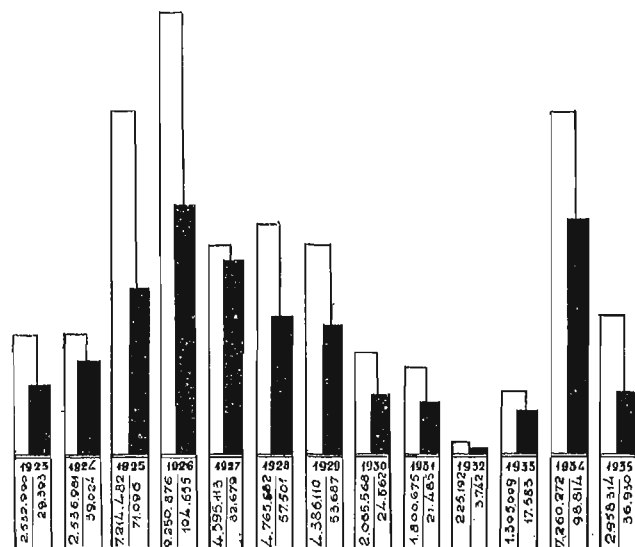
Największą ilość towarów, kierowanych statkami do portu Ryskiego, załadowywano na przystaniach górnych, żeglownych dopływów Dźwiny oraz górniego odcinka samej Dźwiny, a mianowicie: w Toropcu na Torpie, w Białej na Olszy, Porzeczcu i Surażu nad Kasplą oraz w Wieliziu, Witebsku, Połocku, Dziśnie i Druń nad Dźwiną. Jak wielki ruch towarowo-żeglowny odbywał się na Dźwinie, dowodzą poniżej umieszczone zestawienia statystyczne, z których wynika, że niezależnie od przewozów lokalnych, na poszczególnych odcinkach Dźwiny i jej żeglownych dopływach ilość przybywających w ciągu roku po Dźwinie statków towarowych tylko do samej Rygi dochodziła w drugiej połowie XIX w. do 10.256, a tratów — do 11.595, przyczem wartość przewiezionych Dźwiną do Rygi towarów, dochodziła rocznie do 8.000.000 rubli, w pierwszej zaś połowie XIX w., kiedy przewożono bardziej wartościowe towary — do 29.500.000 rubli.

Statystyka spławu i przewozów statkami.

Miller w swej pracy „Sobranje Ruskoj Istorii“ podaje, że w okresie dziesięciolecia od 1760 do 1770 r. spływało rocznie do Rygi od 200—300 barek z ładunkiem. Miller pisze, że w tych latach sród „polskich“ barek, przybyłych do Rygi, około 30—40 holowano corocznie zpowrotem w górę rzeki również z ładunkiem. W późniejszych natomiast latach przewozy towarowe wydatnie się zwiększyły.

Petri w „Neustes Gemälde von Lief — und Estland“ podaje szczegółową statystykę przewozów wodnych po rzece Dźwinie, obejmującą koniec XVIII i początek XIX wieku. Według jego opisu towary przywożono do Rygi drogą wodną (Dźwiną) i lądową. Dowóz jednak towarów rzeką wielokrotnie przewyższał przewozy drogami lądowymi, które mieli większe ilości towaru przywożono tylko zimą.

W okresie stulecia od 1706 do 1806 roku przyplęwały i odpływały z portu Ryskiego statków morskich przeciętnie po 800—900, przyczem prawie wszystkie odpływały z ładunkiem. W 1795 r. odpływały z Rygi 704 statki morskie z ładunkiem wartości 11.275.777 rubli (zboże, len, konopie, воск, materiały drzewne, siemię lniane, skóry, futra i t. p.).



Rys. 3.

Na podstawie urzędowej statystyki rosyjskiej stwierdzamy, że w XIX wieku przewozy towarowe statkami i spławem zwiększyły się wydatnie. W 1817 r. Dźwiną i jej dopływami spławiono ogółem 2042 barki z ładunkiem wartości 29.500.000 rubli. W roku 1833 z Wielizna, Witebska, Połocka, Dziсны, Jakobszlatu i innych przystani spłynęło tylko do samej Rygi 1688 statków bez napędu i 1725 tratów, przyczem wartość ładunku statków i tratów ogółem wynosiła 19.467.794 rubli. W 1847 r. spłynęło w dół po Dźwinie 2651 statków i łodzie towarowych (w tem 1208 strug), oraz 2659 tratów.

Głównymi artykułami przewozu były wówczas: zboże, mąka, len, konopie, pakuły, siemię lniane i konopne, surowiec tytoniowy, olej, budulec okrętowy i różne materiały drzewne, spirytus, wino, w mniejszych ilościach — żelazo, płótno żaglowe, szkło i naczynia szklane, wyroby garncarskie, papier, świece, surowce skórzane, słonina, miód, potaż, smoła i inne. W górę po Dźwinie wywożono: sól, sędzie, tytoń gatunkowy, towary kolonialne i niektóre fabryczne wyroby.

Ilość statków i tratów, przybyłych po Dźwinie do portu Ryskiego w latach 1851—1860, podaje następujące zestawienie (Tabl. I).

W latach 1851—1860, do których odnosi się powyższe zestawienie statystyczne, najważniejszym artykułem przewozów żeglugi dźwińskiej do Rygi był len, drugie miejsce zajmowało konopie, trzecie — siemię lniane, następnie — owies, żyto, jęczmień i pszenica, piąte zaś miejsce zajmowały materiały drzewne.

Do otwarcia w latach 1861—1862 szlaków komunikacji kolejowej rz. Dźwina była jedyną arterią komunikacyjną. Rozwój transportu kolejowego wpłynął na znaczne zmniejszenie się przewozów rzecznych, jakkolwiek nadal, dzięki taniości transportu wodnego, utrzymuje się dość pokaźny ruch statków i tratów. Następujące zestawienie statystyczne odnosi się do tego właśnie okresu. (Tab. II).

Niezależnie od przewozów do portu Ryskiego, wykazanych w powyższej tabeli, utrzymuje się i nadal po otwarciu komunikacji kolejowej znaczny lo-

kalny ruch towarowy pomiędzy poszczególnymi przystaniami na Dźwinie, a jednocześnie przewozy do punktów połączenia Dźwiny z siecią dróg kolejowych.

Tabela I.

Rok	Przybyło Dźwiną do portu Ryskiego		Robotników nawigacyjnych na statkach i tratwach	Wartość ładunku w rublach
	statków bez napędu	tratw		
1851	6100	668	9098	6.690.532
1852	5986	912	10679	7.188.428
1853	7592	3479	37850	6.241.652
1854	5145	1937	34538	5.377.525
1855	4079	820	26716	—
1856	9150	1415	58762	7.860.827
1857	8868	2347	44164	7.170.752
1858	9959	1919	40892	7.293.171
1859	10256	2698	56412	7.414.013
1860	9405	3278	53112	6.502.934

Tabela II.

Rok	Przybyło Dźwiną do portu Ryskiego		Waga ładunku w tonnach	Wartość ładunku w rublach
	statków bez napędu	tratw		
1877	1485	9534	36.330	1.164.656
1887	2829	8181	85.344	1.486.000
1889	2530	10882	90.224	2.804.000
1890	2788	11595	126.048	1.901.000

Po wojnie żegluga polska na Dźwinie granicznej i Dziśnie jest narazie b. małą. Ruch odbywa się dorywczo na następujących odcinkach: jez. Bohiń — st. Połowo, po Dryświacie i Dziśnie; Szarkowszczyzna — m. Dżisna, po Dziśnie; Dżisna — Druja, po Dźwinie.

Aleksander Mikołajenko

Przełożenie ujścia rz. Nidy.

W roku budżetowym 1935/36 został wykonany z Funduszu Inwestycyjnego przez Urząd Wojewódzki Krakowski przekop nowego ujścia rzeki Nidy, na długości 230 m, wskutek czego bieg rzeki został skrócony o 1.500 m. Wykonanie powyższego przekopu umożliwi w przyszłości całkowite zamknięcie niziny wiślańskiej w pow. stopnickim przez połączenie wałów wstecznych Nidy, co zabezpieczy mieszkańców wsi Winiary Dolne, Zawo-

Tabor składa się z 6 barek towarowych o nośności od 20—75 tonn.

Poniższa tabela wykazuje w tonnach polskie przewozy towarów po Dziśnie i Dźwinie granicznej w latach 1927—1935.

1927—	493	1931—	1476
1928—	393	1932—	957
1929—	1650	1933—	2515
1930—	2793	1934—	1349
		1935—	691

Żegluga sowiecka na Dźwinie granicznej po wojnie nie istniała.

Statystykę spławu polskiego za lata 1923—1935 zawiera wykres graficzny (rys. 3). Poza stosunkowo bardzo nieznacznym lokalnym spławem, cała ilość drewna, spławiona z polskiego obszaru dorzecza Dźwiny, skierowaną została do portu morskiego w Rydze. W bieżącym roku nawigacyjnym do dnia 1 sierpnia odeszło z Polski do portu Ryskiego 125 tratw.

Na punkcie nadzoru rzeczno-garniarskiego w Druji zanotowano przepływ po granicznym odcinku Dźwiny następujących ilości tratw sowieckich, które spłynęły do portu Ryskiego:

w 1930 r. —	3000 tratw	w 1934 r. —	776 tratw
" 1931 " —	600 "	" 1935 " —	684 "
" 1932 " —	360 "	" 1936 "	"
" 1933 " —	533 "	(do 1.VIII.) —	305 "

Żegluga pasażersko-towarowa statkami z napędem, według zgóry ogłoszonych rozkładów jazdy, odbywała się przed wojną światową na niżej wykazanych odcinkach (rys. 2):

Wieliz—Witebsk (101 km) codziennie raz w obu kierunkach.

Witebsk—Dżisna (197 km) codziennie raz w obu kierunkach.

Dżisna—Dyneburg (161 km) codziennie raz w obu kierunkach.

Dyneburg—Janopol (23 km) codziennie raz w obu kierunkach.

Dyneburg—Obóz woj. codziennie 6 razy w obu kierunkach.

Ryga—Mitawa codziennie 4 razy w obu kierunkach.

Niezależnie od ruchu statków podług rozkładów jazdy, kursowały również holowniki oraz statki towarowe z napędem.

dzie, Podzamcze, Łęka i Podraje przed powodzią, jaka ich nawiedziła w latach 1931 i 1934. Realizacja przekopu poprawi również warunki żeglugi na Nidzie najmniej do Nowego Korczyzna, gdyż, wskutek zwiększenia spadku, pogłębi nurt.

Długość drogi wodnej Nidą do Nowego Korczyzna korzystnie się skraca, a to około 1 km, przy jeździe w górę, a około 2 km, przy jeździe w dół Wisły.

niem obecnego przekopu. Prócz tego znać jeszcze w terenie jakieś dawne ujście wprost Nowego Korczyna. Ślady tego ujścia są jeszcze dziś widoczne w postaci łąk wypełnionych wodą.

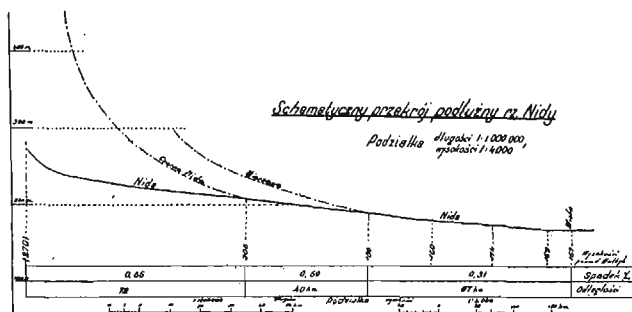
Jako spławną uważać można rzekę Nidę już od Czarnej Nidy, gdyż przy wysokich stanach wody przed kilkunastoma laty odbywał się spław drzewa, gipsu z okolic Wiślicy, oraz siarki z okolic Czarkowy.

W roku 1896 Komisja Międzynarodowa uznała za wskazane uregulowanie dolnej części Nidy dla jej użegłownienia, a to ze względu na duże transporty kamienia wapiennego z łomów poniżej Korynicy pod Rembowem i Kijami, granitowych bloków, znajdujących się koło Samostrzałowa, oraz twardych białych piaskowców wapiennych z pod Pińczowa, Nowej Wsi i Skowronnego.

Na pierwsze opracowanie regulacji rzeki Nidy wpłynął projekt obwałowania lewego brzegu Wisły od potoku Kościelnickiego aż do Zawichostu. W roku 1925 poleciła b. Dyrekcja Dróg Wodnych w Warszawie Państwowemu Zarządowi Dróg Wodnych w Tarnowie opracowanie projektu regulacji Nidy na długości 7 km, począwszy od ujścia Nidy do Wisły. Do opracowania projektu Zarząd posiadał zaledwie sytuację dolnego odcinka Nidy, od Wisły do Chrobrza, wykonaną przez były rząd rosyjski w r. 1902, w skali 1:5000. Wobec upływu dłuższego czasu, sytuacja rzeki uległa tak wielkim zmianom, że nie można było użyć jej do opracowań projektów i okazało się koniecznym wykonanie nowego zdjęcia, a to od połączenia Nidy Białej z Czarną do ujścia Wisły na długości 112 km w osi jej faktycznego biegu. Poza to wykonano 184 poprzecznych przekrojów, a w r. 1927, od 19—23-go września, Zarząd wykonał niwelację zwierciadła wody, z którego wynikały następujące spadki:

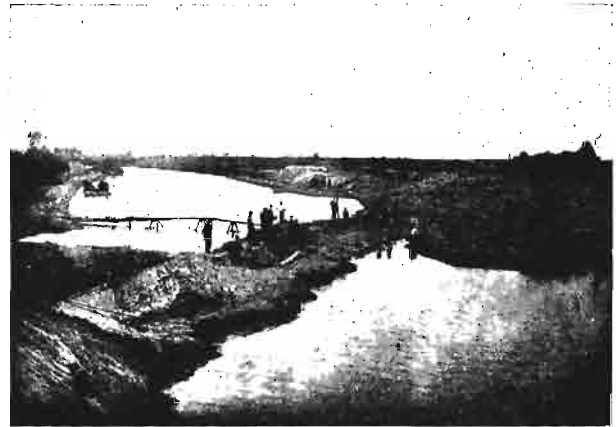
1. Od połączenia Nidy do Brzeźnicy 0,46 ‰
2. Od Brzeźnicy do Mierzawy 0,49 ‰
3. Od Mierzawy do Wiślicy 0,325 ‰
4. Od Wiślicy do Wisły 0,227 ‰

Po wykonaniu powyższych prac został opracowany projekt regulacji odcinka 7 km od Wisły aż do Nowego Korczyna, z uwzględnieniem zmiany dotychczasowego ujścia przez wykonanie przekopu. Projekt ten został zatwierdzony w roku 1929 dla szerokości trasy 35 m. Równocześnie z opracowaniem powyższego projektu inż. F. Pruszyński przystąpił do opracowania generalnego projektu regulacji całej Nidy, według którego, po wykonaniu



Rys. 4.

90-ciu niedługich i niezbyt szerokich przekopów, skraca się bieg ze 112 km na 94 km, czyli o 18 km.



Rys. 5. Widok przed wprowadzeniem Nidy do nowego koryta. Widoczny na fotografii wał oddziela stare koryto od nowego.

Skrócenie to nie będzie za duże, jeżeli się zważy, że dolina Nidy od połączenia obu Nid do Wisły obejmuje 65 km, a spadek przeciętny wyniesie $\frac{41 \text{ m}}{65 \text{ km}} = 0,63 \text{ ‰}$. Trasa ta będzie o 29 km dłuższa, t. zn., że 40% długości doliny przypada na rozwiniecie łożyska. Przyjęty spadek zwierciadła wody po skróceniu biegu do 94 km, wynosiłby

$$\frac{207,78 - 167,00}{94 \text{ km}} = \frac{40,78}{94,00} = 0,48 \text{ ‰}$$

Spadek wyrównany na odcinku połączenia obu Nid do km. 57 (ujście Mierzawy) wynosiłby $0,558 \text{ ‰}$, a od Mierzawy do mostu w Wiślicy $0,386 \text{ ‰}$, wreszcie od Wiślicy do Wisły $0,292 \text{ ‰}$. Przepuszczalnie obniżenie wód mogłoby korzystnie wpłynąć na osuszenie bagien pod Motkowicami i Stawami.

Roboty regulacyjne na Nidzie, prowadzone przez Zarząd Wodny w Tarnowie od r. 1925 do 1935, nosiły charakter doraźnego zabezpieczenia osiedli i wybudowanych wstecznych wałów rzeki Nidy.

Szczegółowy projekt przekopu został opracowany w 1933 r. i w tymże roku zatwierdzony przez Ministerstwo Komunikacji. Kosztorys wynosił 69.500 zł. Z powodu braku funduszu na wykonanie przekopu początkowe roboty ziemne wykonywał w r. 1934 Kierownictwo Obwałowania lewego brzegu Wisły w Szczucinie.

Wykopywaną ziemię z przekopu używano do sypania wałów rzeki Nidy. Wskutek powodzi w lipcu 1934 r. roboty te zostały przerwane i dopiero z początkiem kwietnia 1935 r., po otrzymaniu kredytów z Pożyczki Inwestycyjnej, przystąpił Zarząd Wodny w Tarnowie do zrealizowania powyższego projektu.

Roboty trwały od 15 kwietnia 1935 r. do 15 stycznia 1936 przez 232 dni. Zatrudnionych było dziennie od 35 do 50 miejscowych robotników, przeważnie powozian, i Drużyna Junacka.

Przepracowano przez robotników miejscowych 7.750 dni, przez junaków 9.500 dni. Oprócz tego ziemne roboty poniżej zwierciadła wody wykonywano pogłębiarką.



Rys. 6. I faza wprowadzenia Nidy do nowego koryta.



Rys. 7. II faza wprowadzenia Nidy do nowego koryta.

Wykonano 31.032 m³ ziemnych robót, z czego ręcznie 16.632 m³, zaś pogłębiarką 14.400 m³.

Zabudowanie brzegów wykonano tamami faszynowymi z częściowym narzutem kamiennym,

długości do 1.000 mb., a skarpy na długości 500 mb. zabezpieczono obitką.

Do budowy tam użyto 6.250 m³ faszyn z kęp państwowych, a oskałowanie tam wykonano z kamienia z kamieniołomu w Skotnikach, który eksploatuje Państwowy Zarząd Wodny w Tarnowie.

Otwarcie przekopu nastąpiło dnia 9 września 1935 r. Niewielki wał oddzielający rzekę Nidę od przekopu został zapomocą pogłębiarki przekopany. Woda, wzniesiona od strony dopływu do 80 cm, przerywając z naporem wał, popłynęła nowym ujściem Nidy, wpadając do Wisły pod wsią Rajem w km 175,5.



Rys. 8. Przekop Nidy w km 0,050 po zrealizowaniu w 1935 r.

Oprócz zrealizowania przekopu w roku 1935-36 Zarząd Wodny w Tarnowie wykonywał roboty regulacyjne także na innych odcinkach Nidy, dla zabezpieczenia nowowybudowanych wałów, zatrudniając przeważnie powodziarzy.

Wykonanych zostało około 700 mb. tam i opasek brzegowych.

Na roboty w przekopie i na innych odcinkach rzeki Nidy w roku budżetowym 1935/36 wydano z Funduszu Inwestycyjnego 34.943 zł, oraz z Funduszu Powodziowego Województwa Kieleckiego 10.000 zł, razem 44.943 zł, z czego na roboty w przekopie 32.481 zł.

Inż. Jan Szowhenow

Przyczynek do ustalenia katastrofalnych przepływów oraz odpowiednich poziomów zwierciadła wody w potokach.

W artykule „O racjonalnym profilu wałów ochronnych”¹⁾ poruszyłem już kwestję ustalenia katastrofalnych przepływów oraz zw. w. wody między wałami. Obecnie chcę zastanowić się nad temi zagadnieniami nieco dłużej i omówić: sposób wyznaczania katastrofalnych przepływów metodami matematycznej statystyki, zagadnienie współczynników szorstkości n we wzorach Ganguillet'a -

Kutter'a i Manninga oraz sposób, ułatwiający znużone obliczenia rzędnych poziomów wód w korycie naturalnem tak nieobwałowanym, jak też obwałowanym.

Ustalenie katastrofalnego przepływu.

Najlepszy sposób ustalania katastrofalnych przepływów — bezpośredni jego pomiar w cza-

¹⁾ Gospodarka wodna 1935 r. Str. 108—163.

się najwyższego stanu wód, praktycznie rzadko jest możliwy. Najczęściej wypada obliczyć, czy wykreślić krzywą konsumcyjną dla okresu z pewnej, zwykle niewielkiej, ilości lat, poza którym ekstrapolacja krzywej nastęrcza duże trudności, często zaś jest wprost niemożliwa. Wymiary koryta lub obiektów hydrotechnicznych winny być tak zaprojektowane, by wystarczyły dla przejścia objętości, które mogą przewyższyć najwyższe ze spostrzeżonych lub być mniejszemi od najmniejszych za ubiegły okres czasu.

Dla ustalenia przepływów wysokich wód o różnej częstotliwości pojawiania się wraz z wyższemi można korzystać z metody matematycznej statystyki, zastosowanej ostatnio do zjawisk hydrologicznych przeważnie przez hydrologów amerykańskich, zwłaszcza przez Allen Hazen'a i Foster'a. Powyższa metoda, w zastosowaniu do maksymalnych rocznych przepływów, polega na następującem: największe roczne przepływy, wyznaczone dla szeregu n lat na podstawie spostrzeżonych stanów wody oraz krzywej konsumcyjnej, należy uszeregować w odpowiedniej tabeli od największego ze znanych do najmniejszego. Następnie należy obliczyć: średnią arytmetyczną wartość Q_c ze wszystkich n zmiennych przepływów, stosunek K każdego przepływu Q do średniego Q_c , wartości $(K-1)$, $(K-1)^2$; $(K-1)^3$. Po otrzymaniu powyższych danych obliczamy pewne wartości charakteryzujące nasz szereg statystyczny, a mianowicie: ²⁾ ³⁾ ⁴⁾.

$$\text{odchylenie średnie } \sigma = \pm \sqrt{\frac{\sum_1^n (Q_i - Q_c)^2}{n-1}} \quad (1)$$

$$\text{współczynnik zmienności } C_v = \pm \sqrt{\frac{\sum_1^n (K_i - 1)^2}{n-1}} \quad (2)$$

$$\text{współczynnik asymetrii } C_s = \frac{\sum_1^n (K_i - 1)^3}{(n-1) C_v^3} \quad (3)$$

Wartości Q_c , σ , C_v i C_s zależą od ilości n szeregu lat, użytych dla obliczeń. Badania nad tą zależnością wykazały, że ze zwiększeniem ilości lat spostrzeżeń wartość Q_c zmienia się, przyczem rzeczywista wartość Q_s może odchylić się od Q_c najwyżej o $\pm 4 \times 0,674 \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$, t. j. wahać się może w granicach:

$$Q_s = Q_c + 4 \times 0,674 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (4)$$

$$Q_s = Q_c - 4 \times 0,674 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (5)$$

Tak samo współczynnik C_v ze zwiększeniem ilości lat może ulec zmianie, przyczem wartość współczynnika waha się w granicach:

$$C_v' = C_v + 4 \times 0,674 \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1+2C_v^2} \quad (6)$$

²⁾ Prof. Rybczyński, prof. Pomianowski i doc. Wóycicki. *Hydrologja cz. I* str. 221-239.

³⁾ S. Krickij i M. Menkel. *Rasczety riecznogo stoka* 1934 str. 46-86.

⁴⁾ Sokołowski, *Primienienije kriwych raspredienija kusanowleniju wierojatnych kolebanij stoka riek Ewrzasti Sojuza*, 1933.

$$C_v'' = C_v - 4 \times 0,674 \frac{C_v}{\sqrt{2n}} \sqrt{1+2C_v^2} \quad (7)$$

Wartość C_v daje się wyznaczyć dość dobrze na podstawie dziesiątków spostrzeżeń; natomiast, w przybliżeniu stałą wartość C_s można otrzymać tylko, znając setki spostrzeżeń, czego zazwyczaj nie posiadamy. Wobec tego ustalamy tylko graniczne wartości C_s korzystając ze wzoru:

$$\frac{2C_v}{1 - \frac{Q_{\min} \text{ ze spostrzeżonych}}{Q_c}} \geq C_s \geq 2C_v \quad (8)$$

przyczem dla zjawisk hydrologicznych przyjmują często

$$C_s = 2C_v \quad (9)$$

Po ustaleniu parametrów C_v i C_s , wyznaczamy, korzystając z tablicy Foster'a ⁵⁾ najpierw dla $C_v = 1$ i przyjętego C , odchylenia od średniej rzędnej krzywej czasów trwania $\Phi = \frac{K-1}{C_v}$, następnie mnożymy otrzymane wartości przez C_v i przechodzimy do właściwych rzędnych krzywej przez dodanie $+1$, t. j. otrzymujemy $K = \Phi C_v + 1$. Krzywą czasów trwania budują zwykle na specjalnej siatce, której odcięte posiadają skalę prawdopodobieństwa ⁶⁾, rzędne zaś skalę normalną lub logarytmiczną.

Zbudowaną w powyższy sposób krzywą należy porównać z punktami, odpowiadającymi prawdopodobieństwu pojawienia się w okresie n lat każdego z przepływów wraz z wyższemi, które to prawdopodobieństwo obliczamy wzorem:

$$p\% = 100 \frac{2m-1}{2n} \quad (10)$$

gdzie m — jest liczba porządkowa przepływu, dla którego wraz z wyższemi wyznaczamy stopień prawdopodobieństwa pojawiania się w okresie n lat.

Należy jednak pamiętać, że przy innej liczbie lat, np. n_1 , dowolny przepływ Q będzie miał już nieco inny stopień prawdopodobieństwa pojawiania się wraz z wyższemi, niż w okresie n lat, wobec tego wzór (10) należy uważać tylko jako przybliżenie, wystarczające jednak dla celów praktyki.

W każdym razie odnalezione w powyższy sposób prawdopodobieństwa dla różnych stosun-

ków $K = \frac{Q}{Q_c}$ dadzą możliwość otrzymać na

siatce prawdopodobieństwa szereg punktów i porównać z niemi przebieg krzywej Foster'a. Wspomniane porównanie może dać powód do pewnej zmiany współczynników C_v lub C_s i nowego obliczenia rzędnych krzywej.

Ostatecznie ustalona krzywa Foster'a pozwala wyznaczyć dla dowolnego stopnia prawdo-

podobieństwa stosunek $y = \frac{Q}{Q_c}$, skąd

⁵⁾ *Hydrologja* loc. cit. str. 232.

Krickij str. 62 i 63

⁶⁾ *Hydrologja* loco cit. 229.

$$Q = y Q_c \quad (11)$$

Q_c przyjmujemy zwykle, jako wartość średnią arytmetyczną z n obserwacji. W tych jednak wypadkach, gdzie jest wskazana największa ostrożność, przyjmujemy zamiast Q_c — przepływ Q_s (wzór 4).

Powyzsze ogólne wskazówki wyjaśnimy na przykładzie ustalenia wysokich przepływów na Wiśle pod Warszawą.

Materiał podstawowy dla tego celu stanowią będą dane z bezpośrednich pomiarów oraz obliczeń.

dokonywanych przez Instytut Hydrograficzny za okres czasu 54 lat od r. 1881 do r. 1934⁷⁾.

Na podstawie tego materiału wyznaczono przepływ średni Q_c za okres 54 lat (3371 m/s), stosunki $K = \frac{Q}{Q_c}$, wartości $(K - 1)$, $(K - 1)^2$ oraz % prawdopodobieństwa pojawiania się każdego przepływu wraz z wyższymi w okresie tych 54 lat.

⁷⁾ Opracowane w powyższy sposób materiały zostały mi podane przez p. inż. O. Fausta.

T A B E L A I.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
L. p.	Rok mies.	Maxima roczne cm.	Maxima uszerego- wane	Objętość przepływu m ³ /s	$K = Q/Q_c$	$K - 1$	$(K - 1)^2$	% prawdop.
1	1881.III	407	561	6070	1,80	0,80	0,640	0,92
2	2.VIII	397	558	5970	1,77	0,77	0,593	2,77
3	3.VI	307	548	5690	1,69	0,69	0,476	4,63
4	4.VI	546	546	5630	1,68	0,68	0,449	
5	5.VII	390	546	5630	1,68	0,68	0,449	8,33
6	6.IV	471	544	5575	1,66	0,66	0,436	10,26
7	7.VI	454	518	4895	1,45	0,45	0,203	
8	8.III	544	518	4895	1,45	0,45	0,203	13,89
9	9.III	546	502	4495	1,33	0,33	0,109	15,74
10	1890 I	363	486	4105	1,22	0,22	0,048	17,60
11	1.III	561	480	3965	1,18	0,18	0,032	
12	2.III	352	480	3965	1,18	0,18	0,032	21,30
13	3.III	469	478	3925	1,16	0,16	0,026	23,15
14	4.VI	478	475	3860	1,14	0,14	0,020	25,00
15	5.III	459	474	3835	1,14	0,14	0,020	26,85
16	6.III	346	473	3815	1,14	0,14	0,020	28,70
17	7.III	437	471	3775	1,11	0,11	0,012	30,56
18	8.IV	427	469	3735	1,11	0,11	0,012	
19	9.VII	450	469	3735	1,11	0,11	0,012	
20	1900.III	448	469	3735	1,11	0,11	0,012	36,11
21	1.VI	442	468	3710	1,10	0,10	0,010	37,96
22	2.VI	386	461	3575	1,06	0,06	0,004	39,81
23	3.VII	518	460	3550	1,05	0,05	0,002	41,66
24	4.II	235	459	3530	1,05	0,05	0,002	43,51
25	5.III	356	454	3440	1,02	0,02	0,000	45,36
26	6.VII	480	453	3425	1,02	0,02	0,000	47,21
27	7.IV	461	450	3375	1,00	0,00	0,000	49,06
28	8.VII	474	448	3330	0,99	— 0,01	0,000	50,92
29	9.V	518	447	3320	0,98	— 0,02	0,000	52,17
30	1910.VII	260	443	3240	0,96	— 0,04	0,002	54,62
31	1 II	416	442	3220	0,96	— 0,04	0,002	56,47
32	2.IV	460	440	3185	0,95	— 0,05	0,002	58,32
33	3.VIII	475	437	3130	0,93	— 0,07	0,005	60,17
34	4.IV	367	433	3065	0,91	— 0,09	0,008	62,02
35	5.IV	443	429	3000	0,89	— 0,11	0,012	63,87
36	6.IV	502	427	2963	0,88	— 0,12	0,014	65,72
37	7.III	469	416	2790	0,83	— 0,17	0,029	67,57
38	8.VII	409	409	2685	0,80	— 0,20	0,040	69,42
39	9.V	473	407	2660	0,79	— 0,21	0,044	71,27
40	1920.I	468	397	2515	0,75	— 0,25	0,062	73,12
41	1 III	310	390	2425	0,72	— 0,28	0,078	75,00
42	2.III	480	388	2400	0,71	— 0,29	0,084	76,85
43	3.II	453	386	2375	0,70	— 0,30	0,090	78,70
44	4.III	558	373	2225	0,66	— 0,34	0,116	80,55
45	5.VII	469	367	2185	0,65	— 0,35	0,122	82,40
46	6.X	429	363	2130	0,63	— 0,37	0,137	84,25
47	7.IX	433	356	2055	0,61	— 0,39	0,152	86,10
48	8.II	388	352	1995	0,59	— 0,41	0,168	87,95
49	9.III	440	346	1935	0,57	— 0,43	0,185	89,80
50	1930.XI	373	335	1835	0,54	— 0,46	0,212	91,65
51	1	486	310	1610	0,48	— 0,52	0,270	93,50
52	2	447	307	1590	0,47	— 0,53	0,281	95,35
53	3	335	260	1220	0,36	— 0,64	0,410	97,20
54	4.VII	548	235	1050	0,31	— 0,69	0,476	99,07
		Σ =	23613	Σ=182038			Σ=7,025	

Następnie obliczamy:

$$C_v = \sqrt{\frac{\Sigma(K_i - 1)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{7,025}{53}} = 0,36$$

$$1 - \frac{2 C_v}{Q_c} \geq C_s \geq 2 C_v$$

$$1 - \frac{0,72}{1050} \geq C_s \geq 0,72$$

$$1,05 \geq C_s \geq 0,72$$

Wartość Q_s może wahać się w granicach

$$Q_s = 3371 \pm 4 \times 0,674 \frac{0,36 \times 3371}{\sqrt{54}} = 3371 \pm 444,$$

Skąd $Q_s' = 3815 \text{ m}^3/\text{sek.}$; $Q_s'' = 2927 \text{ m}^3/\text{sek.}$
Współczynnik C_v może wahać się w granicach

$$C_v = C_v' \pm 4 \times 0,674 \frac{C_v'}{\sqrt{2n}} \sqrt{1 + 2C_v'^2}$$

Skąd $C_v = 0,36 \pm 0,08$,

Na podstawie pewnych prób przyjmujemy $C_v = 0,40$ i $C_s = 0,80$.

Po ustaleniu współczynników C_v i C_s wybieramy z tabeli *F o s t e r'a* odpowiednie rzędne $\Phi \frac{K-1}{C_v}$ dla danego C_s oraz dla $C_v=1$, następnie obliczamy $K-1 = \Phi \cdot C_v$ oraz ostatecznie $K = \Phi C_v + 1$. Wyniki obliczeń dla Wisły zawiera Tabl. II.

T A B E L A II.

P ‰	0,1	1	3	5	10	20	25	30	40	50
Φ	4,25	2,90	2,12	1,83	1,34	0,78	0,60	0,42	0,12	-0,13
$\Phi \cdot C_v$	1,70	1,16	0,85	0,73	0,54	0,31	0,24	0,17	0,05	-0,05
$K = \Phi C_v + 1$	2,70	2,16	1,85	1,73	1,54	1,31	1,24	1,17	1,05	0,95
$Q_i = Q_s' K \text{ m}^3/\text{s}$										
przy $Q_s' = 3815 \text{ m}^3/\text{s}$	10300	8240	7058	6600	5875	4998	4730	4464	3967	3662
$Q_i = Q_s'' K \text{ m}^3/\text{s}$										
przy $Q_s'' = 2927 \text{ m}^3/\text{s}$	7288	5942	—	—	—	—	—	—	—	2810
Q_i według wykresów inż. Dębskiego	?	8464	7360	6624	5888	4968	4600	4232	3864	3680

P ‰	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9
Φ	-0,37	-0,60	-0,73	-0,86	-1,16	-1,38	-1,49	-1,74	-2,03
$\Phi \cdot C_v$	-0,15	-0,24	-0,29	-0,34	-0,46	-0,55	-0,58	-0,70	-0,81
$K = \Phi \cdot C_v + 1$	0,85	0,76	0,71	0,66	0,54	0,45	0,42	0,30	0,19
$Q_i = Q_s' K \text{ m}^3/\text{sek}$									
przy $Q_s' = 3815 \text{ m}^3/\text{s}$	3243	2899	2709	2518	2060	1717	1602	1144	725
$Q_i = Q_s'' K \text{ m}^3/\text{s}$									
przy $Q_s'' = 2927 \text{ m}^3/\text{s}$	—	—	—	—	—	—	—	843	524
Q_i według wykresów inż. Dębskiego	3312	2944	2870	2576	2245	1914	1840	1546	?

Przyjmując otrzymaną krzywą za miarodajną, można obliczać przepływy wielkich wód o różnym stopniu prawdopodobieństwa. W tych wypadkach, gdzie koniecznym będzie przewidywanie (w pewnym okresie lat) największych, chociażby mało prawdopodobnych przepływów, należałoby przyjmując zwiększoną wartość średniego arytmetycznego przepływu Q_s' , w danym wypadku $Q_s' = 3815 \text{ m}^3/\text{s}$. Przy takim Q_s największe przepływy Wisły pod Warszawą wynosiłyby: raz na 100 lat — $8240 \text{ m}^3/\text{s}$, raz na 200 lat — $8930 \text{ m}^3/\text{s}$, raz na 500 lat 9380

m^3/s oraz na 1000 lat — $10300 \text{ m}^3/\text{s}$. Według inż. Dębskiego⁸⁾ przepływ Wisły pod Warszawą o prawdopodobieństwie 1‰ wypadnie $8460 \text{ m}^3/\text{s}$. Dla mniejszych ‰‰ prawdopodobieństwa wykresy inż. Dębskiego odpowiedzi nie dają.

Największa możliwa wartość średniego stanu wysokich wód

⁸⁾ Inż. Kazimierz Dębski. Roczne maxima odpływu, pojawiające się raz na 25 lat i częściej w przecięciu wieloletnim, Warszawa 1935. str. 28.

$$H' = H_s + 4 \times 0,674 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = H_s + 26 = 437 + 26 = 463 \text{ cm.}$$

Odczyt na wodowskazie może wtedy osiągnąć raz na 1000 lat $H_{\max} = 463 \times 1,49 = \text{około } 690 \text{ cm}$

W 1844 r. (27. VII.) woda podnosiła się nad zerem wodowskazu w Warszawie do 655 cm, t. j. była tylko o 0,35 m niżej od możliwej maksymalnej.

Powyższa metoda F o s t e r'a, oparta na analizie krzywych P e a r s o n'a, nie jest jedyną możliwą. Istnieją jeszcze inne sposoby, wśród których zasługuje na uwagę sposób C h a r l i e r'a, zastosowany w hydrologii przez inż. Miałkowskiego. (Stok ta faktory stoku. Ukraińska Akademia Nauk, Kijów 1936 r.).

Współczynnik szorstkości.

Oprócz ustalenia dla pewnego odcinka rzeki wartości przepływu wielkich wód niezbędnym jest bardzo często obliczenie rzędnych odpowiedniego poziomu wód tak w rzece wolnej, jak też obwałowanej.

Przy obliczeniu rzędnych wysokich wód największe trudności sprawiają obszary zalewowe. Wszystkie wzory empiryczne dla wyznaczenia średnich chyżości tak ze współczynnikami szorstkości, jak też bez nich, zostały wyprowadzone na podstawie obserwacji w korytach normalnych, głównych. Dopiero w latach ostatnich pojawiły się próby z jednej strony dostosowania wzorów bez współczynników szorstkości do terenów zalewowych, z drugiej zaś — wyznaczenia wspomnianych współczynników dla warunków przepływu wód przez tereny zalewowe.

Prof. dr. M a t a k i e w i c z w artykule „Przeptyw przez obszary zalewowe rzek”⁹⁾ podaje w tej sprawie następujące wskazówki: „Przeptyw w obszarach zalewowych rzek odbywa się niekorzystniej, jak we właściwym łóżysku, obejmującym małą, średnią i zwykłą wielką wodę, co się objawia zmniejszeniem prędkości w tych obszarach w porównaniu z prędkościami w łóżysku właści-

⁹⁾ Księga pamiątkowa ku uczczeniu zasług profesora Maksymiljana Thulliego. Lwów 1932.

TABL. III

wartości współczynników szorstkości n dla wzorów Ganguillet - Kutter'a i Manninga.

Rodzaj łożyska	Stan powierzchni łożyska bardzo			
	dobry	dobry	normalny	zły
Rury betonowe	0,012	0,013	0,015	0,016
Nitowane oraz stalowe spiralne rury	0,013	0,015	0,017	—
Powierzchnia z czystego cementu	0,010	0,011	0,012	0,013
Wyprawa rozczyntem z cementu	0,011	0,012	0,013	0,015
Mur z cegły na zaprawie cementowej	0,012	0,013	0,015	0,017
Kanały betonowe, licówka	0,012	0,014	0,016	0,018
Licówka z kamienia ciosanego	0,013	0,014	0,015	0,017
Zwykły mur z nieobrobionego kamienia na cementowej zaprawie	0,017	0,020	0,025	0,030
Zwykły suchy mur	0,025	0,030	0,035	0,040
Drewniane łożyska				
Z desek heblowanych	0,010	0,012	0,013	0,014
Z desek nieheblowanych	0,011	0,013	0,014	0,015
Z desek z nabitami listwami 50 m/m \times 4 m/m	0,012	0,015	0,016	—
Metalowe łożyska				
O przekroju półkolistym czystym	0,011	0,012	0,013	0,015
Kanały i łożyska w gruncie naturalnym				
Kanały ziemne o kształcie prawidłowym	0,017	0,020	0,0225	0,025
Kanały z powolnym przepływem	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Kanały ziemne, wyrobione kopaczką	0,025	0,0275	0,030	0,035
Kanały w loessie, czyste, o kształcie prawidłowym	0,017	0,020	0,0225	0,025
Kanały w loessie zanieczyszczone i zarośnięte	—	0,027	0,030	0,035
Kanały w żwirze z piaskiem	0,020	0,025	0,027	0,030
Kanały w ryniakach (otoczakach)	0,025	0,027	0,030	0,033
Mur z habjonów Palwisa	—	0,030	0,035	—
Kanały wykute w skale, o prawidłowych przekrojach	0,025	0,030	0,033	0,035
Kanały z dnem ziemnym, skarpy z muru kamiennego	0,028	0,030	0,033	0,035
Kanały z dnem kamienistym oraz ze skarpami ziemnymi, zarośniętymi	0,025	0,030	0,035	0,040
Kanały surowe wykute w skale, o przekroju nieprawidłowym	0,035	0,040	0,045	—
Koryta rzek naturalnych				
Czyste, proste łożysko bez odsypisk oraz wybojów	0,025	0,0275	0,030	0,033
Czyste, proste łożysko, lecz z kamieniami i lekko zarośnięte	0,030	0,033	0,035	0,040
Czyste, serpentynujące łożysko z niewielką ilością wybojów i mielizn (A)	0,033	0,035	0,040	0,045
Łóżysko jak wyżej (A), lecz lekko zarośnięte oraz z kamieniami	0,035	0,040	0,045	0,050
Łóżysko jak (A), lecz w dolnych odcinkach z mniejszym spadkiem	0,040	0,045	0,050	0,055
Łóżysko jak (A), lecz z odcinkami kamienistymi	0,045	0,050	0,055	0,060
Odcinki rzek z bardzo słabym prądem wody, wyraźnie zarośnięte oraz z głębokimi wybojami	0,050	0,060	0,070	0,080
Odcinki rzek bardzo zarośnięte	0,075	0,100	0,125	0,150

wem przy tym samym spadku i tej samej głębokości. Zmniejszenie to jest różne, zależnie od stopnia nieregularności tych obszarów, maleje jednak ze wzrostem głębokości przykrycia wodą. Praktycznie, w zwykłych warunkach, można przyjąć dla przykrycia o głębokości $t = 0$ m, zmniejszenie (chyżości) 30%, dla przykrycia $t = 4$ m, zmniejszenie 0, a dla przypadków pośrednich należy interpolować według prostej¹⁰⁾. W wypadkach wyjątkowych, gdy obszar zalewowy jest bardziej pofałdowany, posiada wybitniejszą wegetację, wreszcie przy przepływie przez mosty, zmniejszenie prędkości dochodzi do 50%".

Korzystając z powyższych wskazówek, należy średnie chyżości wyznaczać wzorami lub tablicami prof. Małackiewicza oddzielnie dla właściwego koryta o średniej głębokości t_1 , oddzielnie zaś dla obszarów zalewowych, o średnich głębokościach t_2 i t_3 , przyczem chyżości, otrzymane dla ostatnich, należy odpowiednio zmniejszyć w zależności od głębokości t_2 i t_3 . Powyższy sposób jest bardzo łatwy, zwłaszcza jeżeli przy wyznaczeniu średniej chyżości v korzystać będziemy z tablic lub

¹⁰⁾ Jeżeli np. głębokość wody na obszarze zalewowym $t = 2.50$ m, spadek $i = 0.5\%$ wtedy średnia chyżość $V = 1.616 \times (1 - \frac{0.30}{4} \times 1.50) = 1.616 \times 0.89 = 1.44$ m/s.

wykresów prof. Małackiewicza. Dla koryta głównego $v_1 = f(t_1) \varphi(i)$, przepływ zaś $Q_1 = f(t_1) \varphi(i) \cdot F_1$ m³/s.; dla obszaru zalewowego $v_2 = f(t_2) \varphi(i) \cdot \beta$, przepływ zaś $Q_2 = f(t_2) \beta \cdot \varphi(i) F_2$ m³/s.

W ostatnich wzorach β jest współczynnik zmniejszenia chyżości na obszarze zalewowym w zależności od głębokości t_2 oraz od rodzaju łóżyska; spadek i przyjmuje się jednakowy dla całego przekroju.

$$Q_{\max} = Q_1 + Q_2 = f(t_1) \varphi(i) F_1 + f(t_2) \beta \varphi(i) F_2, \text{ skąd}$$

$$\varphi(i) = \frac{Q_{\max}}{f(t_1) F_1 + \beta f(t_2) F_2} \quad (12)$$

Po otrzymaniu wartości $\varphi(i)$ znajdujemy z tablicy lub z wykresu spadek i dla badanego przekroju i dokonujemy dalszych obliczeń.

Powyższy sposób jest chyba najłatwiejszy, jeśli chodzi o matematyczne działania.

Metoda powyższa, oparta na stosunkowo małej jeszcze ilości materiału obserwacyjnego wymaga oczywiście dalszych sprawdzeń. Pozatem wybór współczynnika β nastęrcza niekiedy poważne trudności. Wobec powyższego zwykłe sposoby, oparte na wzorach Ganguillet-Kutter'a lub Manning'a, pozostają w dalszym użytku. W latach ostatnich hydrologowie amerykańscy oraz

TABL. IV

wartości współczynników szorstkości n i γ dla naturalnych łóżysk oraz dla obszarów zalewowych.

Charakter łóżyska	współczynnik	
	Ganguillet Kutter'a n	szorstkości Bazin'a γ
Naturalne ziemne koryta w wyjątkowo dobrych warunkach, zupełnie czyste, proste, ze swobodnym przepływem)	0,025	1,25
Koryta rzek typu nizinnego, stale prowadzące wodę, szczególnie koryta wielkich i średnich rzek o dobrych warunkach przepływu wody i dobrym stanie łóżyska	0,033	2,00
Dość czyste koryta rzek nizinnych, prowadzących stale wodę w normalnych warunkach, serpentynujących, z zaburzeniami w kierunkach strug, lub prostych, jednak z zaburzeniami w ukształtowaniu się dna (mielizny, wyboje, miejscami kamienie). Koryta ziemne ścieków, prowadzących wodę okresowo (wysychające, parowe) w dobrych warunkach	0,040	2,75
Koryta wielkich i średnich rzek, średnio zanieczyszczone, serpentynujące, częściowo zarośnięte, kamieniste, z niespokojnym przepływem wody. Okresowe (burzowe i wiosenne) ścieki, które niosą w czasie powodzi widoczną ilość namulów, z łóżyskiem w ryniakach (otoczkach) lub zarośniętym. Obszary zalewowe wielkich i średnich rzek, średnio wyrobione, pokryte normalną ilością roślinności (trawy, krzaki)	0,050	3,75
Koryta okresowo czynnych ścieków, bardzo zanieczyszczone oraz serpentynujące: Obszary zalewowe, wyraźnie zarośnięte, nierówne, źle wyrobione (wyboje, krzaki, drzewa, łachy); Odcinki rzek nizinnych z szypotami; Koryta górskiego typu z otaczakami i głazami	0,067	5,50
Rzeki oraz obszary zalewowe bardzo zarośnięte (z powolnym przepływem wody), z dużymi, głębokimi wybojami; Koryta górskiego typu z otoczkami o burzliwym spienionym ruchu wody; (woda tryska do góry)	0,080	7,00
Obszary zalewowe. Jak wyżej, lecz z bardzo nieregularnymi ukośnymi kierunkami strug, z łachami i t. p.; Koryta górskiego typu z wodospadami, żeżowate, o łóżysku z wielkich głazów; wyraźne progi; pienistość tak duża, że woda traci przezroczystość i ma kolor biały; szum potoku zagłusza inne dźwięki i przeszkadza rozmowie	0,100	9,00
Rzeki typu bagiennego (zarośle, kępy, w wielu miejscach woda prawie stojąca i t. p.); Obszary zalewowe pokryte lasem, z dużymi obszarami wody stojącej, z miejscowymi jeziorami i t. p.	0,133	12,00
Potoki, unoszące same rumowisko; Obszary zalewowe, zupełnie zarośnięte gęstym lasem	0,200	20,00
Pochyłości dorzecza w stanie naturalnym		$\gamma = 4-1.$

rosyjscy zaproponowali pewne modyfikacje w wartościach współczynnika n dla powyższych wzorów.

W tabl. III podaję wartości n , oparte na pracach przeważnie H o r t o n'a¹¹⁾, zaś w tabl. IV

wartości proponowane przez inż. S r i b n e g o¹²⁾.

Tabl. IV jest specjalnie ciekawa, ponieważ zawiera wskazówki dla obszarów zalewowych. (dok. nast.)

Inż. Dr. Aleksander Pareński

Wyznaczenie objętości odpływu wód dla celów meljoracyjnych.

Rosliny uprawne lub łąkowe wymagają dla swego prawidłowego rozwoju, z punktu widzenia rolniczego, pewnego stopnia wilgotności gleby, nie zawsze równomiernego w różnych porach okresu wegetacyjnego, a mianowicie podczas rozwoju roślin w okresie wiosennym stopień wilgotności gleby powinien być wyższy od stopnia w czasie ich dojrzewania w okresie letnim.

Ponieważ tak doskonałych gruntów posiadamy niewiele, przeto staramy się, celem podniesienia środkami technicznymi produktywności, a tem samem rentowności warsztatu rolnego, usuwać nadmiar wilgoci z gruntów zabagnionych oraz nawadniać grunty suche.

Celem niniejszej pracy jest podanie sposobów obliczania nadmiaru wody obszarów uprawnych i łąkowych, która ma być w oznaczonym czasie z obszarów tych usunięta, przeto będzie tylko mowa o odwadnianiu gruntów zabagnionych.

Objętość wody w gruntach zabagnionych zależy jest od wielu czynników, a przede wszystkim od jakości gleby, rzeźby terenu, układu geologicznego podglebia oraz rodzaju roślinności na tej glebie uprawianej.

Oczywiście, że najprostszym sposobem usunięcia nadmiaru wody byłoby usunięcie przyczyn zabagnienia, jednak nie zawsze możemy to skutecznie środkami technicznymi, którymi rozporządzamy.

Przyczyny takie mogą bowiem być rozmaite i powstają wskutek lokalnych właściwości terenu, nieposiadającego wystarczającego odpływu przyrodzonego, powierzchniowego lub podziemnego.

Do najważniejszych przyczyn przyrodzonych należą:

1. Akumulacja w łożyskach rzecznych, powodująca podnoszenie się poziomu wód podziemnych.
2. Przyrodzone płaskie kotliny powierzchniowe — najczęściej kształtu niecki — o wysoko położonym przelewie krawędziowym.
3. Płytko leżące kotliny podziemne, zbudowane z materiałów geologicznych mało przepuszczalnych lub zupełnie nieprzepuszczalnych.
4. Źródła warstwowe, stokowe lub szczelinowe, wytryskujące z głębszych podziemi.
5. Spływ wody z sąsiednich obszarów na płaskie tereny z utrudnionym odpływem.

Sztuczne zabagnienie gruntów następuje najczęściej z powodu zamknięcia naturalnego odpływu wałami, tamami, groblami lub nasypami kolejowymi i drogowymi, a także wskutek niewłaściwego

uregulowania poszczególnych odcinków rzecznych, które — przy obranej zbyt szerokiej trasie — powoduje sztuczną akumulację w miejscach, gdzie przedtem woda pracowała erozyjnie, albo utrzymywała dno w równowadze.

Nadmiar wody z podmokłego lub zabagnionego gruntu odprowadzamy rowami otwartymi lub drenami.

Może się jednak zdarzyć, że pod niegrubą warstwą nieprzepuszczalną, która powoduje zabagnienie gruntu, znajdują się warstwy pochłaniające wodę, t. zw. w a r s t w y c h ł o n n e, wówczas jako najtańszy sposób odwodnienia stosujemy drenowanie pionowe za pomocą studzienek t. zw. drenowanie holenderskie.

We wszystkich tych przypadkach chodzi nam o pewne uregulowanie poziomu wody podziemnej do stanu najkorzystniejszego dla danej uprawy rolnej lub łąkowej, przyczem czas trwania pewnych okresowych poziomów tej wody nie małą odgrywa tu rolę.

Również baczna uwagę należy zwrócić na to, aby przy odwodnieniu nie przesuszyć czasowo lub stale gleby, któraby w takich przypadkach należało dodatkowo nawadniać.

Aby to zagadnienie techniczne celowo rozwiązać, należy w pierwszym rzędzie dokładnie wyznaczyć objętość wody dla obliczenia wymiarów urządzeń odwadniających oraz wyznaczyć czas, w którym nadmiar wody ma być usunięty z danego obszaru.

Woda powierzchniowa, pochodząca z opadów atmosferycznych, częściowo paruje, częściowo wsiąka w glebę, tworząc w głębszym lub płytszym podziemiu zbiorniki użyteczne lub szkodliwe dla kultury rolnej. Pozostała część wody, która ani nie wsiąkała w ziemię, ani też nie wyparowała — prędzej lub wolniej odpływa do ścieków przyrodzonych, lub wreszcie pozostaje na powierzchni, ziemi, zabagniając teren.

W naszym klimacie i przy naszych stosunkach meteorologicznych, możemy mieć do czynienia z 1) opadami zimowymi w kształcie przeważnie stałym, które dopiero z wiosną topnieją, 2) deszczami rozlewnymi, trwającymi dłuższy czas (kilka dni a czasem i więcej tygodni) i obejmującymi większe obszary oraz 3) deszczami krótkotrwałymi (około 30'), ale intensywnymi, t. zw. deszczami nawalnymi. Wszystkie te trzy rodzaje opadów nie zależą u nas od położenia geograficznego, mogą się bowiem zda-

¹¹⁾ H o r t o n. Sam better Cutters Formula Coefficient Eng. News-Record 1916/II.

¹²⁾ Inż. R z a n i c y n. Riecznaja gidrawlika cz. I. 1934. str. 70—73.

rzyć tak w północnych, jak i w południowych częściach kraju, występują również jeszcze na zachodnich, jak i wschodnich krańcach Polski, a wreszcie w nizinnej, wyżynnej i górskiej rzeźbie terenu.

Wszystkie te trzy rodzaje opadów, występujących w okresie wegetacyjnym w kształcie płynnym (stopnicne opady zimowe), mogą wytworzyć wezbrania w łożyskach i zbiornikach przyrodzonych, podnoszące poziom wód powierzchniowych oraz od niego bezpośrednio zależny poziom wód podziemnych.

Oczywiście, że czas trwania takiego wezbrania zależy jest w pierwszym rzędzie, od prędkości spływu, a więc rzeźby terenu. Najszybciej następuje spływ wezbranych wód przy stromych stokach, a więc w górskiej rzeźbie terenu, a najdłużej zatrzymuje się fala wezbrania na płaszczyznach, przy tych samych warunkach infiltracji i parowania oraz przy tym samym czasie zasilania wodą opadową.

Musimy się zatem zorientować co do rzeczywistej objętości wody, zabagniającej dany obszar, wreszcie musimy ustalić czas, w którym pragniemy nadmiar tej wody odprowadzić bez szkody dla odnośnej uprawy, przyczem nie wolno nam zapominać o objętościach wody potrzebnej do normalnego rozwoju uprawom rolnym i łąkom w różnych okresach wegetacyjnych.

Celowe rozwiązanie tego zagadnienia pod względem technicznym jest dość trudne, ponieważ musimy w pierwszym okresie wegetacyjnym (wiosennym) pozostawić pewną objętość wody dla najintensywniejszego rozwoju wegetacji, czyli tak zaprojektować rowy odwadniające, aby czas spływu maksimum wiosennego był o wiele dłuższy, aniżeli czas spływu maksimum letniego (powstałego wskutek deszczów nawalnych lub rozlewnych) w okresie dojrzwania wegetacji, względnie w okresie, gdy ta wegetacja jest już dojrzała. To się tyczy tak roślin uprawnych, jak i łąkowych oraz pastwiskowych.

Mowa tu będzie tylko o rowach otwartych, ponieważ drenaż z charakteru swego działania nie nadają się do szybkiego odprowadzenia wód powierzchniowych, szczególnie wiosennych, które po zwięzłej lub zamrożonej powierzchni gleby mogą dłuższy czas się zatrzymywać, zanim przesiąkną do drenów.

W melioracji przyjęto czas odpływu t. zw. maksimum wiosennego (pochodzącego z tajania szaty zimowej) na 12 dni dla pól ornych t. zn. uprawy rolnej, a 18 dni dla łąk i pastwisk, wreszcie czas odpływu maks. letniego jaknajkrótszy, szczególnie dla uprawy rolnej w sezonie dojrzałości wegetacji t. j. w sezonie zbiorów. Długość tego ostatniego czasu można przyjąć dla łąk i pastwisk na 12—24 godzin, a dla upraw rolnych na 6—12 godzin, nie wliczając w to czas zasilania wodą, t. zn. czas trwania opadów. Pierwsze cyfry, t. j. 12 i 6 godzin są właściwsze szczególnie dla okresu dojrzałości.

Celem wyznaczenia odnośnych objętości wody, mających spłynąć rowami z obszarów zabagnionych, stosuje melioracja rozmaite praktyczne wzory, które w tej dziedzinie zyskały sobie prawo bytu, i dla

tego można je znaleźć w różnych podręcznikach. Ponieważ wzory te pozwalają na pewną dowolność w dobieraniu współczynników, nie są jednoznacznie interpretowane i stosowane, dlatego można niemi otrzymać wyniki różne.

I tak, zasadniczy i podstawowy wzór na objętość odpływu maksimum wiosennego posiada ogólnikową formę:

$$q_w = \frac{c \times 10^6}{t/\text{sek}} \times h_z \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2, \dots \quad (1)$$

w której c jest wartością stałą, oznaczającą objętość wody po odjęciu strat, t. j. parowania opadu w ciągu miesięcy zimowych oraz infiltracji od początku topnienia. Niektórzy autorzy przyjmują wartość $c = 2/3$, inni znów w granicach (od 0,6 do 0,7) h_z , zależnie od rodzaju uprawy. Wartość h_z oznacza wysokość warstwy opadowej w metrach, okresu zimowego. I tu spotyka się różną interpretację tej zasadniczej wartości. Jedni bowiem autorowie przyjmują wielkość jej w procentach miesięcznych od 1 grudnia do końca marca roku następnego (a więc czteromiesięczny opad zimowy), a inni znów tylko trzymiesięczny opad, mianowicie za trzy pierwsze miesiące w roku.

Różnice powstałe w wynikach, z powodu tak dowolnych interpretacji zasadniczego wzoru, najlepiej wyjaśni przykład obliczony dla tych samych warunków.

Przyjmijmy obszar łąkowy w Małopolsce wschodniej (południowe podole), z którego odpływ maksimum wiosennego powinien trwać dni 18, a roczny przeciętny opad $h_r = 710$ mm, co w procentach miesięcy zimowych przedstawi się następująco:

a) dla 4-miesięcznego opadu i b) dla 3-mies. opadu	
XII . . .	6,0% h_r lub
I . . .	5,4 " "
II . . .	5,2 " "
III . . .	6,8 " "
<hr/>	
razem	23,4% h_r
I . . .	5,4% h_r
II . . .	5,2 " "
III . . .	6,8 " "
<hr/>	
razem	17,4% h_r

czyli dla przypadku:

$$\begin{aligned} \text{a) otrzymamy: } & 0,71 \times 0,234 = 0,166 \text{ m} \\ \text{b) } & \text{ " } \quad 0,71 \times 0,174 = 0,122 \text{ m} \end{aligned}$$

skąd:

$$1) q_{aw} = \frac{2}{3} \times \frac{10^6}{18 \times 86400} \times 0,166 = 0,071 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$2) q_{bw} = \frac{2}{3} \times \frac{10^6}{18 \times 86400} \times 0,122 = 0,052 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2.$$

Jeżeli podobnie obliczymy jeszcze q_{cw} dla $c = 0,7$ i q_{dw} dla $c = 0,6$, otrzymamy różnice jeszcze większe, mianowicie:

$$\begin{aligned} 1) q_{cw} &= 0,0747 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \\ 2) q_{dw} &= 0,0393 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \end{aligned}$$

Jak z obliczonego przykładu wynika, różnice są tu bardzo znaczne, dochodzą bowiem do 48% względnie do 96%. Podobne różnice otrzymamy,

obliczając przykład dla roślin uprawnych, w którym czas spływu maks. wiosennego wynosi 12 dni.

Przy małych obszarach i znacznych spadach wymaga się w pewnych warunkach aby maks. opadu h spłynął w czasie swego trwania t , przyjmując najniekorzystniejsze warunki spływu, t. j. zarówno wartości parowania jak i infiltracji = 0, a wówczas ogólnie:

$$q = \frac{10^6 h}{t} \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \quad (2)$$

Wzór ten, który znaleźć można w podręcznikach, daje wyniki zupełnie dowolne. Nie określa on bowiem wyraźnie ani granicy wielkości obszaru, ani wielkości spadów rowów, które w pierwszym rzędzie zależne są od zwięzłości gleby i rodzaju gruntu, wreszcie nie określa opadu h , ani jego czasu trwania t .

Autorzy mieli tu zapewne na myśli t. zw. maksimum letnie, spowodowane deszczami nawalnymi i krótkotrwałymi.

W miejsce tego niewyraźnego wzoru (2) proponuje się użycie wzorów R ó ż a ń s k i e g o i H e l l m a n n'a, które są jasne, proste i można niemi obliczyć:

n — maks. natężenia deszczu w mm/min.,

t — czas trwania deszczu nawalnego w min.,

A — powierzchnię zasięgu deszczu nawalnego w km^2 , a temsamem wielkość obszaru, dla którego stosujemy maks. letnie, wreszcie

q^t — spływ wody deszczu nawalnego w czasie obranym (przyjętym) = T sek.

Oczywiście musimy tu przyjąć, że względu na krótkość czasu T , wartość parowania i infiltracji = 0.

A. R ó ż a ń s k i ustalił związek matematyczny między natężeniem n deszczu nawalnego i wielkością jego powierzchni zasięgu $A \text{ km}^2$, w kształcie:

$$n = \alpha - \sqrt[3]{\beta \times A} \text{ mm/min} \quad (3-a)$$

$$A = \frac{(\alpha - n)^3}{\beta} \text{ km}^2, \quad (3-b)$$

w którym $\alpha = 5,0$, $\beta = 0,2$ są stałymi dla całego obszaru b. zaboru austriackiego. Ponieważ jednak, jak wyżej wspomniano, opady nawalne nie są zależne od położenia geograficznego na ziemiach polskich, można podane wartości stałych przyjąć jako ważne dla całego obszaru polskiego.

Podobnie H e l l m a n n ustalił związek między natężeniem n deszczu nawalnego i jego czasem trwania = t w min., wyrażony relacją:

$$n = a + \frac{b}{\sqrt[3]{t}} \text{ mm} \quad (4-a)$$

$$t = \left(\frac{b}{n - a} \right)^3 \text{ min.}, \quad (4-b)$$

dla którego R ó ż a ń s k i wyznaczył wartości stałych $a = 0,365$ i $b = 5,143$. I tu z tych samych co poprzednio, przy wzorze R ó ż a ń s k i e g o wysświetlonych powodów, można wartości te zastosować do całego obszaru ziem polskich, pomimo, że

zostały ustalone na podstawie statystyki spostrzeżeń opadowych w Małopolsce.

Ze wzoru 3 a wynika, że największe natężenie w Polsce (dla małych obszarów) nie przekracza wartości 5 mm/min. Wartość tę można przyjąć jako przeciętną dla opadów nawalnych, ponieważ na naszych ziemiach rzadko zdarzają się opady o większej intensywności. Według tej wartości będziemy liczyli maksima letnie dla celów odwodnienia.

Użycie wzorów 3 i 4 dla łąk, t. zn. dla 12-godzinnego spływu, nie wliczając w to czasu trwania deszczu, oświetli nam najlepiej przykład zasadniczy dla przyjętego obszaru o wielkości $1 \text{ km}^2 = 100 \text{ ha} = A =$ zasięgowi deszczu nawalnego — wówczas:

$$n = 5 - \sqrt[3]{0,2} = 4,4152 \text{ mm/min}$$

a zamieniając pow. obszaru na m^2 , minuty na sekundy oraz mm na metry otrzymamy zamiennik

$$\varphi = \frac{10^6}{60 \times 10^3} = 16,667,$$

czyli w jednej sekundzie podczas ulewnego deszczu spadnie na $1 \text{ km}^2 = 100 \text{ ha}$

$$Q_l = \varphi \times (\alpha - \sqrt[3]{\beta}) = 16,667 \times 4,4152 = 73,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

wody. Opad ten będzie jednak trwał według wzoru 4 b — tylko

$$t = \left(\frac{5,143}{4,4152 + 0,365} \right)^3 \text{ min} = 1,076^3 = 1,246 \text{ min} = 74,76''$$

czyli w czasie trwania ulewy upadnie na 1 km^2

$$Q_l \times t \text{ m}^3 = 73,6 \times 74,76'' = 5502 \text{ m}^3,$$

które mamy — z naszego obszaru łąkowego — odprowadzić w ciągu czasu $T = 12 \text{ godzin} = 43200''$, wobec czego rów główny (zbierający) musimy tak wykonać (wymiary przekroju i spad), aby był zdolny odprowadzić

$$q_l = \frac{Q_l \times 74,76}{T} = \frac{5502}{43200} = 0,1274 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 = 127,4 \text{ l/s}/\text{km}^2.$$

Wynik ten dla maks. letniego i ściśle oznaczonej wielkości powierzchni jest znacznie większy od wyniku poprzednio obliczonego dla maks. wiosennego bez względu na wielkość obszaru, który należy odprowadzić.

Tam otrzymaliśmy skrajne wartości indywidualne tylko dla Małopolski wschodniej

$$q_{cw} = 74,7 \text{ l/s}/\text{km}^2 \text{ i } p_{dw} = 39,3 \text{ l/s}/\text{km}^2,$$

a tu wynik ważny dla całego obszaru polskiego

$$q_l = 127,4 \text{ l/s}/\text{km}^2.$$

Intensywność deszczu, jak wynika ze wzorów 3 a, zależy jednak od wielkości zasięgu A deszczu

nawalnego, t. zn. wartość jej maleje ze wzrostem wielkości jej zasięgu, czyli ze wzrostem wielkości obszaru odwadnianego, co powoduje regresję współczynnika spływu q_l dla maks. letniego. Obliczając bowiem tymi samymi wzorami współczynnik spływu dla deszczów nawalnych i wielkości zasięgu $A = 5 \text{ km}^2$, otrzymamy:

$$n = 4,0 \text{ mm/min}, t = 98,58'' \text{ a } q_l = 0,0304 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

czyli wartość mniejszą od dolnego krańca wartości współczynnika spływu q_{dw} dla maks. wiosennego.

Z tego wynika niedwuznacznie, że dla celowego zaprojektowania wymiarów urządzeń odwadniających, musimy dla małych obszarów uwzględnić maks. letnie q_l , a dla większych — maks. wiosenne (według wzoru 1), oraz że dla obydwu obliczonych krańców q_{cw} i q_{dw} istnieje taka wielkość obszaru dla której

$$q_{cw} = q_{l1} \text{ i } q_{dw} = q_{l2} \quad (5)$$

i te obszary, różne co do wielkości dla łąk i roślin uprawnych, przyjmujemy za obszary graniczne.

Wielkość tych obszarów znajdziemy rachunkowo następującym sposobem:

Ponieważ:

$$Q_l = \varphi \times n \text{ a } Q_l \times t = \varphi \times n \times t$$

oraz $q_w = \frac{Q_l \times t}{T} = \frac{\varphi \times n \times t}{T}$, przeto otrzymujemy

$$\text{relację } n = \frac{q_w \times T}{\varphi \times t} = a + \frac{b}{\sqrt[3]{t}} \quad (6)$$

w której niewiadomą jest tylko czas trwania opadu nawalnego. Obliczywszy (rachunek jest dość żmudny, ponieważ chodzi tu o rozwiązanie równania 4-go stopnia) z równania 6-go czas t , wstawiamy znaną wartość w równanie 4 a i otrzymujemy wielkość intensywności n , na podstawie której łatwo już obliczyć zasięg A powierzchni obszaru (według wzoru 3 b).

Wykonawszy działania rachunkowe dla obszarów łąkowych, t. zn. dla czasu trwania spływu maks. wiosennego $T_w = 18$ dni i czasu trwania spływu maks. letniego $T_l = 12$ godzin, otrzymamy, a) dla górnego krańca:

$$t_{l1} = 1,349' = 80,94'',$$

$$n_1 = 4,288 \text{ mm/min} = 0,0000715 \text{ m/s},$$

$$A_1 = 1,80 \text{ km}^2 = 180 \text{ ha} \text{ oraz}$$

$$q_{cw} = q_{l1} = 0,0744 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 = 74,4 \text{ l/s}/\text{km}^2;$$

i podobnie dla

b) dolnego krańca:

$$t_{l2} = 1,533' = 91,98'',$$

$$n_2 = 4,095 \text{ mm/min} = 0,0000682 \text{ m/s},$$

$$A_2 = 3,70 \text{ km}^2 = 370 \text{ ha, wreszcie}$$

$$q_{dw} = q_{l2} = 0,0393 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 = 39,31 \text{ l/s}/\text{km}^2.$$

Z powyższego przedstawienia sprawy wynika, że sposób obliczania objętości wody którą należy

odprowadzić z zabagnionych obszarów łąkowych i pastwiskowych, zależy jest od wielkości tych obszarów w granicach od 180 ha do 370 ha.

Jeżeli dla naszych warunków meteorologicznych i klimatycznych, na całym obszarze Polski, przyjmiemy przeciętnie

$$A_l = \frac{A_1 + A_2}{2} = \frac{180 + 370}{2} = 275 \text{ ha}$$

to dla celowego obliczenia wymiarów urządzeń odwadniających, należałoby liczyć obszary mniejsze od wyznaczonej wartości granicznej A_l według maks. letniego (q_l), a obszary większe według maks. wiosennego (q_w).

Jeżeli podobny rachunek przeprowadzimy dla roślin uprawnych, dla których czas spływu maks. wiosennego $T_w = 12$ dni, a czas spływu dla maks. letniego $T_l = 6$ godzin, to otrzymamy, dla podanych sposobów obliczenia q_{cw} i q_{dw} , wartości krańcowe;

a) dla krańca górnego:

$$t_{l1} = 84,96'',$$

$$n_1 = 4,211 \text{ mm/min} = 0,0000702 \text{ m/s},$$

$$A_1 = 2,45 \text{ km}^2 = 245 \text{ ha, oraz}$$

$$q_{cw} = q_{l1} = 0,1126 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 = 112,6 \text{ l/s}/\text{km}^2;$$

podobnie

b) dla krańca dolnego:

$$t_{l2} = 94,38'',$$

$$n_2 = 4,057 \text{ mm/min} = 0,0000676 \text{ m/s},$$

$$A_2 = 4,20 \text{ km}^2 = 420 \text{ ha, wreszcie}$$

$$q_{dw} = q_{l2} = 0,0703 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 = 70,3 \text{ l/s}/\text{km}^2,$$

czyli przeciętna wielkość obszaru dla upraw rolnych, wyznaczona jak poprzednio, będzie:

$$A_{or} = \frac{A_1 + A_2}{2} = \frac{245 + 420}{2} = 332,5 \text{ ha}$$

okrągło 333 ha.

Te przeciętne cyfry $A_l = 275 \text{ ha}$ i $A_{or} = 333 \text{ ha}$ spełniają dobrze rolę orientacyjną.

Dokładniej będziemy jednak liczyli jeżeli uwzględnimy krańce górne i dolne, mianowicie, dla łąk $A_1 = 180 \text{ ha}$ i $A_2 = 370 \text{ ha}$, a dla pól ornych $A_1 = 245 \text{ ha}$ i $A_2 = 420 \text{ ha}$, między którymi należy liczyć obydwoma sposobami t. zn. obliczyć tak — maks. wiosenne, jak i — maks. letnie, a większy wynik uwzględnić przy obliczaniu wymiarów urządzeń odwadniających.

Jeżeli dany obszar jest mniejszy aniżeli $A_l = 180 \text{ ha}$ i $A_{or} = 245 \text{ ha}$, to bezwzględnie należy zastosować maks. letnie, a jeżeli jest większym od $A_l = 370 \text{ ha}$ lub $A_{or} = 420 \text{ ha}$, to należy liczyć według maks. wiosennego.

Oczywiście cyfry te są ważne dla przyjętych warunków spływu t. zn. dla łąk — 18 dni, względnie 12 godzin, a dla roślin uprawnych 12 dni, względnie 6 godzin. Aby zagadnienie wyczerpująco omówić podamy tu jeszcze kilka wzorów powszechnie w meljoracji używanych.

Wzory te dają wyniki w średnich granicach dowolne, ponieważ wyniki te zależne są od dowolnych przyjęć wysokości warstwy opadowej i innych wartości, przyczem niema przy nich bliższych objaśnień co do charakteru opadów (zimowe, letnie, rozlewne, intensywne i t. p.).

I tak: w podręczniku Cz. Skotnickiego „Nauka meljoracji” Lwów-Warszawa 1925, podano:

„W zwykłych wypadkach bierze się za podstawę do obrachunku przy niewielkich zlewniach opad deszczowy jednodniowy (h_d), ocenia procentowo część na wsiąkanie i parowanie, warunkując aby reszta $m^0/0$) pływać mogła w przeciągu jednego dnia.

W ten sposób obliczona ilość odpływów będzie

$$\frac{10^6 \times \frac{m}{100} \cdot h_d}{86400} = 0,116 h_d \times m \quad \text{'' (7)}$$

Autor jednak nie podaje co uważa za zwykły wypadek, jaką wielkość graniczną posiada ta nie wielka zlewnia, jaki bierzemy opad jednodniowy (czy przeciętny z całego roku, czy maksymalny jako średni maksimum rocznych, czy wreszcie abs. maks.), wreszcie również nie podaje w jaki sposób ocenia się wsiąkanie i parowanie celem wyznaczenia liczby m . Nawet w przybliżeniu nie podaje pewnych granic tej liczby.

A dalej:

„W okolicach płaskich z powolnym odpływem powierzchniowym wystarcza przyjęcie pod uwagę tylko miesięcznych opadów i założenie, ażeby całkowity opad (h_m) spłynął w czasie o połowę krótszym, skąd ilość wody określa się:

$$\frac{10^6 h_m}{15 \times 87400} = 0,77 h_m m^3 \quad \text{(8)}$$

Im większą jest zlewnia, tem ogólnie wzięwszy można przyjąć wolniejszy z niej spływ powierzchniowy, większy procent na wsiąkanie i parowanie, a ilość wody spływającą z jednostki obszaru mniejszą”.

I tu autor także nie podał żadnych granicznych wartości i nie określił jakie spadki wzgl. nachylenia stoków posiadają okolice płaskie i co to jest wolny spływ i jaki procent oznaczyć na wsiąkanie i parowanie, wreszcie jakie h_m należy we wzorze 8 użyć. Również nie podaje autor żadnego przykładu cyfrowego, wobec czego wzory 7 i 8 nie mogą mieć ani teoretycznego, ani tembardziej praktycznego znaczenia, bowiem wyniki niemi otrzymane zależą od t. zw. czucia hydrologicznego rachującego, a różnice, otrzymane przez dwóch niezależnie od siebie liczących, przekraczają 100% wartości otrzymanych.

Tu należy zaznaczyć, że wyrobienie czucia hydrologicznego jest o wiele trudniejsze i wymaga

więcej pracy i zdolności aniżeli nabycie czucia statycznego (konstrukcyjnego).

Dla przykładu jednak spróbujmy obliczyć q_7 i q_8 według wzorów 7 i 8, dla najniekorzystniejszych warunków opadu i spływu. Przyjmijmy zatem obszar bardzo mały od 1 do 200 ha oraz $h_d = 100$ mm (która to wartość jest bardzo znaczną jako opad dzienny, ponieważ opad taki nie może wytworzyć tylko deszcz rozlewny, musi on być zasilany deszczami o większej intensywności), wreszcie glebę nieprzepuszczalną i parowanie = 0, wówczas otrzymamy dla $m = 100$:

$$q_7 = \psi_7 \times h_d \times m = 0,11574 \times 0,1 \times 100 = 1,1574 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

co wobec poprzednich wyników jest nonsensem.

Podobnie dla najniekorzystniejszych warunków otrzymamy według wzoru 8 dla Podola:

$$q_8 = \psi_8 \times h_m = 0,7716 \times 0,0994 = 0,0767 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Ten wynik zbliża się do wartości otrzymanych dla dolnego krańca pól ornych przy 6-godzinnym spływie, mianowicie:

$$q_{dow} = q_{t_2} = 0,0703 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2.$$

Przy tym ostatnim przykładzie (wzór 8) przyjęto h_m według odsetek rocznych maksimum miesięcznego, mianowicie maks. to w południowo-wschodnim Podolu wypada w czerwcu i wynosi 14% rocznego opadu $h = 10$ mm, czyli $0,71 \times 14/100 = 0,0994$ m.

Z powyższych przykładów wynika, że wzorami 7 i 8 możemy otrzymać wyniki tylko surowe, przyczem wzór 7 jest zupełnie niejasny, gdy wzorami R o ż a ń s k i e g o, H e l l m a n n'a, oraz wzorem ogólnym na maks. wiosenne otrzymujemy wyniki szczegółowe i bardzo dokładne, a wzorami wymienionych autorów, wyniki uwzględniające wielkość mającego się odwoźnić obszaru.

Poza wzorami przytoczonymi, istnieje jeszcze cały szereg wzorów praktycznych, służących do obliczania spływu z mniejszych i większych obszarów. Wartości wyników uzależnione są w tych wzorach przeważnie od miejscowych warunków opadowych, n. p. niektórzy autorowie proponują tak obliczać wymiary urządzeń odwadniających, aby niemi mogły odpływać opady czteromiesięczne lub kwartalne w ciągu miesiąca, względnie w ciągu 15 dni. Inni znów biorą pod uwagę 25% spływu całorocznego opadu — nie wyróżniając okresów wilgotniejszych od mniej wilgotnych (w ciągu jednego miesiąca).

Są to propozycje ujęte wzorami matematycznymi, dość niewyraźnie, a wyniki niemi otrzymane mogą służyć tylko do orientacji ogólnej i to dla bardzo wielkich obszarów, o wielkości powierzchni powyżej 4000 ha.

Wyniki spostrzeżeń wodowskazowych w związku z regulacją Wisły na odcinku Wisłoka–Zawichost.

Przedstawienie ważniejszych wyników spostrzeżeń wodowskazowych w związku z prowadzonymi na wymienionym odcinku Wisły i na ujściowym odcinku Sanu robotami regulacyjnymi będzie przedmiotem niniejszego artykułu.

Użyte będą tutaj spostrzeżenia ze wszystkich istniejących dotychczas na wymienionym odcinku Wisły wodowskazów i w Radomyślu na Sanie (rys. 1) w okresie 1881 do 1935 roku.



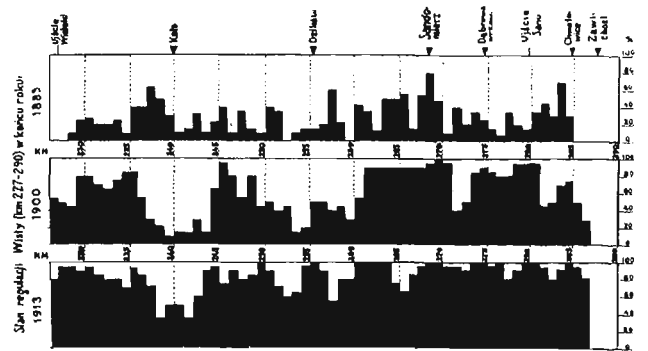
Rys. 1.

Dla zachowania ciągłości tych spostrzeżeń brakujące z czasu wojny uzupełniono, opierając się na związkach wodowskazów. Przerwane na wszystkich prawie wodowskazach danego odcinka Wisły spostrzeżenia w drugiej połowie 1914 i w pierwszej — 1915 r., uzupełniono na podstawie wodowskazu Niziny (km 229,7) jedyne, na którym spostrzeżenia nie były wówczas przerywane. Brakujące spostrzeżenia w Sandomierzu i Zawichoście od drugiej połowy 1915 do 1918 r. włącznie (oprócz r. 1917 dla Zawichosta z zachowanymi bezpośrednio spostrzeżeniami) uzupełniono dla Sandomierza według Dąbrowy wrzawskiej i dla Zawichosta według Chwałowic.

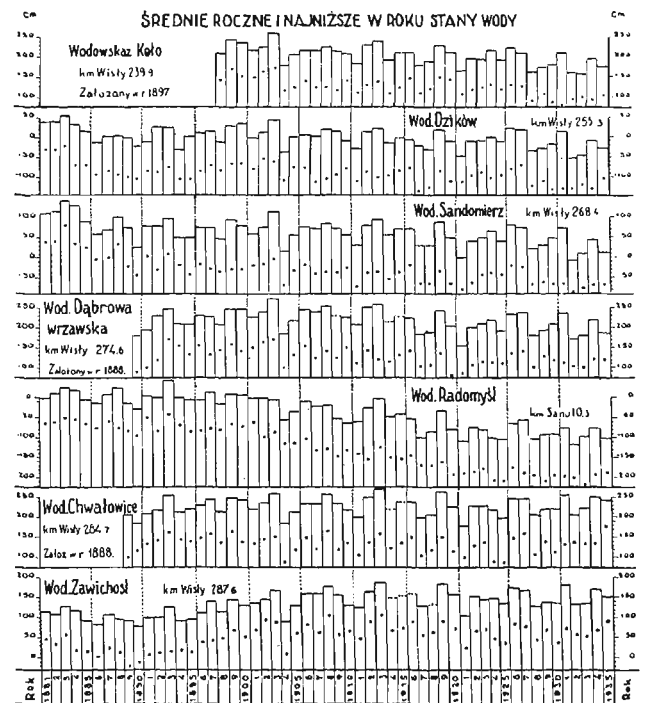
Przy dokonywaniu obliczeń wszystkie odczyty na wodowskazach Sandomierza i Zawichosta, na których zera były zmienione w r. 1887, odniesiono do jednego i tego samego, obecnego położenia zera. Co do innych wodowskazów niema wyraźnych wskazań o zmianach ich zer, przyjmuje się więc, że nie ulegały one zmianom. Zmiany zaś rzędnych zer tych wodowskazów, o ile wiadomo, nie są zmianami ich położenia, lecz tylko zmianami rzędnych wskutek na nowo przeprowadzonej i na nowo obliczonej podstawowej niwelacji. Takie zmiany zasły głównie od rocznika hydrograficznego z r. 1906.

Na rysunkach 4 i 5 przedstawione są dla każdego z wodowskazów średnie arytmetyczne z codziennych rannych odczytów i średnie z najniższych w roku kolejno z roku na rok z poprzedniego dziesięciolecia, a więc dla dziesięcioleci: 1881 — 1890, 1882 — 1891 i t. d. Takie dziesięcioletnie¹⁾ średnie wprowadza się do wykresów w tym celu, aby o ile możliwości wyeliminować wpływ poszczegól-

nych lat o rozmaitej ilości opadów i w związku z tem, aby przebieg wykreślonych krzywych w ogólnych przynajmniej zarysach był wskazówką co do zmian, jakie zachodziły w przekroju koryta. Poza tem podane są też (graficznie) na rys. 3 średnie roczne i najniższe w roku stany wody z okresu od 1881 do 1935 r., które służyły do obliczenia średnich dziesięcioletnich. Przy obliczaniu średnich nie wyłączono tych stanów wody, które mogły być spalone przez zator, takie bowiem wyłączenia, komplikując obliczenia w praktyce, nie mia-



Rys. 2.
Rozwój robót regulacyjnych.



Rys. 3.

łyby znacniejszego wpływu na ostateczne wyniki obliczeń.

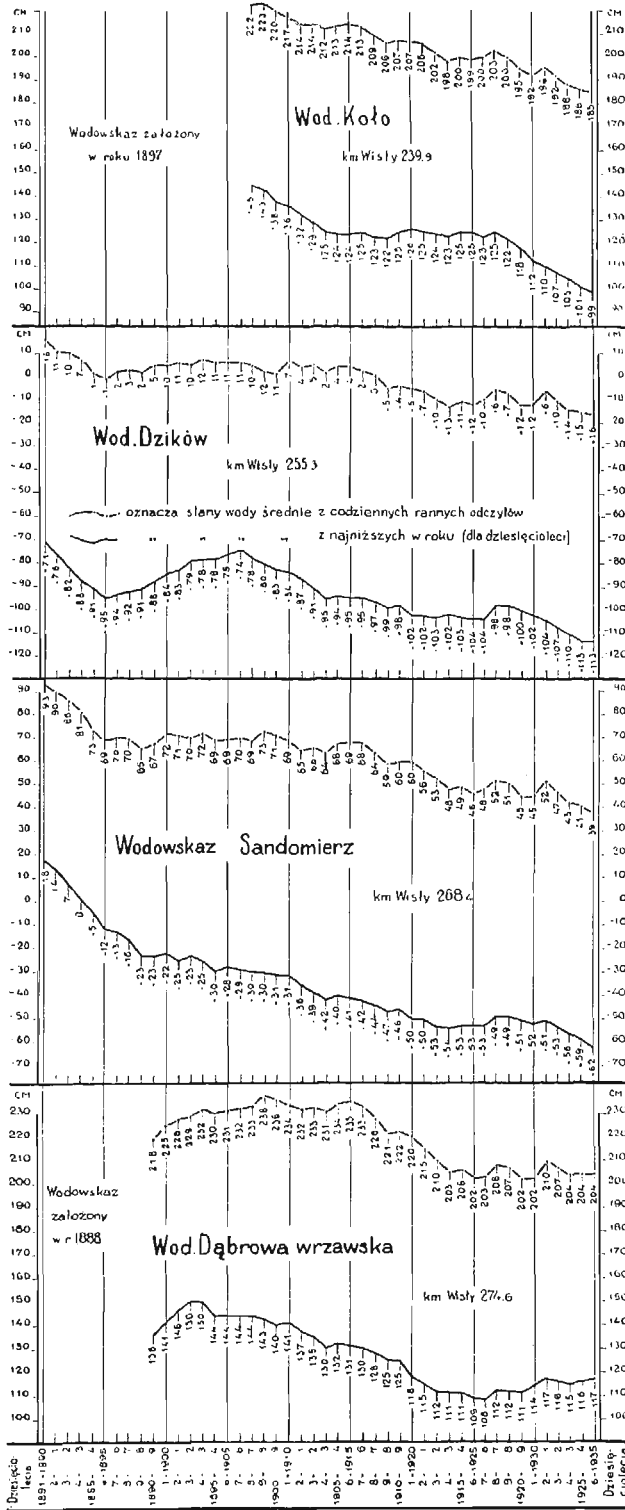
Systematyczne roboty regulacyjne na omawianym odcinku Wisły, które na przeobrażenia

¹⁾ Inż. J. Lambor. Obniżenie koryta rz. Wisły na przestrzeni pomorskiej (Czas. Techn. N 3 z r. 1935).

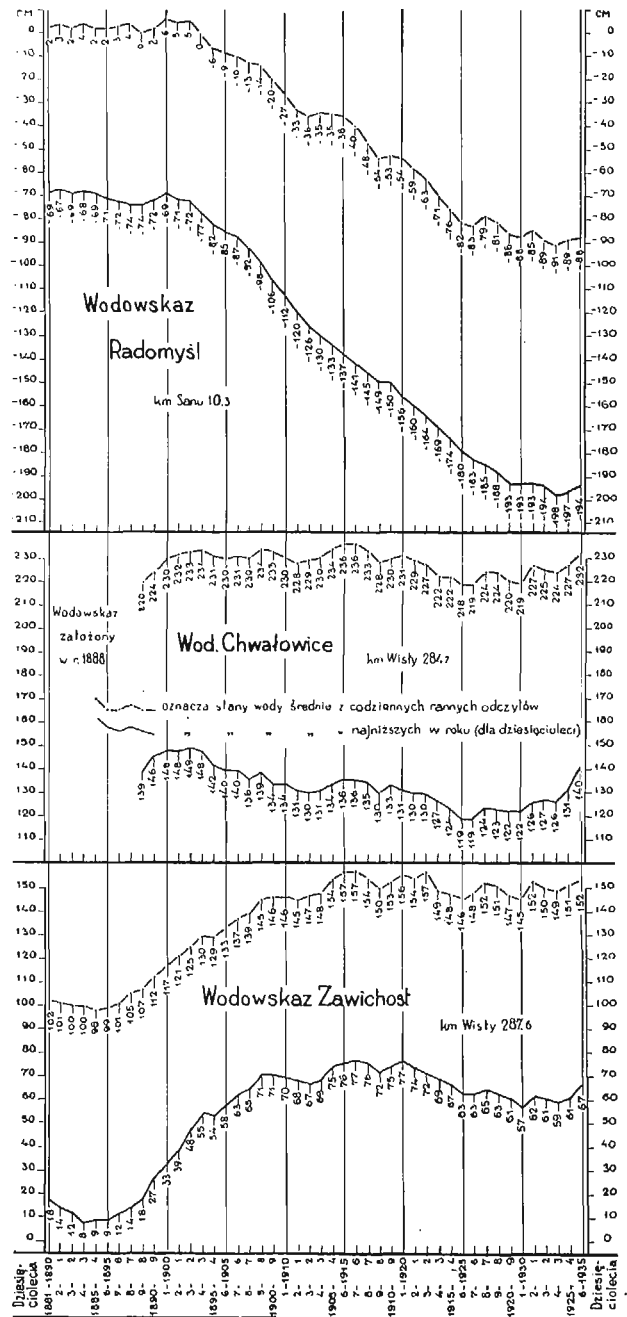
koryta wpływały, rozpoczęte były około roku 1873. Rozwój tych robót do roku 1914 przedstawia rys. 2, na którym podano ich stan z końca roku 1885, 1900 i 1913 na poszczególnych kilometrach w procentach ogólnej długości budowli, objętych projektem regulacji. Jednocześnie stopniowo obsadzano wikliną tworzące się poza budowlami regulacyjnymi i pod ich wpływem odsypiska, wskutek czego powstają przy „starych brzegach” nowe grunty o znacznej naogół wysokości, użytkowane jako kępy,

których obszar w r. 1914 na odcinku Wisły Wisłoka—Zawichost wynosił w przybliżeniu do 2000 ha. Powyżej omawianego odcinka Wisły, między Wisłoką a Dunajcem, roboty rozwijały się znacznie wolniej. Wówczas gdy na odcinku Wisłoka-Zawichost w końcu 1913 roku było 88% wykonanych robót, to na odcinku Wisłoka — Dunajec tylko 55%, zaś w km. 287 (pod Zawichostem) roboty zupełnie się urywały i aż do r. 1920 Wisła była od tego miejsca wdół w zupełnie dzikim stanie.

W sierpniu 1914 roku następuje zahamowanie normalnego rozwoju robót regulacyjnych, wyznaczone bowiem na te roboty w ciągu następnych 4½ lat wojny fundusze nie wystarczają nawet na utrzymanie budowli w stanie z roku 1914. Na podstawie studjów, przeprowadzonych jeszcze w ostat-



Rys. 4.
Średnie i średnio-niskie stany wody dla kolejnych dziesięcioleci.



Rys. 5.
Średnie i średnio-niskie stany wody dla kolejnych dziesięcioleci.

nich latach okresu przedwojennego, uznana była konieczność zwężenia trasy regulacyjnej i począwszy od r. 1919, poza odbudową zniszczeń z czasów wojny, w szeregu miejscowości na odcinku powyżej Zawichosta wykonywano zwężające trasę budowle, jak naprz. naprzeciw Sandomierza, Dzikowa, Koła i t. d. Począwszy zaś od Zawichostu wdół, na przestrzeni kilku km rozpoczęto w r. 1920 systematyczną regulację koryta. Przedstawienie stanu robót regulacyjnych około r. 1930 i wogóle po r. 1914 w podobny sposób, jak dla lat 1885, 1900 i 1913 (rys. 2) nie jest możliwym, względnie dość utrudnionem, wobec braku zdjęć i obliczeń, jakie przed r. 1914 były w pewnych (zwykle 5-cioletnich) odstępach czasu wykonywane dla komisji „międzynarodowych”. Uzupełniając wciąż chociaż ogólnie podane wyżej wiadomości należy dodać, że rozpoczęte w r. 1920 nowe roboty na kilku km od Zawichostu wdół posunęły się do r. 1930 znacznie naprzód z pewnem ustaleniem się i skoncentrowaniem koryta, następnie jednak wobec braku funduszy postęp ten został zahamowany. Z tego też powodu nie można zanotować postępu (od r. 1930) w uzupełniających regulację robotach na odcinku powyżej Zawichostu.

Rozwój obwałowania, pozostający też w pewnym związku z przeobrażeniem się koryta rzeki nawet dla wód zwykłych, jest odnośnie do omawianego odcinka Wisły przedstawiony na str. 117—121 „Gospodarki Wodnej” z r. 1935.

Przebieg krzywych dla średnich i średnio-niskich stanów wody, przedstawionych na rys. 4 i 5, w ogólnych przynajmniej zarysach znajduje się w ścisłym związku z opisanym rozwojem regulacji (i w pewnym stopniu obwałowania). Przy badaniu i porównywaniu tych krzywych możnaby wyjaśnić niejedną też szczegół ich przebiegu i załamania, tutaj jednak ograniczymy się do uwydatnienia najważniejszych tylko faktów przez te rysunki wyrażone.

A więc wspomniane krzywe, poza krzywą dla Zawichostu, dla średnio-niskich stanów wody obniżają się, co jest wyrazem obniżania się koryta. Stosunkowo bardzo małe obniżenie daje się zauważyć dla wodowskazu Chwałowice, co wskazuje na większą stałość dna przy tym wodowskazie.

Największe obniżenie dna ma miejsce przy wodowskazie Radomyśl w 10,3 km Sanu, a to wskutek przeprowadzonej mniej więcej w okresie 1900

—1914 na jego dolnym odcinku regulacji i utworzeniu się nowych o znacznej wysokości brzegów. Przedtem jeszcze ten dolny odcinek Sanu był obwałowany, co przyczyniło się do większej jeszcze koncentracji odpływu wód.

Spośród wodowskazów omawianego odcinka Wisły największe stałe obniżanie się dna w całym rozpatrywanym okresie (1881—1935) widzimy przy wodowskazie pod Sandomierzem, gdzie budowle zwężające koryto wcześniej, niż gdzieindziej, były wykonane i następnie stale uzupełniane i konserwowane, a w ostatnim 10-cioleciu trasa regulacyjna była częściowo zwężona, jak również skoncentrowany był odpływ wód wielkich przez usypanie wałów bliżej Wisły.

Wyraźne podnoszenie się dna koryta wykazuje tylko wodowskaz Zawichost, początkowo znaczne, potem coraz mniejsze, wreszcie niewiele w okresie 1920 do 1930 r. obniża się ono nieco, a od r. 1930 wykazuje skłonność do podnoszenia się. Znajduje się to w związku z dziejami i zmieniającą się intensywnością robót regulacyjnych powyżej i poniżej Zawichostu, jak wyżej podano w zarysach ogólnych.

Przebieg krzywych średnio-niskich i średnich stanów wody (rys. 4 i 5) dla tych samych wodowskazów jest naogół zbliżony, jednak ich stopień obniżania się czy wznoszenia, jak i pewne szczegóły w załamaniach są nieco odmienne. Pochodzi to stąd, że średnio-niskie stany wody są wyrazem obniżania się lub podnoszenia tylko części koryta dla wód niższych, zaś średnie z odczytów z każdego dnia dziesięciolecia są wyrazem ogólnego przeobrażenia całego koryta dla wszystkich wodostanów. Doświadczenie poucza, że koryto nie zawsze we wszystkich swych częściach jednokierunkowo się zmienia. Może, naprzykład, dno części koryta dla wód zwykłych obniżać się, a jednocześnie jego ogólny przekrój poprzeczny zmniejszać się wskutek narastania nowych brzegów i wogóle podnoszenia się terenów zalewowych. Okoliczności te należy mieć na uwadze przy bliższym rozpatrywaniu i porównywaniu wykresów.

Powyzsze wyjaśnienia przedstawionych wykresów nie wyczerpują tematu niniejszego artykułu. Wykresy te same przez się lub w związku z innymi materiałami, jakie można jeszcze zdobyć, można traktować jako oparcie do więcej szczegółowych i gruntowniejszych studiów w tej sprawie.

Inż. Edward Czetwertyński

Prace laboratorium betonowego kierownictwa budowy zbiornika w Rożnowie.

(dokończenie)

Przeprowadzone badania.

Po ukończeniu baraku i niezbędnych urządzeń do rozpoczęcia prac laboratorium, dnia 23 lipca 1935 r. przystąpiono do pierwszej czynności badawczej, czyli do pobrania próbek z szutrowiska, przeznaczonego do eksploatacji i zbadania składu pospółek naturalnych.

Kruszywo do budowy zapory pobierane będzie z szutrowiska na Witkówce, położonego powyżej przyszłej zapory. Złóża te zapewne pokryją całkowicie zapotrzebowanie materiału do budowy, w każdym razie są dostateczne do zapewnienia potrzebnej ilości na jakie dwa lata budowy. O ile okaże się przy eksploatacji, że ilości materiału z

Witkówki nie są dostateczne, to w każdym razie będzie dostateczna ilość czasu dla przeprowadzenia badań innych żwirowisk. Obecne badania ograniczają się tylko do badań Witkówki.

Należy przytem zaznaczyć, że była rozpatrzo-
na ewentualność wykorzystania do betonów materia-
łu wydobytego z wykopu fundamentowego pod
zapórę, jednakże już pobieżne badania wykazały
nieprzydatność tego materiału, wobec czego kon-
cepcję tę odrzucono.

Dla ustalenia składu materiału pobrano z Wit-
kówki próby z 11 szybów. Szyby próbne wyko-
nywano o wymiarach $1,50 \times 1,00$ m dla umożliwie-
nia zejścia w dół robotnika. Materiał, który służył
jako próbka, pobierano z powierzchni $0,60 \times 1,00$
m. Szyby zagłębiano do poziomu 20—30 cm poniżej
wody gruntowej.

Krzywe przesiewu zestawiono w granicach od 0,25
do 80 mm i od 0,25 do 120 mm, gdyż przewidywa-
na jest możliwość zastosowania betonów o oby-
dwóch granicach uziarnienia.

Zwracając uwagę jest zestawienie krzy-
wych przesiewu z szybów od 1 do 6 (rys. 7 a i b),
daje się bowiem zauważyć prawie równomierne
przesunięcie poszczególnych krzywych. Zważyw-
szy, że szyby 1—6 są położone wzdłuż Dunajca,
widzimy wyraźnie zmianę uziarnienia naniesionego
rumowiska w kierunku biegu wody, przyczem znaj-
dujemy więcej części śrubych w górze, więcej zaś
drobnych w dole.

Materiał składa się przeważnie z piaskowców
i granitów. W grubszych częściach składowych,
określając na oko, znajduje się więcej granitów,
niż w średnich. Tem by się dały wytłumaczyć nie-

T A B L I C A I.

Procentowe zestawienie uziarnienia kruszywa z poszczególnych szybów Witkówki
(%o liczone wagowo).

Skła- dowe	Materiał w granicach 0,25 — 120 mm												Materiał w granicach 0,25 — 80 mm													
	N u m e r y s z y b ó w											Średnio	N u m e r y s z y b ó w											Średnio		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		%	Σ%	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11
120—80	5,2	2,6	4,8	6,0	9,3	8,4	8,1	11,1	4,8	7,6	8,3	6,9	100,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
80—40	16,9	17,3	20,0	26,0	25,7	24,9	20,0	22,8	15,3	21,9	25,0	21,4	93,9	17,7	17,8	21,0	27,7	28,5	27,2	21,8	25,5	16,2	23,8	27,2	23,1	100,0
40—30	8,1	10,3	9,3	12,4	12,8	13,5	7,7	9,4	6,6	10,6	10,2	10,1	71,7	8,5	10,6	9,8	13,2	14,2	14,7	8,4	10,5	6,9	11,5	11,1	10,8	76,9
30—20	9,2	11,9	11,8	12,8	14,6	16,1	8,4	10,5	7,4	12,0	11,3	11,5	61,6	9,6	12,3	12,3	13,6	16,1	17,5	9,2	11,9	7,8	13,0	12,3	12,3	66,1
20—10	10,7	13,7	14,6	13,3	14,7	17,0	9,7	10,8	7,9	12,5	12,3	12,5	50,1	11,2	14,1	15,3	14,1	16,3	18,6	10,5	12,2	8,3	13,5	13,5	13,4	53,8
10—4	6,1	6,6	6,2	5,0	5,2	5,9	4,1	4,3	2,9	4,3	5,7	5,1	37,6	6,4	6,7	6,6	5,3	5,7	6,5	4,4	4,9	3,0	4,6	6,2	5,5	40,4
4—2	6,1	4,1	4,9	3,8	3,7	4,0	3,5	4,6	2,1	3,4	7,0	4,3	32,5	6,4	4,2	5,1	4,1	4,1	4,3	3,8	5,2	2,3	3,6	7,6	4,6	34,9
2—1	11,3	5,2	5,4	4,7	3,4	2,9	7,4	7,4	2,9	5,8	8,4	5,9	28,2	12,4	5,3	5,7	5,0	3,7	3,3	8,1	8,3	3,1	6,3	9,2	6,4	30,3
1—0,5	17,3	16,7	13,2	8,8	4,8	3,6	20,8	10,5	24,8	13,0	4,0	12,5	22,3	18,2	17,1	13,9	9,3	5,1	3,9	22,6	11,8	25,7	14,1	4,4	13,3	23,9
0,5—0,25	9,1	11,6	9,8	7,2	5,8	3,7	10,3	8,6	25,3	8,9	7,8	9,8	9,8	9,6	11,9	10,3	7,7	6,3	4,0	11,2	9,7	26,7	9,6	8,5	10,6	10,6

Na przestrzeni, na której znajdują się szyby
od 1 do 6, szutrowisko jest czyste, niepokryte
warstwą gleby, przy pobieraniu próbek z pozosta-
łych szybów usuwano wierzchnią warstwę gleby.

Wydobyty materiał dostarczano do laborator-
jum w zamkniętych skrzynkach, gdzie przechowy-
wany był oddzielnie materiał z poszczególnych
szybów. Badań różnic składu materiału wydobyte-
go z różnych głębokości nie przeprowadzano.

Równoległe z pobieraniem próbek przystąpio-
no do badań uziarnienia kruszywa. Dziennie (w
ciągu 8-u godzin) przy użyciu 2-ch kompletów sit
przesiewano 600—700 kg wysuszonego kruszywa.
Drobne części poniżej 4 mm poddano badaniu na
zawartość części pyłowych i organicznych.

Wyniki badań uziarnienia pospółki naturalnej
zestawione są w tablicy I, oraz przedstawione na
wykresach (rys. 7). Krzywe przesiewu wykreślone
są w podziałce logarytmicznej. Części pyłowe
(mniejsze niż 0,25 mm) przy zestawieniu krzywych
pominięto, nie będą one bowiem użyte do betonów,
podobnie pominięto ziarna większe od 120 mm.

co większe ciężary gatunkowe grubszych składo-
wych w porównaniu do średnich (tabl. II i rys. 8).
Drobne części składowe wykazują znów wzrost
ciężarów gatunkowych, spowodowany, jak sędzę,
znaczną zawartością ziarn kwarcu.

Ziarna piaskowca posiadają naogół kształt
spłaszczony, niekiedy znacznie, wówczas gdy ziar-
na granitu bardziej zbliżone są do kształtów kuli-
stych.

Badania przeprowadzone ługiem sodowym
(NaOH) wykazują (w kruszywie niepłókanem) za-
wartość związków organicznych w granicach do-
puszczalnych, podobnie dodatnie wyniki dają ba-
dania części pyłowych.

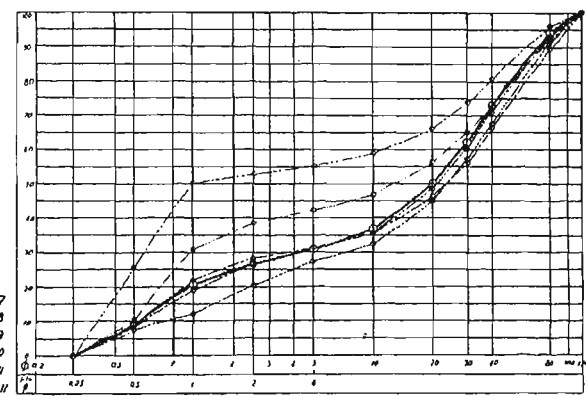
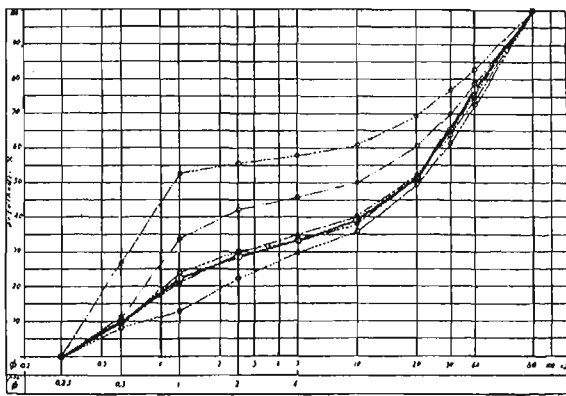
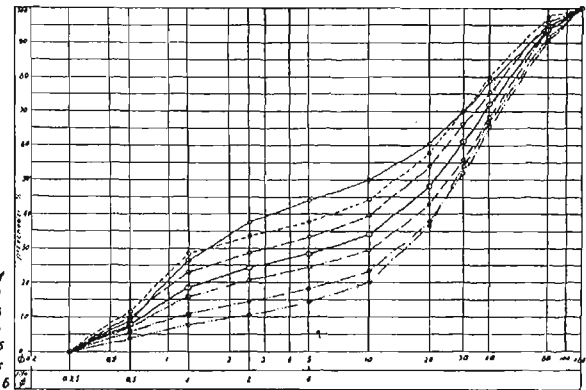
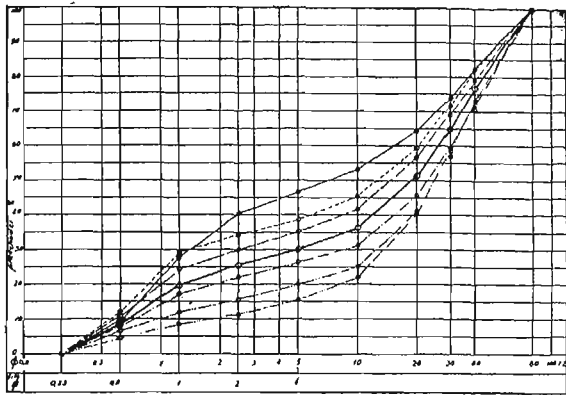
Reasumując powyższe wyniki, można powie-
dzieć, że aczkolwiek ciężary gatunkowe materiału
pobieranego z Witkówki nie są zbyt wysokie, jed-
nakże nadaje się on do betonów.

Przystępując do następnego etapu badań, t. zn.
do ustalenia składu betonu, laboratorium ma przed
sobą dwa zadania: dobranie jaknajszczelniejszego
betonu na okładzinę odwodną i ustalenia mieszan-

ny dającej dla całego korpusu zapory beton o wymaganej wytrzymałości. Zadania te muszą być rozwiązane z uwzględnieniem praktycznych możliwości wykonania betonu i jaknajlepszego wykorzystania naturalnego składu kruszywa.

Badania nad ustaleniem składu betonu są

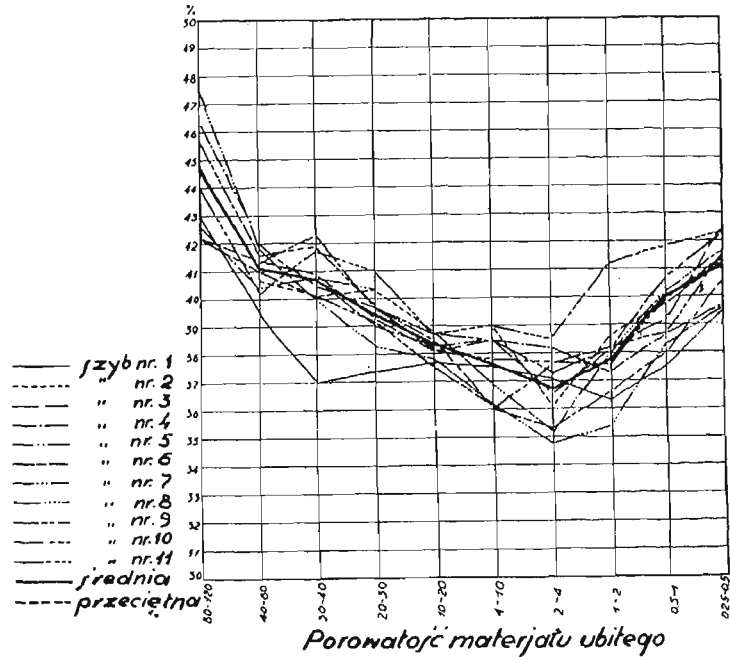
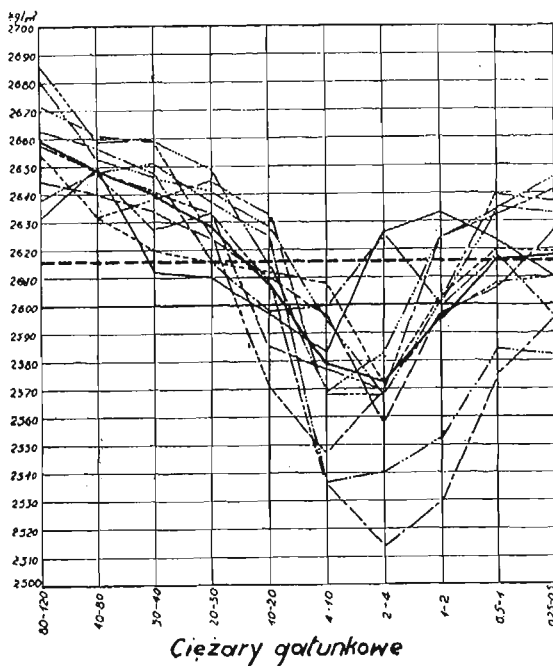
obecnie w toku i przedwczesnym byłoby mówienie o ich wynikach, oraz wyciąganie jakichkolwiek wniosków ze stosunkowo niewielkiej ilości dotychczas wykonanych prób. Narazie chcę tylko wzmiankować o wpływie podkładek przy zgniataniu próbek betonu. Przy kruszeniu pierwszych próbek,



Materiał w granicach od 0,25mm. do 80mm

Materiał w granicach od 0,25mm. do 120mm.

Rys. 7 a i b.
Krzywe przesiewu.



Rys. 8.

T A B L I C A II.

Zestawienie ciężarów gatunkowych i porowatości poszczególnych składowych materiału pobranego z Witkówki.

Składowe	Ciężary gatunkowe											Średnio	Przeciętny c. gat.	Porowatość materiału ubitego w %											Średnio
	Numery szybów													Numery szybów											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
120—80	2,63	—	2,65	2,66	2,64	2,66	2,68	2,69	—	2,65	2,67	2,66	44,1	—	45,7	46,4	44,7	47,5	42,7	42,2	—	45,8	43,0	44,7	
80—40	2,65	2,63	2,64	2,66	2,65	2,65	2,65	2,66	2,65	2,63	2,66	2,65	39,6	40,7	41,4	42,1	42,0	41,7	40,4	41,0	41,3	41,6	40,2	41,9	
40—30	2,61	2,62	2,63	2,65	2,65	2,64	2,65	2,66	2,63	2,64	2,66	2,64	37,0	40,1	40,9	40,7	40,5	40,0	40,8	40,1	42,3	41,9	41,7	40,6	
30—20	2,61	2,62	2,62	2,62	2,64	2,63	2,64	2,65	2,63	2,64	2,62	2,63	37,4	40,3	39,3	39,0	39,7	38,3	40,3	39,2	39,7	39,7	41,0	39,4	
20—10	2,60	2,61	2,61	2,60	2,63	2,61	2,63	2,61	2,59	2,63	2,57	2,61	37,7	38,7	38,1	38,3	38,5	37,8	38,8	37,5	38,7	38,2	38,7	38,3	
10—4	2,58	2,61	2,60	2,60	2,54	2,54	2,60	2,60	2,58	2,57	2,55	2,58	37,5	39,0	38,5	38,5	36,0	36,2	36,9	36,1	38,5	37,8	38,9	37,6	
4—2	2,63	2,57	2,56	2,63	2,54	2,51	2,57	2,58	2,57	2,57	2,57	2,57	37,1	36,1	36,5	38,2	35,3	34,8	35,2	37,6	37,3	37,7	38,5	36,7	
2—1	2,63	2,60	2,60	2,60	2,55	2,53	2,60	2,62	2,62	2,60	2,60	2,60	36,3	38,6	38,1	37,3	36,6	35,4	38,0	38,2	38,1	37,6	41,2	37,8	
1—0,5	2,62	2,62	2,61	2,62	2,58	2,58	2,63	2,63	2,63	2,64	2,61	2,62	37,5	39,8	39,2	38,6	38,0	38,3	40,2	38,7	40,7	39,9	41,9	40,1	
0,5—0,25	2,61	2,62	2,63	2,60	2,58	2,60	2,63	2,64	2,64	2,64	2,61	2,62	39,5	41,2	42,4	39,7	40,5	39,6	41,6	41,5	42,3	41,3	42,3	41,1	

wobec braku pod ręką dykty (wymaganej przez PN), skruszono próbki na podkładkach z gumy o



Rys. 9.

grubości 4 mm. W wyniku próbki wykazały bardzo niską wytrzymałość, o wiele niższą od tej, jakiej

należało oczekiwać i pękały bez tworzenia się stożków (rys. 9). Po zastosowaniu podkładek z dykty wytrzymałość okazała się w normalnych granicach, a przy kruszeniu się powstawały prawidłowe stożki, słowem przebieg próby był normalny. Przy zgniataniu próbek bez podkładek wyniki były podobne do wyników, otrzymanych przy podkładkach z dykty. Uwagę tę podaję w mniemaniu, że podkreślenie kolosalnego wpływu podkładek na pozorne wyniki badań może ustrzec od błędów, a przynajmniej zaoszczędzić kilku chwil przykrego rozczarowania tym, którzy przy badaniach nie zwrócą należytej uwagi na ten pozornie mało ważny szczegół.

Badania w laboratorium Betonowym Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie prowadzę przy wydajnej współpracy początkowo p. Władysława Pawlaka, który jako student Politechniki Warszawskiej, odbywał praktykę wakacyjną w Rożnowie, obecnie technika p. Stanisława Jarząbka, zajmującego stanowisko laboranta.

Stanisław Wołosowicz, geolog

Warunki geologiczne projektowanej zapory w Czorsztynie nad Dunajcem.

Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji postanowiło wykonać latem 1935 r. badania geologiczne w celu wyjaśnienia możliwości budowy wysokiej zapory na Dunajcu w miejscu, położonym w odległości prawie 3 km. wdół rzeki od poczty w Czorsztynie. Projekt wykonania zapory wodnej na Dunajcu koło Czorsztyna istniał oddawna. Jeszcze w 1925 r. inżynierowie ówczesnego Ministerstwa Robót Publicznych wykonali zdjęcia tachymetryczne terenu przyszłej zapory i w wyniku tych prac

uzyskano mapę omawianego terenu w skali 1:1000. Po powodzi 1934 r. czynniki decydujące postanowiły wykonać narazie badania teoretyczne co do możliwości budowy zapory w miejscu upatrzonym.

Jednakże, zanim się przystąpiło do wykonania ekspertyzy geologicznej, należało teren dokładnie obejrzyć i stwierdzić, czy widoczne bez pomocy robót górniczych i wiertniczych warunki stratygraficzno - tektoniczne oraz petrograficzne

wogóle są takie, że opłaci się wykonanie kosztownej bądź co bądź ekspertyzy.

Jakiego rodzaju powinny być warunki geologiczne w miejscu projektowanej zapory poucza nas *L u g e o n* w swej cennej pracy „Barrages et Géologie”. Pisze on między innymi, że w terenie zbudowanym np. z wapieni można projektować i budować wysoką zaporę wodną, ale wtedy tylko, jeżeli w miejscu wybranym pod zaporę warstwy wapienne są zorjentowane prostopadle do kierunku doliny, przytem upad tych warstw musi być już to zupełnie pionowy, już to zapadać stromo pod prąd, wreszcie skały wapienne powinny być utworzone z jednolitych warstw, regularnie ułożonych, niespękanych, ani potrząskanych uskokami.

Ponieważ koło Czorsztyna, w miejscu projektowanej zapory występują przeważnie szare wapienie, zwane wapieniami rogowcowymi z powodu częstych przewarstwień, przerostów, lub domieszki szarego, ciemnego rogowca, a także zielonych i czerwonych radjolarytów, należało przed rozpoczęciem wykonywania ekspertyzy geologicznej sprawdzić w terenie, czy warunki geologiczne i tektoniczne omawianych wapieni rogowcowych odpowiadają warunkom, nakreślonym przez *L u g e o n a* w odniesieniu do tego rodzaju utworów.

W ciągu kilkudniowych obserwacji stwierdzono, że warstwy wapienno-rogowcowe w miejscu najodpowiedniejszym pod budowę zapory mają właśnie upad i układ najzupełniej odpowiadający warunkom wymaganym przez *L u g e o n a*.

A więc warstwy te są prawie pionowe, dosyć cienkie, niespękane, ze szparami wypełnionymi kalcytem; mają one kierunek wyraźnie prostopadły do kierunku doliny Dunajca, i lekko zapadają ku północy. Dolina jest dość wąska, brzegi strome i w brzegach występują zupełnie te same skały co w dnie Dunajca.

Po stwierdzeniu doskonałych warunków zewnętrznych należało jednak wykonać ekspertyzę geologiczną, konieczną już chociażby z tego względu, że teren zapory i jej okolice pod względem tektonicznym i stratygraficznym mają budowę nadzwyczaj skomplikowaną. Według najnowszych prac *H o r w i t z a*¹⁾ teren zapory leży w obrębie masywu wapienno-rogowcowego, który stanowi jednostkę pienińską dolną (pasmo właściwych Pieniń). Autor wymieniony pisze dalej (str. 23): „Następny skolei kompleks radjolarytów czerwonych i zielonych oraz stromo ustawionych, o dużej miąższości wapieni jasnych z bułami rogowcowymi, należącymi do malmu i dolnej kredy, a być może częściowo i do górnego doggeru, wchodzi w skład płaszczowiny pienińskiej. Serię tę, stanowiącą przedłużenie właściwego pasma pienińskiego, zaliczamy już do jednostki dolnej pienińskiej, przyczem znowu trudno tu wyróżnić oba ramiona tej jednostki”.

Zatem reasumując, stwierdzamy, że pod

¹⁾ *L. Horwitz i F. Rabowski*, Przewodnik wycieczki Polskiego T-wa Geologicznego w Pieniny (18 — 21 V. 1929 r.). Kraków, 1929.

L. Horwitz, Sprawozdanie z badań geologicznych wykonanych w 1934 r. w związku z rewizją ark. „Nowy Targ i Szczawnica” atl. geol. Galicji, Posiedz. Nauk. P. I. G. Nr. 41. Warszawa, 1935.

względem stratygraficznym skały wapienne i rogowcowe w miejscu wybranym pod zaporę należą do górnej jury i dolnej kredy (malmo-neokom), zaś pod względem tektonicznym — do dolnej jednostki (dygitycji) płaszczowiny pienińskiej. (Płaszczowina pienińska tektonicznie leży na płaszczynie czorsztyńskiej).

Ekspertyza geologiczna polegała tu, w miejscu projektowanej zapory na wykonaniu dwóch sztolni, po jednej na każdym brzegu, z chodnikami prostopadłymi po 25 m oraz skrzydłami o łącznej długości 40 m, na szybiku 25 metrowej głębokości oraz chodniku poziomym pod dnem Dunajca długości 50 m, a także na 20 otworach wiertniczych, głębokich od 20 — 60 m. Ogólny plan prac górniczych w Czorsztynie był wzorowany na planie wykonanym pod kierunkiem *L u g e o n a* w Gėnissiat na Rodanie, w warunkach geologicznych (wapienie) dosyć podobnych. Wiercen świdrowych wykonano w Czorsztynie znacznie więcej niż w Gėnissiat ze względu na konieczność zbadania przy pomocy specjalnego aparatu nasiąkliwości skał oraz wodoszczelności górnych warstw skalnych, zarówno na brzegach Dunajca, jak też w jego łożysku. Pomiar stopnia nasiąkliwości skał mogły być wykonane tylko w otworach, wywierconych systemem obrotowym bez zarurowywania otworów.

Wyniki prac górniczych, wiertniczych i pomiarów stopnia nasiąkliwości skał dadzą się streścić w sposób następujący:

Zarówno w obu sztolniach jak też w szybie pionowym i w części chodnika poziomego wapienie bardzo twarde, silnie scementowane w szparach kalcytem, zachowują upad prawie pionowy z nieznacznym odchyleniem ku północy, przyczem kierunek warstw wszędzie, podobnie jak na powierzchni, jest prostopadły do kierunku doliny, co jak wiadomo (*L u g e o n*, str. 31) jest okolicznością bardzo ważną i pomyślną. W chodniku poziomym pod Dunajcem, poczynając od 37 m, w lewym skrzydle sztolni prawobrzeżnej oraz w niektórych otworach wiertniczych na rozmaitej głębokości znaleziono łupki czarne, w chodniku bardzo twarde, zaś w skrzydle sztolni Nr. 2 i w innych otworach bardziej miękkie. Świadczy to, że wapienie są od południa, czyli od strony nawietrznej zapory niejako podestane, ale na niejednostajnej głębokości łupkami czarnymi. Te ostatnie są częściowo (w skrzydle lewym sztolni Nr. 2) nieco ilaste. Przeciwnie od północy, czyli od strony zbiornika łupki nie zostały nawiercone, natomiast wapienie na rozmaitej głębokości są przewarstwione cienkimi lub grubszymi warstewkami czystego rogowca, lub też czerwonymi twardymi radjolarytami.

Wapienie rogowcowe, zarówno odślaniające się w zboczach doliny, jak w dnie Dunajca, mają konsystencję nieco zmienną, w zależności od otworu wiertniczego i głębokości poziomu, skąd zostały pobrane próbki. Zasadniczo mamy następujące rodzaje omawianych wapieni:

1. w a p i e n i e s z a r e, twarde, bardzo mocne, jednolite, prawie lub wcale niespękane, bez żadnych innych minerałów;

2. w a p i e n i e s z a r e, jak wyżej, ale ze szparami podłużnymi lub ukośnymi, całkowicie

wypełnionymi kalcytem, który scementowuje bardzo mocno poszczególne części wapieni;

3. wapienie szare jak wyżej, ale ze szparami ukośniami lub podłużniami, wypełnione (uszczelnione) czarnym iłolupkiem, prawie wcale niemarglistym, który tworzy cieniutkie warstewki od 1—1½ mm grubości;

4. wapienie jak wyżej, ale ze szparami i spękaniem wypełnionymi zarówno kalcytem, jak też i czarnym iłolupkiem, przyczem kalcytu jest znacznie więcej niż iłolupku;

5. wapienie zupełnie białe, ugniecione z kalcytem i czarnym iłolupkiem, bez zachowania prawidłowego uwarstwienia;

6. wapienie szare z przerosłami, warstewkami lub gniazdami ciemnego, b. twardego rogowca lub zielonego i czerwonego radjolarytu.

Wszystkie opisane wyżej wapienie, dzięki obecności przerosłów wtórnych kalcytu lub iłolupków w szparach są bardzo wodoszczelne. Zostało to stwierdzone w szeregu prób mierzenia nasiąkliwości skał. W otworze Nr. 4, na głębokości 9 m przez pierwsze pięć minut pod ciśnieniem 4-ch atmosfer ubyło 1,20 litra wody, zaś przez następne pięć minut przy ciśnieniu 6 atmosfer ubyło tylko 0,4 litra. Świadczy to, że w pierwszej chwili pompowania woda wypełniała drobne szparki, później zaś przy większym ciśnieniu wody prawie nie ubyło. W otworze Nr. 5 przy 2-ch atmosferach ciśnienia przez 5 minut ubyło 2,4 litra, przez następne 5 minut pod ciśnieniem 4-ch atmosfer ubyło 0,7 litra wody, potem przez 5 minut pod ciśnieniem 6-ciu atmosfer wody nie ubywało, co świadczy o zupełnej wodoszczelności skały. Podobne stosunki zostały stwierdzone w otworach następnie badanych. O dużej wodoszczelności warstw świadczył także fakt, że woda wpompowywana do rury obrotowej Craeliusa wylewała się nazewnątrz w ilości mniejwięcej takiej, jak była wpompowywana. Tylko w otworze Nr. 4 oraz Nr. 11 od 0—6 m sprawa przedstawiała się inaczej. Tam do głębokości 6 m (w obu wymienionych wierceniach) woda wpompowywana do Craeliusa nie wylewała się z rur nazewnątrz, lecz w wierceniu Nr. 4 wyciekała pod po-

stacją mętnego źródelka poniżej otworu wprost z brzegu do Dunajca, zaś w wierceniu Nr. 11 wypełniła i zamaściła małą studzienkę, położoną o 2 metry poniżej otworu. Na te fakt należy zwrócić uwagę w razie budowania zapory.

W obu sztolniach, zwłaszcza w skrzydle południowym sztolni prawobrzeżnej, w partji łupkowej, znać było słabe zawilgocenie ścian, pozatem sztolnie były suche; w szybiku pionowym dopływ wody na minutę nie przekraczał 5 litrów, zaś po jego wykończeniu woda dopływała wyłącznie w chodniku poziomym w ilości 7 — 8 litrów na minutę.

Reasumując wszystko wyżej powiedziane należy stwierdzić, że w miejscu projektowanej zapory:

1. kierunek warstw w stosunku do doliny Dunajca jest prostopadły, doskonale widoczny na oko;

2. warstwy wapienno-rogowcowe, bardzo jednostajne pod względem grubości, są silnie scementowane kalcytem lub też uszczelnione cieniutkimi warstewkami czarnego iłolupku;

3. upad warstw wapienia rogowcowego jest prawie pionowy z nieznacznym odchyleniem ku północy, czyli pod wodę;

4. wodoszczelność skał jest zupełnie zadowalniająca, a nawet dobra;

5. wapienie i rogowce tylko w części południowej terenu projektowanej zapory są podestane łupkami dosyć twardymi, mniej więcej od 30 m wgląd, zaś na linii projektowanej zapory i bardziej ku północy do 60 m głębokości nie przebito twardych wapieni i rogowców;

6. wszystkie otwory świdrowe, sztolnie i szyby z chodnikiem pod dnem Dunajca oraz odkrywki zewnętrzne świadczą ponad wszelką wątpliwość, że w miejscu projektowanej zapory mamy monolit wapienno-rogowcowy bez uskoków i pogruchołania, przechodzący z jednego brzegu Dunajca na drugi i tworzący wysokie brzegi doliny.

W tych warunkach, zdaniem mojem można w Czorsztynie - Niedzicy budować ciężką zaporę betonową dowolnej wysokości.

Z robót wodnych w kraju

Barki do przewozu materiałów budowlanych.

Wiele przyczyn składa się na to, że regulacja rzek jest u nas dotychczas w wielkim zaniedbaniu. Jeżeliby nawet pominąć nasz pewien, jakby wrodzony, wstręt od szeregu dziesiątków lat do dźwignięcia gospodarki na wodach naszych do poziomu chociażby zbliżonego do tego, jaki się na zachodzie daje wszędzie zauważyć, to jednak nie da się niczem usprawiedliwić znikomym postęp w tej dziedzinie, cechujący Polskę od chwili odzyskania niepodległości.

Doniosłość powszechnie uzyskiwanych dodatkowych korzyści gospodarczych, jakie na kraj cały

sprowadza uregulowanie rzek, nakazuje nie zrażać się stagnacją obecną, którą bezwątpienia uważać należy za przejściową. Przeciwnie nawet dążyć się powinno do tego, by mogące nas zaskoczyć większe roboty regulacyjne na rzekach nie zostały nas nieprzygotowanymi do podjęcia podobnej inwestycji na odpowiednio szerszą skalę zakrojonej. Roboty te bowiem wybitnie się nadają do podjęcia ich w dobre poszukiwania celowego zatrudnienia dla licznych rzesz bezrobotnych. Faszyna i kamień, stanowiące główny materiał budowlany przy wykonywaniu budowli regulacyjnych, są same przez

się materiałami bardzo kosztownymi. Bardzo jednak często zachodzi ten wypadek, że materiały te, tanie w miejscu ich wyprodukowania, wymagają transportu do miejsca budowy. Rozchodzi się przede o tani przewóz. Do tego celu daje się znakomicie wykorzystać droga wodna, szczególnie zaś jeżeli miejsce produkcji materiału jest położone w pobliżu rzeki żeglownej. Skarb Państwa, który na podstawie odpowiednich ustaw jest jedynie upraw-



Rys. 1.

nionym do wykonywania regulacji rzek żeglownych, mając na celu potanie budowy regulacyjnych, dąży obecnie do pobudowania takiego taboru roboczego, któryby do obecnego stanu naszych nieuregulowanych rzek był odpowiednio dostosowany.

Warsztaty Czerniakowskie w Warszawie, zasilone kredytem z Pożyczki Inwestycyjnej, przystąpiły jesienią r. 1935 do budowy całej serii takich barek żelaznych, przeznaczonych do przewozu faszyny. Każda z nich jest w stanie wziąć po 700 do 850 m³. Barka ta ma 33 m długości, 6,5 m szerokości, wysokość burty 1,4 m, zanurzenie próżnej barki 0,15 m., zanurzenie z ładunkiem 125 tonn

wynosi 0,78 m, grubość blachy dna i burt 3 i 3,5, zaś obła 4 mm. Waga własna barki w stanie roboczym 26,5 tonn. Barka posiada oszalowaną kajutę dla załogi na rufie, ster oraz po jednej windzie kotwicznej na przodzie i na rufie. Koszt barki z zaopatrzeniem w osprzęt roboczy wynosi około 20.500 zł.

W pierwszych dniach czerwca 1936 r. wypuszczono z Warsztatów Czerniakowskich 6 takich barek, następną serją również 6 barek została ukończona w połowie lipca r. b. Przeznaczone są one do pracy na odcinku Wisły pomiędzy Sandomierzem a Modlinem.



Rys. 2.

W razie przyznania dalszych dotacji z zapowiadanych obecnie nowych kredytów inwestycyjnych budowane będą dalsze serie takich barek, gdyż typ ten zaprojektowany i wybudowany przez b. Dyrekcję Dróg Wodnych w Warszawie w latach 1929—1930 okazał się w eksploatacji lepszym od kilku innych, dla porównania wybudowanych i wypróbowanych typów barek roboczych.

Inż. K. Rodowicz

Prace przy odbudowie węzła prypeckiego na rz. Prypeci i kan. Wyzewskim w r. 1935|1936.

Przy odbudowie węzła prypeckiego w Poczapach przez Państwowy Zarząd Wodny w Brześciu n/B. w r. 1935/1936 stosowanie „premijs czasowych” daje, szczególnie przy robotach ziemnych ręcznych, efekt pracy bardzo dodatni.

Przeciętna wydajność robotnika niewykwalifikowanego po wprowadzeniu systemu premii, wzrosła od 50 do 100% przy równoczesnym zmniejszeniu kosztów dozoru technicznego.

Stosowana przy budowie węzła norma „premiowa” wynosiła średnio 7 m³ wykopu ziemi średniej zawartości z odwiezieniem taczkami na śr. odl. 60 m.

Rys. 1 przedstawia fragment robót ziemnych przy odbudowie jazu prypeckiego z wytyczonymi poszczególnymi działkami. Wydajność pracy kafarów przy biciu ścian szczelnych zwiększa się o 25 do 50% przy zastosowaniu „zespołów kafarowych”, składających się z 1 kafara ciężkiego (parowego) i 1 lekkiego (ręcznego). Zadaniem lekkiego kafara jest ustawienie szpuntu i zabicie na małą głębokość od 1 do 2 m.

Ciężki kafar, posuwając się ruchem prawie nieprzerwanym w pewnej odległości za pierwszym, dobija szpunt, nie tracąc czasu na ustawianie.

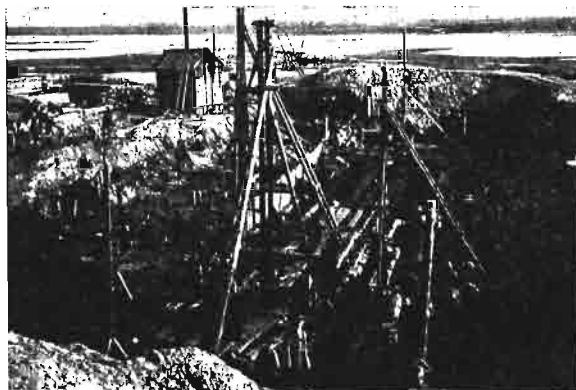
Stosowanie „zespołów kafarowych” korzystne jest przede wszystkim przy dłuższych ścianach.

Maksymalna, osiągnięta przy budowie węzła, dzienna (8 godz.) wydajność pracy wynosiła 13



Rys. 1.

głębokość 2 m w odniesieniu do 1 zespołu kafarowego.



Rys. 2.

całkowicie zabitych par szpuntowych długości 4,5 m, grubości 10 cm i szerokości 37 cm, w grunt średniej zwartości oraz 9 dobitych par na średnią

Rys. 2 ilustruje przebieg opisanych wyżej robót kafarowych przy odbudowie jazu prypeckiego.
Inż. M. Michałowicz

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Drogi wodne, żegluga

Kanalizacja rzeki Werry.

Sieć dróg wodnych w Niemczech powiększy się wkrótce o 116 km długi odcinek rzeki Werry na przestrzeni od miejscowości Warta do Münden przy ujściu do Wezery. Odcinek ten stworzy dogodne połączenie górniczo-przemysłowych terenów, położonych nad Werrą z portem wywozowym w Bremie.

Uzeglownienie Werry jest przewidziane zapomocą kanalizacji; na wymienionym odcinku zaprojektowano 18 stanowisk dla pokonania spadku, wynoszącego 78 m. Poszczególne śluzy mają spady od 2,8 do 10,5 m, w zależności od warunków terenowych; ich wymiary poziome wynoszą 12×110 m, głębokość na progu dolnych wrót 3 m.

Obecne wymiary urządzeń zaprojektowano dla ruchu statków o wymiarach $65 \times 8,2$ m, które przy zanurzeniu 1,6 m posiadają ładowność 560 t, a przy zanurzeniu 2 m — 750 t.

W projekcie przewidziano zgóry możliwość rozbudowy urządzeń dla statków o ładowności 1000 t.

Przy projektowaniu starano się ochronić interesy rolnictwa; w tym celu przewidziano drenaż gruntów, położonych w cofce poszczególnych stanowisk oraz nawodnienie gruntów w pobliżu stanowiska szczytowego.

Kosztorys wymienionych prac wynosi 67,5 milj. marek. (K. Müller: Die technische Begründung der Werrakanalisierung. Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 24, 1936).

Inż. O. Faust.

Śluzy skarpowe.

W związku z dążeniem do jaknajdalej idących oszczędności zaznacza się obecnie tendencja wykonywania śluz komorowych nie o ścianach pionowych, lecz o skarpach pochyłych, a więc stosowania skarp zamiast murów oporowych, oczywiście z jednoczesną zmianą sposobu napełniania komory.

Nasze śluzy na kanale Królewskim i na Przemysły również mają być skarpowe.

Skarpy oczywiście muszą być odpowiednio umocnione brukiem, płytami betonowymi lub w inny sposób. Ostatni zeszyt rosyjskiego czasopisma „Wodnyj Transport” przynosi wiadomość, że w Z.S.R.R. również pracują inżynierowie nad konstrukcją śluz skarpowych.

W artykule inż. Czuprikowa podane są niektóre szczegóły, dotyczące konstrukcji takich śluz. Między innymi rzucona została myśl umocnienia skarp w śluzach zapomocą budowli siatkowych na odpowiednim podłożu, zabezpieczającym przed wymyciem podczas wahań poziomów wody w komorze. Myśl nie pozbawiona słuszności i zasługuje na uwagę.

E. R.

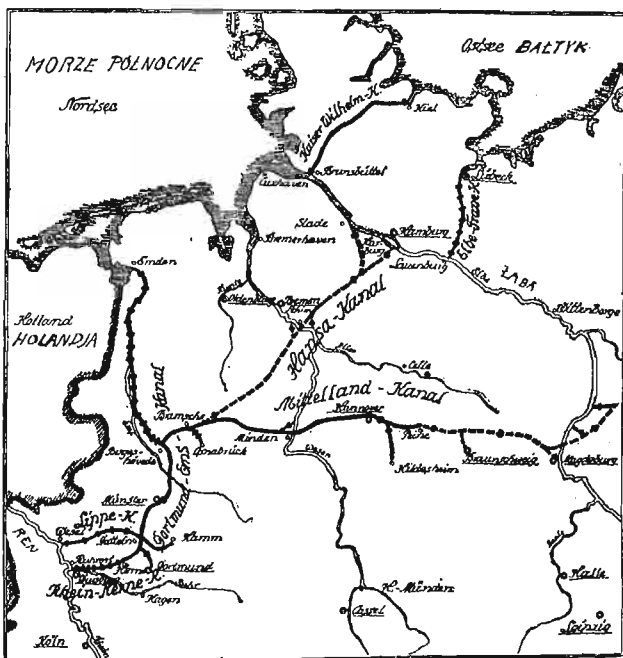
Kanał Hanzeatycki.

Z artykułu p. Dreesa, syndyka Izby Handlowej i Dyrektora Komunikacji w Essen, podajemy poniżej niektóre wiadomości, dotyczące się znaczenia kanału w ogólnoniemieckiej gospodarce społecznej.

Celem kanału jest połączenie Renu, zagłębia węglowego Ruhry i okręgu przemysłowego Westfalskiego z Bałtykiem i granicą wschodnią.

Zadaniem kanału jest potanieńczenie kosztów przewozu węgla ruhrskiego do północnych Niemiec dla wyparcia stamtąd zagranicznego, głównie angielskiego i holenderskiego. Węgiel angielski, po stracie na rzecz Polski rynków wschodnio-niemieckich, silnie obecnie atakuje niemiecki węgiel w portach Morza Niemieckiego i zachodniego Bałtyku. Wwóz ten ocenia się na ok. 5 milj. tonn, w wartości około 120 milj. R. Marek. Węgiel i koks holenderski, po dokonanych po wojnie europejskiej inwestycjach górniczych i późniejszych ulepszeniach dróg wodnych, coraz taniej jest dostawiany do portów holenderskich, skąd jako frachty powrotne wwożony jest do Niemiec (nawet przez niemieckie okręty) w coraz znaczniejszych ilościach. Przyłączenie Zagłębia Saary jeszcze pogorszyło sytuację przemysłu węglowego w Ruhrze, ponieważ Saara, straciwszy swe zagraniczne rynki (z których korzystała podczas okupacji), musi zajmując część rynków należących dotychczas do węgla ruhrskiego.

Komunikacyjna doniosłość kanału polega na stworzeniu bezpośredniego (w części zaś pośredniego) połączenia śródlądowego, a więc bezpiecznego, pomiędzy okręgiem ciężkiego przemysłu a wszystkimi portami Niemiec. Meljoracyjnie kanał ten jest ważny, ponieważ, przecinając wielkie powierzchnie dotychczasowych nieużytków, daje możliwości nawodnienia ich lub osuszania, w zależności od miejscowej potrzeby, przez co tereny te będą bez większych kosztów zdobyte dla rolnictwa.



Rys. 1.

Kolonizacja wewnętrzna zyska ogromnie na przeprowadzeniu kanału, ponieważ na zyskanych dla kultury rolnej obszarach powstaną osiedla rolnicze, mające zapewniony zbyt produktów rolnych do bliskich skupień przemysłowych, przy użyciu do transportu drogi wodnej.

Gospodarczo kanał podniesie niemiecki handel, ożywi przemysł, zmniejszy wwóz i powiększy wywóz. W samym górnictwie może mieć zatrudnienie więcej o 12.000 robotników.

Prócz powyższych stałych korzyści, budowa kanału w ciągu 6 do 8 lat, pociągnie za sobą szereg dodatkowych zmian w obecnym układzie stosunków gospodarczych, a mianowicie:

1) znajdzie zatrudnienie przy bezpośrednim wykonywaniu robót przy kanale 27.000 bezrobotnych, skutkiem czego osiągnie się oszczędność na utrzymaniu bezrobotnych w kwocie ok. 15 milj. R. marek, a zwiększy fundusz na walkę z bezrobociem o nowe składki w sumie ok. 6 milj. R. marek.

2) zamówienia w wytwórniach (żelazo, cement i t. d.) pozwolą powiększyć zatrudnienie o 7.000 robotników.

Tyle mówi autor o znaczeniu gospodarczym kanału, zaledwie wspominając o jego znaczeniu wojskowym w słowach: „wojskowo kanał stanowić będzie wewnętrzna, zakryta droga od centrów przemysłu do portów wojennych i wielkich handlowych, oraz połączy ze sobą wszystkie porty niemieckie”, jednakże pomiędzy wierszami wyczytuje się o wiele więcej. Pobieżny choćby rzut oka na mapkę (rys. 1) oraz uważniejsze rozpatrzenie rozważań, zawartych w artykule, poucza nas, że chodzi tu co najmniej w równej mierze o względy czysto wojskowe, a mianowicie o:

1) stworzenie śródlądowej drogi wodnej, mogącej transportować wytwory ciężkiego przemysłu wojennego z Essen i Dortmundu do portów wojennych (np. Kielu), albo też na wschodnią, a naszą zachodnią granicę państwa, czyli innymi słowy dla dowolnego, niezależnego od kolei, zasilania w uzbrojenie floty i armji lądowej.

2) stworzenie, w razie możliwego zawsze podczas wojny uszkodzenia t. z. Mittelland-Kanal, zastępczej drogi dla tegoż Mittelland-Kanal.

3) utworzenie w bliskości centrów najcięższego przemysłu wojennego nowych osiedli rolniczych „na pranieckiej dolnosaskiej ziemi” dla aprowidowania w żywność tychże ośrodków. Należy tu dodać, że ośrodki te leżą na obszarach ze znacznymi deficytami żywnościowymi, co powodowało podczas wojny trudności.

4) uzyskanie możliwości zakładania wzdłuż kanału nowych osiedli przemysłowych „położonych zdala od granicy zachodniej i wschodniej, a jednak dość blisko od głównych portów morskich”. O jakie chodzi tu zakłady przemysłowe, oddalone od granic, jest chyba jasne. Dodać jeszcze można, że autor zaznacza, że kanał ma być połączony kolejowo, przez wodę i samochodowo z bazami węglowymi (Kohlenbasis), portami i wszystkimi częściami państwa.

5) sam autor zaznacza, że za czasów Fryderyka Wielkiego projektowi temu przypisywano głównie strategiczne znaczenie.

Warto też przytoczyć wiele mówiące zdanie: „znaczenie kanału dla bardzo ważnej polityki wschodniej zaledwie tu wzmiankujemy”.

(D r e e s. Der Hansa-Kanal. Zeitschrift für Binnenschiffahrt, Nr. 4/5. 1936).

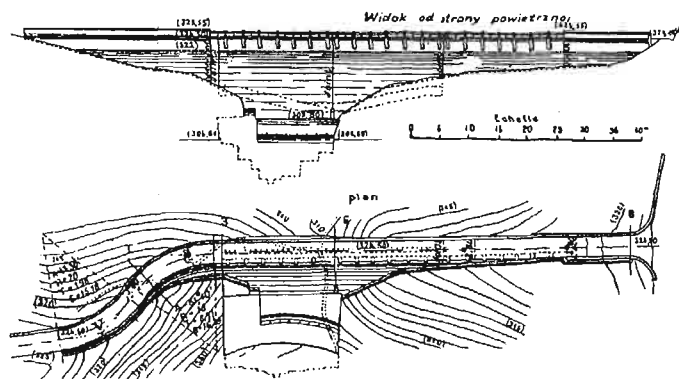
Inż. P. Wroński.

Zapory, zbiorniki

Katastrofa zapory „della Selle Zerbino” w Italji.

W n-rze 1 „Gospodarki Wodnej” z r. b. na str. 29 umieszczony był opis zawalenia się zapory na zbiorniku Ortiglieto. Do opisu tego warto dodać kilka szczegółów, podanych ostatnio przez francuskiego inż. Coyne.

Dn. 13 sierpnia 1935 r. po dwóch miesiącach suszy o godz. 6 rano przeszła nad Apeninami Liguryjskimi



Rys. 1.

gwałtowna burza, połączona z obfitymi opadami. W ciągu 6 godzin spadło 525 mm. Duże strumienie wody, spływającej ze stoków, zniszczyły w pierwszym rzędzie wszystkie drogi, a niesione wielkie ilości gałęzi spowodowały unieruchomienie urządzenia hydraulicznego do



Rys. 2.

otwierania jednego z upustów głównej zapory. W ten sposób zdolność przepuszczenia wielkiej wody przez zapórę zmniejszyła się do 700 m³/s, następstwem czego było przelewanie się wody przez korony obu zapór. Po 45 minutach przelewania się wody przez koronę mniejszej zapory, poziom wody w zbiorniku wzniósł się o 4,50 m ponad poziom normalnego piętrzenia. Przelewająca się struga wody rozmyła podłoże skalne przy lewym przyczółku zapory (od strony powietrza), sekcja przyczółkowa uległa wywróceniu, poczem w ciągu 5 minut zniszczone zostały pozostałe sekcje zapory.

W 20 minut po przerwaniu zapory fala, niosąca olbrzymie bloki zniszczonej zapory, dosięgła położonego w odległości 5 km zakładu, niszcząc go doszczętnie.

Większa zapora mimo erozji podłoża, spowodowanej przelewającą się wodą przez koronę, przetrwała katastrofę. Zniszczona zapora nie była przystosowana



Rys. 3.

do żadnego przelewu wody, fundowana była na łupkach serpentynowych, łatwo podlegających erozji, w których woda wyłobila 20 m głęboką dolinę. Zasadniczą przyczyną katastrofy, była niezwykła powódź, podczas której przypływ wyniósł 2500 m³/s w czasie kulminacji. Dotychczasowe, obserwowane od 10 lat powodzie nie przekraczały 800 m³/s w czasie kulminacji. Na ten przepływ zostały zainstalowane przelewy i upusty w zaporce głównej.

(Ing. Coyne. Annales des ponts et chaussées. 1936-II).

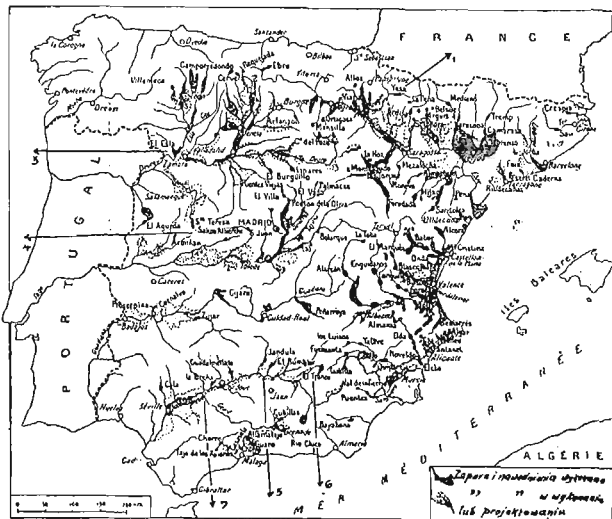
Inż. J. Puzyna.

Przegrody Dolinowe w Hiszpanji.

Na początku XX wieku powstała w Hiszpanji myśl ulepszenia warunków rolnictwa, zapomocą nawodnień. Myśl tę propagowało dwóch inżynierów, a mianowicie Ramon Garcia i Jose Nicolas. Dzięki nim poruszona została przez prasę opinia publiczna, pod której naciskiem w roku 1902 był opracowany pierwszy program nawodnieniowy, obejmujący 160.000 ha, zaś od 1903 zaczęto opracowywać projekt przegrody dolinowej w Pena na rzece Gallego w Aragonji. Do wykonania tej przegrody przystąpiono w 1909 roku, ukończono zaś budowę w 1913 roku, w międzyczasie zaś zaczęto wykonywać prace zawarte w programie.

Podczas wojny europejskiej Hiszpanja skutkiem sprzyjających okoliczności pozbyła się długu państwowego, a sprawa nawodnienia doznała dalszego rozwoju. Jakkolwiek sprawa nawodnień powstała tu dość późno, to jednak była prowadzona z rozmachem, nie zważając na zmiany politycznego ustroju, czego dowo-

dzi, że podczas dyktatury Primo de Riveri nawodnienia obejmowały 200.000 ha w 1928 roku, 400.000 ha zaś w



Rys. 1.

roku 1929. Wybuch rewolucji chwilowo wstrzymał pracę, lecz już po ustaleniu się republiki wznowiono je i w roku bieżącym obszar, objęty nawodnieniami i pra-

nia zadania nawodnień, 6 przeznaczonych jest do celów hydroelektrycznych, 10 służy i nawodnieniom, i energetyce, 3 zaś dostarcza miastom wody do picia, z których 2-ie obsługują Madryt.

Z powyższych 38 przegród siedem najważniejszych mają następującą charakterystykę: (Tabl. I).

Z dorzeczy powyższych pierwsze miejsce zajmuje pod względem doniosłości Ebro, ponieważ z projektowanych 1.300.000 ha, 500.000 ha leży w tym dorzeczu; w dorzeczu tem ma być ogółem 31 przegród dolinowych.

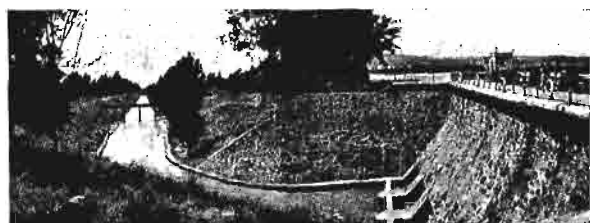
Ogólna ilość przegród w całej Hiszpanji ma wynieść setkę. W dorzeczu Douro już istnieje lub jest w budowie 20 przegród. Całość programu ma być wykonana w ciągu 15 lat, przy rocznym nakładzie 108 milj. pesetów.

Na szczególne wyróżnienie zasługuje sprawa dorzecza Douro, na pograniczu z Portugalią, ponieważ można tu wyzyskać 700 m spad. Przepływy rz. Douro obecnie cechuje wielka nieregularność, gdyż wynoszą one podczas powodzi roztopowych 10.000 m³/s, w czasie normalnych stanów 300 m³/s i w czasie posuchy 10 m³/s. Projektuje się zatem przez wykonanie szeregu przegród dolinowych na Douro i dopływach uzyskać stały przepływ 150 m³/s oraz otrzymywać ogółem 6 miliardów kWh, to jest dwa razy tyle, ile obecnie produ-

Tabl. I.

N a z w a	Rzeka	Dorzecze	Wysokość przegródy m	Długość korony m	Pojemność zbiornika m ³	Cel	Powierzchnia zbiornika ha
1. Yesa	Aragon	Ebro	71	402.00	540.000	energ. i naw.	2.000
2. Talarn	Noguerd-Pallarosa	Ebro	82	176.00	274.000	" "	?
3. Rycobayo	Esla	Douro	92	241.25	380.000	energ.	?
4. Puente del Burguillo	Alberche	Tag	76	309.50	292.466	energ.	?
5. Jandula	Jandula	Guadalquivir	85,5	256.00	315.400	energ. i naw.	?
6. Tranco de Beas	Guadalquivir	Guadalquivir	83,5	284.75	230.000	" "	?
7. Brena	Guadiato	Guadalquivir	60	200.00	110.000	nawodn.	?

camii nawodnieniowemi, obejmuje 1.300.000 ha, projektuje się zaś w ciągu kilku lat przestrzeń tę podwoić. Pewien impuls do popierania prac irygacyjnych daje też paląca dla każdego rządu Hiszpanji sprawa podziału i przydziału terenów rolnych.



Rys. 2. Kanał nawadniający dolinę Guadalquiviru w okolicy Sewilli i Kordoby,

Pod względem hydrotechnicznym, w obecnym planie robót, Hiszpanja podzielona jest na 8 stref. Ze stref tych szczególnie posunięte są prace w strefie Ebro, Douro i Tagu oraz strefie Guadalquiviru.

W strefach tych jest już czynnych, lub w stanie wykończania 38 przegród dolinowych, z których 19 spel-

kuje się w Hiszpanji. Jako pierwszy etap ukończono w 1935 roku przegradę na rzece Esla, (dopływie Douro), wysokości 92 m, uzyskując przez to największy w Europie zbiornik, długości 90 km. Siłownia daje obecnie z czterech grup generatorów 1.200.000 KW, ma być zaś jeszcze rozbudowana. Pierwsza linja wysokiego napięcia jest już przeprowadzona od Zamory do Bilbao, obecnie wykonywane są drugą do Madrytu, poczem będą budowane inne kierunki. Całość urządzenia, wykonywana przez posiadające tę koncesję Towarzystwo Hiszpańsko-Portugalskie, składać się ma z pięciu zapór po średnio 100 m wysokości i ma zaopatrywać w siłę i światło cały półwysep oraz wyspy Balearskie i Marokko. Na rys. 1. (mapa Hiszpanji) strzałki wskazują wymienione w tabeli budowle.

(L'illustration. 25.VII. 1936).

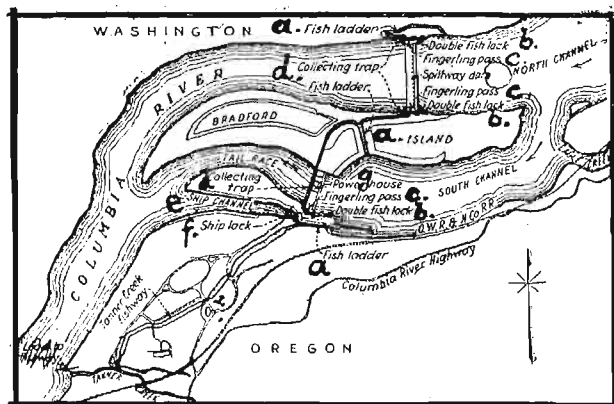
Inż. P. Wroński.

Przejścia dla ryb w zaporze Bonneville na rzece Columbia.

Zapora Bonneville przegradza drogę dla łososi, wędrujących od morza w górę rzeki na tarło. Ponieważ połowy łososi na tej rzece stanowią bardzo ważną pozycję

w gospodarstwie rybnym Stanów Zjednoczonych, wyrażającą się w kwocie 10 milj. dolarów rocznie, instytucje publiczne, opiekujące się rybołówstwem, rozpoczęły energiczną akcję, zmierzającą do zapewnienia wygodnych przejść dla lososi przez zaporę. Akcja ta wydała w końcu pożądane przez te instytucje wyniki, gdyż w miejsce przewidzianych pierwotnie zwyczajnych przepławek dla ryb, które miały kosztować 900 tys. dolarów, zaprojektowano cały złożony system przejść o nieznanych dotychczas rozmiarach, których wykonanie pochłonie 3,5 milj. dolarów.

Urządzenia te składają się z 3 par śluz o wymiarach komór 6,1×9,15 m i spadzie wahającym się od 10,6 do 18,3 m, dalej z 3 przepławek systemu schodkowego o wymiarach poziomych stopni 12,2×4,9 m, oraz 3 basenów, w których ryby mają gromadzić się przed rozpoczęciem wędrówki, gdzie też mogą być poławiane.



Rys. 1.

Sytuacja przejść dla ryb

a. przepławka dla ryb, b. podwójna śluz dla ryb, c. przepławka dla narybku, d. basen zbiorczy, e. kanał żeglugi, f. śluz, g. zakład energetyczny.

Wszystkie te urządzenia mogą przepuścić 25 do 30 tys. ryb na dobę przy zużyciu wody około 160 m³/s.

Śluzy, umieszczone parami w 3 miejscach, wskazanych na szkicu sytuacyjnym, posiadają od strony dolnej wody otwory wejściowe, dające się zamykać częściowo w zależności od stanów wody. Celem skierowania lososi do śluz (lososie lubią płynąć przeciw silnemu prądowi) przepuszcza się przez śluzy wodę w ilości około 11 m³/s.

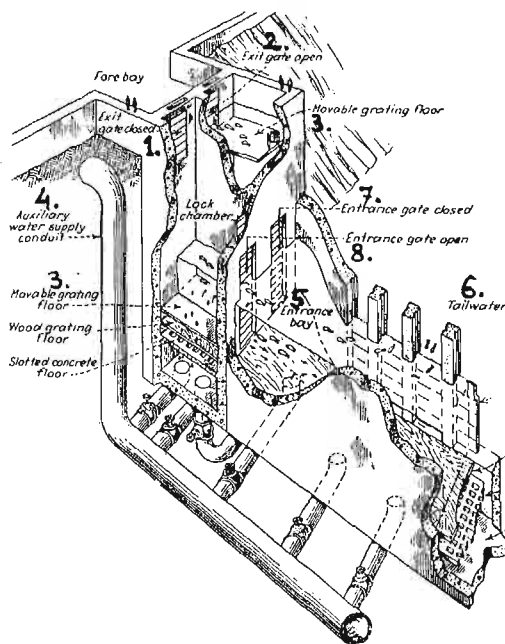
Po wejściu dostatecznej ilości ryb do komory śluzowej zamyka się otwory wejściowe, a kiedy komora napełni się do poziomu górnej wody, następuje podniesienie ruchomej podłogi do góry, co zmusza ryby do podejścia ku otworom wyjściowym, które mogą wydostać się do górnego stanowiska rzeki.

Przepławki schodkowe dla ryb (zobacz rozmieszczenie na szkicu sytuacyjnym) mają kształt kanałów schodkowych (kaskadowych) o spadku ogólnym 1:16. Wyloty kanałów są zatopione niezależnie od stanów wody; dla orientacji ryb przepuszcza się przez przepławki wodę pod znacznym ciśnieniem, wytwarzającym szybkość większą, niż szybkość wody dolnej otaczającej wyloty.

Baseny zbiorcze są umieszczone od strony dolnej wody przy zakładzie energetycznym i w pobliżu przyczółków zapory. Basen przy zakładzie ma kształt koryta, przez które odbywa się dla zwabienia ryb przepływ wody, doprowadzonej z boku.

Baseny przy przyczółkach są ograniczone po bokach betonowymi ścianami kierującymi; od dolnej wody zamyka je przesuwalna ściana (konstrukcji stalowo-drewnianej), zaopatrzona w otwory, zwężające się ku górnej wodzie na kształt lejka (od 3 do 0,3 m w świetle).

Dla wędrówek młodych, świeżo wylęgniętych ryb wdół rzeki przewidziano małe, bardzo strome prze-



Rys. 2.

Śluzy dla ryb i basen zbiorczy przy zakładzie energetycznym: 2. Otwór wejściowy zamknięty; 2. Otwór wyjściowy otwarty; 3. Podłoga ruchoma; 4. Rurociąg zasilający; 5. Basen wstępny; 6. Dolna woda; 7. Otwór wejściowy zamknięty; 8. Otwór wejściowy otwarty.

plawki w zaporze i przy zakładzie, mimo, że ryby te mogą bez szkody dla siebie przeskakiwać przez upusty w zaporze lub przepływać przez turbiny, które przy dużej średnicy (7 m) mają powolne obroty (75 na minutę).

Opisane wyżej bardzo kosztowne urządzenia usiłują stworzyć dla lososi dogodne warunki i zachęcić je do kontynuowania normalnego trybu życia po wybudowaniu zapory. Opinia techniczna kraju wcale nie jest pewna dobrych wyników pracy tych urządzeń i sarka na ich wysoki koszt, pocieszając się tylko tem, że doświadczenia, nabyte w Bonneville, przyczynią się do dobrego rozwiązania sprawy wędrówek ryb przez inne zapory. (*Engineering News Record*, 13. II. 1936).

Inż. O. Faust

Melioracje

Deszczownie w Austrii.

Jednym z najlepszych sposobów wyzyskania cennych własności wody dla roślin w czasie posuchy, lub na ziemiach posusznych, jest dawanie wody w postaci sztucznego drobnego deszczu. Urządzenie do tego, składające się z motoru, sieci przewodów i elementów rozpryskujących (dysze), nazywa się deszczownią. Desz-

czownie mogą być albo stałe, albo ruchome. Pierwsze budowane deszczownie powstały przed wojną światową, z wynalazku Inż. Szczepkowskiego w Poznańskim, poczem dopiero bardzo rozwinęły się w Niemczech.

Ze względu na doniosłość sprawy deszczowni, których kilka powstało po wojnie i w Polsce, uważamy za konieczne podać poniżej słów kilka o deszczowniach z Austrii.

Dnia 19 lutego 1936 roku odbyło się w Wiedniu I-c Walne Zebranie Austriackiego Towarzystwa Badania Deszczowni, na którym poruszono kilka ciekawych tematów, dotyczących się gospodarki wodnej, meljoracji i rolnictwa.

Towarzystwo zostało założone w roku 1935 dla przestudjowania całokształtu spraw wodnych oraz zużytkowania ścieków miejskich w cierpiących na brak wody częściach Dolnej Austrii (z Wiedniem) i Burgenlandu¹⁾, przy czynnym udziale prof. Ch. Fischera, specjalisty od nawodnień, jako przewodniczącego, oraz Dr. Inż. Kár'a jako dyrektora.

Pierwszy rok działalności Towarzystwa upłynął na zbieraniu statystyki istniejących urządzeń, skompletowaniu rezultatów dotychczas przeprowadzonych badań i doświadczeń, oraz zorganizowaniu wspólnej pracy zainteresowanych władz, instytucji i osób. Przeprowadzona statystyka stwierdziła, że na wymienionych terenach znajduje się 40 urządzeń, obejmujących 4000 ha pól. Zauważyć się daje dążenie do powiększenia tych zamierzeń, tak ważnych dla Austrii, cierpiącej na deficyt produkcji rolniczej, lecz stają temu na przeszkodzie kwestje natury prawnej, ekonomicznej i technicznej. Przeszkody natury prawnej są spowodowane nieuregulowaną przez ustawodawstwo sprawą pobierania wody gruntowej oraz ciężąciami na przeważnej ilości wód powierzchniowych (ścieki wodne) uprawnieniami przemysłowemu. Pobieranie wody dla deszczowni z tych ostatnich wód powoduje konieczność uiszczania odszkodowań tak wysokich, że deszczownia może być nieopłacalna.

Przeszkody natury technicznej sprowadzają się do trudności uzyskiwania naprawdę niezawodnego czerpania wody z zapasów powierzchniowych lub gruntowych. Z tych względów należałoby poddać rewizji, w terenach suchych, podstawy regulacji rzek, a mianowicie należy tu osiągnąć nieszkodliwe odprowadzenie wielkich i najwyższych wód bez zbytowego obniżania poziomu wód gruntowych na terenach przecinanych przez rzekę. Jako środek zaradczy przeciwko zbyt niskiemu poziomowi wód gruntowych podano dwa sposoby zasilania go, a mianowicie pośredni i bezpośredni. Sposób pośredni inż. Grubera polega na tworzeniu w górnym biegu rzeki zbiorników wyrównawczych, mających za zadanie podnoszenie poziomu wody w rzece podczas posuchy, sposób bezpośredni Dr. R. Fischera ucieka się do tworzenia (w miejscach do tego odpowiednich), zbiorników mających na celu zmuszenie wielkich wód rzeki do wsiąkania w grunt, do wody gruntowej. Oba te sposoby mają prócz tego zaletę możności stosowania dla rzeki poniżej zbiorników znacznie mniejszych przekrojów poprzecznych, a więc oszczędność w robotach ziemnych.

W rozważaniach zebrania poruszono też sprawę niemniej ważną, a mianowicie, konieczność zbadania, czy istniejące już, lub projektowane w terenach su-

chych urządzenia wodne nie mogą być wykorzystane w sposób bardziej racjonalny ze względów na gospodarowanie wodą, a tem samem i lepiej pod względem ogólnopństwowej ekonomii. Jako przykład podano sprawę kanału Wiedeń — Neustadt, zbudowanego przed laty dla transportu do Wiednia węgla i drzewa opałowego. Kanał ten obecnie może być wykorzystany dla uzyskania na służach siły motorycznej 736 KW, podczas gdy używszy jego przepływ 1,3 m³/s dla nawodnienia przestrzeni nieużytków, przez które przepływa, można uzyskać dla kultury rolnej 7500 ha pierwszorzędnej ziemi, na której można osadzić bezrobotne rzesze z korzyścią dla Państwa.

Przechodząc do spraw bardziej szczegółowych, stwierdzono na zebraniu co następuje:

1) Ponieważ pobór podziemnej wody do deszczowni wysuwa wiele prawnych i technicznych zagadnień, przeto w południowej części Morawskiego Pola²⁾ założono wielką sieć doświadczalną, składającą się z 8-u stacyj wodowskazowych (dla wód gruntowych) oraz licznych studni, z których pompuje się wodę dla deszczowni. Wyniki pomiarów będą ogłoszone za rok.

2) W zeszytcie 22 z 1934 roku czasopisma Wasserwirtschaft und Technik ogłoszono rezultaty badań przeprowadzonych w Gross-Enzersdorfie z najmniejszym sprzętem deszczownianym. Przewidziane zaś są w najbliższej przyszłości badania przydatności i kosztu różnych maszyn napędowych dla deszczowni.

3) W czasopiśmie Wasserwirtschaft und Technik w 1935 roku ogłoszono normy dla cienkościennych rur stalowych, używanych dla deszczowni.

4) Doświadczenia na Stacji Doświadczalnej w Gross-Enzersdorf i na całym zrzeszonym obszarze wykazały, że przez deszczownie osiągnąć można bardzo daleko idące zwiększenie produkcji rolnej sięgającej np. przy uprawie lucerny i koniczyny do 250%.

5) Sposób nawodnienia przez podziemne doprowadzenie rurociągami wody bezpośrednio do korzeni roślin daje doskonałe rezultaty, nadaje się zaś zwłaszcza do cieplarni, warzywników, sadyb, boisk i lotnisk.

6) Sposób zużytkowania ciepłych wód odpływowych z fabryk (np. wody kondensacyjne), zaproponowany przez Dr. R. Fischera, polegający na podziemnym doprowadzaniu wody do korzeni roślin, prócz nawodnienia, będzie jeszcze ogrzewał glebę.

(Wasserwirtschaft und Technik Nr. 6—7 1936 r.).

Inż. P. Wroński.

Hydrologja, hydraulika

Nowe przepisy rosyjskie o dopuszczalnych szybkościach wody w budowłach hydrotechnicznych.

W Rosji Sowieckiej ostatnio opracowane zostały przepisy dotyczące dopuszczalnych szybkości w budowłach hydrotechnicznych. Przepisy te oparte zostały na danych doświadczalnych w warunkach naturalnych i laboratoryjnych. Traktują one osobno grunta o charakterze zwięzłym, monolitycznym, oraz odpowiednie materiały budowlane, osobno zaś grunta sypkie, ziarniste.

Do gruntów tej drugiej kategorii odniesiono wszelkie grunta, których ziarna w wodzie tracą wzajemną łączność. Ciężar gatunkowy tych gruntów waha się w

¹⁾ Burgenland — pogranicze z Węgrami na południowy wschód od Wiednia.

²⁾ Marchfeld — pogranicze z Morawami, na wschód od Wiednia.

granicach 2,4—2,85. Niżej podajemy najbardziej charakterystyczne wyjątki z przepisów dla gruntów zwięzłych (I), dalej dla niezwięzłych (II).

Dopuszczalne średnie szybkości dla gruntów I grupy w ścieku wodnym o śr. głębokości 1,00 m nie mogą przekraczać następujących wartości: (szybkości niżej podano w m/s).

	gruntu		
	malo zwięzle	średnio zwięzle	zwięzle
1. gliny ze znaczną zawartością piasku (do 50%)	0,45	0,90	1,30
2. gliny z małą zawartością piasku	0,40	0,85	1,25
3. gliny tłuste	0,35	0,80	1,20
4. gliny chude	0,32	0,70	1,05

O ile ściek wodny posiada śr. głębokość większą lub mniejszą od 1 m, wartości powyższe należy mnożyć przez współczynnik k.

głębokość ścieku k	0,3	0,5	0,75	1,00	1,5-2,0	2,5-3,0
	0,8	0,9	0,95	1,00	1,1	1,2

Dla pokładów skalnych osadowych odpowiednie szybkości przy śr. głębokości ścieku 1,0 m nie mogą przekraczać:

1. miękki konglomerat, margiel, łupki ilaste	2,5—3,0 m/s
2. Wapień porowaty, konglomerat twardy, zbity	3,0—5,0 m/s
3. dolomit, mocny wapień	4,5—7,0 m/s

Dla pokładów krystalicznych niezwięzłych i niespekanych dopuszczalne szybkości w m/s będą:

	Powierzchnia	
	chropowata	gładka
1. marmury, granity, sienity	15—25	27—38
2. porfiry, andezyty, diabazy, bazalty, kwarcyty	24—28	38—45

Przejsie do innych głębokości ścieku uskutecznią się przez mnożenie przez współczynnik k, jak wyżej. Dopuszczalne szybkości dla gruntów niezwięzłych (II grupa) przy głębokości ścieku 1,0 m wynoszą:

	średnica ziarna w mm	szybkość w m/s
1. pył	0,05—0,005	0,20—0,15
2. piasek drobny	0,25—0,05	0,30—0,20
3. „ gruby	2,50—1,00	0,65—0,55
4. żwir drobny	25,0—15,0	1,40—1,20
5. „ gruby	75,0—40,0	2,40—1,80
6. rynniki, duże kamienie	200,0—150,0	3,90—3,30

Dla innych głębokości należy mnożyć wartości powyższe przez współczynnik k.

Średnie							
głębokości	0,30	0,60	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
k	0,8	0,9	1,0	1,1	1,15	1,20	1,25

(G i d r o t e c h n i e z e s k o j e S t r o i t e l s t w o. 1935, Nr. 5).

wk

Z doświadczeń różdżkarskich.

W dolnej Austrii, nad potokiem Braunaubach pod Altmanns przeprowadzono badanie wód gruntowych zapomocą niwelacji poziomu wody w otworach wiertniczych, względnie w wykopach, oraz zapomocą metody różdżkarskiej.

Pomiary przeprowadzono trzykrotnie: przed rozpoczęciem pompowania wody w otworach próbnym, w czasie pompowania, 16 godzin po zaprzestaniu pompowania.

Z pomiarów niwelacyjnych skonstruowano plany warstwic zwierciadła wody gruntowej, z pomiarów różdżkarskich określono strefy odchylenia różdżki.

Wyniki otrzymane zapomocą różdżki nie wykazały zasadniczych różnic w stosunku do planów warstwic, obraz był naogół podobny, choć więcej skomplikowany.

Dokładniejsze badania wiertnicze wykazały, że woda gruntowa była obecną w dwu warstwach, z których górna na głębokości około 1,70—3,20 m pod powierzchnią terenu, dolna 3,80—7,60 m pod powierzchnią. Przedzielone były warstwą nieprzepuszczalną o grubości zaledwie 60 cm.

Pomiary temperatury wykazały odrębność obydwu warstw, skład chemiczny był mimo to podobny.

Układ dolnej warstwy wody gruntowej nie był badany. Obecność jej zapewne wpłynęła na zachowanie się różdżki.

(V. Z a t l o u k a l. Eine hydrologische Studie mit der Wünschelrute. Wasserwirtschaft und Technik. 1936. 20—22).

Inż. K. D.

Pomiary parowania.

Parowanie terenowe jest czynnikiem nader ważnym w obiegu wody. Niestety trudno je mierzyć. Wobec trudności związanych z poznaniem absolutnych wielkości parowania, proponuje R a m s a u e r mierzenie wielkości względnych zapomocą przyrządu Mitscherlich'a, odpowiednio ulepszony.

Ewaporometr ten składa się z naczynia glinianego o ścianie porowatej, osadzonego na szklanym słoju, stanowiącym zbiornik wody i zaopatrzonym w podziałkę, wskazującą zawartość słoja. Ewaporometr taki ustawia się na słupku osadzonym w ziemi, koszt jego jest mały, obsługa łatwa.

Wskazania takiego ewaporometru porównywał Ramsauer ze wskazaniami wagi Wildta. Stosunek pierwszych do drugich wynosił 2,2 w lecie 1932 r., w laboratorium w Söllheim pod Salzburgiem, 2,0 w zimie 1930/31 r. w tem samym miejscu, 1,8 w lecie 1931, w budynku, na wysokości 2000 m, w okolicy Salzburga, 1,22—1,25 w klatce meteorologicznej, w różnych warunkach.

Stosunek wskazań dwu ewaporometrów glinianych, obserwowanych w tych samych warunkach, był bliski jedności. Wskutek dłuższego używania wskazania ewaporometru tego typu mogą się nieznacznie zmniejszać.

Duże znaczenie ma wysokość osadzenia ewaporometru. W ogrodzie zakładu doświadczalnego w Salzburgu ustawiono 2 ewaporometry gliniane 0,1 i 1,0 m nad ziemią. Stosunek wskazań pierwszego do drugiego wahał się około wartości 0,72. Analogiczny stosunek na ewaporometrach, ustawionych w Söllheim na mokrej łące wyniósł tylko 0,62. Obserwacje prowadzono 3 lata.

Przytoczone wyniki doświadczeń dowodziłyby, że ewaporometry gliniane dostarczyć mogą szereg liczb stosunkowych, ułatwiających poznanie absolutnych wielkości parowania i z tego powodu zasługują na spopularyzowanie.

(W a s s e r w i r t s c h a f t u. Technik. 1936. 20—22).

Inż. K. D.

Przegląd czasopism polskich

Wisła, jako miejska droga komunikacyjna.

W prasie warszawskiej ukazały się notatki o możliwości wyzyskania Wisły, jako miejskiej drogi komunikacyjnej. Brak długich, równych arteryj w kierunku z południa na północ, odczuwa się w Warszawie już oddawna. Wystarczająco małe przeszkody w ruchu na ul. Marszałkowskiej i na Nowym Świecie, by zupełnie zakłócić normalną komunikację na całym szeregu ulic sąsiednich. Najnaturalniejszą arterją wzdłuż biegu Wisły mogłyby być wybrzeża. Skracają wydatnie drogę, zwłaszcza że po lewej i po prawej stronie w niedalekich stosunkowo od siebie odstępach schodzą do Wisły ulice o kierunku zachodnio - wschodnim. Sama Wisła nie była dotychczas brana pod uwagę. Wówczas, kiedy Warszawa zamykała się między mostem Poniatowskiego a mostem kolejowym (od północy), komunikacja między ul. Karową a Koscielną mogła się obejść bez wody; dziś sprawa przedstawia się inaczej.

Autor artykułu na powyższy temat w „Kurjerze Warszawskim” przychodzi do wniosku, że sprawę wygodnej dla Warszawy miejskiej komunikacji południe-północ rozwiązać możnaby przez uruchomienie lekkich, zwinnych, szybkich motorówek, któreby miały wyraźne trasy o kierunku południowo - północnym i sprawnie łączyły odległe punkty Czerniakowa, czy osiedla na Sierakach z Żoliborzem, Marymontem, Bielanami, względnie z Saską Kępą, Pragę, Pelcowizną. Na odcinku śródmiejskim, oczywiście, przystanki.

Projekt ten wydaje się autorowi tembardziej na czasie, że wszelkie propozycje uporządkowania niedostatecznej sieci arteryj południowo - północnych na łądzie nie znajdują narazie oddźwięku dla mnóstwa przyczyn, przeważnie usprawiedliwionych i wy tłumaczonych. Fakt jednak pozostaje faktem, że ich niema i nie prędko będą. A Żolibórz, czy Marymont, Buraków, Ruda lub Słodowiec, nie mówiąc o innych dzielnicach, wołają głośno o nowe, odpowiednie połączenia z resztą miasta.

Projekty powyższe niewątpliwie zasługują na uwagę.

Stateczki - tramwaje, raczej omnibusy, przy dobrej organizacji, odciążą znakomicie ruch komunikacyjny w mieście i przyczynią się istotnie do podniesienia waloru Wisły. Względem tego lekceważyć nie można, jeśli chcemy, aby Wisła naprawdę stała się Warszawie potrzebna, nie od święta i nie od parady. Większe uporządkowanie wybrzeży, regulacja, niezbędna dla uruchomienia systematycznej, stałej lokomocji wodnej, sprawią, że Wisła nie tylko w słowach zbliży się do miasta: będzie niezbędna jako arterja, więc zmusi do pamiętania o brzegach, o wylotach Powiśla, o nurcie.

Nowa lokomocja wodna sprawić może również zmianę w projektach dawno oczekiwaną: ożywienie wybrzeży z kawiarniami, salami restauracyjnymi, tarasami, reklamami świetlnymi, jak na wybrzeżach wielkomiejskich na Zachodzie.

35-lecie wodociągu lwowskiego.

Rozwój wodociągu lwowskiego w czasie jego 35-letniego istnienia opisuje inż. B. Benedyktowicz w Nr. 7 czasopisma „Gaz i Woda” z r. b. Przed założeniem wodociągów miasto Lwów zaopatrywało się w wodę ze studzien pompowych, wierconych lub kopanych. W roku 1901 wybudowany został wodociąg centralny. Wodę gruntową ujęto w miejscowości Wola Dobrostańska zapomocą 2-ch studni, które stanowiły początkowe ujęcie. W ciągu następnych lat pierwotne ujęcie rozszerzono tak, że powstało 16 studzien. W r. 1925 zbudowano wodociąg pomocniczy w miejscowości Szkło, odległej od Woli Dobrostańskiej o 7,2 km. Ujęto tu źródło rzeki Szkło. W r. 1928 wykonano nowe ujęcie pod Wielkopolem, skąd można pobierać 6600 m³ na dobę.

Do r. 1928 oddawano wodę mieszkańcom bez pomiaru, a nadmierne zużycie doprowadziło do stanu, przy którym wydajność źródeł nie mogła pokryć zapotrzebowania. Dobowe zużycie wynosiło 32.000 m³. Po wprowadzeniu wodomierzy w r. 1929 dobowe zużycie wody spadło do 22.000 m³. W obecnym stanie wodociągu lwowskiego sieć rur ulicznych ma sumaryczną długość ok. 185 km.

Z powodu dalszego rozrostu miasta, wylania się potrzeba budowy drugiego wodociągu w najbliższej przyszłości. Przy współpracy ekspertów prof. dr. Matakiewicza, prof. dr. Nadolskiego i dr. Rosłońskiego rozpoczęto badania nowych terenów wodonośnych w okolicy Kamienohrodu. Z tych terenów można będzie otrzymać ok. 20.000 m³ na dobę. Skład chemiczny tej wody różni się jednak od składu chemicznego wody Szkoła i ujęcia w Woli Dobrostańskiej.

Czyszczenie studzien z filtrem żwirowym zapomocą sprężonego powietrza.

Powszechnie znanem jest zjawisko stopniowego zmniejszania się wydajności studzien wodociągowych wskutek zasklepienia się otaczających warstw gruntu. Istnieje szereg sposobów czyszczenia studzien. Chodzi zazwyczaj o to, by usunąć zbite i nieprzepuszczalne osady z otaczającego studnię gruntu. Inż. T. K i e l a n o w s k i podaje opis konstrukcji dłuta do czyszczenia studzien gruntowych własnego pomysłu.

Przyrząd składa się z młotka pneumatycznego, który uruchamia dłuto z grubościenną stalową rurą. Dopływy powietrza do wnętrza dłuta i do młotka są od siebie niezależne. Dłuto na końcowych 30 cm posiada 10 otworów o średnicy 2 mm, przez które wypływają cienkie strumienie sprężonego do 6 atm. powietrza. Podczas czyszczenia studni dłuto wbija się w filtr żwirowy, rozkruszając zbite warstwy żwiru, zaś sprężone powietrze draży otaczający grunt na pewnej odległości od dłuta oraz przeczystcza otwory w koszu studni. Dla odprowadzenia osadów zanieczyszczających studnię, podczas pracy dłuta przeprowadza się intensywne odpompowywanie wody. Próby zastosowania przyrządu inż. K i e l a n o w s k i e g o przy czyszczeniu studzien wodociągu krakowskiego dały zupełnie dobre rezultaty. Czas czyszczenia zredukowany został do 2 — 4 godzin przy głębokości studni 90 — 110 m. („G a z i W o d a”, Nr. 7, 1936).

Postęp w konstrukcji wirników pomp kanalizacyjnych.

Inż. Wł. Skoraszewski omawia zagadnienie pompowania ścieków z dużą ilością stałych zawieszin. Pompo-

wanie to nastęcało zawsze poważne trudności wobec niekiedy znacznych rozmiarów zawieszin. Szczególne komplikacje wywołują szmaty, przedostające się do ścieków. Tego rodzaju przedmioty, zwłaszcza w większych ilościach dotąd nie mogły być pompowane ze ściekami ani pompą tłokową, ani pompą odśrodkową o zamkniętym wirniku z dużą ilością łopatek, oraz z bardzo wąską szczeliną ssącą. Stąd też przy budowie pompami ścieków należało ochraniać wirniki, stosując kraty i sita o wąskich szczelinach.

Konstruktorzy pomp odśrodkowych kanalizacyjnych, lub przeznaczonych do podnoszenia cieczy gęstych, oddawna czynili wysiłki, aby dostarczyć przemysłowi instalacje wydajne i pewne pod względem ruchu. Ostatnio właśnie zbudowane zostały także pompy, przytem autor artykułu, omawiając ich konstrukcje zwraca uwagi na dwa zasadnicze typy. Typ nieco już dziś „stary” stanowią pompy o wirniku kanałowym. Drugi typ — typ nowszy jest poprostu wirującym garnkiem o tak wielkich otworach bocznych, że zdolność przepuszczania ciał stałych wynosi ok. 60% średnicy wlotowej. Pompy odśrodkowe o nowoczesnej konstrukcji wirnika pozwalają na znakomite uproszczenia w budowie pompowni ścieków przez prawie zupełne eliminowanie krat, a przeto i osadów kratowych.

(B i u l e t y n W o d o c i ą g o w o - K a n a l i z a c y j n y, 1936 r., nr. 2).

Koszt wyrobu pali żelbetowych.

Ciekawe szczegóły kalkulacji kosztu wyrobu pali żelbetowych podaje p. T. Kałkowski na podstawie własnych obserwacji przy budowie mostu. Stwierdzone ilości robocizny zasługują na uwagę chociażby dlatego, że w podręcznikach analizy robocizny danyeli tych dotąd

brakuje. Przekrój pala był 30×30 cm, długość 6,00 m, objętość 0,515 m³, uzbrojenie 8 kg/m³, ciężar grota 15 kg.

Ilość betonu na 1 podobny pal wyniosła, licząc 5% straty, oraz 450 kg cementu na 1 m³ gotowego betonu:

kruszywa	0,57 m ³
cementu	243 kg
żelaza	48,2 kg
grot pala	14,7 kg

Dla wykonania pali partjami po 10 sztuk zbudowano 10 jednakowych form, leżących w kształcie rozbieżnych koryt z desek 4 cm. Dno spoczywa na poprzecznych legarkach. Każda forma ujęta jest w 6 ram żelaznych, złożonych z pionowych kątowników i poziomych śrub. Ilość materiału na 10 form wyniosła:

desek 4 cm grubych	2,8 m ³
łat 1/6	24 m
kątowników 50×50×5	214 kg
śrub 5/8	114 kg

Ilość robocizny wyniosła na 1 pal:

	kwalfik.	niekwalfik.
budowa form	godzin 1,55	—
montaż uzbrojenia	„ 1,75	1,75
czynności wstępne	„ —	4,00
betonowanie	„ 0,50	6,00

Autor artykułu stwierdza, że przy dobrej organizacji tego rodzaju robót koszt robocizny ma stosunkowo niewielki wpływ na wysokość kosztu własnego (13,5%). Koszt form, przeliczony na jeden pal, da się zredukować przez możliwe zwiększenie wielokrotności ich użycia.

(P r z e g l ą d B u d o w l a n y, 1936, nr. 7).

Wiadomości gospodarcze i prawne

Ostatnie przetargi.

Ministerstwo Rol. i Ref. Roln. ogłosiło przetarg na wykonanie obwałowania Wisły w województwie kieleckim i krakowskim na warunkach kredytowych. Roboty mają być wykonane w ciągu lat 3; kubatura robót ziemnych wynosi około 10 milionów m³. Całość robót podzielono na pięć odcinków co umożliwi przystąpienie do robót również mniejszym przedsiębiorstwom.

Akcja meljoracyjna Związku Izb i Organizacji Rolniczych.

Związek Izb i Organizacji Rolniczych, opracował ostatnio szereg wniosków, dotyczących najważniejszych spraw meljoracyjnych, które przedstawi władzom w specjalnym memorjale. Najważniejszym postulatem jest podjęcie akcji meljoracyjnej przez izby rolnicze przez stworzenie przy nich specjalnych inspektoratów i ustalenie ich współpracy i rozdziału kompetencji z urzędami wojewódzkimi. Zadaniem tych inspektoratów byłby współudział w opracowaniu planów prac wodno-meljoracyjnych dla całego województwa, oraz organizowanie t. zw. meljoracji szczegółowych, jako dalszego rozwinięcia akcji, prowadzonej przez urzędy wojewódzkie i inżynierów rejonowych. Związek podkreśla, że właśnie w tym zakresie istnieją wielkie możliwości jaknajbardziej racjonalnego wyzyskania ustawy szarwarkowej.

Pozatem Związek opracował szereg wniosków, dotyczących zagospodarowania łąk, a mianowicie, że Polska ma znaczny niedobór pod względem ilości jak i jakości siana oraz dobrze zagospodarowanych pastwisk i z tego powodu nie jest w stanie zaspokoić potrzeby rolnictwa, oraz, że wobec braku dostatecznych środków na szerszą akcję w tym kierunku, należy ją ograniczyć w pierwszym rzędzie do gruntów już zmeljorowanych.

W obecnym stadium prac łąkowo-meljoracyjnych istnieje ogromna dysproporcja między wielkością obszarów łąk i pastwisk, osuszonych przez regulację rzek, a ich zagospodarowaniem. Ten stan faktyczny możnaby poprawić bądź przez powiększenie dotacyj na pomoc przy zagospodarowaniu zmeljorowanych obszarów, bądź przez przeniesienie pewnej kwoty, przeznaczonej na regulację rzek, na pomoc przy zagospodarowaniu.

Oddłużenie spółek wodnych.

Ostatnio odbyło się zebranie Komitetu Centralnego Spółek Wodnych przy udziale delegatów Warszawskiej i Łódzkiej Izby Rolniczej. Tematem obrad było omówienie środków, pozwalających jaknajrychlej zrealizować postulaty memorjału, złożonego Ministerstwu Rolnictwa. Spółki wodne domagają się zwołania ogólnokrajowego zjazdu przedstawicieli spółek, któryby poparł ich postulaty. Zajmowano się również sprawą przydziału plan-tacyj buraka cukrowego dla członków spółek wodnych, jako pomocy, umożliwiającej częściową spłatę zobowią-

zań wobec Banku Rolnego z tytułu zaciągniętych przez spółki kredytów.

Ewidencja robót meljoracyjnych.

Białostocka Izba Rolnicza wystąpiła ostatnio z wnioskiem o wydanie zarządzenia, dotyczącego: 1) ścisłego zewidencjonowania w powiatach wykonanych robót me-

Życie techniczne

Poświęcenie Zakładu Oczyszczania Wody Wodociągowej w Łucku.

Dnia 6 lipca b. r. odbyło się na Biwakach uroczyste poświęcenie Zakładu Oczyszczania wody wodociągowej. W skład zakładu wchodzi elektrownia, studnia ujmująca, stacja pomp dolnych, stacja pomp górnych, osadniki, filtry, zbiornik wody czystej i inne urządzenia. Przecięcie wstęgi dokonał osobiście p. Wojewoda Wołyński Henryk Józewski.

Wycieczka inżynierów Służby Wodno - Komunikacyjnej do Porąbki i Rożnowa.

W dn. 9—13 września r. b. odbędzie się wycieczka naukowa delegowanych przez Urzędy Wojewódzkie inżynierów Służby Wodno-Komunikacyjnej celem zwiedzenia wykonywanych obecnie robót przy regulacji Czarnej Przemszy, Brynicy oraz zabudowania niektórych górskich potoków w dorzeczu Soły i Dunajca. Wycieczka zwiedzi jednocześnie istniejącą zaporę na Wapiennicy oraz budujące się zapory w Porąbce i Rożnowie.

Stała Międzynarodowa Komisja Kongresów Żeglugowych.

W dn. 9 i 10 czerwca r. b. odbyło się w Brukseli zebranie Stałej Międzynarodowej Komisji Kongresów Żeglugowych.

Recenzje i krytyki

Inż. Czesław Zakaszewski. — Podręcznik meljoracji rolnych. Tom II. Warszawa 1935, str. 258.

Wspomniany wyżej t. II podręcznika meljoracji rolnych stanowi dalszy ciąg wydanego w r. 1931 przez inż. Zakaszewskiego t. I tegoż podręcznika i zawiera następujące rozdziały: nawadnianie grawitacyjne, nawadnianie mechaniczne (deszczowanie), oczyszczanie ścieków oraz uprawa łąk i pastwisk.

Roboty meljoracyjne, które poczynając od roku 1929 doznały poważnego skurczenia, obecnie wchodzi znów w okres ożywienia, przyczem nabywają nieco odmiennego charakteru, niż to było przed latami, a mianowicie: wielką uwagę zwrócono na meljoracje podstawowe, zwłaszcza na regulację rzeczek. Pozatem zainteresowani rolnicy obecnie żądają, ażeby osuszenie terenów było połączone z nawodnieniami, zaś regulacja rzek około miast wysunęła kwestję odprowadzenia wód ściekowych oraz wogóle polepszenia warunków sanitarnych.

Wobec wzrostu zainteresowania robotami meljoracyjnymi, pojawienie się nowej pracy inż. Zakaszewskiego, której celem jest omówienie szeregu wyżej wymienionych zagadnień, jest bardzo na czasie.

Kwestja nawadniania terenów była już opracowana przez prof. Cz. Skotnickiego w r. 1925 w książce „Nauka meljoracji”, przyczem zostały wykorzystane ówczesne dość szczupłe dane, dotyczące nawadniania gruntów w Polsce. Od tego czasu minęło 10 lat, jednakże opubli-

loracyjnych, które należy uważać za roboty publiczne; 2) ustalenia stanu sprawności robót meljoracyjnych i potrzeb naprawy; 3) stosownego uwzględnienia renowacji i naprawy istniejących rowów w roku bież., oraz uwzględnienia robót meljoracyjnych w planie prac i zapotrzebowaniu na świadczenia szarwarkowe w przyszłym roku budżetowym, stawiając roboty konserwacyjne na pierwszym miejscu przed robotami meljoracyjnymi.

Polska wysłała jako delegata Przewodniczącego polskiej delegacji inż. E. Romańskiego, Dyrektora Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji.

Porządek dzienny obrad był następujący:

1. sprawozdanie Biura Wykonawczego o ogólnej sytuacji Kongresów Międzynarodowych Żeglugi od 15.V. 1935 do 15.V. 1936 r;
2. sprawozdanie Komisji weryfikacyjnej;
3. wyniki XVI Międzynarodowego Kongresu;
4. przewidywania i propozycje, dotyczące następnego Kongresu;
5. sprawa przystąpienia Międzynarodowej Asocjacji badań hydrologicznych w charakterze członka do Asocjacji Kongresów Żeglugi;
6. postęp prac nad słownictwem technicznym.

Po zebraniu odbyły się wycieczki naukowo-techniczne do Ostende i Zeebrugge dla obejrzenia nowych śluz.

Światowa Konferencja Energetyczna.

W związku z obradami Światowej Konferencji Energetycznej w Ameryce odbędzie się zebranie Komisji Wysokich Zapór, na którą delegowany został z Biura Dróg Wodnych Inż. H. Herbich.

kowano mało nowego materiału z dziedziny nawadniania. Nawet w nowych pracach, jak np. A. Kornelli „Meljoracje gruntów torfowych” (1932 r.), oraz prof. S. Turczynowicza „Meljorowanie i zagospodarowanie torfowisk” (1934 r.), zagadnieniu nawadniania zostało udzieleno mało uwagi.

Inż. Zakaszewski zastanowił się więcej nad zagadnieniem nawodnienia gruntów, zebrał nowy materiał, między innymi ze stacyj doświadczalnych w Sarnach, Dublinach, Staniewiczach i w Bydgoszczy, a również z różnych zmeljorowanych obiektów, opracował ten materiał i podał normy i metody dla projektowania różnych typów nawodnienia, przyczem uzupełnił wykład starannie opracowanymi przykładami. Przytoczone w książce inż. Zakaszewskiego wzory, normy i przykłady dają łatwe sposoby do wyznaczenia wymiarów kanałów nawadniających; należy, jednak, podkreślić, że proponowane sposoby oparte są na danych, które pochodzą przeważnie z terenów o innych, niż w Polsce, warunkach i dlatego nie należy te sposoby brać bezkrytycznie. Sam autor zresztą podkreśla, że przytoczone obliczenia mają charakter przybliżony i winny być korygowane na podstawie obserwacji nad funkcjonowaniem meljoracyj, wykonanych w Polsce.

W rozdziale o deszczowniach inż. Zakaszewski podał dokładne wiadomości o warunkach zastosowania deszczowni, opisanie różnych systemów deszczowni, spo-

soby obliczenia sieci doprowadzającej wodę do pól, oraz silników dla dostarczenia wody, wreszcie przytoczył dane o kosztach, potrzebnych na urządzenie deszczowni.

Rozwój miast wywołuje konieczność rozszerzenia ogródków warzywnych, jak też owocowych, oraz zabezpieczenia ich wydajności. Nawadnianie ogrodów zapomocą deszczowni może być w odpowiednich warunkach rentowne, wobec tego wiadomości o deszczowniach, podane przez inż. Zakaszewskiego, będą bardzo pożytecznymi.

Rozdział o ściekach, zdawałoby się luźno powiązany z nauką o meljoracji gruntów, posiada obecnie dla meljoratorów wielką wagę. Regulacja rzeczek pod miastami (Łódź, Piotrków, Białystok, Wieluń, Płońsk i t. d.), wymaga zorientowania się w możliwościach odprowadzenia ścieków, ilość których może być bardzo poważną. Kierownicy nowoutworzonych referatów meljoracyjnych przy starostwach będą często mieli do czynienia, zwłaszcza przy dochodzeniach wodno-prawnych, z kwestjami zanieczyszczenia rzek ściekami fabrycznych wód, dlatego też nowy rozdział o ściekach w książce „Podręcznik meljoracji rolnych” został wprowadzony słusznie.

List do Redakcji

W sprawie artykułu „Administracja wodna w Polsce”.

W artykule, umieszczonym w Nr. 1 „Gospodarki Wodnej” z robu bież., pod tyt.: „Administracja Wodna w Polsce”, prof. M. Rybczyński przedstawił obecny podział kompetencyj w dziedzinie wodnej pomiędzy kilkoma Ministerstwami. Celem usprawnienia administracji w zakresie gospodarstwa wodnego, autor powyższego artykułu proponuje skoncentrowanie prawie wszystkich spraw w jednym Ministerstwie.

Myśl wyzyskania zasobów wodnych każdego kraju według pewnego jednolitego planu, opracowanego przez jedno kierownictwo, oddawna już nurtowała wśród hydrotechników i hydrologów. Jednak praktyka życiowa nie aprobowała tych teoretycznych konstrukcyj.

W Polsce większość spraw wodnych należy do dwóch Ministerstw — Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych oraz do Ministerstwa Komunikacji. I jeśli w obecnym stanie rzeczy istnieje szereg trudności i braków w zakresie prowadzonych robót wodnych przez Państwo, to przyczynę tych trudności upatruję w innej niż p. prof. Rybczyński okoliczności. Wszystkie roboty wodne winny być ujęte w jednolity plan, muszą być uzasadnione gospodarczo i oparte na dobrze przemysłanych, naukowych podstawach. Obecnie większe projekty zarówno Min. Komunikacji jak i Min. Rolnictwa pod-

Rozdział o uprawie łąk i pastwisk autor potraktował mniej szczegółowo. Rozdział ten nie daje nic nowego w porównaniu chociażby ze wspomnianymi wyżej pracami inż. Kornelli, prof. Turczynowicza, lub pracą Z. Golonki „Podręcznik uprawy łąk” (1930 r.). Jednakże dla całości obrazu zagadnień meljoracyjnych jest ten rozdział konieczny.

Cały podręcznik (t. I i II) przeznaczony został przede wszystkim dla użytku techników i studujących w średnich szkołach technicznych. Wobec tego przeznaczenia autor nie zastanawia się nad warunkami otrzymania tych lub innych norm, lub współczynników, oraz nad ich krytyką, co w innych warunkach byłoby koniecznym.

Przy napisaniu swej pracy inż. Zakaszewski wykorzystał, niewątpliwie obszerną literaturę techniczną, szkoda tylko, że do podręcznika nie został dołączony wykaz tej literatury.

Pracę inż. Zakaszewskiego należy powitać z uznaniem, życząc, by poza szerokimi kołami techników meljoracyjnych, stała się podręczną książką dla wszystkich, którzy w dziedzinie meljoracji pracują.

Inż. J. Szowhenow.

legają wprawdzie uzgadnianiu pomiędzy temi instytucjami, jednak uzgadnianie to posiada raczej charakter dorywczy, nie znamionuje go ciągłość, ani powiązanie z całością planu racjonalnej gospodarki wodnej w Polsce. Poza to uzgadnianie tych projektów nie posiada charakteru obowiązkowego.

Nie będę tu podawał przykładów z codziennej praktyki, gdyż są one dostatecznie ogółowi hydrotechników znane.

Zdaniem moim byłoby wskazaniem stworzyć organ techniczny opiniodawczy, niezależny od obu zainteresowanych ministerstw. Organ ten, nazwijmy go „Radą Gospodarstwa Wodnego”, rozpatrywałby projekty o szerszym znaczeniu, a mogłyby je badać od strony różnych zagadnień. Oczywiście należałoby w skład podobnej Rady, utworzonej przypuszczalnie przy Prezydium Rady Ministrów, powołać najwybitniejszych specjalistów hydrologów, hydrotechników, geologów, rolników ekonomistów i prawników, zajmujących się sprawami wodnymi.

Uważam, że prace „Rady Gospodarstwa Wodnego” stworzyłyby warunki dla skoordynowania wysiłków i poczynań w zakresie wodnym różnych resortów i instytucyj w stopniu o wiele większym, niż skupienie wszystkich agend w jednym ministerstwie.

Inż. Jan Szowhenow.

Bibliografia

Kwiatkowski J. Zamek wśród koryta Wisły pod Zawichostem. Sandomierz, 1935 — str. 13.

Autor podaje nieznane lub mało znane wiadomo-

ści o zamku, który istniał na wyspie wiślanej pod Zawichostem, oraz o przeobrażeniach koryta rzeki według źródeł dziś już mało dostępnych.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Wł. Kollis.

Wydawca: Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący prof. M. Rybczyński, członek: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaczek, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz, Zubrzycki.