

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok IV

Warszawa, Maj – Czerwiec 1938 r.

Nr. 3

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Konopka A. inż.* Tęgo się nie da pominąć. — *Haurylkiewicz S. inż.* W sprawie studiów w związku z regulacją Wisły. — *Zajbert M. inż.* Plantacje wiklinowe i ich wpływ na wyniki regulacji rzek. — *Pomianowski K. prof. dr inż., Herbich H. inż., Żmigrodzki Z. inż.* Zakład wodno-elektryczny na Wiśle pod Bielanami w Warszawie. — *Downarowicz A. inż.* Charakterystyczne stany wód na rz. Niemnie. — *Czechowicz S. inż.* Próba kreciego drenowania na torfowisku. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Nekrologia. — Kronika. — Bibliografia. — List do Redakcji.

Sommaire: *Konopka A. ing.* On ne peut pas omettre cela. — *Haurylkiewicz S. ing.* Sur les études concernant l'aménagement de la Vistule. — *Zajbert M. ing.* Les plantations d'osier et leur influence sur les effets de l'aménagement des fleuves. — *Pomianowski K. prof. dr. ing., Herbich H. ing., Żmigrodzki Z. ing.* L'usine hydro-électrique sur la Vistule à Bielany près de Varsovie. — *Downarowicz A. ing.* Les états d'eau les plus caractéristiques du fleuve Niemen. — *Czechowicz S. ing.* L'essai du drainage „à la taupe” dans des teraines tourbeux. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Nécrologues. — Chronique. — Bibliographie. — Correspondance.

Inż. Alfred Konopka

Tęgo się nie da pominąć.

Powtarzam tytuł artykułu wstępnego w Nr 1/1938 „Gospodarki Wodnej”, którego treść jest delikatnym, ale wyraźnym głosem skargi na zupełne wykreślenie środkowej Wisły z programu najpilniejszych zainteresowań państwowej administracji wodnej. Do skargi inż. Romańskiego przyłączamy się wszyscy i wszyscy dziwimy się, że w tych, od trzech lat stopniowo rozszerzanych, corocznych programach realizowanych potrzeb działu wodnego, Wisła jest stale pomijana.

Inż. Romański uskarża się również i w Nr 2 „Gospodarki Wodnej”; pisząc o „Drodze wodnej Zagłębie węglowe — C. O. P. na tle największych zagadnień wodnych w Polsce” omawia rozpoczęte różne wielkie roboty wodne, lecz dziwi się, że zagadnienie Wisły, mimo wszechstronnego oświetlenia i umotywowania od tylu lat nie znajduje do dzisiejszego dnia uznania pilności; Wisła nie jest regulowana, a wytworzenie z niej wielkiej drogi wodnej jest jeszcze traktowane jako kwestia przyszłości (str. 62).

Pisząc o drodze Zagłębie — C.O.P. uważa inż. Romański ten odcinek tylko jako część drogi wodnej Zagłębie—Sandomierz—Bałtyk i słusznie podkreśla, że odcinek ten winien być dostosowany do przyszłych warunków żeglugowych na całej Wiśle.

Na temat drogi wodnej Zagłębie — C. O. P. piszą jeszcze w Nr 2 inż. Tillinger i inż. Chudzyń-

ski, przeprowadzają dokładną analizę kosztów eksploatacji, przyjmując bardzo znaczne przewozy z Zagłębia do C. O. P. i 20—50% ładunków powrotnych i dochodzą do przekonania, że np. w relacji Zagłębie—Nisko najtańsze przewozy zapewnia kanał sztuczny na całej długości. Koszty budowy obliczone na 165 milionów złotych obejmują również uzupełnienie regulacji Wisły od Sandomierza w górę, jako I etap robót, na co przewidują 35 milionów złotych.

Inż. Tillinger wypowiada przy tym wiele słusznych uwag na temat braku dróg wodnych u nas i twierdzi, że tych dróg nie ma, nie dlatego, że nas na to nie stać, ale że się tymi drogami nikt nie interesuje.

Artykuł swój kończy inż. Tillinger pewnego rodzaju zaproszeniem do dyskusji, a więc nie tylko na temat obliczeń kosztów eksploatacji, ale i kierunków.

Trudno dyskutować na temat podstawowych założeń, przyjętych do obliczenia kosztów przyszłego ruchu, bo z jednakowym prawdopodobieństwem mówić można, że ilość przyszłych przewozów z Zagłębia na wschód wyniesie 1,0, czy też 2,5 albo 5,0 milionów ton rocznie; potrzeb C. O. P. nie znamy jeszcze, wiemy tylko, że Zagłębie dostarczać może węgla jako paliwa i surowca, ale nie będzie dostarczało wytworów swego przemysłu, bo C. O. P. nie będzie

zapewnie odczuwał ich braku, nie będzie również dostarczało innych surowców, np. rud, bo ich nie wytwarza.

Zapotrzebowanie węgla w C. O. P. byłoby istotnie znaczne, gdyby węgiel był jedynym źródłem energii, ale na obszarach C. O. P. posiadamy jeszcze inne źródła energii, które węgiel już częściowo zastępują: już to wysoko wartościowy gaz ziemny i siły wodne Podkarpacia, o których mówi cała Polska; źródła te są szczególnie cenne, choćby tylko z tego względu, że geograficzne położenie naszego Zagłębia nie wyklucza możliwości przerw w dostawie węgla. Ale przyjmując nawet przewozy węgla poza San, na wschód, nie przypuszczam aby przewozy te przekroczyły tak szybko zdolności przelotowej istniejących magistrali kolejowych Katowice—Dęblin i Kraków—Lwów oraz Przemszy i Wisły, co już teraz uzasadniałoby potrzebę budowy osobnej drogi wodnej¹⁾.

C. O. P. potrzebuje drogi wodnej na morze, tą drogą jest Wisła, ale trzeba ją uporządkować, bo na złej drodze wodnej przewóz za dużo kosztuje. Według małego Rocznika Statystycznego 1938 (str. 163) przywieziono do Polski 856 tysięcy ton rud i 643 tys. ton żelastwa, a ilości te wzrosną, choćby tylko po uruchomieniu „Stalowej Woli”.

Już teraz na tej nieuporządkowanej Wiśle przewozy stale wzrastają; według „Statystyki przewozów na drogach wodnych śródlądowych”, wydanej w kwietniu br. (Statystyka Polski, Seria C, Zeszyt 81) przewozy na poszczególnych odcinkach Wisły, licząc ilości towarów naładowanych na tych odcinkach, oraz przywiezionych z innych odcinków Wisły, z kanału bydgoskiego i z Gdańska — Gdyni wynosiły w ostatnich latach w tysiącach ton:

	r. 1934	1935	1936
Górna Wisła z Przemszą	90,5	64,8	78,9
Środkowa Wisła	269,8	277,8	308,0
Dolna Wisła	336,7	398,5	334,4

Na środkowej Wiśle przewozy wzrastają, na dolnej okazuje się zmniejszenie, spowodowane

ograniczeniami dewizowymi. Lecz na złej drodze wodnej przewozi się drogo także z tego powodu, że żegluga posługuje się taborem starym, pracującym nieekonomicznie, nie może więc wygospodarować sum, któreby wystarczyły na odnowę i uzupełnianie tego taboru.

Uporządkowanie Wisły środkowej i wydatniejsza konserwacja robót na Wiśle dolnej i górnej, a więc bardzo wydadne zwiększenie kredytów na całą Wisłę wysuwa się na czoło robót najpilniejszych.

Zgadzam się w zupełności z inż. Tillingierem, że u nas brak zainteresowania drogami wodnymi i żegluga śródlądową. Wykazała to np. — sądząc ze sprawozdań prasy codziennej — dyskusja w Sejmie, nad referatem p. Dudzińskiego o budżecie Ministerstwa Komunikacji. Typowym przykładem braku zainteresowań, była polemika w prasie stołecznej, zdaje się w lutym 1937 r., na temat usunięcia portu z Saskiej Kępy, bo miejsce to mogłoby być korzystniej wykorzystane pod budowę gmachów reprezentacyjnych i tereny wystawowe; przecież jedna z bardzo poważnych organizacji gospodarczych oświadczyła wówczas na oficjalne zapytanie, że port w Warszawie będzie potrzebny dopiero po uregulowaniu Wisły, a że tymczasem port na Żeraniu może w zupełności zaspakajać potrzeby Warszawy. Ta organizacja gospodarcza nie wiedziała zdaje się, że w r. 1936 przywieziono na Saską Kępę w ruchu holowniczym 148.078 ton towarów. Sprawie tej poświęcony był osobny wieczór dyskusyjny, zorganizowany przez Ligę Morską i Kolonialną i Stowarzyszenie Techników Polskich w Warszawie.

Kończę zaznaczając, że bardzo ważne połączenie Zagłębia z C. O. P. powinno być dokładnie zbadać, lecz nie powinno to powstrzymać regulacji Wisły środkowej, która winna być rozpoczęta już od r. 1939. Ministerstwo Komunikacji od trzech lat energicznie wywalcza coraz większe środki finansowe na podniesienie wodnej kultury technicznej kraju; aby podnieść tę kulturę należy przede wszystkim uporządkować Wisłę środkową.

Inż. Stanisław Haurykiewicz

W sprawie studiów w związku z regulacją Wisły.

Zapoczątkowanie szeregu większych robót, rosnące wciąż zainteresowanie i zrozumienie społeczeństwa dla spraw wodnych, a szczególnie dla komunikacji wodnej, wreszcie ostatnie enuncjacje naszych czynników miarodajnych wskazują, że jesteśmy w przededniu rozpoczęcia robót wodnych na większą skalę.

Sprawa regulacji Wisły, jako głównej arterii sieci naszych dróg wodnych, stawiana jest na pierwszym planie; wydaje się więc rzeczą pilną

¹⁾ Określenie wielkości źródeł energii jak i ilości przewozów jest na razie dosyć dowolne i teoretyczne. Ze swej strony zauważamy tylko jedno, ale zasadnicze zjawisko: — wzrost C. O. P. i rozlicznych jego zapotrzebowań przerósł już dzisiaj wszelkie najśmielsze oczekiwania. To też tempo rozbudowy dróg wodnych dla C. O. P. musi odpowiadać tempu wzrostu Centralnego Okręgu (przyp. Redakcji).

poczynienie wszelkich niezbędnych ku temu przygotowań, wśród których jedną z najważniejszych jest sprawa potrzebnych jeszcze studiów nad kształtowaniem się koryta rzecznego pod wpływem szeregu działających tu czynników. W szczególności będziemy musieli zbadać jaki wpływ wywierają na kształtowanie się rzeźby dna: układ poziomy i kształty przekrojów poprzecznych rzeki, układ nurtu przy różnych stanach, szerokość koryta, wszelkie typy budowli regulacyjnych, rumowisko, podłoże, spadki i inne czynniki.

Na podstawie tych studiów będziemy mogli:

1. Ustalić zasadnicze elementy regulacji — profil poprzeczny proj. koryta, najodpowiedniejsze wymiary promieni łuków (R_{min} , R_{opt} , R_{max}), najkorzystniejsze krzywizny dla przejść oraz najkorzystniejsze długości zakoli.

2. Ustalić najodpowiedniejsze typy budowli regulacyjnych co do ich kształtu i konstrukcji, ze względu na pożądane ukształtowanie projektowanego koryta, oraz ułatwioną akumulację rumowiska między budowlami.

3. Opracować projekty szczegółowe i pokierować robotami regulacyjnymi w sposób najbardziej racjonalny i zgodny z ogólną zasadą regulacji rzek — o nieprzeciwstawianiu się siłom przyrody, lecz ich umiejętnym i zręcznym ujmowaniu i kierowaniu dla zrealizowania zamierzonych celów.

Sądzę, że przytoczone wyżej korzyści jakie mogą nam dać studia nad kształtowaniem się koryta rzeczno dostatecznie uzasadniają ich celowość, należałoby więc możliwie niezwłocznie przystąpić do tych studiów, gdyż niewątpliwym jest, że:

1. Im wcześniej zostaną obrane trafnie zasadnicze elementy regulacji i zastosowane odpowiednie typy budowli regulacyjnych, tym mniej będzie później uzupełnień i nieraz bardzo kosztownych przeróbek.

2. Im wcześniej będą prowadzone roboty regulacyjne w myśl wspomnianej poprzednio ogólnej zasady regulacji rzek, tym mniejszy wypadnie ogólny koszt regulacji i szybciej zostanie zrealizowane całe przedsięwzięcie.

3. Dla należytego uregulowania rzeki konieczne jest możliwe najszerze uwzględnienie jej naturalnych właściwości, jasnym więc jest, że należałoby zdobyć wszelkie potrzebne tu materiały zawczasu, zanim naturalny bieg zjawisk zachodzących w rzece, na skutek postępujących robót regulacyjnych nie zostanie naruszony.

Rozwiązanie regulacji Wisły pod względem technicznym nie wyczerpie jeszcze oczywiście należyście całego problemu, gdyż stosunkowo wysokie koszty robót regulacyjnych będą stale działały hamująco na ich postęp, tak z powodu mniejszej bezpośredniej rentowności przedsięwzięcia, jak też i ograniczonych — jak dotychczas — dotacji skarbu Państwa na ten cel. Nie ulega wątpliwości, że droga do szybkiego uregulowania Wisły w znacznym stopniu prowadzi przez obniżenie kosztów robót regulacyjnych, w tym więc też kierunku winna pójść myśl inżynierska, aby drogą systematycznych studiów osiągnąć pożądany rezultat. Sądzę, że zadanie nie będzie zbyt trudne, a z uwagi na duże możliwości w tym względzie, praca może okazać się bardzo wdzięczna.

Obniżenie kosztów robót regulacyjnych będzie można uzyskać:

I. Przez ograniczenie ilości budowli regulacyjnych i głębokości ich fundowania w oparciu o dokładną znajomość lokalnych i ogólnych właściwości rzeki, szczególnie zaś o znajomość zachowania się rumowiska wobec stosowanych podczas regulacji zabiegów technicznych.

II. Przez zastosowanie w pierwszym okresie regulacji, gdy głównym zadaniem będzie jak najszybsze wytworzenie załadowań, niższych niż dotychczas budowli regulacyjnych. Celowość powyższego wynika z zestawienia następujących dwóch faktów:

1) budowle niższe łagodniej działają na dno i bardziej sprzyjają dostaniu się rumowiska w przestrzenie między budowlami, szybciej przyczyniają się do wytworzenia załadowań, mniej będąc przy tym narażone na niszczące działanie wody;

2) plantacje wiklinowe szybciej kolmatują teren niż wszelkie typy dotychczas stosowanych budowli regulacyjnych.

O ile zatem wykonamy budowle regulacyjne jedynie na wysokość konieczną do szybkiego podciągnięcia odsypiska do wysokości potrzebnej dla wegetacji roślinnej (wikliny), a będzie to wysokość w każdym razie nie wyższa od stanu średniego z letniego okresu żeglugi, osiągniemy nie tylko obniżenie kosztów, ale również szybsze załadowanie.

Oczywiście, że w następnym okresie regulacji, gdy już kolmatacja nowouzyskanych terenów postąpi dostatecznie naprzód, a z kolei wysunie się sprawa wytworzenia odpowiednich głębokości dla żeglugi, wypadnie już tylko podwyższyć i utrwalić niezaladowane końce budowli regulacyjnych (mam tu na myśli system zabudowy przy pomocy ostróg), których długości nieprzekroczą zapewne 20—25 m (Wisła Pomorska).

III. Przez jak najlepsze dostosowanie kształtu konstrukcji, wytrzymałości i wymiarów budowli regulacyjnych do różnych warunków pracy (brzeży wklęsłe, wypukłe, różne krzywizny, spadki, głębokości, rodzaj podłoża itp.) i zadań jakie budowla ma spełnić (wytworzenie odsypisk, wyrobienie koryta, zabezpieczenie brzegów itp.), chodzi bowiem w danym wypadku o to, żeby unikać kosztownych budowli tam, gdzie z powodzeniem spełnią swe zadanie typy tańsze.

IV. Przez wynalezienie nowych, ekonomiczniejszych niż dotychczasowe, typów budowli regulacyjnych.

V. Przez wykonanie budowli regulacyjnych w sposób zapobiegający nadmiernemu pogłębianiu się koryta pod budowlą w czasie jej wykonywania.

VI. Przez jak najlepsze wzwyskanie plantacji roślinnych dla celów kolmatacji.

Już tylko z przytoczonych wyżej sposobów można wywnioskować, że możliwości obniżenia kosztów robót regulacyjnych są znaczne, że obniżenie to można byłoby doprowadzić nawet do kilkudziesięciu procent. Jeżeli się z kolei zważy ogromne koszty robót regulacyjnych sięgające kilkuset tysięcy złotych na kilometr, staje się jasnym, jak doniosłe znaczenie mogą mieć omawiane tu studia.

Zarówno studia dla ustalenia podstawowych elementów regulacji, jak też i studia nad obniżeniem kosztów robót regulacyjnych będą w pierwszym rzędzie polegały na dokładnym zaznajomieniu się z ruchem i układaniem się rumowiska w korycie rzeczno.

Dla racjonalnego przeprowadzenia studiów nad kształtowaniem się koryta rzeczno należałoby:

1. Zorganizować możliwie dokładną i ciągłą obserwację zmian zachodzących w korycie rzeczno, specjalne zaś na progach.

2. Uzupelniać wszelkie dane dotyczące się czynników, które wywierają wpływ na kształtowanie się koryta rzecznego.

3. W oparciu o materiały zdobyte drogą obserwacji i badań wymienionych w poprzednich p-tach, przystąpić do studiów szczegółowych. Chciałbym w tym miejscu dać wyraz przekonaniu, że tylko dokładna znajomość całej rzeki i całości kształtu zjawisk w niej zachodzących pozwoli należycie obrać odcinek do studiów szczegółowych i właściwie ocenić uzyskany tą drogą materiał.

Ad 1. Wymienione w p-cie pierwszym obserwacje polegałyby na stałym śledzeniu zmian zachodzących w układzie nurtu i rzeźbie dna. Obserwacjami tymi należałoby objąć Wisłę na całej przestrzeni wykonanych już i projektowanych robót regulacyjnych ze względu na konieczność wyświeślenia nie tylko niektórych problemów ogólnych, ale przede wszystkim dla zaznajomienia się z różnymi warunkami lokalnymi dla należytego opracowania projektów szczegółowych, racjonalnego rozplanowania robót regulacyjnych w poszczególnych okresach budowlanych, oraz właściwego obierania odcinków do studiów szczegółowych.

Omawiane tu obserwacje można by zdaniem moim przeprowadzić w następujący sposób.

Co rok, na wiosnę po opadnięciu wyższych stanów wody wykonałoby się na całej przestrzeni Wisły objętej projektem regulacji¹⁾, zdjęcie rzeźby dna.

Plan sytuacyjny z określonymi izobatami głębokości byłby podstawą do śledzenia zmian zachodzących w ukształtowaniu dna. Odnośne obserwacje prowadziłoby się drogą zdejmowania co pewien czas przekroju podłużnego koryta rzecznego w nurcie. Odstępy czasu pomiędzy poszczególnymi sondowaniami przekroju podłużnego można byłoby dostosować do zmiennego, zależnego od przebiegu stanów wody, tempa zmian zachodzących w ukształtowaniu koryta, względnie ustalić jednokowe odstępy np. miesięczne z tym jednak zastrzeżeniem, że w razie spodziewanego znaczniejszego przyboru wody, wykonałoby się sondowanie dodatkowe bezpośrednio przed i po wezbraniu.

Łącznie ze zdjęciem przekroju podłużnego należałoby każdorazowo określać w sposób możliwie ścisły układ nurtu ze szczególnym uwzględnieniem położenia najpłytszych miejsc w przejściach.

Jako uzupełnienie opisanym powyżej obserwacji byłoby również wskazanym śledzenie ruchu ławic przez określanie położenia ich wierzchołków przy wzbierającej i następnie przy opadającej rali.

Dla racjonalnego prowadzenia obserwacji należałoby pozakładać wzdłuż brzegów, np. co 200 m, znaki przekrojowe w sposób trwały i dobrze widoczny z rzeki (np. niewielkie słupki betonowe osadzone w ziemi, a zaznaczane na czas pomiarów wiechą lub tablicą z odpowiednim numerem). Znaki takie umożliwią wykonywanie sondowań podłużnych i poprzecznych stale w tych samych przekrojach poprzecznych, co ułatwi bardzo po-

równywanie wyników poszczególnych sondowań. Znaki te odpowiednio ponumerowane służyłyby nie tylko do zdjęć przekrojów poprzecznych i podłużnych, ale również do nawiązania do nich sytuacji nurtu oraz wierzchołków ławic.

Zdjęcia rzeźby dna wykonywane drogą sondowań poprzecznych i podłużnych w sposób przedstawiony przy końcu niniejszego artykułu, uwioczniałyby się jak już poprzednio wspominałem w formie izobat głębokości wykreślonych na planie sytuacyjnym rzeki, przy czym dla umożliwienia porównywania zdjęć z różnych okresów czasu musiałyby głębokości być zawsze sprowadzone do tego samego stanu wody. Ponieważ zdjęcia rzeźby dna byłyby prowadzone przede wszystkim z myślą o zbadaniu warunków, w jakich dałoby się najprościej wykształcić odpowiednie koryto dla żeglugi, wydaje się najbardziej wskazanym przyjęcie jako poziomu porównawczego, zwierciadło wody odpowiadające stanowi średniemu ze średnich najniższych z letniego okresu żeglugi.

Zdjęcie przekroju podłużnego wraz z układem nurtu i rozmieszczeniem stopniowo odkrywanych w miarę przesuwania się nurtu raf, można byłoby przedstawić w formie wykresu uwidocznionego na rys. 1, przy czym dla uproszczenia i zrjonalizowania pracy, należałoby bezpośrednio w terenie zapisywać i kreślić wyniki pomiarów, w sposób przedstawiony na tymże rysunku. W szczególności wypełniałoby się tam następujące rubryki: głębokości w przejściach, głębokości w nurcie, rafały w nurcie — przez zakreszenie odnośnych przestrzeni, układ nurtu — przez zaznaczenie punktów załomu nurtu, oraz położenia najpłytszych miejsc w przejściach (na rys. oznaczone krzyżykiem). Ostatecznym wykończeniem wykresu byłoby określenie poziomu porównawczego.

Ad 2. Uzupelnienie danych, dotyczących się czynników, które wywierają wpływ na kształtowanie się koryta rzecznego polegałoby głównie na aktualizacji planów sytuacyjnych i stopniowym ustalaniu rozmieszczenia raf w korycie rzeczonym.

Ad 3. Studia szczegółowe, których głównym zadaniem byłoby szukanie zależności pomiędzy poszczególnymi zjawiskami występującymi w rzece, a czynnikami, które je wywołują, polegałoby przede wszystkim na badaniu warunków, w jakich kształtują się charakterystyczne przejścia oraz odbywa się wleczenie i unoszenie rumowiska.

Do przeprowadzenia studiów szczegółowych najlepiej będą się nadawały odcinki o jednolitym korycie, oraz możliwie regularnym i ustalonym przebiegu zjawisk zachodzących w rzece.

Sądzę, że w obecnej chwili ze względu na wyżej wymienione warunki oraz różne szerokości zabudowy koryta, zastosowane typy budowli regulacyjnych i posiadane materiały z poprzednio prowadzonych studiów, szczególnie nadawałyby się do wszczęcia studiów szczegółowych: niektóre odcinki Wisły Górnej, częściowo lub zupełnie zabudowane, Wisła Dolna na przestrzeni od Nieszaw do Torunia (różne szerokości koncentracji koryta 420, 300 i 375 m) oraz kilka parokilometrowych odcinków poniżej Torunia. Specjalnych studiów będzie wymagało rozwiązanie regulacji na odcinku rafa kamiennej pod Piekłem.

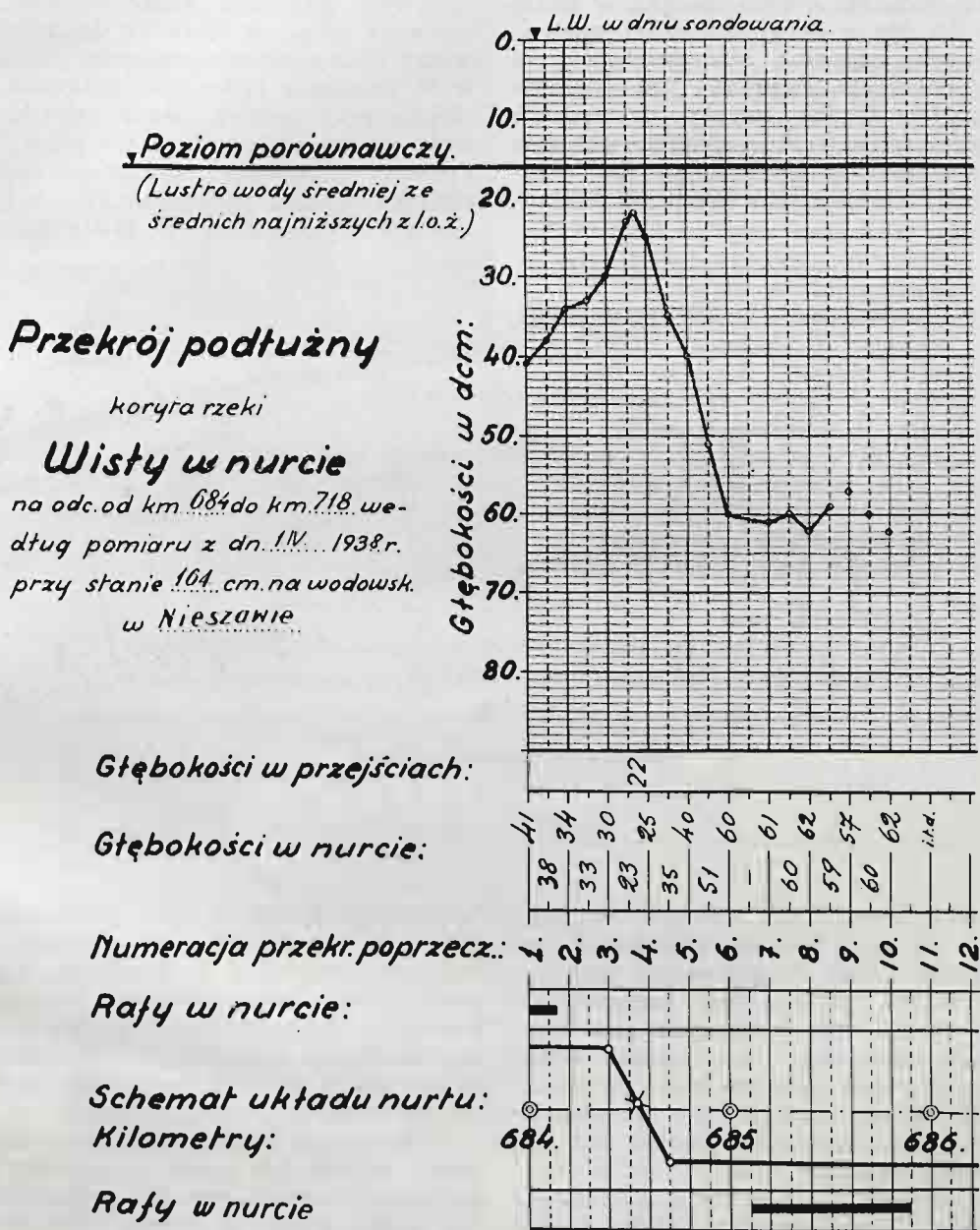
¹⁾ Ponieważ na Wiśle Pomorskiej i na uregulowanych odcinkach Wisły Górnej mamy na ogół warunki ujednostajnione będzie tam można ograniczyć zdjęcie rzeźby dna tylko do odcinków charakterystycznych.

Metody prowadzenia wszelkich pomiarów w związku ze studiami winny być nie tylko dostatecznie dokładne, ale też szybkie, aby otrzymane wyniki odpowiadały mniej więcej jednakowym warunkom ogólnym (zmiennosć stanów wody i czasu ich trwania) panującym przejściowo na rzece, uzyskane materiały mogły być jak najprędzej wykorzystane, a koszty były współmierne do spodziewanych rezultatów.

uniemożliwiając przez to należyte zorganizowanie obserwacji, a ze względu na koszty może być stosowana jedynie w bardzo ograniczonym zakresie. Nasuwała się zatem potrzeba znalezienia innego sposobu pomiarów rzeźby dna.

Poniżej opiszę metodę, stosowaną z powodzeniem na Wiśle Pomorskiej.

Jest to sposób bardzo prosty, polega bowiem na zdjęciu stolikowym sondowanych punktów



Rys. 1.

Ponieważ zdjęcie rzeźby dna ma podstawowe znaczenie dla prowadzenia omawianych tu studiów, a stosowane u nas dotychczas sposoby zdjęcia rzeźby dna nie odpowiadają wymaganiom wymienionym w poprzednim ustępie omówię tę sprawę nieco szczegółowiej.

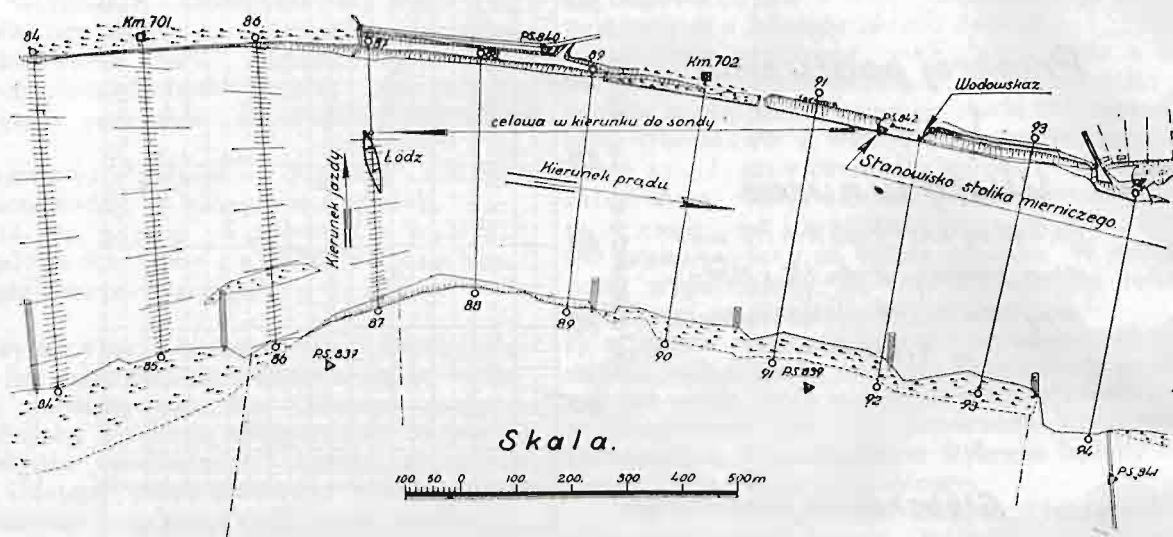
Najczęściej stosowana metoda zdjęcia rzeźby dna, polegająca na sondowaniu przekrojów poprzecznych rzeki wzdłuż linii stałowej rozciągniętej w poprzek koryta wymaga bardzo dużo czasu,

przekrojów poprzecznych rzeki przez weinanie linii tych przekrojów.

Dla wykonania właściwych pomiarów potrzebne są tu pewne przygotowania wstępne. Przede wszystkim wkreślamy na planie sytuacyjnym rzeki, który użyjemy do pomiarów, linie przekrojów poprzecznych, rozkładając je w sposób najbardziej odpowiedni dla uchwycenia ukształtowania dna. Następną czynnością będzie wyznaczenie tych przekrojów w terenie przez osadzenie po obu brze-

gach rzeki odpowiednich znaków, w sposób możliwie trwały aby można było je wykorzystać przy następnych pomiarach. Znaki przekrojowe otrzymują numerację według numeracji linii przekrojowych narysowanych na planie. Podczas wyznaczania przekrojów poprzecznych w terenie należy powyznaczać i pozdejmować (najlepiej przy pomocy tachymetru przez wcinanie z dwóch najbliższych punktów stałych) przyszłe stanowiska stolika mierniczego. Stanowiska te winny być tak usytuowane, aby było z nich widoczne koryto rzeczne, w miarę możliwości do 2½ km w górę i dół rzeki, pozwoli to bowiem wykonać zdjęcie z jednego stanowiska od razu na odcinku 5 km. Pożądane jest obieranie stanowisk w pobliżu środka koryta na wyspach i osypiskach, gdyż w ten sposób unikamy wcinania pod zbyt ostrym kątem w stosunku do linii przekrojowych, a jest to ważne ze względu na dokładność pomiaru.

dwóch wiosłarzy, jednego robotnika przy sondzie oraz prowadzącego raptularz sondowań. Prowadzenie raptularza jest bardzo proste i dlatego można tę funkcję śmiało powierzyć inteligentniejszemu robotnikowi. Dla wytyczenia kierunku jazdy ustawia się po obu brzegach rzeki, przy palach przekrojowych robotników z tykami, posiadającymi około 5 metrów długości, które są zaopatrzone w chorągiewki o wymiarach pozwalających z łatwością dostrzec je z przeciwnego brzegu. Z chwilą gdy łódź rusza od brzegu, gdzie stoi pierwsza tyka, w kierunku do drugiej, obie tyki winny stać pionowo; następnie zaś zachowuje stale to położenie tylko tyka pierwsza, robotnik zaś stojący przy drugiej, uważa, żeby łódź stale posuwała się po wytyczonym kierunku. W razie, gdy zauważy zboczenie, natychmiast daje o tym znać sternikowi przez pochylenie tyki w kierunku przeciwnym do zboczenia. W miarę powrotu łodzi do



Rys. 2. Sytuacja Wisły pod Nieszawą.

Po dokonaniu powyższych wstępnych przygotowań można już przystąpić do właściwych pomiarów. Ustawiamy zatem na pierwszym stanowisku stolik mierniczy, przypinając jednocześnie plan sytuacyjny rzeki wraz z wrysowanymi liniami przekrojów poprzecznych i oznaczonymi stanowiskami. W punkcie oznaczającym pierwsze stanowisko na planie, wbijamy szpilkę i po przystawieniu kierownicy orientujemy plan według jednego z dalej położonych punktów stałych, np. w odległości 1—2 km, chodzi tu bowiem o dokładność ustawienia stolika. Po zorientowaniu planu, kierujemy lunetę kierownicy do punktu przecięcia się pierwszego przekroju np. z prawym brzegiem (numerację przekrojów najlepiej prowadzić z biegiem rzeki, gdyż w tym kierunku jest najracjonalniej wykonywać pomiar). W miejscu tym winna się znajdować łódź, z której będziemy prowadzić sondowanie. Łódź musi być zaopatrzona w dwie sondy 6 i 8 metrową. Normalnie prowadzimy pomiar krótszą sondą, co w przeciętnych warunkach na Wiśle, prócz odcinków uregulowanych powinno wystarczyć. Sondę 8 metrową używamy tylko w razie trafienia na znaczniejsze głębokości. Obsada łodzi składa się z 5-ciu ludzi: sternika,

właściwego kierunku, tyka stopniowo powraca do pionu. W ten sposób obaj robotnicy przechodząc kolejno z przekroju do przekroju, kierują naprzemian ruchem łodzi, a robota prawie bez przerw postępuje naprzód. Dostyc szybko następuje zgranie pomiędzy sternikiem a robotnikami przy tykach i wtedy łódź już prawie bez odchyień posuwa się po wyznaczonych kierunkach.

Do obsługi stolika mierniczego potrzeba dwóch ludzi: technika lub nawet przyuczony robotnik śledzi przez lunetę kierownicy poszczególne zanurzenia sondy, głośno je licząc, obok zaś stojący robotnik w takt tego liczenia kreskuje na planie linię sondowanego przekroju (rys. 3). Dla kontroli zapisujący wyniki sondowań, przy zanurzaniu co dziesiątej sondy, bierze do ręki przygotowaną uprzednio chorągiewkę i jednym kiwnięciem daje znak, że pełny dziesiątek sondowań został wykonany. Z chwilą, gdy sygnał ten ujrzy przez lunetę technik, wypowiada cyfrę dziesięć, a obok stojący robotnik kreśli zamiast krótkiej kreski — długą.

W raptularzu, prócz wyników sondowań, notujemy wszelkie dane dotyczące się podłoża: rafa, pojedyncze większe kamienie, pnie itd.

Zamieszczony rys. 4 przedstawia sposób pro-

wadzenia raptularza. Wyniki sondowań zapisywane są w dcm. Kreskowana pozioma linia przypomina protokulantowi, że przed wpisaniem cyfry do następnej rubryki, (10-ej) trzeba dać sygnał chorągiewką. Rąfy notujemy w specjalnej rubryce, inne zaś szczegóły zapisujemy w uwagach.



Rys. 3.

Bezpośrednio po wykonaniu zdjęć przekrojów poprzecznych należy jeszcze wykonać sondowanie przekroju podłużnego koryta w nurcie, oczywiście już bez pomocy stolika mierniczego, lecz w sposób podany poprzednio w odnośnym opisie, ułatwi to

gdzie motor trzeba zatrzymać a dalej jechać na wiosła. Kombinowana jazda prawie zawsze się opłaca, gdyż znacznie przyspiesza robotę.

Szybkość łodzi z motorkiem przyczepnym wynosząca podczas pomiaru około 4 km/godz., pozwala sondować bez większego trudu w odstępach co 10—15 m. Odległość taką uważam za wystarczającą, tym bardziej o ile wyniki uwidacznia się na planach w skali 1:5000, a przekroje zdejmuje się mniej więcej w odstępach co 200 m.

Najdogodniej jest pomiar prowadzić przy stanie nieco wyższym, o 20—30 cm, od średniego z l. o. ż., gdyż wtedy zdejmemy wszystkie wyższe odsypiska, a przytem będzie można więcej posługiwać się motorkiem oraz prawie zupełnie unikać, nieraz żmudnego, objeżdżania odsypisk.

Dzienny postęp pomiarów jest dosyć trudno określić, gdyż będzie to zależało od gęstości przekrojów i różnych warunków lokalnych. Na podstawie dotychczasowej praktyki, sędzę, że przy 200 metrowych odstępach przekrojów i przecięlnych warunkach, jakie mamy na Wiśle Środkowej i Dolnej (nieuregul.), wyniesie to przy pominięciu koryt bocznych i użyciu motorka około 4—6 km, a przy jeździe wyłącznie na wiosła około 3—4 km.

Przy wyznaczonych przekrojach poprzecznych, partia złożona z 18 robotników, 2 techników i inżyniera, pracując w dwóch należycie wyposażonych grupach, mogłaby wykonać bez trudu w ciągu 2 tygodni zdjęcie rzeźby dna na 100 km odcinku wraz z naniesieniem wyników na plan sytuacyjny.

Wyniki sondowań koryta rz. Wisły na odc. od km. 700 do km. 706. według pomiaru z dn. 14. X. 1937r. przy stanie 140 cm. na wod. w Nieszawie

Numery przekrojów poprzecznych i brzeg z którego rozpoczęto sondowanie. P - brzeg prawy. L - brzeg lewy.													Uwagi.		
L.p.	84			85			86								
	L.	P.	L.	P.	L.	P.	L.	P.	L.	P.	L.				
1	0	51	34	10	14	3	0	10	3	29	61	10	0	50	
2	12	50	33	15	8	2	4	13	8	29	61	4	10	52	
3	15	54	21	21	8	2	3	17	7	30	63	0	18	i. 7. d.	
4	30	50	10	23	4	2	5	13	10	34	61		23		
5	42	42	9	23	4	0	2	12	12	39	58		23		
6	48	41	5	30	5		4	10	17	42	40		30		
7	47	41	1	31	3		4	10	20	48	38		30		
8	49	41	1	12	3		4	8	20	50	30		35		
9	46	41	1	10	3		4	5	21	55	21		40		
10	46	40	2	15	4		5	3	21	60	17		47		
Rąfy.	5-10	1-8							8-10	1-5					

Rys. 4. Wzór raptularza sondowań.

bowiem wykreślenie izobat głębokości i wpływów na dokładniejsze odtworzenie rzeźby dna na planie.

Bardzo dogodnym jest użycie do opisywanych tu pomiarów, łodzi z motorkiem przyczepnym, który pozwalałby na powolną jazdę. Przy użyciu motorka robota idzie znacznie szybciej i równiej. Zupełnie bez wiosłarzy obejść się nie można, gdyż zawsze natrafimy na miejsca płytkie,

Organizacja pomiarów w danym wypadku przedstawiałaby się następująco: inżynier, do którego należałoby kierownictwo i czuwanie nad całością prac, prowadziłby jednocześnie jedną z grup pomiarowych. Inną grupą kierowałby jeden z techników, a drugi nanosiłby i opracowywał w specjalnie przydzielonej do pomiarów koszarce pływającej, wyniki sondowań z dn'a poprzedniego. Żeby inżynier miał większą swobodę ruchów,

do pierwszej grupy byłby przydzielony robotnik specjalnie przyuczony do śledzenia ruchów sondy przez lunetę kierownicy. 10 robotników stanowiłoby obsadę dwóch łodzi, 4 byłoby przy tykach kierujących, 2 kreskowałoby linie przekrojowe przy stolikach mierniczych i wreszcie jeden pełniłby funkcję stróża przy koszarce.



Rys. 5.

Opracowywanie wyników w toku pomiarów i przy bezpośrednim kontakcie z terenem, pozwoliłoby lepiej wczuć się w zjawiska zachodzące w rzece, w razie potrzeby od razu uzupełnić zdobyte materiały oraz całą robotę wykonać szybciej i dokładniej.

Koszta będą się tu przedstawiały następująco:

18 robotników przez	12 dni à 3 zł =	648 zł
2 techników „	14 dni à 10 zł =	280 „
1 inżynier „	14 dni à 15 zł =	210 „
Koszta materiałów pędnych do motorków	=	120 „
Świadczenia socjalne i różne	około	142 „
	Razem	1400 zł

Koszt zatem zdjęcia rzeźby dna na odcinku 1 km wyniesie przeciętnie 14 zł.

Opisana tu metoda w porównaniu z dotychczas stosowaną (lina), jest około 6-ciu razy szybsza, a ponieważ wymaga tej samej ilości sił roboczych i technicznych co i dotychczasowa, jest jednocześnie około 6-ciu razy tańsza. Dla omówionych tu zdjęć jest dostatecznie dokładna.

Pomiary tu opisane, zdaniem moim winny zawsze odbywać się pod ścisłym nadzorem i kierownictwem inżyniera, gdyż wpłynie to nie tylko na racjonalniejsze i dokładniejsze ich wykonanie, ale też pozwoli niejednokrotnie inżynierowi poczynić cenne spostrzeżenia, które umożliwią mu lepiej zrozumieć zjawiska zachodzące w rzece, a w dalszej konsekwencji wysnuć trafniejsze wnioski z zebranych materiałów.

Na zakończenie chciałbym jeszcze nadmienić, że zasadniczą rzeczą przy prowadzeniu studiów, prócz konsekwentnie przemyślanego programu, jest ich ciągłość; przerwanie bowiem rozpoczętych studiów — to w wielu wypadkach zupełnie zmarnowanie zdobytych, nieraz dużym kosztem, materiałów. Rozpoczęcie natomiast systematycznych studiów dałoby nie tylko bogaty materiał naukowy, ale też przyczyniłoby się do wyształcenia całego zastępu inżynierów gruntownie obeznanych z dziedziną regulacji rzek; a bardzo interesująca praca badawcza niewątpliwie obudziłaby, szczególnie wśród młodych, dużo zapału i inicjatywy, powodując dalszy rozwój całej nauki regulacji rzek.

Intencją niniejszego artykułu jest postawienie sprawy studiów na porządku dziennym, będą więc sobie poczytywał za zaszczyt, o ile na ten temat wyłoni się dyskusja.

Inż. Mieczysław Zajbert

Plantacje wiklinowe i ich wpływ na wyniki regulacji rzek.

Zainteresowanie hydrotechnika plantacjami wikliny jest różne, zależnie od zadania, jakie wiklina ma spełnić. Sadzimy wiklinę w tym celu, aby 1) utwalić budowle główne (tj. tamy), 2) wykształcić zamierzony projektem profil poprzeczny koryta rzeki i 3) użytkować materiał otrzymany z plantacji dla celów regulacji. Należy jednak zauważyć, że o ile dużą troską — chociaż niezawsze ma to miejsce — otaczamy odpowiednie utrwalanie tam sadzonkami wiklinowymi i racjonalną eksploatację plantacji i stosowne użycie materiału wiklinowego do budowy tam, to zagadnienie wykorzystania sadzonek do wykształcenia profilu poprzecznego koryta nie jest należycie doceniane.

Sadzonki, aczkolwiek są budowlami litylko pomocniczymi, mają kolosalny wpływ na kształtowanie się profilu poprzecznego, szczególnie gdy rzeka niesie przy wyższych stanach duże ilości rumowiska,

z tego też tytułu zasługują na najwyższą opiekę i troskę, która winna być stawiana na pierwszym planie w troskach o plantacje wiklinowe.

Porosty na odsypiskach mogą działać w tym samym miejscu raz korzystnie przez pewien czas, później mogą być wyraźnie szkodliwe nie tylko dla utrzymania należytego przekroju poprzecznego, ale i dla wykonanych na danym odcinku budowli głównych.

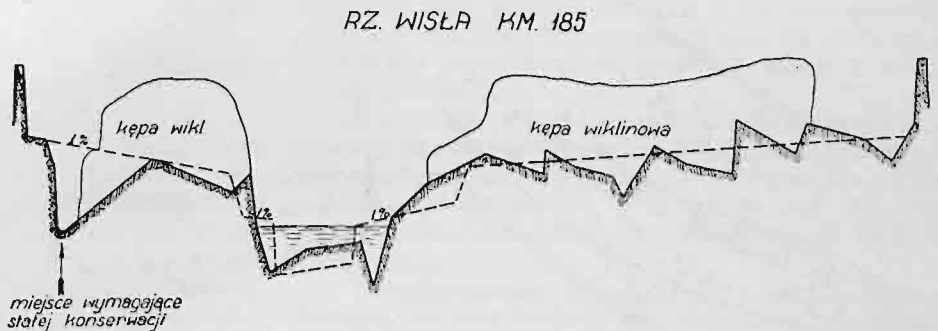
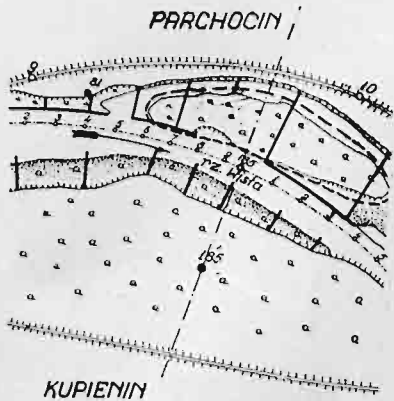
Zwyrodnienia przekroju poprzecznego, powstałe wskutek porostów utrzymywanych w nienależnych miejscach tego przekroju, mogą przybrać takie rozmiary, że usunięcie ich byłoby zbyt kosztowne abyśmy mieli odwagę zaproponować to. I pomimo to, że główne budowle zostały należycie wykonane, regulacja ukończona, osiągnięcie zamierzonych wyników regulacji okaże się niemożliwe ze względu na przytoczone zwyrodnienia przekroju, spowodowane

nie należy utrzymywaniem porostów na odsypiskach naturalnych czy też uzyskanych skutkiem wykonania budowli głównych.

Dla poparcia istnienia przytoczonych wyżej faktów rozpatrzmy kilka przykładów szkodliwego działania kęp, należących utrzymywanych, na formowanie się przekroju poprzecznego koryta.

Zanalizujemy sprawę kształtowania się t. zw.

ne. Wody prowadzone korytem wytworzonym wzdłuż brzegu niszczą często brzegi, tworząc wyboje między poprzeczkami i niszcząc je, co powoduje znaczne powiększenie kosztów konserwacji. Zawilanie tego koryta jest niezmiernie trudne. Kolmatacja następuje bardzo powoli i wymaga stałej opieki. Okres lat 30-tu nie jest zadługi dla podniesienia tych terenów.

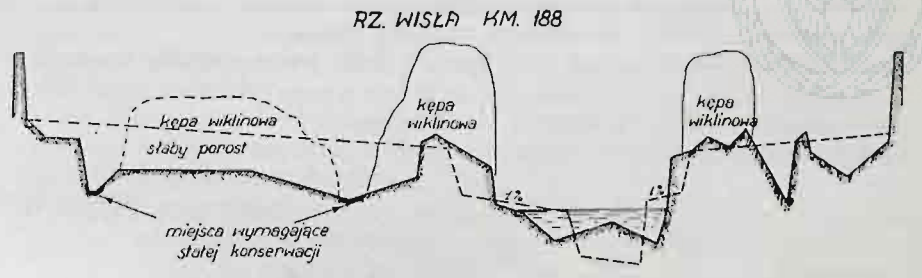
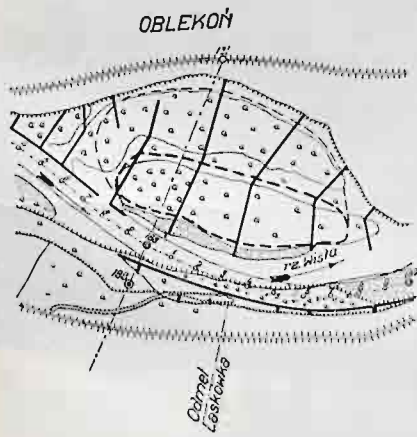


Rys. 1.

„wysp”. „Wyspa” nie oznacza tego co rozumie się normalnie pod tą nazwą, ale jest to odsypisko powstałe skutkiem wykonanych znacznej długości i w krótkim czasie kompletu tam poprzecznych, lub poprzeczek z równoległą tamą. Wyspa może się uformować tak na brzegu wypukłym jak i na wklęsłym. Na rys. 1 i 2 uwidocznione są dwie takie wyspy (obciążnięto je tłustą linią przerywaną).

Jeśli zaś chodzi o tworzenie się właściwego koryta, to skutkiem ucieczki wody bocznym korytem i spiętrzenia wód wskutek wyspy, koryto jest zasypany piaskami, nurt nie ustala się z tego powodu i nie przyjmuje zdecydowanych kształtów, a przesuwa się z miejsca na miejsce po każdym przyborze wód.

Gdybyśmy te ukazujące się pierwsze piaski



Rys. 2.

Okazuje się, że przy wysunięciu na wodę budowli o znacznych długościach, pierwsze piaski ukazują się przy końcu tych budowli. Kierując się systemem szablonowego „łapania pierwszych piasków” należałoby je obsadzić — tymczasem przeciwnie — piaski te należy strzec przed wszelkiego rodzaju porostami, gdyż porosty te powodują bardzo szybkie podnoszenie się w tym miejscu piasków (w przeciągu 3-4 lat do 3-4 m nad koroną budowli faszynowych), podczas gdy w części przy brzegu kolmatacja postępuje bardzo powoli i tym wolniej, im szybciej rośnie „wyspa”.

strzegli od porostu, pozostawili je w stanie luźnym, a jednocześnie przyspieszali kolmatację i obsadzenie odsypiska, począwszy od wysokiego brzegu postępując ku środkowi koryta, otrzymalibyśmy wyrównanie profilu, wykształciłibyśmy profil przybliżony do założonego w projekcie trójdzielnego o przekrojach trapezowych, zmusilibyśmy wodę do formowania koryta właściwego z korzyścią dla zamierzonej regulacji i wykonanych budowli.

Zjawisko tworzenia się „wyspy” nie miałyby także miejsca przy zabudowaniu koryta przez stopniowe wysuwanie się na wodę krótkimi budowlami, co spowodowałoby tworzenie się odsypisk począwszy od brzegu.

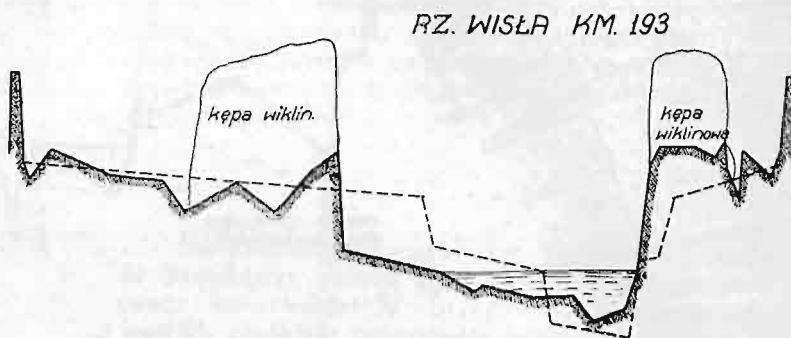
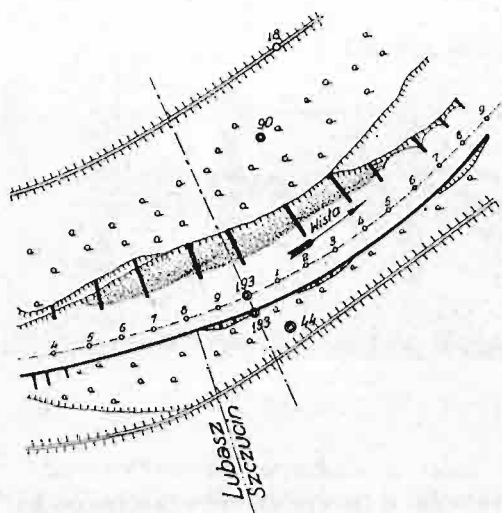
Jeśli zważymy, że usunięcie zniekształcenia

Skutkiem wyżej opisanych zjawisk otrzymujemy znaczne zaburzenia w przepływie wód brzegowych, przy czym koryto tych wód staje się dwudziel-

koryta rzeki („wyspy”) wymaga zawsze wykonywania dodatkowych robót i budowli i jest bardzo trudne — i że przy tym istnienie takiego koryta uniemożliwia osiągnięcie zamierzonych skutków regulacji, to musimy stwierdzić, że należyte zakładanie i utrzymanie plantacji wiklinowych nie jest rzeczą mniej ważną od należytego wykonywania budowli głównych.

także na tworzeniu się załamania w profilu podłużnym.

Dalszym przykładem ogólnie znanym to trudności kolmatacji w przestrzeniach między brzegiem a blisko niego prowadzoną tamą równoległą (rys. 4), wtedy gdy zezwolimy na szybki porost koronki i długie utrzymywanie się porostu na tamie równoległej.



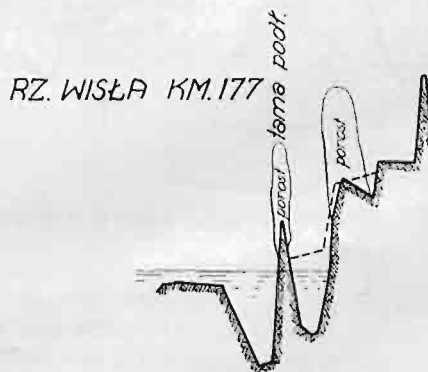
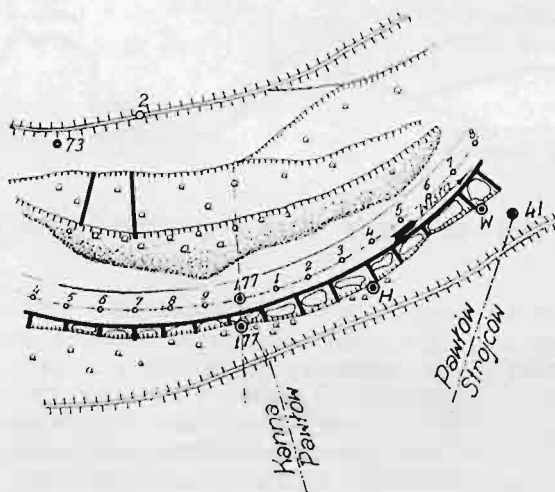
Rys. 3.

Następnym przykładem szkodliwości nienależytego utrzymywania plantacji wiklinowych jest zjawisko powstawania tzw. „warg” na rzekach (rys. 3), które w stanie naturalnym nie posiadały tej cechy.

Ma to miejsce w wypadku nie usunięcia w porę porostów wiklinowych z pasów nadbrzeżnych, porostów posadzonych dla utrwalenia budowli zwężających koryto, i kiedy tereny międzywała dalej poło-

Koronka rosnąc zatrzymuje namuły, podnosi się i przy podniesionych stanach wód staje się jakby jazem, przez który woda, przelewając się z głównego koryta do kwatery zatamiania, tworzy wyboje, podmywa i niszczy tak tamę podłużną jak i wiążące ją z brzegiem poprzeczki.

Utrzymanie budowli głównych i brzegu jest wtedy kosztowne i w wypadku czasowego braku



Rys. 4.

żone od koryta są pozbawione na dłuższej przestrzeni porostów. Wspomniane pasy porostów zatrzymując namuły, podnoszą tereny porośnięte, zmieniając przez to na danym odcinku pojemności koryta wód brzegowych, które mają zasadniczy wpływ na tworzenie się profilu poprzecznego.

Zachodzą w tym wypadku zjawiska nadmiernego rozmywania dna na danym odcinku, nadmierne niszczenie budowli regulacyjnych. Odbija się to

środków na roboty konserwacyjne, zachodzi zawsze obawa zniszczenia całego kompleksu budowli.

Natomiast utrzymanie nisko porośniętej równoległej tamy powoduje zawsze spłylenie kwatery między tamami, choć rzadko zupełne zamulenie, jednak już samo spłylenie sprzyja zastosowaniu sztucznych środków kolmatacji, zamulenia i utwalczenia załadowanych miejsc roślinnością.

Zwyrodnienia przekrojów koryta opisane wy-

żej, uwidoczniono na przekrojach poprzecznych zdjętych z natury, w miejscach oznaczonych na rys. 1, 2, 3 i 4. W przekroje te wrysowano (linią przerywaną) przekrój jaki byłby możliwy do osiągnięcia przy należytych plantowaniu wiklin.

Podobnych przykładów można przytoczyć bardzo wiele; znajduje się je na rzekach niosących znaczne ilości rumowiska i których koryta przy regulacji ulega znacznemu zwężeniu. Przytoczone zjawiska występują wtedy na wszystkich odcinkach rzeki, w każdym prawie miejscu.

Na wielu rzekach można z powodzeniem sadzonkami wykształcić trasę w planie, przy użyciu budowli głównych tylko w niezbędnych wypadkach.

Umiejętne i pełne wykorzystanie plantacji wiklinowych w kierunku wykształcenia profilu poprzecznego koryta, jest jedynym sposobem do wykonania milionów metrów sześciennych poprzecznych robót ziemnych w dolinie rzeki, koniecznych dla wykształcenia ciągłego i jednolitego przekroju koryta rzeki, co jest nieodzownym warunkiem udanej regulacji.

Dla tego też w każdym programie budowy nawet najskromniejszym, biorącym w rachubę

jedynie drobne roboty zachowawcze, plantacje wiklinowe winny być szczegółowo potraktowane, tym bardziej, że wymagają zawsze bardzo skromnych środków, a przeważnie mogą być samowystarczalne. Dając zaś znaczne dochody mogą mieć pretensje do użycia tychże na własne utrzymanie, tymwięcej, że przy właściwym użyciu plantacji wiklinowych, wyzyskamy duże obszary obecnych łąk pokrytych wodą a nie zawiklonych, skutkiem nienależytego posługiwania się sadzonkami i braku przestrzegania pewnych zasad w utrzymaniu plantacji.

Dużą luką w tym kierunku jest brak w naszych projektach systematycznej regulacji pewnych zasad, które należałoby stosować przy plantowaniu roślinności na odsypiskach i to stosować pod rygorami takimi, jakie obowiązują przy wykonaniu budowli głównych.

Dotyychczasowe obowiązujące rozporządzenia dotyczą jedynie kwestii dotyczących administracji kępmi i ich eksploatacji. Wskazania zaś techniczne dotyczyły tylko sposobu zakładania (sadzenia) plantacji, a więc wyboru gatunku, sposobu sadzenia, ścinania itp.

Prof. dr inż. Karol Pomianowski, inż. Henryk Herbich, inż. Zbigniew Żmigrodzki

Zakład wodno-elektryczny na Wiśle pod Bielanami w Warszawie.

Streszczenie wstępnego projektu, opracowanego dla Polskiego Komitetu Energetycznego.

Troska o ucdpornienie kraju pod względem energetycznym przez możliwie duże uniezależnienie się od węgla kamiennego, tego głównego surowca lecz niekorzystnie usytuowanego — zmusza do wykorzystania, oprócz energii wody rzek karpackich, i mniej rentujących się źródeł energii wody, ale położonych w centrum kraju.

Polski Komitet Energetyczny rozpatrując w roku ubiegłym zagadnienia wyzyskania rezerwowych surowców energetycznych, jako walorów obronnych kraju zwrócił się do Komisji Wodnej Pol. Kom. Energet. a mianowicie do profesora dr inż. Karola Pomianowskiego i niżej podpisanego z życzeniem podania możliwości wodno-energetycznych w centrum kraju.

Nie wyczerpując wszystkich możliwości energetycznych polskich rzek nizinnych zostały wybrane do przestudiowania w pierwszej kolejności zakłady w dorzeczu środkowej Wisły. Wykorzystanie ich łączy się zazwyczaj z usprawnieniem żeglugi, przez zwiększenie głębokości na dłuższej przestrzeni rzeki, przy czym to drugie zadanie może być dominującym a więc i znaczna część kosztów budowy — przerzucona na ten cel.

Do przeprowadzenia wstępnych studiów zaliczono następujące zakłady wodno-elektryczne (rys. 1 — str. 136):

I. B i e l a n y n a W i ś l e, którego projekt został opracowany przez prof. K. Pomianowskiego, inż. H. Herbicha i inż. Z. Żmigrodzkiego z inicjatywy Pol. Kom. Energet. Opis tego zakładu stanowi treść niniejszego artykułu¹⁾.

II. P o p o w o poniżej Sandomierza na Wiśle o mocy 50.000 kW i zdolności produkcji rocznej 200 milionów kWh; koszt budowy wyniesie około 60 milionów złotych. Zbiornik o powierzchni 12.000 ha i pojemności 450 milionów m³ utworzyłby odcinek doskonałej drogi wodnej o długości ok. 35 km.

¹⁾ Patrz: Sprawozdania i Prace Polskiego Komitetu Energetycznego. Warszawa, Nr 1, 1938 r.

III. Kanał roboczy Bug — Wisła stanowi drogę wodną na długości ok. 100 km z możliwością wykorzystania 180 milionów kWh energii rocznie, na 4-ch stopniach o łącznej mocy 32.000 kW, przy założeniu uprzedniego wyrównania przepływów przez zbiornik we Włodawie na Bugu. Całość kosztorysowana jest na ok. 95 milionów złotych (łącznie ze zbiornikiem i siłowniami).

IV. Pomiechówek na Wkrze przewidywany jest jako zakład wybitnie szczytowy o mocy 15000 kW i produkcji 15 milionów kWh dla włączenia go do współpracy z innymi zakładami Warszawy, a w szczególności z Bielanami. Koszt budowy — 12 milionów złotych.

V. Kanał Bug — Narwa — Niemien powstałby przez skanalizowanie Narwi dwoma wysokimi stopniami w Łomży i Rożanach; dostarczyć może 70.000 kW mocy i 280 milionów kWh; koszt — 140 milionów złotych.

Studia wykorzystania energii wodnej w centrum kraju objąć winny zbadanie możliwości technicznego rozwiązania głównie w dwóch kierunkach: odpowiedniego podłoża do fundowania i w niektórych zakładach możliwość przepuszczenia w czasie wielkich wód materiału wlezonego i unoszonego przez rzekę.

Również sprawa wywłaszczenia gruntów, wobec stosunkowo dużych obszarów przeznaczonych pod zalew, spowodować może trudności natury polityki agrarnej.

INŻ. H. HERBICH

I. ZASADY PROJEKTU I WPLYW JAZU NA STOSUNKI WODNE W WARSZAWIE.

1. Wstęp.

Już w początkach czwartorzędowego okresu geologicznego Wisła, przynajmniej w swym gór-

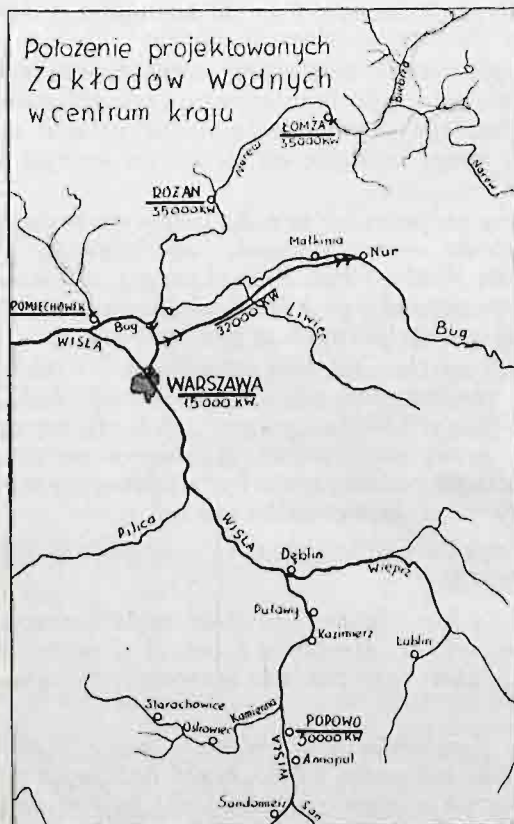
zasypanie koryta i doliny Wisły, spowodował silne zaburzenia w kierunkach odpływu wód. Gdy okres lodowy minął, Wisła w znacznym stopniu oczyściła swe koryto, i na ogół wróciła w pierwotne łóżyisko. Jako pozostałość okresu lodowego pozostał jednak pewien nadmiar spadku w środkowym biegu. W stosunku do ilości toczoney wody, wlezonego rumowiska, oraz grubości ziarna rumowiska Wisła w swym środkowym biegu ma spadek za duży. Stąd istnieje na tej przestrzeni tendencja rzeki albo do zdziczenia, albo do pogłębienia koryta.

Każda systematyczna regulacja rzeki, przez skrócenie biegu oraz skoncentrowanie siły erozyjnej rzeki na zwężone koryto, ułatwiając zatem przepływ tak wody jak i rumowiska, wywołuje dążenie rzeki do zmniejszenia spadku i ustalenia się nowej równowagi między trzema czynnikami: spadkiem, ilością wody i ilością rumowiska. Rzeka zmniejsza spadek erodując dno i pogłębiając koryto.

Zjawisko erozji dna i zmniejszenia się spadku wystąpi przy systematycznej regulacji Wisły tym jaskrawiej, że rzeka ma już i w obecnym dzielnym stanie pewien nadmiar spadku.

Pogłębienie się dna i koryta rzeki jest zawsze pożądane, o ile zachodzi w pewnym niezbyt dużym stopniu. Nadmierne pogłębienie się rzeki jest zawsze szkodliwe, tak ze względów melioracyjnych jak i żeglugowych, jak i w końcu ze względu na możliwość obnażenia się fundamentów budowli, stojących w korycie rzeki. Nadmiernemu pogłębieniu się rzeki musi być położona pewna granica, która da się osiągnąć dwoma sposobami: 1) albo przez wbudowanie w stosunkowo niedużych odstępach w dno regulowanego koryta silnych progów, albo 2) skoncentrowanie nadmiaru spadku w dogodnych punktach na jazach, w rzece żeglownej, na jazach kanalizacyjnych.

Ponieważ Wisła musi być systematycznie uregulowana, liczyć się trzeba z tym, że w miarę



Rys. 1.

nym i środkowym biegu, miała zupełnie dobrze wyrobioną dolinę i koryto. Okres lodowy, przez

postępującej i realizującej się regulacji, ujawni się pewien nadmiar spadku, który będzie najłatwiej koncentrować na jazach kanalizacyjnych. Jest rzeczą oczywistą, że już i obecnie, zanim systematyczna regulacja została na pewnych odcinkach przeprowadzona, jazy takie mogą być w dogodnych i odpowiednich miejscach zbudowane, tworząc następnie z przeprowadzoną regulacją pewną organiczną całość.

W obrębie Warszawy stany wody na Wiśle wahają się w granicach powyżej 7-metrowych. Wobec tak znacznych różnic w poziomach wody urządzenia miejskie, związane ze stanami Wisły, musiały być założone na tak wysokim poziomie, aby były zupełnie od zalewu ochronione lub przynajmniej aby nie były zbyt często zalewane przez wielkie wody rzeki. W projekcie kanalizacji miasta jako poziom najniższy dla wylotów burzowców kanalizacyjnych uznano poziom, odpowiadający odczytowi wodowskazu na moście Kierbedzia + 2,70 m. Wynika z tego, że gdyby poniżej Warszawy wykonać piętrzenie jazem do poziomu + 2,70 m na wodowskazu Kierbedzia, względnie do rzędnej 80,83 m nad poz. morza, wszystkie normalne urządzenia kanalizacyjne i odwadniające na terenie Warszawy znajdą się ponad poziomem piętrzenia i nie będą jeszcze normalną cofką tego jazu dotknięte. Oczywiście znajdują się i teraz na terenie Warszawy miejsca tak niskie, że już przy stanie Wisły + 2,70 m a nawet przy stanach jeszcze niższych tereny te leżą poniżej granicy, pozwalającej na ich grawitacyjne odwodnienie do Wisły. Tereny te albo już posiadają swoje odrębne stacje pomp, podnoszących wody opadowe i ścieki do wyższego poziomu, albo mają przewidziane w przyszłości takie urządzenia. Przez piętrzenie Wisły jazem do poziomu + 2,70 m a nawet + 3,00 m w tych punktach zmieni się tylko okres czasu pompowania w ciągu roku, a mianowicie okres ten się przedłuży, ewentualnie zmieni się także wysokość podnoszenia na pompach. Po wybudowaniu jazu, wysokości pompowania będą na ogół większe, i nie spadną poniżej granicy odpowiadającej poziomowi piętrzenia.

Piętrzenie jazu w czasie niskich i średnich stanów będzie stosunkowo wysokie. W czasie wielkiej wody i stanów najwyższych przez wykonanie ruchomej konstrukcji jazu będzie piętrzenie ograniczone do małej wartości, przyjętej w projekcie na 0,6 m. Cofka piętrzenia wielkiej wody sięgnie praktycznie biorąc po Czerniaków, a na moście Kierbedzia będzie wynosić już tylko 26 cm. Podniesienie korony wałów powodziowych, wywołane budową jazu, będzie zatem zupełnie nieznaczne i na ograniczonej przestrzeni. Gdy wały te muszą istnieć i teraz ze względu na potrzebę ujęcia w korycie rzeki wielkich wód, cofka normalnego piętrzenia jazem pomieści się w obrębie wałów bez potrzeby wykonania żadnych dodatkowych robót. Wynika z powyższego, że stosunki wodne zasadniczo pozwalają na budowę jazu piętrzącego w obrębie Warszawy.

Wisła jest rzeką niziną, płynącą przeważnie w głębokich alluwialnych oraz osadach dylluwialnych. Ponieważ tak alluvia jak dylluwia składają się z utworów niemal wyłącznie przepuszczalnych, zachodzi pytanie, czy istnieją geologiczne warunki,

pozwalające na budowę jazu w obrębie Warszawy.

Terenowo najkorzystniejszym miejscem na budowę jazu są Bielany, gdzie jaz może być oparty lewym przyczółkiem o wysoki brzeg bielański.

W tym profilu wykonane wiercenia wykazują bardzo płytko, bo około 4,0 m pod dnem rzeki leżące ility glacialne i trzeciorzędowe.

ILITY są idealnym podłożem dla fundowania jazu, podłożem zupełnie nieprzepuszczalnym, a równocześnie dostatecznie wytrzymałym. Ily leżą tak płytko, że można będzie łatwo wykonać jaz w otwartym wykopie, otaczając go bitymi żelaznymi ściankami szczelnymi, i dzieląc budowę na dwa etapy, po połowie długości jazu, w każdym z etapów.

Budowa jazu piętrzącego pod Bielaniem da cały szereg gospodarczych korzyści dla Państwa i miasta Warszawy. Jaz ten będzie jazem kanalizacyjnym, tworzącym w obrębie Warszawy jedno poziome stanowisko wody, która wypełni koryto od brzegu do brzegu. Jaz będzie uzupełnieniem regulacji rzeki w obrębie miasta, dającym te korzyści, jakich samymi tylko robotami regulacyjnymi nie można osiągnąć, a mianowicie dostateczne żeglowne głębokości na całej szerokości koryta. Ruch statków będzie się mógł odbywać nie jak dotychczas tylko po krętej linii zmiennego i stale na nowo wytyczanego nurtu, lecz swobodnie na całej szerokości rzeki. Przystanie i ładowanie będą mogły być również rozmieszczone prawie dowolnie na obu brzegach rzeki. Znikną z koryta wyspy piaszczyste, często przy niskich stanach zajmujące $\frac{2}{3}$ koryta rzeki. Rzeka będzie przedstawiać się jako jedno jezioro 400 m do 600 m szerokości, ciągnące się na kilkanaście kilometrów od Bielania poza Czerniaków. Jezioro to będzie miało bezpośrednią łączność z płaszczyznami wodnymi na portach Saskiej Kępy i Żerania.

Wały usypane z piasku wydobytego z koryta rzeki, staną się bulwami miejskimi, zarazem ulicami prowadzącymi na most bielański. Niskie przetrzenie będące obecnie zalewanym korytem rzeki, a leżące na praskim i warszawskim brzegu poza wałami, na przestrzeni między jazem a mostem kolejowym, w obszarze 130 ha będą piaskiem z koryta rzeki zarefultowane, i stworzą obszerne tereny sportowe, parkowe i budowlane. Miasto zyska nowe tereny w miejscu obecnych łąk i piaszczystych odsypisk.

W progu jazu, w jego fundamentach, znajdują pomieszczenie: 1) przejście dla pieszych przynajmniej 4,0 × 3,0 m światła, 2) przewody kanalizacyjne, odprowadzające ścieki z całej Warszawy do wspólnej oczyszczalni ścieków dla Warszawy i Pragi, położonej po prawym brzegu, według już opracowanego wstępnego projektu, 3) przewody wodociągowe, gazowe i elektryczne, łączące oba brzegi Wisły, co jest również bardzo ważne dla miasta na wypadek powikłań wojennych. Na filarach jazu stanie most jezdny, który w tym miejscu był i tak przewidziany w ogólnym programie robót budowy Warszawy.

Przy piętrzeniu do + 2.70 m ilość energii jaka się da na spadzie jazu uzyskać wynosi 125 mio kWh rocznie, przy instalowanej mocy 20.000 kW i poborze wody 760 m³/sek. Z obliczeń hydrolo-

gicznych wynika, że 85% całej ilości wody jaką w ciągu roku toczy Wisła, przejdzie użytecznie przez turbiny, a tylko 15% będzie w czasie wysokich stanów bezużytecznie przez jaz przepuszczonych. Rozkład energii w poszczególnych miesiącach jest bardzo równomierny, miesiące dużej konsumpcji energii jak grudzień i styczeń mają jeszcze dostatecznie dużą produkcję energii, 95,5 i 103% w stosunku do przeciętnej miesięcznej, dopiero luty wykazuje spadek produkcji do 87% przeciętnej miesięcznej, przy równoczesnym jednak już się objawiającym w tym miesiącu spadzie konsumpcji energii. Przy rocznym całkowitym rozbiórce energii w okręgu Warszawie, który w roku 1937 wynosił okraęto 250 mio kWh, cała produkcja energii na jazie pod Bielaniem będzie niewątpliwie rozebrana. Energia ta może być oddana po tak niskiej cenie, że pewne przemysły, wymagające taniej energii, przy ciągłej pracy w ciągu roku, będą z niej napewno korzystać, tym bardziej, że dzielnica przemysłowa miasta jest projektowana w bliskości Biel. W razie wybudowania zbiornika na Wkrze koło Modlina, połączone oba zakłady wodne na Wiśle pod Bielaniem i na Wkrze będą dysponować razem mocą instalowaną około 40.000 kW i sumą roczną produkcji energii około 155 mio kWh. Na wypadek przerwy w dostawie węgla, dwa te zakłady będą w stanie pokryć najkonieczniejsze zapotrzebowanie energetyczne okręgu warszawskiego, przy czym zakład zbiornikowy będzie pracował na szczycie, zakład bielański na podstawie.

Zamknięcie koryta rzeki jazem oraz zmniejszenie prędkości wody przepływającej rzeką powyżej jazu, musi spowodować zatrzymanie toczącego piasku w korycie i tworzenie ławic w cofce piętrzenia. Ławice te muszą być okresowo usuwane i koryto utrzymane w stanie czystym. W tym celu koryto rzeki musi być owałowane tak w obrębie miasta jak i poniżej jazu. Wały muszą stanąć w odstępie przewidzianym projektem regulacyjnym, równolegle do siebie po obu brzegach, aby się uniknęło tworzenia zatorów lodowych i aby koryto rzeki zostało skoncentrowane, a rzeka otrzymała dostateczną siłę erozyjną dla przeniesienia swego rumowiska. Ponieważ w swoim czasie wykonane roboty w obrębie Warszawy między Czerniakowem a mostem Kierberdzia, na skutek zwięzienia koryta wielkich wód wywołały erozję koryta w górnym odcinku rzeki, a podniesienie koryta blisko o 1 m w dolnym odcinku, między Czerniakowem aż poza Bielany, musi być przeprowadzona systematyczna regulacja rzeki wraz z owałowaniem jej na przestrzeni poniżej Biel, na najbardziej zdziczałym odcinku rzeki, przez co osiągnięć się przywrócić pierwotnego poziomu dna rzeki pod Bielaniem, t. j. obniżenie obecnego poziomu dna o około 1,0 m, a równocześnie ułatwić się żeglugę między Modlinem a Warszawą i zapewnić swobodny odpływ tak piasku jak i lodów na tym odcinku rzeki. Niebezpieczeństwo tworzenia się zatorów poniżej Warszawy zniknie. Kanalizacja rzeki w obrębie Warszawy będzie uzupełnieniem regulacji i da korzyści żeglugowe, nieosiągalne za pomocą samych tylko robót regulacyjnych.

Gromadzący się w korycie w czasie średnich stanów piasek, będzie okresowo usuwany z

tych stanów wypłukiwany. Ponieważ próg jazu będzie leżeć na poziomie przyszłego obniżonego dna rzeki, a w czasie najwyższych stanów piętrzenie na jazu wyniesie zaledwie 60 cm, w okresie wysokich stanów, t. j. wtedy, gdy są toczony największe ilości piasku, stosunki wodne w obrębie cofki jazu nie ulegną żadnej zmianie w stosunku do stanu jaki istniał przed budową jazu. Natomiast regulacja rzeki i systematyczne jej owałowania, które muszą być wykonane równocześnie z budową jazu, ułatwią odpływ kry i piasku, i to tak w obrębie miasta jak i poniżej, między Warszawą a Modlinem.

Przestrzeń Wisły poniżej mostu kolejowego ma być podług projektu regulacji, owałowana na wielkie wody w odstępie 900-metrowym. Gdy Wisła w obrębie Warszawy ma rozstaw wałów, względnie podsypywanych wysokich brzegów 450—600 m, zaś długość jazu z zakładem i śluzami wynosi 500 m, pozostawienie odstępu wałów 900 m między mostem kolejowym a Bielaniem stworzyłoby worek, w którym musiałyby powstać zatory. Rozstaw wałów musi być zatem na tej przestrzeni zmniejszony do 600 m, co pozwoli odzyskać z koryta rzeki około 130 ha terenów. Tereny te zaregulowane piaskiem z Wisły na wysokość 3—4 m będą bardzo pożądanymi w tych dzielnicach terenami sportowymi, parkowymi a nawet budowlanymi. Wartość terenów odzyskanych z koryta znacznie przewyższy koszt samego refulowania, zwłaszcza że na wałach będą wybudowane szerokie nadbrzeżne ulice.

Kwestia osadzania się toczącego przez rzekę rumowiska jest aktualna przy wszystkich jazach budowanych na rzekach toczących rumowisko. Osady te usuwa się z koryta rzeki za pomocą okresowego płukania koryta. Klasycznym przykładem takiego płukania na jazach rzecznych są zakłady wodne na Rodanie w Chèvres i Chancy-Pougny. Pierwszy zakład musi wypłukiwać olbrzymie ilości bardzo grubego rumowiska jakie do rzeki się dostaje z dopływu Rodanu Arvy, drugi musi przepuścić w dół rzeki wypłukane w Chèvres rumowisko, jak również i to, które na przestrzeni pośredniej jest przez dopływy Rodanu wniesione. Dwadzieścia dwa razy płukane koryto Rodanu w Chèvres w okresie od roku 1899 do 1936, usunęło podług L u g e o n'a z koryta rzeki łącznie 2.294.500 m³ rumowiska. Dwukrotne płukanie w r. 1929 i 1930 Rodanu w Chancy-Pougny usunęło łącznie pół miliona m³ rumowiska. W Warszawie nie ma zatem również obawy, aby gromadzone w korycie piaski nie dały się usunąć, i mogły zanieść koryto w stopniu utrudniającym żeglugę. Płukanie koryta może się odbywać dwa razy do roku w czasie wiosennych i letnich przyborów wody, i może trwać w sumie kilka, około 2—4 dni w ciągu roku.

W czasie wielkich wód stany wody w rzece się podnoszą, a spadły użyteczne na jazu maleją tak, iż zmniejsza się wielkość mocy zakładu, spadając aż do zera przy stanach najwyższych. Obliczenie rocznej produkcji energii uwzględnia okresowy krótkotrwały postój zakładu.

W okresie wiosennych i letnich wezbrań Wisły, gdy jaz dla płukania koryta będzie całkowicie otwarty, z tych samych przyczyn, które wywołu-

ją wezbrania Wisły, będą przepełnione zbiorniki karpaccich jej dopływów, jak również zbiornik na Wkrze pod Warszawą. Wszystkie zakłady wodne, stojące na rzekach będą miały nadmiar wody i energii tak, że czasowy deficyt energii i mocy, wywołany przez postój zakładu bielańskiego w okresie kilku (2 do 4-ch) dni w roku, będzie z nadmiarem pokryty przez wzmogoną pracę innych zakładów. W ten sposób wielkie wody, które będą musiały być bezużytecznie przepuszczone przez zakład bielański, wykonają potrzebną pracę na spadach innych rzek karpaccich, których zakłady będą włączone z Bielaniem w jednolity system elektryfikacyjny liniami na Lublin i Czechochowę.

2. Krzywa cofki piętrzenia.

Dla obliczenia cofki piętrzenia ustalono przede wszystkim współczynniki oporów ruchu podług wzorów Maninga, który daje te same wyniki, co wzór Kutter-Ganguilleta, przy znacznie bardziej uproszczonej formie wzoru. Dla tego wzoru współczynnik oporów $k = \frac{1}{n}$ wyznaczono na podstawie

pomiarów rzeczywistego przepływu wody przy pewnych stanach na wodowskazie Kierbedzia, oraz przy pomierzonych spadach zwierciadła wody. Obliczenie to wykazało, że współczynnik k otrzymuje tym wyższą wartość, im jest większym napełnienie koryta, czyli im jest większy promień przekroju, względnie średnia głębokość. Gdy cofka musiała być liczona dla stanów jakie się ułożą w uregulowanym korycie rzeki, przeliczono także współczynnik k dla napełnień koryta, przewidzianych w projekcie. Na podstawie tych danych wykreślono bieg współczynników oporu k , i dla każdej średniej głębokości oraz projektowanego spadu przyjmowano w obliczeniu odpowiednią wartość współczynnika.

Cofkę liczone dla czterech przepływów, a mianowicie: odpowiadającego najniższemu stanowi i przepływowi 183 m³/sek., dla wody roboczej z ilością przepływu 760 m³/sek. i w końcu dla wielkiej wody, przewidzianej w projekcie 7.000 m³/sek., która odpowiada prawdopodobieństwu pojawienia się raz na 100 lat. Celem obliczenia wysokości podnoszenia na przelewach burzowych wód burzowych z kanalizacji miejskiej, obliczono dodatkowo stany wody i cofkę, odpowiadającą objętości przepływu 1.200 m³/sek., która przepływa obecnie przy stanie + 2,7 m na moście Kierbedzia. Wieloletnie obserwacje wykazały, że przy tej ilości wody w Wiśle nie zdarzają się już równoczesne opady burzowe o wysokim natężeniu, które wymagałyby uruchomienia pomp burzowych na przelewach kanalizacyjnych.

Cofka była liczona ruchem zmiennym przy uwzględnieniu różnic prędkości w następujących po sobie profilach, przy czym wysokość prędkości odzyskana w niższej leżącym profilu przyjmowano w 60% wartości teoretycznej, zaś tam, gdzie trzeba było wytworzyć zwiększoną prędkość w profilu niżej położonym, przyjmowano stratę wysokości równą 120% teoretycznej wysokości prędkości. Gdy projektowane przekroje są dwudzielne, ze znaczną różnicą średnich głębokości

w części środkowej i częściach bocznych, traktowano oddzielnie część środkową i boczną, wyznaczając dla każdej z nich odpowiedni współczynnik k i średnią prędkość w przekroju, przy tym samym spadzie jednostkowym tak, aby suma przepływów była równa danej objętości wody.

Obliczenie wykonywano dla przekrojów odległych co 1 km, gdyż przy bardzo małych spadach zwierciadła wody okazało się, że przyjęcie bliższych profili nie daje dokładniejszych wyników. Obliczenie prowadzono do przekroju, w którym różnica między zwierciadłem wody spiętrzoną a niespiętrzoną wynosi kilka cm. Teoretycznie cofka kończy się w nieskończoności.

Z profilu podłużnego wynika, iż cofka przy najniższych stanach sięga poza ujście Wilanówki, przy stanach odpowiadających wodzie roboczej kończy się koło ujścia Wilanówki przy najwyższych wodach już pod mostem Kierbedzia wpływ cofki piętrzenia jest bardzo mały, i wynosi 26 cm, a na moście Poniatowskiego 19 cm.

3. Zmiana wysokości podnoszenia do Wisły wód melioracyjnych i kanalizacyjnych.

Na skutek wybudowania piętrzącego jazu na Bielanych, zmieni się wysokość podnoszenia wód opadowych na stacjach pomp, które już istnieją, lub też będą w przyszłości dopiero wybudowane na obu brzegach Wisły. Istnieją dwa typy tych stacji, melioracyjne, tj. takie, które podnoszą wody z potoków i jezior, są to: na lewym brzegu stacja pod Czerniakowem, na Rudawce pod Bielaniem i na prawym brzegu z lotniska w Gocławiu oraz Spółki Wodnej Wawerskiej, podnoszącej wody z jeziora Kamionkowskiego, w końcu z rowów melioracyjnych odwadnianych w ul. Toruńskiej. Drugi typ stacji to są te, które podnoszą wody burzowe z kanalizacji miejskiej tam, gdzie poziom przelewu na burzowcu leży poniżej pewnych stanów wód na Wiśle. Są to projektowane burzowce na ul. 29 Listopada i dawnej Karpiej, dwa burzowce w ul. Dobrej z kolektora *D i SŁ* na warszawskim lewym brzegu Wisły, burzowiec Saskiej Kępy, koło mostu Poniatowskiego, Floriańskiej i Ratuszowej na Pradze, na Gołędzinowic i na Różopolu, na prawym brzegu Wisły. Burzowce odprowadzające wody opadowe z wysoko położonego brzegu warszawskiego, których wyloty nie są podtopione nawet przy najwyższych stanach wody na Wiśle, są to burzowce: Mokotowski, Alei Trzeciego Maja, Karowej, Bolesć, Kościelnej, Krasińskiego. Na te burzowce, które obejmują przeważną część zlewni miejskiej w Warszawie, wybudowanie jazu na Bielanych nie będzie miało żadnego wpływu.

Dla określenia wywołanej budową jazu zmiany w wysokości podnoszenia na stacjach pomp wyznaczono dla każdego położenia stacji pomp, wysokość podnoszenia przed budową jazu i po jego budowie dla stanów najniższych, absolutnie przeciętnych, odpowiadających przepływowi 1.200 m³/sek. i najwyższych.

Dla obliczenia sumy pracy rocznej na pompach podnoszących wody melioracyjne, miarodajnym jest spadek absolutnie przeciętny w roku, przy czym dla rozmiaru instalowanej mocy jest miarodajny

najwyższy poziom piętrzenia w rzece przy przepływie 7.000 m³/sek., lecz przy równoczesnym zmniejszonym dopływie do pomp wody deszczowej. Przy pompach obsługujących burzowce, dla obliczenia rocznej sumy pracy jest miarodajny przeciętny stan wody na Wiśle, natomiast dla mocy instalowanej, jest miarodajny stan wody, odpowiadający przepływowi 1.200 m³/sek., gdyż, jak obserwacje wieloletnie wykazały przy stanach na moście Kierbedzia wyższych jak + 2,70 nie zdarzają się już opady o wysokim natężeniu.

4. Wielkość mocy instalowanych i sumy rocznej pracy na kanałach burzowych miejskich.

Na stacjach pomp kanalizacyjnych wody burzowe będą podnoszone przez pompy od chwili, w której zwierciadło ścieków zrówna się z poziomem przelewu, względnie osiągnie poziom odpowiadający podwójnemu max. przepływowi ścieków. Do różnicy między tym poziomem a poziomem wody w Wiśle dodano jeszcze 1,0 m spadu na straty w kanałach dopływowych i odpływowych z pomp. Strata ta będzie zmienna zależnie od wydajności pomp, tj. liczby jednostek równocześnie w ruchu puszczonej. Przyjęcie przeciętnej straty wysokości 1,0 m wydaje się zupełnie wystarczającym.

Jeśli pominiemy burzowce z górnego miasta, których krawędzie przelewów leżą znacznie powyżej wszystkich, nawet najwyższych stanów Wisły, pozostaje do rozpatrzenia tylko 8 burzowców, z tego cztery po stronie warszawskiej i cztery po stronie praskiej.

Moc instalowaną na stacjach pomp liczono dla max. wysokości podnoszenia przy przepływie w Wiśle 1.200 m³/sek. oraz dla ilości wód burzowych obliczonych z generalnego projektu kanalizacji Warszawy. Roczna ilość pracy na stacji pomp liczono z przeciętnej wysokości podnoszenia, mało co zresztą różnej od poprzedniej, oraz rocznej ilości wód burzowych.

Z kilkuletnich obserwacji na ombrometrach samopiszących można wnosić, że ilość krótkotrwałych opadów burzowych w ciągu roku, takich, które dadzą wody burzowe w sieci kanalizacyjnej, a zatem o sumie opadu wyższej jak 4 mm, odpowiadających retencji terenowej i kanałowej, wynosi około 120 mm, tj. okragło 22% rocznej sumy opadów. Należało przyjąć, że z opadów burzowych na retencję terenową, retencję kanałową, parowanie i wsiąkanie odpada tylko mały procent, ze względu na krótki czas trwania deszczu i odpływu. Przyjęto zatem w mieście odpływ w wysokości 80 — 90%, na terenach częściowo zabudowanych Saskiej Kępy 60%, prawie niezabudowanych Gołędzinowa i Różopolu 50%.

Te przyjęcia pozwoliły wyliczyć całkowitą roczną ilość wód burzowych, która musi być na stacjach pomp podniesiona, a z niej roczną sumę pracy pomp, wyrażoną w kWh. Założono, że sprawność transformatorów, względnie linii przesyłania wynosi 95%, motorów 90%, pomp 60%. Tak wyliczona suma przeciętnej rocznej pracy na pompach przelewów burzowych wyniesie 89.741 kWh, okragło 90.000 kWh.

5. Wody normalne i burzowe, pochodzące z melioracji przybrzeżnych gruntów.

Dla stacji pomp melioracyjnych zestawiono obszar dorzecza, max. obliczonych wód burzowych, następnie obliczono moc instalowaną z ilości max. wód burzowych, i stanu na Wiśle, odpowiadającego przepływu 1.200 m³/sek. Sumę kWh w roku obliczono z różnicy poziomów między dopuszczalnym stanem na kanale melioracyjnym, a poziomem absolutnie przeciętnym spiętrzonej Wisły, dodając do tego straty na kanałach wlotowych i wylotowych w wysokości 1,0 m i przyjmując, że z całej sumy opadów w Warszawie, wynoszących 550 mm w ciągu roku, wyparowuje około 250 mm, do odpływu dostanie się 300 mm, tj. 300.000 m³ z 1 km². Obliczona na tej zasadzie cała ilość wody, która musi być na stacji pomp podnoszona, odpowiada dla danej wysokości tłoczenia pewnej sumie kWh.

Rozpatrywać należy 5 punktów, w których zbierać się będą wody, pochodzące z odwodnienia gruntów. Z tych tzw. Nowe Ujście, stanowi kanał melioracyjny, odcinający od Goławka i jeziora Kamionkowskiego 74,2 km² zlewni. Ujście to, projektowane w km rzeki 505,50, ma spiętrzoną wodę przy stanach absolutnie przeciętnych o 18 cm, przy stanach najwyższych o 8 cm. Gdy musi być ono zaprojektowane na przeprowadzenie wód burzowych w ilości 9,0 m³/sek. przy stanach wyższych niż absolutnie przeciętne, kilkucentymetrowa różnica stanów między stanem przed i po budowie jazu nie usprawiedliwiałaby potrzeby budowy tu stacji przepompowania wód melioracyjnych. Stanie tu zatem zwykły przepust, zamykany w czasie wysokich stanów wody na Wiśle, przy czym wody przez ten czas dopływające z dorzecza, będą się czasowo magazynować w pojemności kanału melioracyjnego.

Pierwszym zakładem pompowym będzie stacja pomp na kanale Goławskim, odwadniającym iotnisko cywilne.

Przeciętna wysokość podnoszenia wyniesie tu 0,733 m, dobowe zużycie energii 208 kWh, a roczne 57.800 kWh zamiast 42.000 kWh, obliczonych dla rzeki niespiętrzonej. Zaznaczyć jednak należy, że cyfry powyższe odnoszą się do stanu obecnego, przed budową Nowego Ujścia. Po jego wybudowaniu suma zapotrzebowanej energii zmniejszy się w stosunku do obszaru zlewni, a zatem wyniesie 0,45 obliczonej poprzednio wartości, tj. 26.000 kWh.

W jeziorze Kamionkowskim będą się zbierać wody z dorzecza o obszarze 8,90 km². Przyjmując, że w roku odpłynie z tego dorzecza 300 mm opadu, tj. w sumie 2,67 mio m³, oraz że poziom wody w jeziorze będzie pompami stale utrzymywany na rzędnej 79,63 m, odpowiadającej odczytowi na moście Kierbedzia + 1,50 m, przeciętna wysokość podnoszenia wyniesie 1,37 m, a po uwzględnieniu oporów w kanałach odpływowych i dopływowych w wymiarze 1,0 m, wysokość podnoszenia przeciętna na pompach wyniesie 2,37 m, czemu odpowiada roczna praca w ilości 33.370 kWh.

W ul. Toruńskiej obszar dorzecza obliczony przez Biuro Melioracyjne miasta Warszawy wynosi 3,05 km², rzędna zwierciadła wody w kanale melioracyjnym 79,14 m, rzędna zw. wody prze-

ciętnego na Wiśle 80,86 m, wysokość podnoszenia 1,72 m, a uwzględniając opory 2,72 m. Roczna suma wody do podnoszenia będzie 0,916 mio m³, a roczna suma potrzebnej energii 13.250 kWh.

Na brzegu warszawskim melioracyjna stacja pomp na jeziorze Czerniakowskim odwodni 19,93 km² zlewni. Poziom wody w rowie melioracyjnym będzie utrzymany na 79,83 m, przeciętny poziom wody Wisły 81,21 m, wysokość podnoszenia 1,38 m, a uwzględniając straty ciśnienia 2,38 m. Całkowita ilość wody do podniesienia w ciągu roku wyniesie 5,98 mio m³, a suma wydatkowanej energii 75.500 kWh.

Potok Rudawka będzie utrzymywany z poziomem na stacji pomp 79,13 m. Obszar odwodnionego dorzecza wynosi 13,6 km², roczna objętość wody do podnoszenia 4,06 mio m³. Dla rzędnej zw. wody przeciętnego na Wiśle 80,84 m, wysokość podnoszenia będzie 1,71 m, a po uwzględnieniu strat ciśnienia 2,71 m, suma energii potrzebnej dla podniesienia wody wyniesie 58.500 kWh.

Łączna suma energii jaka będzie potrzebna dla podniesienia wód melioracyjnych na 5-ciu stacjach będzie 238.400 kWh, okrągło 240.000 kWh.

6. Wody gruntowe na terenach przybrzeżnych Wisły.

Wody gruntowe na obu brzegach Wisły przy samym korycie rzeki spiętrzą się do poziomu piętrzenia w rzece i ułoży się w gruncie cofka wód gruntowych, spływających z brzegów ku Wiśle. Tam, gdzie sieć kanalizacyjna istnieje w pewnej odległości od rzeki, z poziomem ścieków niższym od poziomu piętrzenia Wisły, będzie dopływać do kanałów woda gruntowa z brzegów tak, jak dotychczas dopływała, zaś z Wisły w ilościach większych, niż to się dzieje obecnie. Stwierdzić jednak należy od razu, że ilości przesiąkającej wody z Wisły w dno rzeki i pojawiającej się następnie jako woda gruntowa w sieci kanałów czy rowów melioracyjnych, będzie stale maleć. Woda rzeczna, a tym bardziej woda wiślana, prowadzi bardzo wiele drobnych zawiesin, które wchodzą z przesiąkającą wodą w grunt i go z czasem uszczelniają. Bardzo czyste wody Aary, wchodzące w grube żwiry nadbrzeżne na zakładzie wodnym w Doggern, przy wysokim ich piętrzeniu obustronnymi wałami, dawały po uruchomieniu zakładu tak znaczne ilości wody gruntowej, iż można było tą wodą, ujętą równoległymi rowami, zasilać stawy rybne. Po kilku latach ilości te zmalały do tak nieznacznej wartości, że stawy straciły zasilek wody. Sprewa w Berlinie ma tak silnie uszczelnione dno koryta, że pewne tunele pod nią były wykonane przy normalnym ciśnieniu atmosferycznym, bez potrzeby uciekania się do powietrza sprężonego. Nie ulega żadnej wątpliwości, że to zjawisko uszczelnienia się gruntu pojawi się w brzegach w bardzo szybkim czasie na Wiśle, tak jak je zauważono przy budowie bulwarów w porcie na Saskiej Kępie, gdzie dopływ wody do otwartego wykopu pochodził prawie wyłącznie z brzegu, a nie z koryta rzeki.

Współczynnik przepuszczalności piasku wiślanego został wyznaczony w Laboratorium Wodnym Politechniki Warszawskiej i wynosi on 0,000164 m/sek. Ilość wody jaka na metrze bie-

żącym dopływa do drenu czy otwartego rowu depresji s , odległości L i grubości całej warstwy prowadzącej wodę H , oblicza się wzorem:

$$q = \frac{(2H - s) s \cdot k}{2L} \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Dla s równego różnicy poziomów między zwierciadłem spiętrzoną Wisły a zwierciadłem wody w kanale czy rowie, dla $k = 0,000164$, odległości L zależnej od położenia rozpatrywanej przestrzeni od 200 do 400 m odległości kanałów czy rowów od zwierciadła wody w rzece, oraz $H = 10$ m, wzór na ilość wody gruntowej na długości 1 km będzie:

$$q = 0,164 \frac{s(20 - s)}{24} \text{ m}^3/\text{sek}/\text{km.}$$

Grubość warstwy wodonośnej przyjęto bardzo liberalnie na 10 m, jakkolwiek w tych granicach grubości bez wątplenia znajdują się wkładki namulów glin i ilów, które zmniejszają tak grubość pokładu prowadzącego wodę, jak i współczynnik przepuszczalności k . Odległość L przyjęto zależnie od położenia, na 200 do 400 m, gdyż bezpośrednio poza wałami będą założone ogrody i parki, a zamieszkała część miasta, wymagająca głębokiego położenia wody gruntowej, będzie się znajdować w odległości od wody nie mniejszej jak przyjętych 200 do 400 m.

Pod rozwałę przyjęto następujące przestrzelenie:

- 1) Przestrzeń Bielany — Cytadela, o długości 4,5 km z odległością $L = 400$ m.
- 2) Przestrzeń Cytadela — Port Czerniakowski 4,4 km z odległością $L = 200$ m.
- 3) Przestrzeń Jaz Bielański — fort Sliwicki 6,0 km z odległością $L = 400$ m.
- 4) Park na Pradze 1,5 km z odległością $L = 300$ m.
- 5) Saska Kępa — Gocławek 3,0 km z odległością $L = 300$ m.

Dla każdej z tych przestrzeni obliczono: ilość wód gruntowych, wysokość podnoszenia oraz ilość potrzebnej do tego w ciągu roku energii.

Łączna suma pracy jaka musi być zużyta, czy to na specjalnych stacjach pomp wód drenowych, czy też stacjach podnoszących te wody, łącznie z wodami kanałowymi lub melioracyjnymi, wyniesie 138.900, okrągło 140.000 kWh rocznie, przy ilości wody podnoszonej łącznie 213,1 l/sek. Są to cyfry maksymalne, i gdyby nawet były osiągnięte w pierwszej chwili po uruchomieniu jazu, w kilka lat później spadną do mało znaczących wartości, na skutek stopniowego zatkania się dróg dla wody przesiąkającej w koryto rzeki.

7. Wnioski.

Z obliczeń powyższych wynika, że roczna ilość pracy na pompach przelewów burzowych wyniesie okrągło 90.000 kWh, na stacjach pomp wód melioracyjnych 240.000 kWh, pomp wód drenowych 140.000 kWh, razem zatem 470.000 kWh. Podnosząc tę cyfrę do 500.000 kWh, ze względu na zapotrzebowanie energii na cele oświetlenia,

warsztatów podręcznych itd. widać, że suma energii potrzebnej na zupełne uporządkowanie stosunków wodnych w Warszawie, w związku ze stanami wody na Wiśle, pochłonie zaledwie 0,4% energii przez zakład na jazie bielańskim produkowanej. Znaczący należy, że podane cyfry odnoszą się do całej sumy potrzebnej energii po wybudowaniu jazu, a nie do różnicy między energią obecnie potrzebną, a energią, która okaże się potrzebną po wybudowaniu jazu. Natomiast w obliczeniu uwzględniono niżenie ogólne stanów wody na Wiśle, wynikające z przeprowadzonej na niej systematycznej regulacji.

Z profilu podłużnego spiętrzonej Wisły oraz z przeliczeń wysokości podnoszenia na stacjach pomp, wynika, iż normalne piętrzenie na jazie może być podniesione jeszcze o dalszych 32 cm, tj. do rzędnej 81,15 przy utrzymaniu piętrzenia wielkiej wody na projektowanym poziomie bez szkody dla projektowanych urządzeń.

Moc instalowana podniesie się wtedy do 22.000 kWh, a roczna praca urośnie do cyfry 140.000.000 kWh.

II. GOSPODARKA WODNO-ENERGETYCZNA.

1. W s t ę p.

Dla określenia mocy instalowanej i przeciętnej rocznej produkcji energii zakładu wodno-elektrycznego na Wiśle na Bielanych — opracowano gospodarkę wodno-energetyczną dla okresu lat od 1921 do 1932.

Podstawą do obliczeń służyła stacja wodowskazowa I rzędu w Warszawie przy moście Kierbedzia w km 513,8, przy którym powierzchnia zlewni Wisły wynosi $A = 85176 \text{ km}^2$, a poziom zera wodowskazu $P = 78,129 \text{ m n. p. m.}$

Wobec nieznacznej odległości wybranej stacji wodowskazowej (w km 513,8) od miejsca, w którym projektowany jest zakład (w km 521,7) i minimalnej różnicy w powierzchni dorzeczy — objętość przepływu Wisły w Warszawie przyjęto bez korekcji (zwiększenia) dla zakładu w Bielanych, co biorąc praktycznie poprawić jedynie może możliwości energetyczne zakładu w stosunku do obliczonych. Dla badanego 12-letniego okresu zestawiono przeciętne w poszczególnych dekadach lat 1921—1932: stany wody brutto i netto (robocze) oraz odpowiadające im objętości przepływu całkowitego i roboczego. Po ustaleniu zaś spadów na jazie w Bielanych określono odpowiadające tym spadom i ilościom wody roboczej — przeciętne moce w poszczególnych dekadach miesiąca oraz energie za okresy dziesięciodniowe.

Uproszczony dekadowy system obliczeń dla zakładów przepływowych daje wystarczającą dokładność i nie odbiega od codziennego, szczególnie gdy dotyczy to rzek takich jak Wisła o stosunkowo nieznacznych wahaniami wobec dużego obszaru dorzecza. Wyjątek stanowią okresy wielkich wód, gdzie rachunek przeprowadzono dla codziennych przepływów.

2. O b j ę t o ś c i p r z e p ł y w ó w.

Dla określenia objętości przepływów służyła krzywa objętości ustalona na podstawie 51 pomiarów hydrometrycznych w okresie letnim oraz 7

pomiarów w okresie zimowym pod pokrywą lodową, wykonanych przez Państwową służbę hydrograficzną.

Wyniki pomiarów wykonanych w dużej amplitudzie wahań stanów wody (od + 46 do + 515), pozwoliły na ustalenie związku między stanami wody i objętościami przepływów od najniższych do przepływu $Q = 4850 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Przez extrapolację ustalić można było również największe przepływy Wisły z okresu wzebrań najwyższych, a więc z lipca 1934 r. $Q = 5830 \text{ m}^3/\text{sek.}$ oraz z marca 1924 r. $Q = 5950 \text{ m}^3/\text{sek.}$

Do obliczenia światła jazu przyjęto przepływ jeszcze większy, $Q = 7000 \text{ m}^3/\text{sek.}$, odpowiadający 100-letniemu okresowi pojawiania się.

Chcąc uwzględnić odmienny związek między stanami wody a objętościami przepływów w okresie zimowym, co potwierdzają wyniki pomiarów wykonanych pod powłoką lodową — wprowadzono odpowiednie współczynniki redukcyjne. I tak: dla okresu zlodzenia całego koryta rzeki — 50%, dla okresów z płynącą krą — 80% i wreszcie dla okresu ze śryżem — 90% tych wartości, jakie wypadłyby przy zastosowaniu leniej krzywej objętości dla stanów notowanych w porze zimowej. W ten sposób określone zostały objętości przepływu całkowitego, jakie Wisła pod Warszawą prowadzi. Przy ustalaniu zaś stanów i przepływów roboczych w poszczególnych dekadach badanego okresu, odliczano jednak wszystkie nadwyżki przepływów ponad maksymalny instalowany przepływ tj. $760 \text{ m}^3/\text{s.}$, trwający 75 dni w roku, jak to wynika z przeciętnej krzywej czasów trwania przepływów.

Ten instalowany maksymalny przepływ roboczy odpowiada stanom wody: + 200 na wodowskazie warszawskim w okresie letnim, + 307 w okresie zlodzenia, + 227 przy krze, oraz + 214 przy płynącym śryżu w rzece. Określając więc przeciętne stany wody tzw. użytkowe, odliczano nadwyżki ponad wspomniane stany wody, w zależności od warunków atmosferycznych.

W ten sposób obliczony przebieg przepływów w 12-to leciu, pozwolił na ustalenie następujących charakterystycznych objętości:

Najmniejsza mała woda	— $Q = 130 \text{ m}^3/\text{s}$
Średnia mała woda	— $Q = 193 \text{ m}^3/\text{s}$
Średnia woda robocza	— $Q = 469 \text{ m}^3/\text{s}$
Średnia woda	— $Q = 550 \text{ m}^3/\text{s}$
Instalowana woda robocza	— $Q = 760 \text{ m}^3/\text{s}$
Średnia wielka woda	— $Q = 3160 \text{ m}^3/\text{s}$
Wielka woda z 1924 r.	— $Q = 5950 \text{ m}^3/\text{s}$
Przyjęta W. W. do obliczenia światła jazu	— $Q = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

3. S p a d.

Obecne budowle regulacyjne wykonywane w stosunkowo małym zakresie powodują stałe pogłębianie się koryta rzeki, przy jego koncentracji, wykazując obniżanie się zwierciadła wody.

Wykonane bezpośrednio pomiary niwelacyjne wykazały następujące poziomy zw. wody w projektowanym miejscu zakładu w km 521,7.

11.X.1924 przy stanie + 100 — 78.006, co odpowiada poz. dla m. wody $Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ — 77,80 m n. p. m.

15.VII.1930 przy stanie + 56 — 77.640, co odpowiada poz. dla m. wody $Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ — 77,72 m n. p. m.

25.IX.1932 przy stanie + 62 — 77.280, co odpowiada poz. dla m. wody $Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$ — 77,28 m n. p. m.

Również projekt regulacji Wisły opracowany przez b. Dyрекcję Dróg Wodnych w Warszawie (8.I.1932 r.) dla odcinka od ujścia Wilanówki w km 500,0 do Modlina w km 551,0 przewiduje stałe, dalsze obniżanie się zw. wody tak, iż po ukończeniu regulacji, poziom zwierciadła małej wody ($Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$) w projektowanym miejscu zakładu km 521,7 ustalony będzie na poziomie 76,06 m n. p. m., a dno na poziomie 74,44 m n. p. m.

Km	Rzędna zw. małej wody $Q = 183 \text{ m}^3/\text{s}$	Przeciętny spadek i w ‰
521,7 (proj. miejsce zakładu)	76,06	—
523,3	75,67	0,245
525,3	75,18	0,245
548,3	69,89	0,230
549,3	69,61	0,280
550,0	69,38	0,230

Zakładając:

1) że regulacja Wisły na odcinku Bielany—Modlin będzie równolegle wykonana z budową zakładu wodno-elektrycznego w Bielanych (program inwestycyjne Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji akcentują stałe potrzeby uregulowania odcinka Warszawa—Modlin);

2) że regulacja ta wykonana zostanie na podstawie zasad wyszczególnionych w projekcie b. Dyrekcji Dróg Wodnych z 1932 r., z wyłączeniem odcinka powyżej Bielanych do Czerniakowa, jako leżącego w cofce projektowanego zakładu;

— wprowadzono do obliczeń spadów w poszczególnych dekadach 12-letniego okresu: a) stały górny poziom piętrzenia 80,83 m n. p. m. (co odpowiada stanowi wody + 270 na wodowskazie w Warszawie przy moście Kierbedzia) oraz b) zmienny poziom dolnej wody, dla dna na rzędnej 74,44 m n. p. m. i normalnego przekroju regulacyjnego.

W ten sposób obliczone spadki wykazały następujące wahania:

Maksymalny spadek	4,93 m
Sredni maksymalny spadek	4,72 m
Sredni spadek w 12-leciu	3,67 m
Spadek dla inst. wody rob. $Q = 760 \text{ m}^3/\text{s}$	3,24 m
Sredni minimalny spadek w dekadzie (przy przepływie W. W.),	1,92 m
Sr. minimalny spadek w ciągu 1 dnia (przy przepływie katastrofalnych wód)	0,63 m

Srednie wahania w poszczególnych miesiącach wynoszą od 2,75 m w kwietniu, do 4,10 m w lipcu.

4. M o c.

Na podstawie obliczonych objętości przepływów (Q) i spadów (h) metodami wyżej podanymi — obliczono przeciętne rozporządzalne moce w poszczególnych dekadach na zakładzie w Bielanych dla okresu 12 lat.

Moce te obliczono ze wzoru $N = 8,11 \times Q \times h$, w kW, który to wzór odpowiada współczynnikiem sprawności dla przeciętnych warunków pracy turbin Kaplan'a zakładu w Bielanych z przeniesieniem trybowym na generatorze.

Srednie wahania mocy w poszczególnych miesiącach roku wahają się od 11.771 kW w lipcu do 17.106 kW w kwietniu.

Instalowana moc (przy przepływie $Q=760 \text{ m}^3/\text{s}$) wynosi 19 970 kW ok. 20 000 kW

Maksymalna bez przerwy w ciągu całej dekady rozporządzalna moc wynosi 19 424 kW

Srednia moc w 12-leciu wynosi 13 786 kW

Sr. minimalna moc w 12-leciu wynosi 7 387 kW

Minimalna moc dekadowa (1 dek. IX.1921 r.) w najsuchszym roku wynosi 5 558 kW

5. E n e r g i a.

Jako wynik końcowy obliczeń otrzymano zdolność produkcyjną zakładu na Bielanych w poszczególnych dekadach, miesiącach i latach 12-toletniego badanego okresu.

Przeciętny rozkład produkcji energii w poszczególnych miesiącach przedstawia się następująco:

I	— 10,39	milionów kWh
II	— 8,80	" "
III	— 11,35	" "
IV	— 11,51	" "
V	— 11,78	" "
VI	— 9,91	" "
VII	— 9,19	" "
VIII	— 9,49	" "
IX	— 8,86	" "
X	— 9,85	" "
XI	— 10,03	" "
XII	— 9,64	" "

Razem srednia produkcja roczna 120.819.935 kWh.

Przy podniesieniu poziomu piętrzenia o 32 cm do rzędnej 81,15 oraz przy sprzężeniu bezpośrednim wałów turbin i generatora, produkcja wzrasta do 140 mio kWh rok.

Wahania w poszczególnych latach w zależności od warunków atmosferycznych wynoszą:

1) w wybitnie suchym roku 1921 — 96.975.048 kWh

2) w mokrym roku 1926 — 137.694.240 kWh.

Rozkład miesięczny rozporządzalnej produkcji energii w poszczególnych miesiącach świadczy o stosunkowo dużym wyrównaniu, jak na zakład przepływowy, nie posiadający zbiornika dla sezonowego wyrównania przepływów. Jedynie nieznaczne wahania w zbiorniku bielańskim pozwolą na krótkotrwałe wyrównywanie mocy w ciągu doby zwłaszcza w okresach zimowych.

Jako zakład przepływowy predestynowany jest jedynie do współpracy z istniejącymi zakładami cieplnymi, które pokrywać będą szerokie szczyty obciążenia energii w zmiennej krzywej zapotrzebowania tak w ciągu doby jak i w poszczególnych miesiącach.

Dla pokrycia szczytów najwyższych i krótkotrwałych 2—3 godzin w ciągu doby — pożądanym byłoby przy dalszym rozwoju elektryfikacji wyzyskanie projektowanego przez Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji zbiornika na Wkrze pod Modlinem, którego możliwości energetyczne wynoszą 15 milionów kWh przy mocy około 15 000 kWh.

III. OPIS TECHNICZNY.

1. J a z.

Oś jazu została usytuowana w km 521 + 700 rzeki Wisły. Katastrofalną wielką wodę, odpowiadającą prawdopodobieństwu pojawiania się raz na sto lat, przyjęto zgodnie z projektem regulacji rzeki Wisły na $Q = 7.000 \text{ m}^3/\text{sek.}$; światło jazu dobrano tak, aby woda ta mogła przejść przy nadpiętrzeniu nie większym, niż $h = 0,60 \text{ m}$. Pole przekroju koryta uregulowanego: $F = 1159 + 1273 + 1457 = 3907 \text{ m}^2$. Przy nadpiętrzeniu o $h = 0,6 \text{ m}$, przekrój wzrośnie o $0,6 \cdot 900 = 540 \text{ m}^2$
 $F_1 = 4447 \text{ m}^2$

Przeciętna szybkość dopływu:

$$v_d = \frac{7000}{4447} = 1,58 \text{ m/sek.};$$

$$k = \frac{v_d^2}{2g} = \frac{1,58^2}{2g} = 0,127 \text{ m}$$

Rzędna zwierciadła dolnej wody = 82,06 m
 „ progu jazu (dna rzeki) = 74,40 „
 Głębokość dolnej wody $H = 7,66 \text{ m}$

Przez 1 mb. szerokości jazu przepływnie:

$$q = \mu \sqrt{2g(h+k)} \left(\frac{2}{3} h + H \right) =$$

$$= \mu \sqrt{0,6 + 0,127} \left(\frac{2}{3} \cdot 0,6 + 7,66 \right) =$$

$$= 0,87 \cdot 30,4 = 26,4 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Niezbędne światło jazu:

$$L = \frac{Q}{q} = \frac{7000}{26,4} = 266 \text{ m}$$

przyjęto dziewięć przęsł po 30 m = $9 \times 30 = 270 \text{ m}$.

Należy zauważyć, że współczynnik dławienia = 0,87 przyjęto ostrożnie, gdyż na jazach na Renie analogicznej konstrukcji przy nieco mniejszych światłach pomierzony rzeczywisty współczynnik dławienia jest znacznie większy.

Poziom piętrzenia normalnego został ustalony na rzędnej 80,83. Konstrukcja jazu została wzorowana na jazu w Suresnes pod Paryżem (kanalizacja Sekwany) ukończonym w 1933 r. nie tylko

ze względu na prawie identyczne światło przęsł i wysokość piętrzenia, lecz również ze względu na analogię w budowie geologicznej podłoża (piaski, gliny, iły).

Filary betonowe o szerokości 5 m, długości 23,75 m i kształcie hydrodynamicznym zostały wpuszczone 2,5 m w warstwy iłów względnie gliny i posadowione w żelaznych ściankach szczelnych. W filarze umieszczone są wnęki dla górnych ścianek zakładanych i wnęki dla właściwych zasuw; środkowa ich część, wyprowadzona do rzędnej 90,40 służy do podparcia stalowego mostu słuźbowego, zaś dolna część zakończona na rzędnej 85,10 dźwiga most drogowy. Naciski na grunt dochodzą w najniekorzystniejszym wypadku, jak wykazują wstępne obliczenia statyczne, do 5 kg/cm^2 ; o ileby przy przeprowadzeniu dalszych studiów wytrzymałość gruntów wymagała zmniejszenia tych naprężeń, da się to łatwo skutecznie przez dodanie odpowiednich odsadzek w fundamentach filarów.

Obliczenie statyczne filarów jazu.

Spółczynnik stateczności na wywracanie filara:

$$n_1 = \frac{56.900}{21.500} = 2,65$$

Siła tarcia $T = 0,3 \cdot (G - W) = 0,3 (4880 - 1155) = 1120 \text{ t}$.

Spółczynnik stateczności w przesunięciu:

$$n_2 = \frac{T}{P} = \frac{1120}{724} = 1,55$$

Naciski na grunt:

mimośród: $e = \frac{23,75}{2} - 9,5 = 2,38$

$$\sigma_{\max} = \frac{3725}{5 \cdot 23,75} \left(1 + 6 \cdot \frac{2,38}{23,75} \right) = 5,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3725}{5 \cdot 23,75} \left(1 - 6 \cdot \frac{2,38}{23,75} \right) = 1,25 \text{ „}$$

W obliczeniach tych pominięto ciężar stalowego mostu słuźbowego, oraz mostu żelbetowego, to też faktyczne współczynniki bezpieczeństwa będą większe, rozkłady zaś naprężeń nieco równomierniejsze od wyżej obliczonych. Również przyjęcie 100% wyporu mimo fundowania filarów w warstwach wodoszczelnych i w ściankach szczelnych, zawiera w sobie również znaczny dodatkowy zapas bezpieczeństwa.

Wobec znacznego zapasu w bezpieczeństwie, pominięto we wstępnych obliczeniach skręcanie filarów przy otwarciu jednego przęsła, gdy sąsiednie są zamknięte, tym bardziej, że przepisy ruchu nie będą pozwalały na tak nierównomierne manipulowanie zasuwami.

Próg jazu został umieszczony na rzędnej 74,40, to jest na równi z dnem uregulowanego koryta, co umożliwi swobodne przejście materiałów wleczonych przy przepłukiwaniu w czasie przejścia wielkich wód. Konstrukcja progu — żelbetowa z okładziną kamienną; posadowienie progu odbędzie się również w żelaznych ściankach szczelnych,

zabitych na głębokość kilku metrów w wodoszczelne warstwy gliny lub ilów. Przez progi jak też przez filary przechodzą kanały kolektora, jak też i przejście podziemne o wymiarach 3×4 m; wymiary tego przejścia mogą być bez większych trudności technicznych powiększone do $4,5 \times 6,5$ m.

Celem zabezpieczenia dna rzeki przed rozmyciem przedłużono próg w górę i w dół rzeki blokami betonowymi grubości 1 m na podsypce z kamienia, grubości 0,5 m; długość tych ubezpieczeń, jak ew. konieczność przytrzymania ich zabitymi palami drewnianymi wykażą doświadczenia laboratoryjne.

2. Z a s u w y.

Część ruchomą jazu stanowią zasuwę stalowe, dwudzielne, systemu M. A. N., system ten pozwala na niezależne podnoszenie górnej lub dolnej zasuw, co umożliwia precyzyjną regulację odpływu i poziomu piętrzenia, przepuszczanie lodów, części płynących, unoszonych lub wleczonych.

Podnoszenie zasuw prowadzonych na rolkach po torach we wnękach filarów, uskutecznią się za pomocą łańcuchów Galla. Przy całkowitym otwarciu przeszła dolna krawędź zasuwę znajduje się 2,0 m ponad najwyższym zwierciadłem wody. Mechanizmy do podnoszenia zasuw umieszczone są na odpowiednio przykrytym moście służbowym w ten sposób, by podnoszenie zasuw odbywało się na obu końcach jednocześnie przy jednakowym skręcie wałów pędnych. Dźwigiary główne mostu służbowego służą również do podparcia torów dla dźwigu uruchamiającego górne ścianki zakładowe. Należy nadmienić, że wykonanie samych ścianek zakładanych z duraluminium zmniejszyłoby ich wagę trzykrotnie, a tym samym zmniejszyłoby znacznie obciążenie mostu służbowego, który mógłby być wówczas wykonany w żelbecie; mogłoby to dać w sumie oszczędności około 350.000 złotych.

3. Z a k ł a d.

Budynek zakładu usytuowano przy lewym brzegu Wisły i zaprojektowano jako konstrukcję żelbetonową, mieszczącą w sobie 7 turbozespołów o łącznej mocy 20.000 kW na zaciskach generatora, przy czym podłogę hali maszyn umieszczono na rzędnej 84,66, na którym to poziomie zaprojektowano również wjazd do zakładu, niezależny od pozostałego ruchu na moście drogowym. Jako najodpowiedniejsze dobrano turbiny systemu Kaplana, dające najlepsze współczynniki sprawności przy zmiennych obciążeniach i spadach, przy jednocześnie możliwie wielkiej liczbie obrotów, wynoszącej 75 na m'nutę. Pozwala na to bezpośrednie sprzęgnięcie generatora z turbiną. Rozstaw osi turbin wynosi 16,00 m. Dla montażu turbin i generatorów znajduje się w zakładzie dźwig o nośności 70 ton. Poza tym został wyposażony zakład w górne i dolne ścianki zakładane, wraz z odpowiednimi dźwigami, wlot zaś do turbin w kratę gęstą z maszyną do jej czyszczenia. Przy szukaniu oszczędności przy zakładzie należałoby przeanalizować jako wariant generatory umieszczone na wolnym powietrzu, obsługiwane dźwigiem bramowym, co pozwoliłoby na zaoszczędzenie 500.000 złotych, lub zastąpienie generatorów o 75 obr./min., szyb-

kobieżnymi o 750 obr./min., sprzężonych z turbiną przekładnią dziesięciokrotną; w tym ostatnim wypadku zaoszczędzono na urządzeniu elektromechanicznym 600.000 zł, jednak kosztem 1,5% produkcji rocznej, gdyż lepszy o 2,5% współczynnik sprawności generatorów szybkoobrotowych jest niweczony 4% straty na przekładni. Również znaczne oszczędności na części budowlanej zakładu dałyby się osiągnąć (około 800.000 zł) przez zastosowanie turbin kaplanowskich systemu Schwede—Coburg, o osi poziomej, równoległej do biegu rzeki; odpadła wówczas cała budynek, fundamenty się znacznie zwężają, gdyż spirala, szerokości kilkunastu metrów zostaje zastąpiona rurą wlotową o średnicy poniżej 10 m. System ten posiada wprawdzie pewne niedogodności w późniejszych remontach turbo-zespołów, pozwala za to na schowanie ich w masywnej konstrukcji żelbetonowej, względnie nawet na ukrycie w grobli ziemnej.

4. Ś l u z y.

Dla utrzymania żeglugi na Wiśle zaprojektowano przy prawym brzegu dwie śluzy komorowe o szerokościach 12,5 m i długościach 90 i 225 m. Czy na przeciąg pewnego okresu czasu nie wystarczyłaby jedna śluza pociągowa z pośrednimi wrotami wspornymi dla słuzowania pojedynczych statków, co pozwoliłoby na pewne oszczędności w pierwszym okresie budowy, oraz ustalenie definitywnych wymiarów śluz wykazać może tylko specjalne studium.

5. M o s t d r o g o w y.

Na filarach jazu, oraz na filarach między poszczególnymi rurami ssącymi spod turbin umieszczony jest żelbetonowy most drogowy I Kl., o szerokości jezdni 6,0 m z chodnikami po 2,5 m. Dolna krawędź ustroju nośnego znajduje się na rzędnej 86,33 tj. 5,5 m nad najwyższym stanem żeglownym; rzędna jezdni na moście wynosi 88,00. Schemat statyczny mostu: belka dwuwspornikowa z podwieszonymi przęsłami, z jazdą górą.

Po przekroczeniu śluzy most drogowy przebiega po grobli ziemnej o niwelicie rzędnej 88,00. Z drogami miejskimi łączy się most dojazdami o 5% spadkach. Bez większych trudności technicznych może być szerokość mostu powiększona o ileby ruch miejski w tym miejscu tego wymagał.

6. P r z e p ł a w k a d l a r y b.

Dla umożliwienia rybom (szczególnie łososiom) przewyciężenia różnicy poziomów, powstałych wskutek spiętrzenia zaprojektowano przepławkę dla ryb, umieszczoną w filarze, dzielącym zakład od jazu. Wylot przepławki usytuowano przy wylocie rur ssących, celem zwabienia ryb; wymiary basenów wynoszą 3×5 m, przy 1,6 m głębokości; skok poszczególnych stopni wynosi 0,4 m.

U w a g a: Ceny urządzeń elektromechanicznych zostały wzięte z oferty oryginalnej firmy Escher—Wyss, Maschinenfabriken A. G., Zürich z dn. 14.X. 1937 r.

Całkowity koszt budowy (bez kosztów regulacji rzeki).

A. Część budowlana	= 20.600.000.— zł
B. Konstrukcje stalowe	= 4.490.000.— „
C. Wyposażenie zakładu	= 6.730.000.— „
Razem	= 31.820.000.— „
D. Studia, projekt, kierownictwo budowy	= 1.000.000.— „
E. Interkalaria 2%	= 600.000.— „
Ogólny koszt budowy	<u>33.420.000.— zł</u>

V. RACHUNEK RENTOWNOŚCI.

Jako podstawę obliczenia przyjęto roczną produkcję 140 mio kWh, dających się uzyskać przy piętrzeniu Wisły do rzędnej 81.15 m, przyczem podniesienie piętrzenia o około 30 cm w stosunku do opracowanego projektu wyrazi się wzrostem kosztów o kilka tysięcy zł na skutek zwiększonej wysokości górnej zasowy. Wszystkie inne wymiary przewidziane w projekcie pozostają te same. Zwiększenia kosztów pompowania wód kanałowych i drenowych jest tak nieznaczne, iż mieści się w błędach samych obliczeń.

Oprocentowanie kapitału włożonego w budowę przyjęto na 4,5% z uwagi na to, że zakład ma zapewniony zbyt energii a tym samym i rentowność, że zatem przedstawia zupełnie pewną lokatę kapitału, który w tych warunkach nie będzie żądał wysokiego oprocentowania. Amortyzację całego kapitału włożonego w budowę przyjęto w okresie 60 lat, jako normalnym okresem trwania koncesji przy zakładach wodnych. Przyjęto 4% oprocentowania rat amortyzacyjnych. Dla wymiany części maszynowych wraz z suwnicą, przyjęto okres 30-letni jako okres złożenia funduszu odnowy. Koszt utrzymania mechanicznej części zakładu przyjęto na 1% rocznie, budowlanej na 0,6% rocznie. Koszt ruchu na 0.1 gr/kWh.

I. Ogólny koszt budowy 33.500.000 zł w czym 5.700.000 zł koszt części mechanicznych.

- | | |
|---|--------------|
| 1) Oprocentowanie 33,5 mio zł po 4,5% | 1.507.500 zł |
| 2) Rata amortyzacyjna w ciągu 60 lat przy 4% skład. | 141.350 „ |

3) Fundusz odnowy dla 5,7 mio zł oprocentow. na 4%	10.350 „
4) Koszt ruchu 0,1 gr od 1 kWh	140.000 „
5) Koszt utrzymania części mechanicznej 1% od 5,7 mio	57.000 „
6) Koszt utrzymania części budowlanej 0,6% od 27,8 mio	166.800 „
7) Świadczenia, podatki itd. dla zaokrąglenia	77.000 „
Razem	<u>2.100.000 zł</u>

Dla produkcji 140 mio kWh roczny przeciętny koszt 1 kWh wyniesie 1,5 gr.

II. Ponieważ most drogowy oraz tunele kanalizacyjne przedstawiają wartość okragło 7 mio zł, należałoby tę sumę od kosztorysu potrącić na skutek czego zmniejszy się on do kwoty 26.400.000 zł. Obliczenie kosztu własnego produkcji 1 kWh będzie w tym wypadku następujące:

1) Oprocentowanie kapitału 26,4 mio zł po 4,5% rocznie	1.188.000 zł
2) Amortyzacja w ciągu 60 lat całego kapitału przy 4% składanych, rata	111.390 „
3) Fundusz odnowy w ciągu 30 lat dla sumy 5,7 mio zł, kosztu urządzeń mechanicznych przy składanym procencie 4%	10.350 „
4) Koszta ruchu 0,1 gr. od 1 kWh	140.000 „
5) Utrzymanie części mechanicznej 1% od 5,7 mio zł.	57.000 „
6) Utrzymanie części budowlanej 0,6% od 20,7 mio zł	124.200 „
7) Świadczenia, podatki itd. dla zaokrąglenia	69.060 „
Razem	<u>1.700.000 zł</u>

Przy produkcji rocznej 140 mio kWh koszt przeciętny 1 kWh wypada na 1,21 gr.

Inż. Antoni Downarowicz

Charakterystyczne stany wód na rz. Niemnie.

Rok 1937 należał do najsuchszych lat na terenie wschodniej części Państwa Polskiego. Ponieważ i opady śnieżne zimy 1936—37 były skąpe oraz poprzedzająca jesień należała też do stosunkowo pogodnych, więc zapasy wód gruntowych zlewni rz. Niemna były niedostateczne dla utrzymania normalnych stanów wody w rzece i stany te rzeczywiście w roku 1937 były wyjątkowo niskie. Przebieg stanów z r. 1937 na wodowskazie w Grodnie na tle porównania ze stanami charakterystycznymi obwiednych dla ubiegłego piętnastolecia nasuwa szereg ciekawych uwag. Do rozważań poniższych przyjęto okres od 1922 r. do

1936 r. włącznie. Na załączonym wykresie podano absolutne maksima i minima codzienne za omawiany okres i obliczone za tenże okres: średnie miesięczne, średni roczny, średni z najwyższych, średni z najniższych (linie ciągłe) oraz krzywą stanów wód w roku 1937 (linia przerywana).

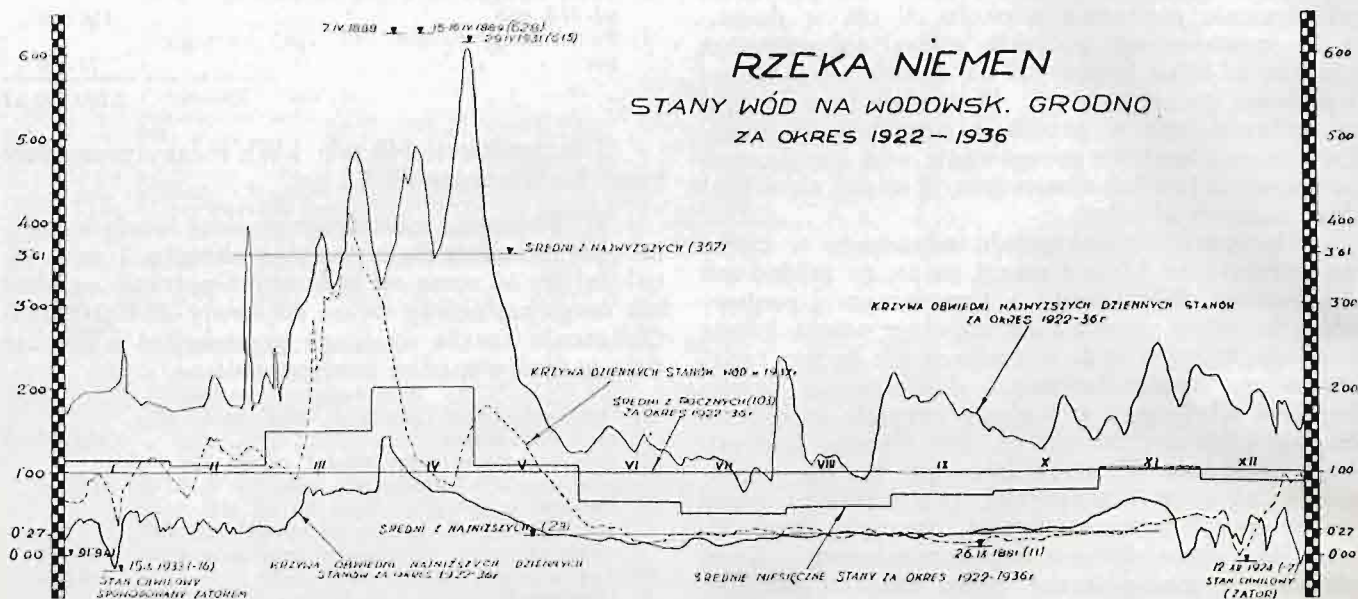
Jak widać z wykresu krzywa 1937 roku układa się prawie całkowicie pomiędzy krzywami abs. max. i min. dziennych. Jedynie w miesiącach jesiennych okresu piętnastolecia krzywa przekracza absolutne minima, jednak przekroczenie to nie ma przebiegu anormalnego, lecz charakteryzuje jedynie

zjawisko utrzymywania się w miesiącach jesien-
nych stanów wód na poziomie stanów letnich, co
jest spowodowane brakiem opadów jesiennych. Ba-
dając poszczególne okresy stanów wód w ciągu ro-
ku można zauważyć co następuje.

Po sezonie zimowym, w okresie którego po-
ziomy wód wahają się w poszczególnych latach
w granicach nie przekraczających półtora metra
następuje okres wód wiosennych. W okresie tym
rozpoczynającym się najwcześniej w pierwszej po-
łowie marca i kończącym się najpóźniej w połowie
maja, przebiega fala wysokich wód wiosennych.
Trwanie tej fali zwykle nie przekracza trzech, czte-
rech tygodni — w niektórych latach fala przebie-
ga w dwóch kulminacjach, co bywa wywoływane
nierównoczesnym spływem wysokich wód Niemna

letnich uwarunkowane są opadami letnimi, w za-
leżności od których następują przybory wód. Przy-
bory te są zwykle chwilowe, krótkotrwałe i za
okres piętnastu lat nie przekraczały 240 cm, a więc
daleko nie osiągały średniej najwyższej wody
(361 cm).

Najdłuższy żeglowny stan waha się normalnie
od 35 do 65 cm. Absolutne minimum z okresu
letniego wynosi 5 cm, które nie zostało przekroczo-
ne w tak suchym roku jak 1937. Jest to najniższy
stan o jakim wiadomo, gdyż absolutne minimum za
czasów przedwojennych wynosiło 11 cm (26 - XI -
1881 r.). Średni z najniższych rocznych w okresie
letnim wynosi 27 cm. Poziom ten należy przyjąć
jako stan minimalny, poniżej którego tylko w wy-
jątkowych wypadkach i to czasowo poziom wody,



Rys 1.

i jego największego dopływu rz. Szczary. Daje
się zauważyć, że kulminacja wysokiej wody im
następuje później, tym przebiega w wyższym po-
ziomie.

Absolutne maksimum chwilowe wiosennej
wody za omawiany okres 15 lat wyniosło na wodo-
wskazie w Grodnie 616 cm. Jest to stan wyjątko-
wy, który został przekroczony w latach 1888
(7. IV.) i w 1889 (15—16. IV.), mianowicie wy-
nosił 628 cm. A więc stan taki zdarza się raz na
pięćdziesiąt lat. Sądzić, że był to stan wyjątko-
wy można z tego, że z takim poziomem wody nie
liczono się w końcu zeszłego wieku i budowano się
zapewne na niższych miejscach. O ile pamiętam
w roku 1888 była powódź w Grodnie i zbierano
składki na powodzian, w czym brała udział i s. p.
Eliza Orzeszkowa. W 1931 roku stan wody był
zaledwie o 12 cm niższy, jednak klęski powodzi
już nie było. Przybór wysokości wody jak i opada-
nie fali zwykle nie przekracza pół metra na dobę.
Średni z najwyższych stanów za okres 15 lat wy-
nosi 361 cm. Amplituda wahań wód najwyższych
w omawianym piętnastoleciu wynosiła 4,58 m
(616 — 158 = 458).

Po szybkim stosunkowo spłynięciu wód wio-
sennych Niemna następuje sezon letni. Stany wód

obniża się o 19 cm. Normalnie wahania wód let-
nich wynoszą około 1 metra, a tylko wyjątkowo
i to chwilowo po ulewnych deszczach sięgają do
2 m.

W okresach jesiennym i zimowym stany wód
podnoszą się, lecz nie przekraczają stanów wyjątko-
wych letnich. Podnoszenie się zimą poziomu wo-
dy jest zjawiskiem obserwowanym zwłaszcza przy
występowaniu silniejszych mrozów, co tłumaczy
się zwiększonymi oporami przy spływaniu wód
w warunkach zlodzenia rzeki. Charakterystycznym
jest również na rz. Niemnie to, że absolutne roczne
minima przypadają na okres zimowy; są to skutki
fermowania się zatorów ze sryżu i dennego lodu
podczas zamarzania rzeki. Takie opadania pozio-
mów są zresztą krótkotrwałe, ale dochodzą do
16 cm, t. j. poniżej zaobserwowanych minimów
letnich o 21 cm.

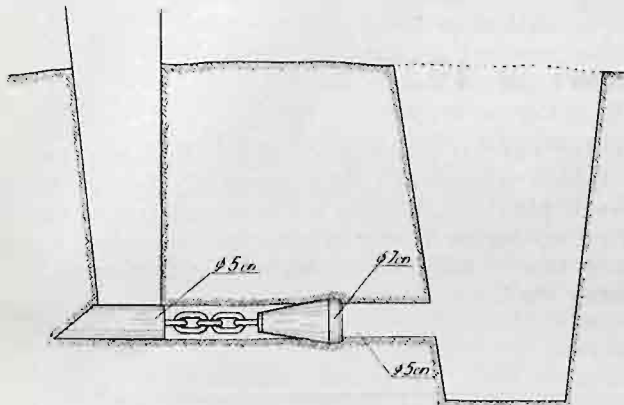
Jak wynika z powyższych uwag Niemen jest
rzeką dość zrównoważoną w zakresie warunków
hydrologicznych. W szczególności posiada usta-
lone absolutne maksima i minima oraz stosunkowo
małe amplitudy wahań sezonowych, a odbiegające
znacznie od normalnych wszelkie niespodziewane
stany wód są na rz. Niemnie mało prawdopodobne.

Próba kreciego drenowania na torfowisku.

Coraz to powszechniejsze stosowanie drenowania, jako zabiegu melioracyjnego, skłania techników do szukania coraz to prędszych i tańszych sposobów wykonania drenowania.

Do jednego z tych sposobów należy krecie drenowanie. Znane już od stu lat, lecz właściwie wciąż jeszcze będące w stadium prób i doświadczeń. Jedynie może w Holandii znalazło na razie szersze zastosowanie w praktyce.

Polega ono na tym, że walcem t. zw. kretem przymocowanym na długim nożu do poziomej grządzieli, wytłacza się w ziemi cylindryczny otwór służący jako dren (rys. 1).



Rys. 1.

Pług z reguły musi być poruszany mechanicznie czy to bezpośrednio za pomocą traktora, czy też za pomocą lin, przeprowadzonych od nieruchomego silnika.

Roboty ziemne niemal całkowicie odpadają.

Sposób powyższy możliwy jest jedynie przy gruntach zwięzłych jak gliny, ropy i t. p., gdyż w innych gruntach wytłoczone przewody łatwo ulegają zniszczeniu. Głębokości drenów krecich stosuje się bardzo nieznaczne 40—70 cm. Rozstawa wynosi 3—8 m.

Na zachodzie próbowano wciąganie do wytłoczonych otworów rurek drenarskich lub rur z blachy czy też innych materiałów. Wymaga to jednak b. wielkiej siły pociągowej i dotychczas udało się wciągnąć rurki zaledwie do 50 m długości ciągu.

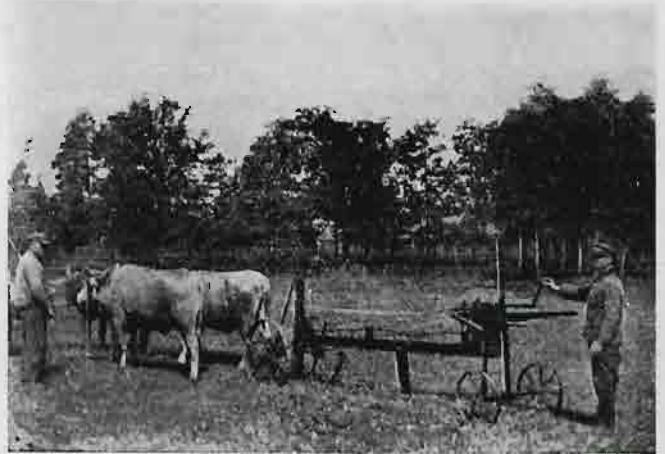
W lipcu 1937 r. w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk pod Sarnami przeprowadzono próbę nad wykonaniem na torfowisku kreciego drenowania.

Próbie przeprowadzono na dość płytkim brzegu torfowiska, gdzie dotychczas jeszcze znajdują się wielkie ilości pni niezupełnie storfiałych i tkwiących kilkadziesiąt centymetrów pod powierzchnią łąki.

Do prób użyto pługa kreciego, systemu Kramer Zn. Purmerend Holland. Jako siłę pociągową zastosowano dwie pary wołów, które były w stanie (bez specjalnego wysiłku) podciągnąć oporowi pługa przy maksymalnym możliwym zanurzeniu ostrza około 0,80 m (rys. 2). Torf turzycowo-mszysty, stopień zhumifikowania 3—4 wg. skali von Posta.

Największą początkowo trudnością było zachowanie przez pług prostoliniowego kierunku.

Zboczenie z kierunku prostego powoduje odpowiednio wygięcie się noża tnącego. Głębsze zanurzenie noża w glebie powoduje mniejsze pionowe wychylenia. I tak naprz. w początkowej fazie prób przy zanurzeniu noża 35 cm pod powierzchnią wychylenie pionowe na powierzchni torfowiska wynosiło 11 cm. Zanurzenie 52 cm spowodowało wychylenie równe 8 cm. Po opanowaniu pługa przez ludzi nóż posuwał się ściśle pionowo.



Rys. 2.

Po ukończonych próbach przy odkopywaniu tak wykonanego drenu w razie pionowego położenia noża bardzo trudno było rozpoznać rysę (przecięcie) powstałe od przejścia noża.



Rys. 3. Wychylenie noża pługa od pionowego położenia.

Regulowanie głębokości wytłaczanego sączka w czasie ruchu pługa okazało się zupełnie możliwe i nawet dość prędkie, zarówno w kierunku do góry jak też i na dół. Długość noża wynosi 90 cm wobec tego z powodów konstrukcyjnych maksymalna głębokość możliwa do osiągnięcia będzie wynosiła około 80 cm. Nóż u spodu zakończony jest walcem o \varnothing 5 cm u przodu ściętym jak na rysunku. Do wal-

ca na krótkim łańcuchu jest przymocowany na stałe wykładacz, tj. stożek o średnicy podstawy 7 cm do utrwalania i poszerzania wytłoczonego przewodu. Przewód wytłoczony posiada średnicę 5 cm. Wskazuje to na wielką odkształcalność sprężystą masy torfowej, która zaraz po usunięciu przebijaka stara się zasklepić ponownie.

Ponieważ w torfowisku tkwiła wielka ilość pni, więc pług co kilkadziesiąt metrów lub częściej, napotykał na przeszkody, zatrzymywał się. Ostre ścięcie kreta wbijało się w ciało pnia i razem z pniem można było nóż podciągnąć do góry. W taki sposób wyciągnięto między innymi, bez większego wysiłku, z głębokości około 60 cm pień średnicy 20 cm i dłu-

gości 70 cm o trzech rozgałęzieniach. Wprawdzie psuje się przy tym ciągłość kanalików drenarskich, tak że właściwie cel melioracyjny zostaje całkowicie pominięty, ale za to nasuwa się nowe zagadnienie dla pługa kreciego, mianowicie jako pomoc przy robotach przygotowawczych przed założeniem kultur na torfowisku w charakterze narzędzia do karczowania mniejszych pni.

Na jesieni zdrenowano 1 ha Zakładowego torfowiska w celu porobienia obserwacji i doświadczeń nad skutecznością oraz warunkami stosowania tego rodzaju drenowania na glebach torfowych.

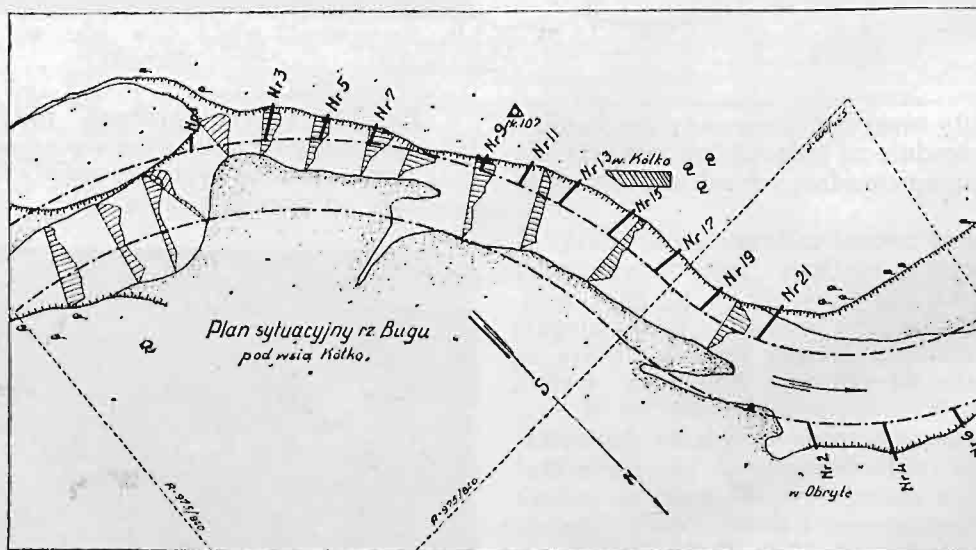
Długość sączków wynosi 100 m, rozstawa 2—6 m, głębokość zmienna od 50 do 75 cm.

Z robót wodnych w kraju

Roboty regulacyjne na Bugu i Narwi w 1937 r.

Roboty regulacyjne na Bugu i Narwi w 1937 r. — jak i w latach poprzednich — były prowadzone nie tyle dla celów komunikacyjnych, to jest dla wytworzenia odpowiedniego koryta dla żeglugi i spławu, ile w celu ochrony gruntów nadbrzeżnych przed rozmyciem.

bardzo rzadko pieniądze. Skarb Państwa zwykle w takich wypadkach daje materiały faszynowe ze swych plantacji, nadzór techniczny i trochę gotówki na opłacenie reszty wydatków (na zakup drutu, na przewóz materiałów, wynajęcia tamiarzy, kiszkarzy itp.).



Rys. 1.

Podczas wezbrań wiosennych wody Bugu i Narwi w wielu miejscach rozmywają brzegi, niszcząc pola, a nawet grożąc samym osiedlom, położonym w pobliżu rzeki. Ponieważ kredyty udzielane na budowle wodne na Bugu i Narwi są bardzo małe, roboty wykonywane się tylko w najbardziej zagrożonych miejscach i to przeważnie przy pomocy miejscowej ludności, która dla uchronienia od rozmycia wodą swych posiadłości daje bezpłatnie w formie szarwarku zwykłą robociznę, często furmanki, czasem materiały (kołki), a nawet choć

Dla ilustracji powyższego opiszę jedną z takich robót, mianowicie roboty regulacyjno-ochronne na 169 kilometrze rz. Bugu pod wsią Kółko, zagrożonej wskutek rozmywania lewego brzegu rzeki w tym miejscu.

Projekt przewiduje wykonanie robót pod Kółkiem w ciągu kilku lat. Tamy poprzeczne Nr. 9, 11 i 13 zostały już wykonane jesienią 1937 r., tamy poprzeczne Nr. 15, 17 i 19 projektuje się wykonać w 1938 r., tamy 1, 3, 5 i 7 — w 1939 r. i tamy 2, 4, 6 — w razie potrzeby w 1940 r. Tamy te mają

być wykonane wyłącznie z faszyny, gdyż na miejscu brak jest odpowiednich materiałów kamiennych, a sprowadzać takowe z dalszych okolic znacznie by podniosło kosztą budowy.

Tama poprzeczna Nr. 9, jako najbardziej narażona na niebezpieczeństwo podczas pochodu łodów, została wykonana ze skrzydełek: górnym 15 mb. i dolnym 10 mb. długości. Długość tamy poprzecznej Nr. 9 wynosi 15 mb. Tama poprzeczna Nr. 11—30 mb. długości a tama poprzeczna Nr. 13—42 mb., nie licząc wrzynek w brzeg.

Wrzynki tych tam zachodzą w brzeg na 10 mb. każda; wrzynka górnego skrzydełka przy tamie Nr. 9 — na 8 mb. Przekroje wrzynek: szerokość 2,0 m i wysokość 1,2 m. Tamy mają szerokość, w koronie 2,0 m i skarpy 1:1 od strony dolnej wody i 1:1½ od górnej. Skrzydełka mają szerokość w koronie 1,50 m i skarpy 1:1½ od strony wody. Przy wrzynkach tam została wykonana na splantowanych skarpach brzegu rzeki specjalna obitka brzegowa (brzegoston) ze świeżej faszyny wikłowej, przybitej kiszkami do skarpy brzegu. Grubość obitki wynosi 30 cm., zajmuje ona ogólną długość 85 m i średnią szerokość 3 m. Ogólna objętość tych trzech tam wraz z wrzynkami, skrzydełkami i obitką brzegową przy nich wynosi 1050 m³.

Koszt wykonania powyższych trzech tam pod wsią Kółkiem na Bugu kosztorysowo wynosi około 5150 zł. W rzeczywistości gotówką zostało wydane na te roboty 2508 zł. Resztę sumy stanowi wartość niefachowej robocizny, udzielonej bezpłatnie przez mieszkańców wsi Kółko (295 dniówek) oraz wartość faszyny (około 1200 m³), wydanej z plantacji skarbowych. Suma 2508 zł wdana gotówką na tę robotę byłaby jeszcze mniejszą, gdyby nie zbyt niski w 1937 r. stan wody na Bugu, wskutek czego faszynę z plantacji wiklinowych trzeba było w niektórych miejscach dowozić do robót furmankami, a nie wodą galarami.

Podobne roboty regulacyjno - ochronne były wykonane na Bugu w pobliżu wiosek Wilczogęby, Morzyczyn (rys. 2), Kiełczew i Gołacze i na Narwi



Rys. 2. Tama poprzeczna w Morzyczynie na Bugu.

poprzecznych około 9600 zł, a 1900 zł na drobne remonty i umocowania brzegów obitką brzegową.

Prawie wszystkie tamy na Bugu i Narwi buduje się w ostatnich czasach ze względów oszczędnościowych wyłącznie z faszyny bez umocnień narzutem kamiennym. Pomimo to tamy te dobrze się trzymają i należycie spełniają swe zadanie.



Rys. 3. Tamy poprzeczne w Bindużce na Narwi.

Korony tam poprzecznych na Bugu i Narwi mają spadek 1‰ na długości conajmniej 30 mb., poczynając od brzegu w kierunku głowy tamy, korony zaś tam podłużnych są poziome. Głowy tam wznoszą się na wysokości 1 metra nad średnim z najniższych obserwowanych co rok poziomów wody w rzece. Za takie poziomy (średnie z najniższych) przyjmuje się dla Bugu poziom wody odpowiadający odczytowi minus 30 cm na wodowskazie w Wyszkuwie, a dla Narwi poziom wody, odpowiadający odczytowi zero na wodowskazie w Pułtusku.

Dla budowy tam faszynowych Państwowy Zarząd Wodny posiada w rozmaitych punktach wzdłuż brzegów Bugu, a także w dolnym odcinku Narwi (od Serocka do Nowogrodu) szereg plantacji wiklinowych, z których rocznie można otrzymać około 8000 m³ faszyny na Bugu i 1500 m³ faszyny na Narwi. Około 10‰ otrzymywanej faszyny musi być zarezerwowana na rozmaite różne roboty konserwacyjne i remonty. Wobec tego na Bugu i Narwi do budowy tam faszynowych można co rok przeznaczać $(8000 + 1500) \times 0,90 = 8500$ m³ faszyny.

Tam podłużnych na Bugu i Narwi prawie wcale się nie buduje, gdyż ze względów terenowych i ekonomicznych lepiej budować tamy poprzeczne. Przeciętnie jedna tama poprzeczna ma 27 mb. długości, a 350 m³ objętości (wraz z wrzynką, skrzydełkiem i obitką brzegową przy niej). Dla wybudowania jej potrzeba około 400 m³ faszyny. Koszt budowy takiej tamy wynosi według kosztorysu około 1700 zł. Ponieważ jednak dla robót regulacyjno-ochronnych możemy otrzymać od miejscowej okolicznej ludności bezpłatnie pewną ilość dniówek niefachowej robocizny (około 125 dniówek po 2,40 zł, dla budowy jednej tamy), faszynę zaś mamy bezpłatnie z plantacji skarbowych —

około wsi Bindużka (rys. 3). Ogółem zostało wykonanych w 1937 r. na tych rzekach 10 tam poprzecznych o ogólnej długości 296 mb. Na roboty regulacyjne na Bugu i Narwi w 1937 r. zostało wydane gotówką 11500 zł, w tym na budowę samych tam

w rzeczywistości dla wybudowania jednej poprzecznej tamy potrzeba wszystkiego około 1700 — $(2,40 \times 125) = 400$ (wartość 400 m³ faszyny na pniu) = około 1000 zł gotówką.

Z plantacyj skarbowych na Buğu i Narwi wystarczy materiału zaledwie na budowę 8500:400 =

= 21 tam na rok, co przy stosowaniu dotychczasowego systemu współdziałania ludności zainteresowanej, wymaga przydziału w każdym okresie budżetowym na roboty ochronne na tej przestrzeni co najmniej 21.000 złotych.

Inż. Edmund Wędziński

Budowa poprzeczek zakotwionych.

Przy wykonywaniu jakichkolwiek budowli na wodach bieżących musi się hydrotechnik liczyć z działaniem wielkiej wody, która będzie dla niego najsurowszym sędzią i najniebezpieczniejszym kolaudantem. Umie ona bowiem zawsze odkryć najłabsze strony budowli, a odkrywając je będzie atakować bez litości aż do zniszczenia, a w następstwie zmusi autora do nowych wysiłków i do użycia poprawniejszych środków.

Budowlą, wystawioną na ciągłe działanie wody zwłaszcza podczas wyższych stanów jest poprzeczka, względnie ostroga, budowla prostopadła lub ukośna do trasy regulacyjnej rzeki.

Budowle te wznosi się przeważnie z faszyny o różnych wymiarach, zależnie od charakteru rzeki, jej wielkości i spadku.

W niniejszym opisie zajmę się poprzeczkami wykonywanymi na Dunajcu, od km 70 do km 200, dla którego spadki wynoszą od 1,56 do 3,81‰, a różnica zwierciadeł wody na wodowskazie w Nowym Sączu waha się od 110 (woda normalna) do 495 (woda z r. 1934).

W generalnym projekcie Dunajca z r. 1906 były przewidziane poprzeczki faszynowe, o koronce wikłowej, przy nachyleniu skarp od strony dopływu 1:1, a 1:1½ od strony odpływu, przy różnych szerokościach i wysokościach, zależnie od sekcji, na które całą rzekę podzielono.

Wszystkie te budowle (od ujścia rzeki Łososiny do połączenia się Dunajca Czarnego z Białym, tj. do Nowego Targu), okazały się jednak za słabe, a specjalnie koronka wikłowa jako zupełnie nieodpowiednia. O ile oszczędziły ją lody przy wiosennych spływach, to zniszczyły ją szutry w czasie swych pochodów w okresie letnim. Zniszczenie to objawiało się w zdzieraniu całych wierzchnich warstw tamy, w rozrywaniu poprzeczek, a nawet w znoszeniu całych ich partyj.

O charakterze pochodu lodów, ich wielkości i ilości świadczy dołączone zdjęcie fotograficzne (rys. 1).

Aby złemu zaradzić, aby budowle te uodpornić przeciw atakom wód, lodów i szutrów zmieniono w r. 1924 typ budowli, wprowadzając do przykrycia budowli faszynowych kosze siatkowe, wypełnione kamieniami.

Równocześnie ujednostajniono typ takiej poprzeczki dla wszystkich sekcji Dunajca, przyjmując kosze siatkowe o szerokości 2,0 m, o wysokości 0,5 m i o długości 5—6 m. Aby nie dopuścić do nagłego spadku wody, a nadto stworzyć oparcie dla siatki, nadbudowano koronę tamy faszyną o skarpię z nachyleniem 1:2, aż do wysokości górnej płaszczyzny siatki. Od strony dopływu otrzymywała poprzeczka

obrzut kulakami rzeczny do wysokości górnej krawędzi siatki o nachyleniu skarpy 1:1½.

Wypełniony kamieniami 1 mb takiego kosza waży około 2100 kg na powietrzu, w wodzie około 1570 kg.

Takie obciążenie poprzeczki na mb miało przeciwstawić się udarom lodów, wody i szutrów.



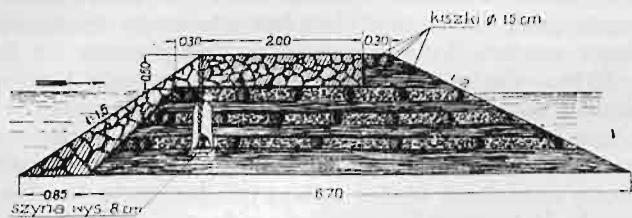
Rys. 1. Pochód lodów na Dunajcu.

Rzecz prosta, że takie wzmocnienie budowli spowodowało znaczne zwiększenie kosztów wykonania ich, nadwyżka kosztów miała być pokryta zmniejszonymi kosztami konserwacyjnymi.

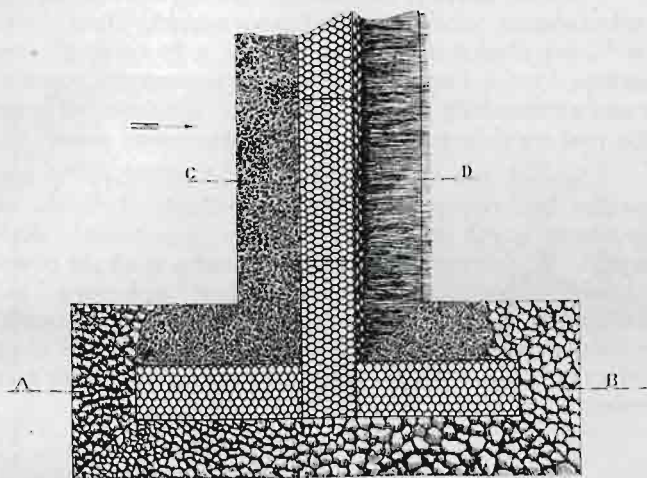
Jeżeli chodzi o działanie przeciw lodom, poprzeczki te okazały się dużo wytrzymałsze od czysto faszynowych, nie ulegały zdzieraniu jak poprzednio, natomiast przeciw wielkim wodom Dunajca były w dalszym ciągu za słabe. Wprawdzie nie ulegały już takiemu masowemu zniszczeniu jak faszynowe, jednak w miejscach bardziej narażonych na uszkodzenie, wielkie wody zsuwały kosze siatkowe z podbudowy faszynowej, rozrywały kosze, a niejednokrotnie skręcały je śrubowo po kilkakroć.

Stosowane siatki okazały się więc jeszcze za lekkie i niewystarczające i aby złemu zaradzić należało: albo zwiększyć wymiary siatek, albo stosowany typ umocnić tak, by nie dopuścić do przesunięć i skręceń. Zdecydowano się na tę drugą ewentualność. W tym celu zabijano początkowo po obu stronach siatki, w odstępach co 2 m okrągłe pale do 12 cm średnicy, o długości 1 m, zrównując ich głowice z wierzchem siatki. Sposób ten chociaż chwilowo skuteczny, okazał się niezadawalniającym; pale bowiem, pozostając pod zmiennymi stanami wód

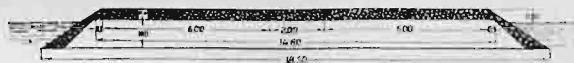
ulegały gniciu, to też w dalszym etapie rozwoju środków zabezpieczających zastąpiono pale drewniane żelaznymi. Użyto do tego celu stare wysortowane szyny kolejowe o dług. 2 m, o zaostrozonym jednym końcu dla łatwiejszego zabicia w ziemię, a hakowato zagięte w drugim końcu. Pale te zabijano co 2 m, ale tylko od strony dopływu, zaczepiając hakiem siatkę z przodu.



WIDOK z GÓRY

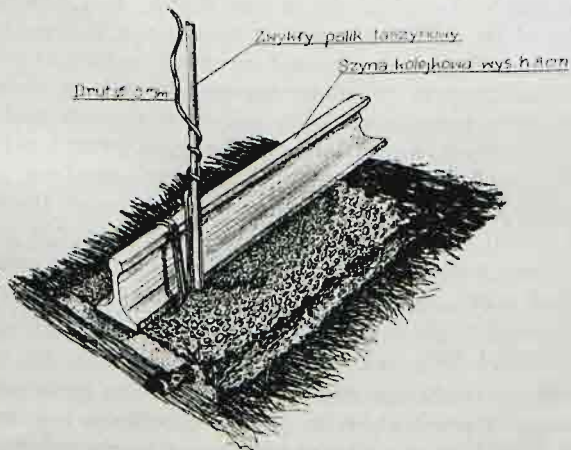


PRZEKRÓJ A-B



Rys. 2.

Sposób ten okazał się jednak drogim i kłopotliwym. Wymagał bowiem kowala i kafara, a przy robotach w paru miejscach równocześnie, wydatnego powiększenia parku roboczego. Należało go więc zmienić na tańszy i wtedy zastosowałem kotwy druciane (rys. 2 i 3).



Rys. 3.

Szynę kolejową lub dość gruby i długi okrągłak drewniany o średnicy do 15 cm układa się na 1-szej warstwie wyrzutki faszynowej, wzdłuż poprzeczki w linii przedniej ścianki siatki od strony dopływu, na całej długości tej poprzeczki. Do szyny względnie żerdzi przymocowuje się kotwy druciane z drutu 6 mm, dostatecznie długie, w odstępach co 2 m. Aby zaś owe druty można było podczas dalszej budowy przeciągnąć przez następne warstwy faszynowe, owijają się je około palików faszynowych, zabitych w miejscu założenia kotwy (rys. 4).

Z chwilą wykończenia wyrzutki i wyściółki danej budowli, układa się kosze siatkowe wzdłuż założonej linii, wypełnia kamieniami, nakrywa wiekiem i zszywa w jedną całość, a przeciągnięte do wierzchu druty kotwowe wplata się w przednią ścianę siatki, łącząc je dobrze z koszem.



Rys. 4. Budowa poprzeczki. Widoczne pale podtrzymujące drut ankrowy.

Jest to sposób nader prosty — nie wymaga żadnej specjalnej umiejętności, wykona to każdy tamiarz, bez użycia jakichkolwiek przyrządów.

Zakotwieniem tym osiąga się podwójny cel: zwiększa sztucznie obciążenie tam, wciągając do posuwu względnie wyrotu nie tylko kosz siatkowy, ale całą tamę, a nadto powiększa się parokrotnie ramie obrotu siatki.

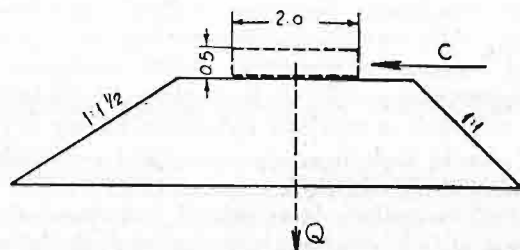
Byłoby może jeszcze interesującym zbadać teoretycznie zjawisko zrzucania siatek. W tym celu założmy jak na szkicu, że siatka ciągła o wymiarach $2,0 \times 0,5$ spoczywa na budowli faszynowej odkryta, tzn. bez obudowy przedniej i tylnej ścianki (przyjęcie to jest o tyle racjonalne, że zsuwy względnie wyrotu siatki odbywają się zawsze po zdarciu obudowy). Wówczas na 1 mb siatki działa w kierunku prądu siła $C = \frac{v^2}{2g} \times p \times c_{gw}$, gdzie v oznacza

prędkość wody, $p = \text{pow. 1 mb siatki}$, c_{gw} — ciężar gatun. wody. Sile tej przeciwstawia się ciężar 1 mb kosza siatkowego, wypełnionego kamieniami z uwzględnieniem straty na ciężarze wskutek zanurzenia w wodzie.

Oznaczmy ciężar 1 mb kosza siatkowego przez Q , a współczynnik tarcia na tamie przez f , wówczas dla stałości kosza na tamie potrzeba by,

$$Q \times f > C$$

Stosując to teraz np. do zaniwelowanych ślądów wielkiej wody z r. 1934 w km 101 + 900 trasy Dunajca, gdzie wielka woda była spiętrzona nad tamami 4,75 m przy spadzie 2,1‰, otrzymamy według wzorów prof. Matakiewicza prędkość $v = f(t) \cdot f(I)$. Biorąc dane z tablic



Rys. 5.

dla $t = 5,00$, $f(t) = 3,065$,

$I = 2,1‰$, $f(I) = 1,43$, a $v = 4,38$ m/s

$$C = \frac{4,38^2 \times 0,5}{19,62} \times 1200 = 586 \text{ kg.}$$

Ciężar gatun. wody zwiększono do 1,2 z uwagi na zawartość do 20‰ piasku i żwirów.

Q według pomiaru wynosi 1560 kg a spóczynnik f również według pomiaru 0,303.

$Q \times f = 1560 \times 0,303 = 472$ kg, a zatem

$$Q \times f < C.$$

Siatka zatem na tamie w warunkach omówionych utrzymać się nie może i aby zapewnić jej

stałość, trzeba się uciec do sztucznych środków, a w szczególności do zakotwiania.

W jakim stopniu środek ten okazał się skutecznym niech świadczy poniżej przytoczony przykład.

W km 101 + 900 na Dunajcu, pod Marcinkowicami, na brzegu prawym, gdzie trasa Dunajca poprowadzona jest w zakolu, o promieniu 425 m przy długości łuku 620 m, wykonano w r. 1906 cały szereg poprzeczek, które skutkiem bezustannego niszczenia przez wody i lody naprawiano rok rocznie aż do r. 1916. Zastosowane w roku 1924 koronki siatkowe, nie wytrzymały naporu wód i zostały zrzucone z tam i rozerwane, dopiero kiedy przy sposobności konserwacji w r. 1930, siatki jako koronki zakotwiono sposobem wyżej opisanym, budowle te przetrwały katastrofalną wielką wodę z r. 1934 i stoją do dzisiaj nieuszkodzone.

Dodać należy, że obecnie nie wykonuje się już zakotwiania wzdłuż całej poprzeczki, lecz tylko w $\frac{2}{3}$ jej długości, licząc od trasy, a to ze względów oszczędności, i zgodnie z zaobserwowanymi rozmiarami zniszczenia poprzeczek. W $\frac{1}{3}$ długości od brzegu jest zwykle poprzeczka nienaruszona.

Sposób ten okazał się nadto skutecznym w wypadku budowy poprzeczek w wodach płytkich, na występujących z pośród żwirów warstwach skalnych. W danym wypadku wykonano w skale otwory wiertnicze, zabetonowano drut ankrowy i tak związane kosze siatkowe z podłożem, przeciwstawiono działaniu wielkich wód. Poprzeczki te stoją od czterech lat nienaruszone i spełniają dobrze swą rolę.

Inż. Władysław Pietruszewski

Z literatury technicznej.

Przegląd czasopism obcych.

Drogi wodne, żegluga.

Kanalizacja Neckaru.

O całokształcie prac dokonanych w ostatnich latach w dziedzinie dróg wodnych w Niemczech podawały Nr. 1 z 1936 r i 2 z 1938 r.

Ciekawym przyczynkiem dla sprawy bliższego poznania robót wodnych wykonywanych w Niemczech może być, między innymi, referat o kanalizacji Neckaru dr inż. Konz'a, dyrektora zarządu dróg wodnych w Stuttgardzie, opublikowany w „Bulletin de l'Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation”, w Nr 25 ze stycznia 1938 r., którego streszczenie podaje się poniżej. Referat ten jest pozatem ciekawy jeszcze z tego względu, że sprawa kanalizacji Neckaru ma dużo podobieństwa z problemem żywo interesującym nas dzisiaj — użegłownieniem górnej Wisły, obydwie te rzeki mają bowiem podobny charakter i wielkość.

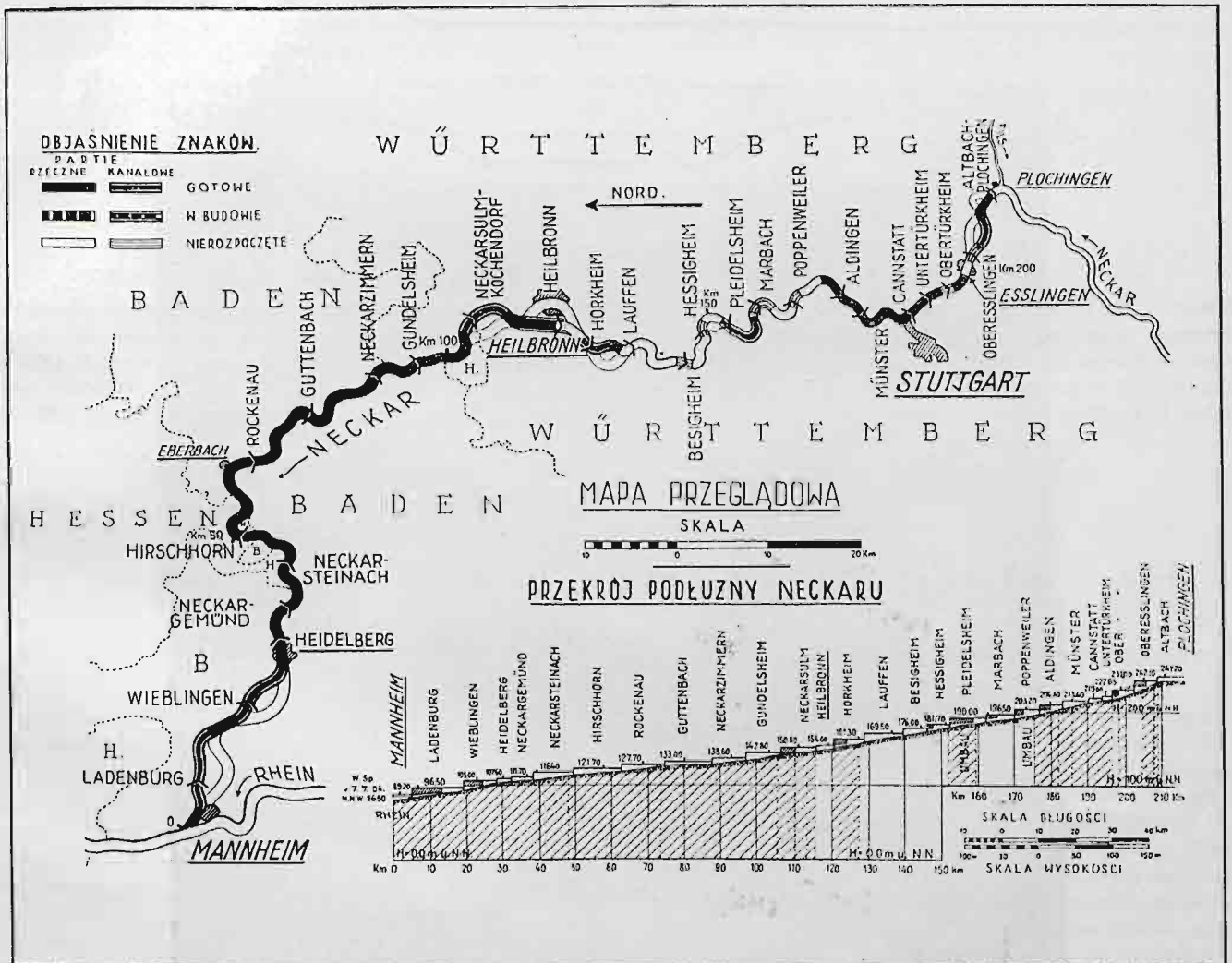
Neckar, prawobrzeżny dopływ Renu, zbierający wody z północnych stoków Szwarewaldu i Jury Szwabskiej, posiadał już żeglugę na odcinku 188 km długości, od Mannheimu do Stuttgartu, stolicy Württembergu, od czasów niepamiętnych. Kursowały tu kilkudziesięcioto-

nowe szalandy (holowane końmi), którymi sprowadzano towary z Renu w głąb kraju. Powstawanie kolei żelaznych zadało tej żegludze cios stanowczy i byłaby ona szybko zupełnie zanikła, gdyby nie ułożono w 1877 roku na dnie rzeki na przestrzeni od ujścia do Heilbronn-Laufen (113 km) łańcucha dla holowania barek pod prąd i gdyby nie doszedł do skutku układ pomiędzy rządami Badenu, Hessji i Württembergu co do podziału kosztów utrzymania i stałej konserwacji szlaku żeglownego na Neckarze. Miało to ten skutek, że tonaż barek podniósł się do 200 t, i nawet do 400 t, a holownik parowy posiłkując się łańcuchem mógł zabierać pociąg z 2 do 6 barek. Żegluga napotykała jednak stałe na trudności z powodu wielkich wahań w stanach wody na rzece i częstych, nawet kilkomiesięcznych, przerw w okresach posuchy. Poza tym w Mannheimie musiano z reguły przeladowywać towary z wielkich barek Renu na małe statki kursujące po Neckarze, co oczywiście zabierało czas, podnosiło koszty frachtu, a co gorsze zmniejszało wartość handlową towarów (przeważnie kamień architektoniczny, sól, węgiel) wskutek nieuniknionych uszkodzeń i strat.

Wobec wielkiego znaczenia Neckaru dla życia gospodarczego 3 przyległych krajów w niedługim czasie postanowiono gruntownie przebudować tę drogę wodną. Powołany do życia specjalny urząd (Neckarbauverwal-

lung) opracował szeroko pomyślany projekt przebudowy, oparty na założeniu, że Neckar na przestrzeni od ujścia aż do Plochingen (centrum przemysłu Württembergu) w km 203 musi być udostępniony przez cały okres żeglugi dla barek 1200 tonowych, kursujących po Renie. W związku z tym — potrzebną głębokość w nurcie ustalono na 2,50 m (zanurzenie barek 2,30 m). Ponieważ warunki przyrodzone rzeki wykluczały wszelką możliwość uzyskania tej głębokości przez regulację, zdecydowano się na skanalizowanie rzeki na całej długości. Na odcinku dolnym Mannheim — Heilbronn, długości 113 km o całkowitym spadzie 67,5 m zaprojektowano 12 stopni, na odcinku następnym Heilbronn — Plochingen, długości 89 km o spadzie 93,2 m — 14 stopni (rys. 1).

1200 t. = 10,25 m), na kanałach lateralnych (służących tylko dla żeglugi) — 27 m przy głębokości 3,20 m. Kanały lateralne obsługujące jednocześnie hydrocentrale otrzymały przekroje pozwalające na prowadzenie 100 m³/sek. przy prędkości nie przekraczającej 0,80 m/sek. która to prędkość, wbrew utartym opiniom hydrotechników, nie okazuje się w praktyce szkodliwą dla żeglugi. Typy przekrojów poprzecznych koryta zarówno dla partii rzecznych, jak i kanałowych przedstawiono na rys. 2. Należy tu zwrócić uwagę, że skarpy koryta są chronione zawsze okładziną betonową grubości 0,20 m opartą u spodu na mocnym fundamencie. Na poziomie zwierciadła wody okładzinę zastąpiono murem z kamienia na zaprawie cementowej, spoczywającym na podłożu betonowym. W partiach kanałowych, wymagających



Rys. 1.

Na poszczególnych stopniach kanalizacyjnych wypadły spadki od 2,60 m do 11,10 m, a długość stanowisk wyniosła od 4,8 km do 13,9 km, głębokość zaś w nurcie od 7,50 m do 2,50 m. Co się tyczy szlaku żeglownego, to jak widać z mapki przeglądowej przeważnie pozostał on w istniejącym korycie rzeki. Wyjątek stanowią odcinki, na których, wobec niskich brzegów, bądź też ze względu na gęste osiedla, lub wreszcie dla lepszego wyzyskania sił wodnych, zastosowano kanały lateralne. Szerokość szlaku żeglownego wynosi na odcinkach rzecznych minimum 36 m w zw. wody (szerokość barki

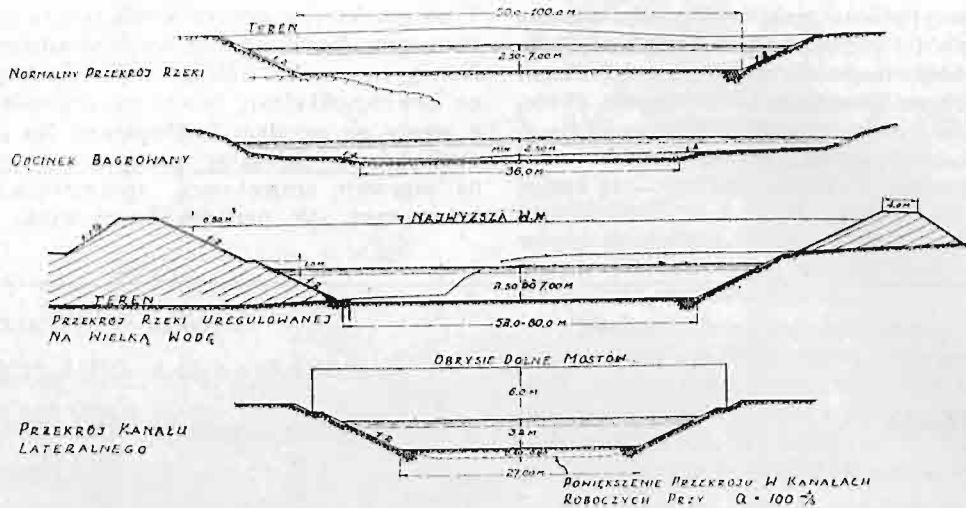
uszczelnienia, wykładano dno skarpy warstwą gliny 0,40 m grubości i pokrywano ją osłoną ze żwiru grub. 0,80 m (warstwa kotwiczna).

Przebudowa drogi wodnej Neckaru bynajmniej nie została ograniczona do spraw czysto żeglugowych. W projekcie, który zresztą częściowo później przerobiono i wielokrotnie uzupełniano już w toku realizacji, znalazły należyte uwzględnienie kwestie energetyczne, powodziowe i melioracyjne.

Gdzie tylko mogło się to opłacić, przewidziano na stopniach kanalizacyjnych wyzyskiwanie energii wod-

nej. Ogółem przewidziano na całej trasie od Mannheim do Plochingen 21 zakładów wodno-elektrycznych usytuowanych bądź to przy jazach, bądź na wylotach kanałów lateralnych, o ogólnej zainstalowanej mocy 63000 HP. i przeciętnej rocznej produkcji około 350 mio kWh (z pośród tych zakładów 15 oddano już do eksploatacji).

waniu uciążliwych serpentyn oraz zabezpieczeniu brzegów od zrywania. Neckar jako rzeka podgórska posiada częste i gwałtowne powodzie oraz groźne pochody lodów. Szkody powodziowe były dotkliwe na wielu partiach rzeki, ze względu na gęste zaludnienie i wysoką kulturę gruntów. Na podstawie projektów opracowa-



Rys. 2.

Zasluguje na podkreślenie fakt, że wykorzystano nawet skromny ilościowo przepływ gospodarczy, który musiano zachować na partiach rzeki odciętych kanałami lateralnymi; i te przepływy skierowano na turbiny w specjalnych małych zakładach, usytuowanych przy jazach

nych przez zainteresowane kraje wszystkie zagrożone odcinki doliny zabezpieczono wałami powodziowymi, obliczonymi na największą notowaną powódź z 1824 r. (przekroje wałów pokazano na rys. 2). Obwałowanie zabezpieczyło od klęski powodzi ogółem około 1900 ha



Rys. 3. Nabrzeże południowe w Heilbronn.

zamykających stanowiska. Budowa zakładów hydroelektrycznych pochłonie ogółem — 33 mio RM. przy ogólnym koszcie przebudowy Neckaru 245 mio RM.¹⁾ Ta część kosztów będzie stosunkowo szybko zamortyzowana, po czym dochody z elektrowni mają być użyte na obniżenie kosztów eksploatacji drogi wodnej.

Co się tyczy wyżej wspomnianych prac przeciwpowodziowych, to polegają one na obwałowaniach, usu-

gruntów, to jest znacznie więcej niż wyniósł obszar stracony wskutek kanalizacji rzeki (680 ha).

Z prac melioracyjnych związanych z kanalizacją należy wymienić: budowę kanałów odwadniających na te-

¹⁾ Gotowy odcinek Mannheim — Heilbronn kosztował 120 mio RM., na odcinek następny Heilbronn — Plochingen wydano już 32.5 mio RM., potrzeba jeszcze 93.1 mio RM.

renach obwałowanych względnie podtopionych przez spiętrzenia na jazach, dostosowanie sieci drenarskich do nowych warunków odpływu itp.

Poza wyżej wymienionymi pracami zasadniczymi powstała konieczność wykonania szeregu robót dodatkowych, jak budowa mostów drogowych i kolejowych, syfonów, wpustów, wreszcie portów i przystani.

Roboty wykonawcze rozpoczęło jeszcze w okresie przedwojennym, lecz właściwe tempo nadano im dopiero po 1921 r. Środki finansowe czerpane są: z budżetu Rzeszy, udziałów Hessji, Badenu i Württembergu, dotacji samorządów miejskich i Tow. Akc. żeglugi na Neckarze. Dotychczas wykonano prawie zupełnie roboty na odcinku Mannheim — Heilbronn, dług. 113 km²⁾. Z następnego odcinka Heilbronn — Plochingen dług. 89 km będzie oddane w roku bieżącym do eksploatacji 40 km reszta ma być gotowa w 1940 r. (brak 6 śluz komorowych).



Rys. 4. Stanowisko Münster; nowe koryto rzeki z kładką dla pieszych.

Pewną charakterystykę wielkości wykonanych prac dają następujące cyfry ogólne:

wykopów i wylomów skalnych wykonano dotychczas około 16,5 mio m³ — betonu, żelbetu i murów z kamienia ułożono około 1 mio m³.

Co się tyczy szczegółów wykonania tych wielkich robót to na uwagę zasługują przede wszystkim dane odnoszące się do zasadniczych obiektów — jazów i śluz komorowych. Przy projektowaniu jazów wzięto pod uwagę okoliczność, że wobec raptownych i częstych powodzi oraz dużej ilości unoszonego rumowiska, konieczne jest stosowanie konstrukcji ruchomych otwieranych do dna rzeki. Światło otworów jazowych obliczono w założeniu, że spiętrzenie wody katastrofalnej z 1824 r. nie może przekroczyć granicy 0,20 m względnie na pewnych stanowiskach — 0,30 m. Względny powodziowy skłoniły poza tym do zastosowania możliwie nielicznych otworów, lecz o jak największych światłach. Ostatecznie wszystkie jazy na Neckarze wyposażono w 3 otwory o światłach od 30 do 45 m. Nieparzysta ilość otworów daje tę dogodność, że ogromna większość powodzi daje

się odprowadzić za pomocą otwarcia tylko przęsła środkowego na jazię, wówczas fala wypadająca przez ten otwór zanim dopłygnie do brzegów rzeki, ma czas dostatecznie się spłaszczyć i stracić na wirach prawie całą posiadaną energię kinetyczną.

Pierwsze wybudowane na Neckarze jazy otrzymały zamknięcia walcowe, walce jednak prędko okazały się niepraktyczne, wobec ciągłego zatykania się wnęk kłodami drzewa, lodem lub dużymi kamieniami, które tu osadza fala każdego wezbrania. To też na jazach następnych zastosowano już dla przęsła środkowego zamknięcie segmentowe (Ladenburg—segment 36,00×5,50), wkrótce jednak walce zarzucono zupełnie, tak że większość jazów posiada zamknięcia tylko segmentowe lub z zasuw płaskich, przy czym dla zabezpieczenia wnęk od zamulania zastosowano uszczelnienia segmentów i zasuw również od dolnej wody. Aby uniknąć konieczności ciągłego manipulowania wielkimi zamknięciami dla

przepuszczania wody roboczej lub drobnych wezbrań, każdy jaz wyposażono przynajmniej w 1 otworze w urządzenie przelewowe w postaci górnych klap o wysokościach dochodzących do 1,50 m, i osiach poziomych, umocowanych do zasadniczej konstrukcji zamykającej.

Filary jazów otrzymały grubość 4,00 — 4,50 m. Płyty ponurkowe jazu, betonowane oddzielnie, były ograniczone z reguły od strony górnej wody ścianką szczelną drewnianą lub żelazną, nieraz zabijaną na wielką głębokość (np. w Wieblingen do 12,3 m). W niektórych jazach ograniczano ponur od dolnej wody również ścianką szczelną. Przy fundowaniu na podłożu skalistym zamiast ścianek stosowano ostrogi betonowe zapuszczane głęboko w skały.

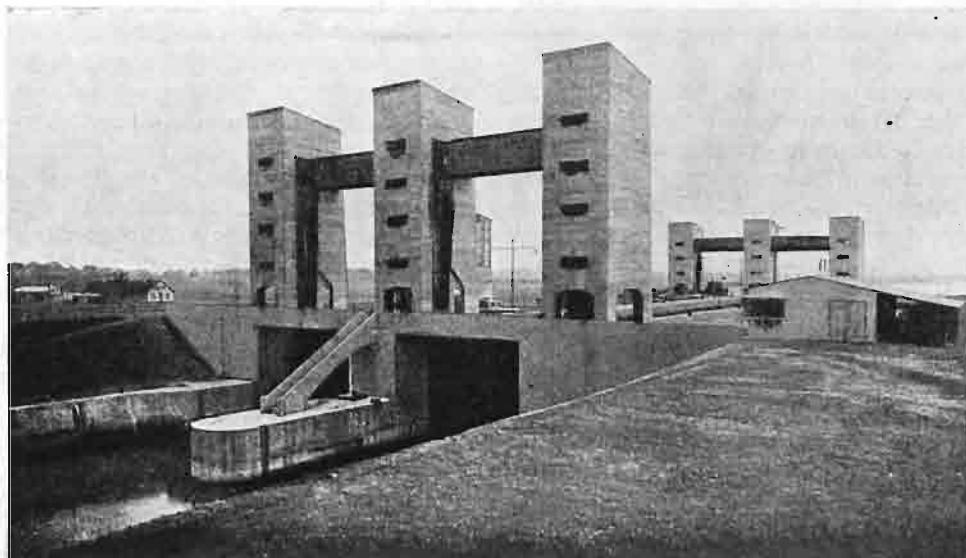
Co się tyczy płyt poszrurowych to wyposażano je z reguły w urządzenia do niszczenia energii, których kształt, wymiary i usytuowania ustalano (dla każdego jazu oddzielnie) doświadczalnie w laboratorium Zarządu przebudowy Neckaru. Urządzenia te w praktyce zdały bardzo dobrze egzamin, a skracając długość płyty poszrurowej i długość umocnień poniżej jazu, zmniejszyły koszty budowy.

Wszystkie jazy są obsługiwane za pomocą elektryczności.

²⁾ W eksploatacji od 1935 r.

Śluzy komorowe buduje się na Neckarze typu pociągowego, o świetle 12 m, głębokości na progu 3.20 m i długości użytkowej komory 110 m. W komorze mieści

i opróżniania komory, w następstwie jednak, opierając się na doświadczeniach wykonanych w laboratorium Zarządu przebudowy Neckaru, zastosowano typ inny, w któ-



Rys. 5. Śluza podwójna w Ladenburgu.

się pociąg złożony z 1 barki 1200 t o długości 80 m oraz holownika mocy 300 HP o długości 25 m. Przy pracy 14-godzinnej i okresie żeglugi 280 dniowym zdolność przepustowa śluz wynosi około 5 mio ton. Na 2 stopniach kanalizacyjnych w Ladenburgu i Heidelbergu wybudowano

rym kanały obiegowe zastąpiono otworami we wrotach z zamknięciami segmentowymi, przy czym dla niszczenia energii wody wypływającej przez otwory umieszczono tuż za wrotami specjalnie skonstruowane komory uspokajające. Wprawdzie ten typ śluz posiada głowy nieco



Rys. 6. Stopień kanalizacyjny w Heidelbergu. Śluza podwójna z wrotami wspornymi.

ze względów lokalnych od razu śluz podwójne (rys. 5 i 6), na pozostałych stanowiskach ograniczono się na razie do śluz pojedynczych. Wszystkie śluz wykonano z betonu niezbrojonego.

Pierwsze 2 śluz w Neckarsulm i Wieblingen zostały wyposażone w zwykłe kanały obiegowe dla napełniania

dłuższe (o 3 do 5 m), za to jednak uzyskano: 1) znaczne skrócenie czasu śluzowania, 2) zmniejszenie grubości ścian, szczególnie ściany działowej w śluzach bliźniaczych (z 14 m na 5.50 m), 3) zwięźlenie wlotów i wylotów śluz, a wskutek tego mniejsze roboty w obu awanportach, 4) zabezpieczenie statków oczekujących na ślu-

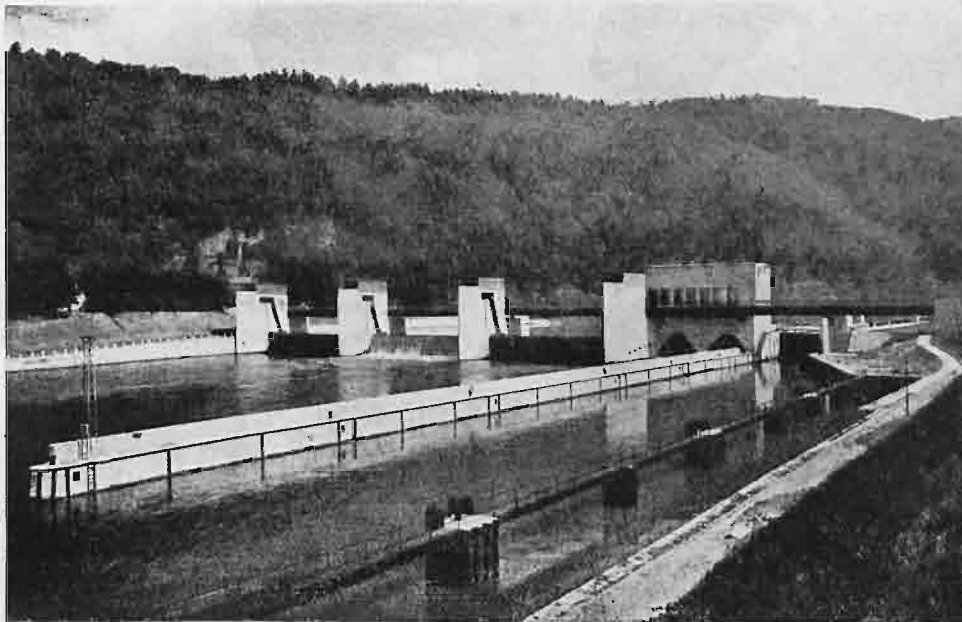
zowanie w dolnym awanporcie od niebezpiecznego falowania i spychania przez wiry na wrota³⁾).

Co się tyczy wrót śluzowych, to za wyjątkiem śluzy w Landenburgu (rys. 5) o wrotach podnoszonych, wszystkie inne wyposażono w zwykłe wrota wsporne. Autor referatu wyraża z tego powodu ubolewanie, wskazując zalety wrót podnoszonych, jak: zmniejszenie długości głowy, prostsze manipulowanie, zapewniona dostępność otworów we wrotach itp. Wszelkie mechanizmy na śluzach poruszane są elektrycznością, a cała obsługa i sygnalizacja skoncentrowana jest w budce kierownika ruchu, tak umieszczonej, że widzi on całą śluzę i oba awanporty.

Należy jeszcze nadmienić, że na każdym stopniu kanalizacyjnym prócz śluz komorowych buduje się 1) wyciąg mechaniczny dla małych barek (pochylnia dwu-

ność łatwego transportu na budowie. Musi on zawierać tyle wody, aby mógł ściekać rynnami, lub dać się refułowac za pomocą rurociągów tłocznych wprost do miejsca użycia. Przed samym ułożeniem musi być jeszcze raz energicznie przemieszany. Warunki fundowania obiektów były różne; poniżej Heidelbergu fundowano je na piaskach i żwirach alluwialnych, nieraz tak wodonośnych, że pomimo obecności ścian szczelnych żelaznych zabitych na 12 m głęboko, ilość odpompowywanej wody z wykopu wynosiła 1000 l/sek (Ladenburg) a nawet 1800 l/sek (Wieblingen). Powyżej Heidelbergu w podłożu znajdowano z reguły dobrą skalę (granity, piaskowce i wapienie).

Jak już wspomniano, od roku 1935 pierwsza partia skanalizowanego Neckaru została oddana do normalnej eksploatacji (odcinek 113 km długości). Ruch jaki się



Rys. 7. Stoepfenwehr kanalizacyjny w Hirschhorn. Jaz, zakład wodny i dolny awanport śluzy.

spadkowa z torem kolejowym — statki przeciąga się na wózkach spięte w pociąg), 2) przepławka dla czółen i kajaków⁴⁾. Co się tyczy zabezpieczenia przejścia dla ryb, to na wszystkich nowych jazach przewidziano specjalne urządzenia; w górnej części Neckaru w granicach Württembergu zamiast przepławek zastosowano coroczne zarybianie stanowisk.

Powracając do sprawy budowy zasadniczych obiektów na podkreślenie zasługuje fakt, że do budowy używano wyłącznie betonu ciekłego, o stosunku żwiru do piasku jak 1,3 : 1, przy czym piasek zawierał 40% drobnego materiału. Do cementu portlandzkiego dodawano 30% trasy. Zdaniem autora referatu, beton ubijany nie powinien być zupełnie stosowany w budownictwie wodnym, jako dający nieuniknione fugi i szwy, które są z reguły powodem filtracji i uszkodzeń.

Beton ciekły, o ile się betonuje każdy maszyn bez przerwy, wad tych nie posiada, a poza tym daje moż-

rozwinął na tym szlaku przeszedł wszelkie oczekiwania, osiągając 2000000 t rocznie, podczas gdy przed skanalizowaniem wynosił max. 300000 t. Doprowadzenie statków 1200 tonowych do rejonu Stuttgart — Plochingen (oczekiwane w 1940 r.) stanowiącego centrum przemysłu Württembergu niewątpliwie da dalszy ogromny wzrost ruchu towarowego. Na odcinku tym wre już gorączkowa praca przy budowie portów i przystani kosztem samorządów miejskich i przemysłu.

Inż. T. Borowy

Wstępne obliczenie ciężaru stalowych jazów i urządzeń wyciągowych.

„Gidrotiechnisches Stroitielstvo” (Nr 5—1936 r.) podaje empiryczne wzory na określenie ciężaru stalowych jazów ruchomych i urządzeń wyciągowych. Proponowane wzory są prostsze od dotychczas stosowanych, a jednocześnie dają lepsze wyniki, niż inne tego rodzaju.

Wzory na obliczenie ciężaru Birelax i Maina są niewygodne w użyciu, gdyż podają ciężar w zależności od rzeczywistej powierzchni jazu, dokładnie niewiadomej dla wstępnych projektów. Jeszcze bardziej

³⁾ Woda wypadająca z wielką szybkością z kanałów obiegowych wywołuje odskok odrzucony do awanportu, tworzy się więc depresja zw. wody za wrotami, niebezpieczna dla oczekujących statków.

⁴⁾ mało używana — wioślarze wolą śluzowac się wraz z większymi barkami.

kłopotliwy w użyciu jest wzór Moser'a, dla którego muszą być znane takie wielkości, jak grubość obszycia blachą i ilość rygli. Inne wzory, jakkolwiek oparte na znanych wielkościach, są złożone i żmudne w użyciu. Naogół najbardziej używane są wzory Büchera i Lane, które są jednak mniej dokładne od podanych niżej wzorów Berezińskiego.

Zasadniczo wzór na określanie ciężaru jazu ruchomego winien uwzględniać typ jazu, długość i wysokość w świetle, parcie wody i przyjęte dopuszczalne naprężenie.

Wzory Berezińskiego uwzględniają typ jazu, długość i wysokość jazu (łącznie jako powierzchnię w świetle) i parcie wody; pomijają natomiast naprężenie dopuszczalne, jako niemające dużego wpływu na otrzymywane wyniki dla celów praktycznych.

Parcia wody dolnej nie uwzględniono, gdyż albo w rzeczywistości jej nie ma, albo pomija się ją w obliczeniach.

Naogół ciężary jazów ruchomych o tej samej powierzchni światła różnią się zależnie od długości i wysokości w świetle, czego wzór Berezińskiego swoją budową nie uwzględnia. Wieloletnia praktyka budowy jazów ustaliła pewien racjonalny stosunek długości do wysokości, który został tu uwzględniony. Tym należy tłumaczyć stosunkowo małe odchyłki ciężaru jazów, określonego podanymi niżej wzorami od ciężaru rzeczywistego. Do ustalenia wzorów wykorzystał Bereziński dane z budowy 141 jazów zasuwowych, segmentowych i walcowych. Tylko dla 25 jazów, tj. dla 17% otrzymane ze wzorów wyniki różniły się od rzeczywistych o 25%, lecz nie przekraczały 40%. Dla pozostałych jazów średni błąd określenia ciężaru wahał się w granicach od 10,5% do 14,3%.

Z taką dokładnością obliczony ciężar jest w zupełności wystarczający dla projektu wstępnego i to tym bardziej, że o te wielkości różni się ciężar jazu, ustalony na podstawie obliczeń szczegółowego projektu od rzeczywistego ciężaru, otrzymanego po wykonaniu jazu.

Omawiane wzory mają zastosowanie dla $F \leq 150 \text{ m}^2$; ponad 150 m^2 wybudowano dotychczas niewiele jazów.

1) *Jazy zasuwowe.* Wyprowadzenie wzorów oparto na danych z budowy 61 zasów.

$$G = 0.055 F^{1/2} \text{ w tonnach} \quad (1)$$

dla zasów dennych

$$G' = 0.055 l^{1/2} [H^{1/2} - (H-h)^{1/2}] \text{ w tonnach} \quad (2)$$

oznaczenie: l — długość zasowy w świetle w metrach,
 h — wysokość zasowy albo otworu w świetle w metrach,
 H — głębokość wody nad progiem w metrach.

Średni błąd określenia ciężaru podanymi wzorami wynosi 13,4%.

Poszczególne odchyłki nie przekraczały 25%.

Ciężar nieruchomych części zasów stanowi od 20% do 40% — średnio 30% ciężaru samej zasowy. Dla zasów dennych trudno jest określić ten stosunek, gdyż niejednokrotnie ciężar nieruchomej części przewyższa ciężar zasowy.

2) *Jazy segmentowe.* Empiryczny wzór ustalono, wykorzystując dane z budowy 42 jazów.

$$G = 0.15 F^{1/4} \text{ ton} \quad (3)$$

dla dennych jazów segmentowych

$$G' = 0.15 l^{1/4} [H^{1/4} - (H-h)^{1/4}] \text{ ton} \quad (4)$$

Średni błąd określenia ciężaru wyniósł tu 14,3%, a poszczególne odchyłki nie przekraczały 25%.

Ciężar części nieruchomej waha się w granicach od 10% do 20% — średnio wynosi 15% ciężaru jazu segmentowego.

3) *Jazy walcowe.* Empiryczny wzór oparto na danych z budowy 38 jazów.

$$G = 0.5 F + 0.2 F \sqrt{F} \text{ ton} \quad (5)$$

dla jazów zatopionych:

$$G' = 0.5 F + 0.2 l^{1/2} [H^{1/2} - (H-h)^{1/2}] \text{ ton} \quad (6)$$

Średni błąd określenia ciężaru wyniósł 10,5%, a poszczególne odchyłki nie przekroczyły 25%.

Ciężar części nieruchomych waha się w granicach od 15% do 25% — średnio wynosi 20% ciężaru jazu walcowego.

Analizując wyżej podane wzory łatwo zauważyć, że najcięższe są jazy walcowe, jakkolwiek dla $F > 150 \text{ m}^2$ jazy zasuwowe są cięższe od walcowych; najlżejsze są jazy segmentowe.

II. *Obliczenie siły wyciągowej.* Siła wyciągowa dla wszystkich trzech typów jazu jest funkcją dwu zasadniczych wielkości, wiadomych dla projektu wstępnego: ciężaru jazu ruchomego i parcia poziomego wody na powierzchnię otworu w świetle.

$$T = K (a G - b P) \text{ ton} \quad (7)$$

Oznaczenia: T — siła wyciągowa w tonnach

K — współczynnik zapasu

G — ciężar jazu ruchomego w tonnach

P — parcie poziome wody na powierzchnię jazu w świetle otworu w tonnach

a i b — współczynniki liczbowe.

Parcie wody określa się wzorami:

a) parcie wody z jednej strony $P = 0.5 H^2 l$ (8)

b) parcie wody z dwóch stron $P = 0.5 (H^2 - H_d^2) l$ (9)

c) dla jazów dennych i parcia z jednej strony

$$P = 0.5 h (2H - h) l \quad (10)$$

d) dla jazów dennych i parcia wody z dwóch stron dla których $H_d < h$ $P = 0.5 (2Hh - h^2 - H_d^2) l$ (11)

e) dla jazów dennych i parcia wody z dwóch stron lecz dla $H_d > h$ $P = h (H - H_d) l$ (12)

Oznaczenie H — głębokość wody górnej nad progiem w metrach

H_d — głębokość wody dolnej nad progiem w metrach

h — wysokość jazu w świetle w metrach

l — długość jazu w świetle w metrach.

Współczynnik K uwzględnia wpływy uboczne, zwiększające siłę wyciągową, jak np. zatopienie jazu, ponad przyjęte w projekcie, zanieczyszczenie urządzeń wyciągowych, zacinanie się na skutek przechyłek jazu, przymarzanie uszczelnienia, obmarzanie jazu itp. Praktycznie przyjmuje się $K = 1.25$. Jednak dla jazów rzadko otwieranych bez specjalnych urządzeń do ogrzewania wskazanym jest przyjmować $K = 1.5$.

Wielkości a i b podane są na podstawie obserwacji istniejących obiektów.

1) *Jazy zasuwowe.* Dla jazów zasuwowych o tarcu posuwistym siłę wyciągową określa się

$$T = K(G + 0.6 P) \text{ ton} \quad (13)$$

o tarcu potoczystym (na kółkach, wałkach i rolkach)

$$T = K(G + 0.08 P) \text{ ton} \quad (14)$$

Wieloletnie doświadczenia wykazały, że siła wyciągowa dla zasów Stoney'a w rzeczywistości jest większa od przyjętej na podstawie obliczeń, dlatego wskazanym jest dla zasów Stoney'a stosować współczynnik $b = 0,1$.

2) *Jazy segmentowe.* $T = K(0,7 G + 0,04 P) \text{ ton} \quad (15)$

3) *Jazy walcowe.* $T = K(0,5 G + 0,03 P) \text{ ton} \quad (16)$

III. Obliczenie ciężaru urządzeń wyciągowych. Ciężar urządzeń wyciągowych zależy od typu jazu, wielkości, siły wyciągowej i szybkości podnoszenia.

Urządzenia wyciągowe jazów zasuwowych i segmentowych składają się zwykle z dwóch dźwigarek i motoru, ustawionego na służbowym mostku, a pracujących na wspólnym wale podłużnym. Tego rodzaju urządzenia były brane za podstawę do ustalenia wzorów empirycznych.

Jazy zasuwowe i segmentowe podnoszone są za dwa końce, natomiast jazy walcowe podnoszą się za jeden koniec, do czego wystarczy jedna dźwigarka.

Rozpatrywane jazy zaopatrzone są w motory elektryczne lub spalinowe i zapasowe ręczne dźwigarki.

Urządzenia wyciągowe zasów podwójnych, względnie zasów z kłapą są nieco cięższe. Dla takich zasów ciężar urządzenia wyciągowego, otrzymany podanym niżej wzorem należy zwiększyć o 10–15%.

Ilość urządzeń wyciągowych, na których opiera się wyprowadzenie wzoru empirycznego, stosunkowo jest niewielka, jednakże z uwagi na to, że wyprowadzenie tego wzoru poprzedzały szczegółowe prace oraz że w literaturze brak danych do określania ciężaru urządzeń wyciągowych, niżej podaje się wzór w postaci ogólnej,

$$Q = 0,1 T(a + v) - 0,0005 T^2 \quad (17)$$

Oznaczenie Q — Ciężar urządzeń wyciągowych w tonnach

T — Siła wyciągowa w tonnach

v — Szybkość podnoszenia i opuszczenia w metrach na minutę

a — Współczynnik liczbowy.

1) *Jazy zasuwowe.*

$$Q = 0,1 T(3,5 + v) - 0,0005 T^2 \text{ w tonnach} \quad (18)$$

Samie urządzenia wyciągowe (bez dźwigarek i motoru) stanowią 6% siły wyciągowej. Praktycznie stosowana szybkość wynosi od 0,2 m/min. do 0,4 m/min. Z braku bliższych danych o szybkości podnoszenia można ciężar z grubsza określić na $Q = 0,35 T$.

2) *Jazy segmentowe.*

$$Q = 0,1 T(2,5 + v) - 0,0005 T^2 \text{ w tonnach} \quad (19)$$

Samie urządzenia wyciągowe jak poprzednio stanowią 6% siły wyciągowej. W grubszym przybliżeniu ciężar urządzenia wyciągowego można przyjąć $Q = 0,25 T$ w tn.. Szybkość przyjmuje się od 0,2 do 0,8 m/min.

3) *Jazy walcowe.*

$$Q = 0,1 T(4,5 + v) - 0,0005 T^2 \text{ ton} \quad (20)$$

w tej liczbie same urządzenia wyciągowe wynoszą 14% siły wyciągowej.

Dla obliczeń przybliżonych przyjmujemy $Q = 0,45 T$.

Szybkości podnoszenia stosowane są od 0,2 m/min. do 0,8 m/min.

Inż. Bronisław Czaiński

Zastosowanie chlorku sodu (NaCl) do uszczelniania wałów i grobli piętrzących.

W nr 4 czasopisma „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo” z r. 1938 ukazał się artykuł inż. S. Czelađinowa poświęcony sprawie zastosowania soli kuchennej (NaCl) jako środka wodochronnego. Autor opisuje badania laboratoryjne wykonane w związku z obwałowaniem rz. Kubani, mające na celu znalezienie taniego i łatwego w użyciu środka, który mógłby zastąpić kosztowne jądra ilowe stosowane do uszczelniania wałów powodziowych, sypanych z materiałów o dużej przepuszczalności. W toku prób zwrócono uwagę na sól kuchenną. Prace gleboznawcze oddawna wykazały, że obecność NaCl w gruncie w ilości przekraczającej pewien procent powoduje wybitne zmiany w strukturze gruntu i w jego właściwościach fizycznych; współczynnik przepuszczalności staje się bardzo mały, a w gruncie powstaje na pewnej głębokości warstwa spoista, o wytrzymałości na ściskanie nie ustępującej wytrzymałości betonu, przy czym zupełnie nieprzepuszczalna. Powstawanie tej utwardnionej i wodoszczelnej warstwy tłumaczy gleboznawcy (prace Giedroycia) zachodzeniem w glebie procesów chemicznych, polegających zasadniczo na wymianie grup CaO na Na₂O.

Te znane właściwości chlorku sodowego, przejawiające się zresztą w zabagnieniu towarzyszącym stałe gruntom słonym, nasunęły myśl, że sztuczne wprowadzenie tego składnika do korpusu grobli ziemnej powinno wywołać podobne procesy i wpłynąć na zmniejszenie przepiękliwości. Wykonane próby laboratoryjne w 1936 r. potwierdziły całkowicie to przypuszczenie¹⁾.

Doświadczenia miały na celu wyjaśnienie: 1-o możliwości utworzenia sztucznej warstwy „zasolonej” na skarpie odwodnej grobli i 2-o wpływu tej powłoki na położenie krzywej depresji w korpusie grobli.

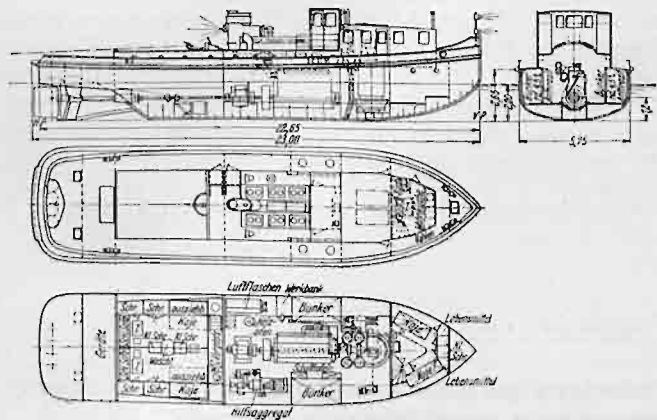
Doświadczenia dotyczące punktu 1-go wykonano na modelach ułożonych w zwykłym korycie. Długość skarpy na modelu wynosiła 1 m, pochylenie 1:2, szerokość modelu 27 cm. Nasyp wykonano z materiału używanego do budowy wałów — gliny piaszczystej o zdolności pochłaniania soli (określonej wg. CaO) około 1,3% licząc od wagi suchej masy. Skarpę pokrywano solą drobnokrystaliczną w ilości odpowiadającej 100% chłonności w warstwie nasypu grubości 10 cm, po czym polewano ją wodą. Polewanie trwało 1 miesiąc i zużyto na to 153 litrów wody.

Wykonany następnie przekrój przez całą długość skarpy w odległości 0,13 m od brzegu koryta ujawnił obraz następujący (patrz rys. 1). Warstwa słona utworzyła się na całej skarpie, jak również na koronie i podszewie grobli, wykazała jednak miąższość niejednakową, mniejszą u góry (około 3 cm), większą zaś na dole (do 11 cm), co się tłumaczy splukiwaniem soli w dół, zachodzącym przy polewaniu.

¹⁾ Autor nie podał miejsca wykonania tych doświadczeń.

Holowniki o motorach gazowych na niemieckich drogach wodnych.

Na niemieckich drogach wodnych istnieje państwowa służba holownicza obsługująca żeglugę towarową. Pierwsze holowniki uruchomione w latach 1913 i 1914 posiadały napęd parowy; tym nie mniej już wtedy zainstalowano na próbę na 3 holownikach motory spalinowe kompresorowe, opalane ropą wzgl. olejami ziemnymi.



Rys. 1.

Od roku 1925 na holownikach zaczęły rozpowszechniać się motory Diesla; przed przewrotem Hitlera już około 50 holowników posiadało motory tego typu. Po przewrocie zaczęto — w ramach 4-roletniego planu gospodarczego — opracowywać nowe typy motorów, które mogłyby używać paliw krajowych jak węgiel, drzewo i produkty pochodne.



Rys. 2.

Pierwszy holownik zaopatrzonego w motor kokso-gazowy systemu „Deutz” wykonano w 1935 roku dla jednego z towarzystw górniczych, posługujących się drogą wodną Renu. Nieco później, bo w r. 1937 wykonano dla wspomnianej wstępnie państwowej służby holowniczej 3 holowniki zaopatrzone w motory antracytowo-gazowe o mocy 250 KM.

Holowniki te (rys. 1) mają długość ogólną 23,00 m, szerokość 5,75 m, wysokość nad wodą 3,90 m, głębokość zanurzenia (przy załadunku pełnego zapasu paliwa) 2,00 m. Kadłub jest wykonany z najlepszej stali okrętowej, nadbudówki z żelaza, pokład z blachy szorskiej. W konstrukcji kadłuba i napędu zastosowano szereg ulepszeń, wypróbowanych laboratoryjnie. Statki te są przystosowane do walki z lodem.

Dla załogi złożonej z 4 osób urządzono — zgodnie

z panującą obecnie w Niemczech tendencją — komfortowe pomieszczenia mieszkalne zaopatrzone m. in. w bieżącą wodę, elektryczne oświetlenie itp. Pomieszczenia do obsługi maszyn są również celowo i wygodnie urządzone.

Koszt holownika tego typu wynosi 125000 marek, koszt eksploatacji i amortyzacji wynosi 0,093 feniga t-km. Po kilkumiesięcznych próbach zamówiono jeszcze 9 holowników tego samego typu.

„Werft, Reederei, Hafen” 1938. zes. 8.

Inż. Otton Faust.

Zapory, zbiorniki.

Obliczenie wysokości fali dla zbiorników.

Obliczenie maksymalnej wysokości fali dla zbiorników z punktu widzenia teoretycznego jest mało oświetlone w literaturze technicznej, jakkolwiek zagadnienie to staje się bardzo ważnym przy projektowaniu zbiorników.

Spostrzeżenia wykazały, że wysokość fali zależy od:

- szybkości wiatru,
- czasu trwania wiatru i jego jednostajnego działania w jednym kierunku,
- kąta nachylenia kierunku wiatru do poziomu,
- długości w prostej linii lustra wody, znajdującej się pod wpływem działania wiatru,
- głębokości danego zbiornika,
- ponad to, w mniejszym stopniu, od konfiguracji brzegów w planie (zbiorniki w kierunku działania wiatru rozszerzające się lub zwężające się).

Dotychczas używane wzory w postaci ogólnej:

$$I \quad h = f(D)$$

$$II \quad h = f(\omega)$$

gdzie h — wysokość fali, D — długość w prostej lustra wody, znajdującej się pod działaniem wiatru, ω — szybkość wiatru. Wzory typu I-go uzależniają wysokość fali tylko od długości swobodnego działania wiatru, gdy natomiast wzory typu II-go podają wysokość fali tylko w funkcji szybkości wiatru.

1) Wzory T. Stevensona z roku 1886, dotychczas chętnie stosowane przez inżynierów, należą do typu pierwszego:

$$h = 0.45 \sqrt{D} \quad \text{dla } D > 39 \text{ mil morskich} \quad (1)$$

$$h = 0.45 \sqrt{D} + 0.75 - 0.3 \sqrt{D} \quad \text{dla } D < 39 \text{ mil mor.} \quad (2)$$

gdzie h — wysokość fali w metrach, D — długość lustra wody (w prostej), znajdującej się pod wpływem działania wiatru, w milach morskich¹⁾.

Oba wzory pomijają zupełnie wpływ wiatru. Błędy z tego tytułu powstałe mogą przewyższać wielkości rzeczywiste kilkakrotnie. Ponadto należy zauważyć, że np. dla $D = 0$ — otrzymuje się $h = 0.75$ m. Omawiane wzory nie mogą mieć zastosowania dla zbiorników, bo wzór (1) daje wyniki za małe, a (2) przewidziany jest dla bardzo głębokich zbiorników.

2) Wzór Hawkslay'a należy do typu pierwszego

$$h = 0.594 \sqrt{D} \quad (3)$$

Oznaczenie, jak poprzednio. Wzór przeznaczony jest dla zbiorników bardzo dużych i głębokich oraz w wypadku działania silnych wiatrów.

¹⁾ 1 mila morska — 1,855 km.

3) Wzory Coupvent des Bois należą do drugiej grupy.

$$h = \frac{\omega}{2} \quad \text{dla } \omega < 20 \text{ m/sek} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{\omega}{4} \\ h &= \frac{3}{4} \sqrt[3]{\omega^2} \end{aligned} \right\} \quad \text{dla } 20 < \omega < 30 \text{ m/sek} \quad (5)$$

gdzie h — jak poprzednio, a ω szybkość wiatru w metrach na sekundę. We wzorach tych wysokość fali podana została tylko we funkcji szybkości wiatru z pominięciem innych czynników. Wzory przeznaczone są do obliczenia wysokości fal morskich dla długotrwałych wiatrów w jednym kierunku.

4) Wzory inżynierów amerykańskich jak:

$$h = 0.0512 (\omega - 3,8) \quad (6)$$

należą również do drugiej grupy. Oznaczenie, jak poprzednio. Wzór powyższy opracowany został na podstawie obserwacji fali zbiornika o długości lustra wody w prostej 9 km, znajdującej się pod działaniem wiatru i przy szybkościach wiatru od 15,50 m/sek do 33,5 m/sek.

5) Laboratorium hydrotechniczne Centralnego Naukowo-badawczego Instytutu Żeglugi w Moskwie podaje nowe wzory, które pozwalają obliczyć nie tylko wysokość fali, lecz jej długość i szybkość posuwania się.

Wzory te należą do typu drugiego, są empiryczne, chociaż wyprowadzono je na podstawie teorii ruchu falowego. Wyprowadzenie tych wzorów poprzedziły bezpośrednio obserwacje fali na przystani w Astrachani. Szybkości wiatru nie przekraczały 18 m/sek.

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{2v^2}{g} = 0.204 v^2 \\ h &= \frac{L}{2,79\pi} = 0.114 L \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$h = \frac{L}{13}$$

Przyjmuje się h — średnio ze wszystkich trzech wzorów.

Oznaczenie: h — wysokość fali w m,

v — szybkość posuwania się fali w m/sek.,

L — długość fali w metrach.

Długość fali oblicza się za pomocą wzoru:

$$\left. \begin{aligned} L &= 1.74 v^2 \\ L &= \frac{\omega 2\pi}{g} = 0.64 \omega \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

L — przyjmuje się średnio z dwóch wzorów.

Szybkość posuwania się fali oblicza się wg. wzoru empirycznego.

$$v = 0.54 \sqrt{\omega} \text{ m/sek.} \quad (9)$$

Zauważyć należy, że warunki dla jakich ustalone zostały wzory, najbardziej odpowiadają warunkom pracy zbiorników wodnych na rzekach.

W grudniu 1915 r. w Stanach Zjednoczonych na zbiorniku Ashokanie stwierdzono wysokość fali 4,5 m przy szybkości wiatru 50 m/sek (180 km/godz.), długość lustra wody w prostej, znajdującej się pod wpływem działania wiatru (rozpęd wiatru) wynosiła 7,5 km.

Wysokość fali obliczona przy pomocy wyżej wymienionych wzorów wynosi:

$$\begin{aligned} (2) & 1.23 \text{ m} \\ (3) & 1.20 \text{ m} \\ (6) & 2.36 \text{ m} \end{aligned}$$

wg wzorów (7), (8) i (9) 2,81 m.

Z powyższego zestawienia widać, że wysokości fali obliczone przy pomocy wzorów Stevenson'a i Hawksley'a są prawie cztery razy mniejsze. Wzór inżynierów amerykańskich jakkolwiek wyprowadzony w warunkach podobnych, to jednak wynik daje prawie dwa razy mniejszy.

Wynik stosunkowo najlepszy daje wzór C. N. I.; duża różnica tłumaczy się tym, że wzór był opracowany dla szybkości nie przekraczających 18 m/sek.

„Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo” Nr 5—1936.

Inż. Bronisław Czaiński.

Regulacja rzek

Zabudowa potoków górskich i regulacja rzek przy wyzyskaniu współdziałania przyrody.

W czasopiśmie „Deutsche Wasserwirtschaft” nr. 6 z 1938 roku Inż. E. Keller z Kierownictwa Regulacji rzeki Enns w Styrii zastanawia się nad problemami, jakie stanęły przed centralnymi władzami Rzeszy niemieckiej w związku z przyłączeniem do niej krajów austriackich, obfitujących w liczne górskie potoki.

Jak stwierdza autor, na zabudowę potoków i regulację rzek na tym terenie wydano już bardzo dużo pieniędzy publicznych, a mimo to w wielu jeszcze okolicach pojawiają się wciąż katastrofalne wezbrania, połączone z zasutrowaniem dolin i powstawaniem wyrw i usuwisk.

Dążeniem Rzeszy jest, podjąć prace ochronne równocześnie we wszystkich miejscach, zagrożonych katastrofami i osiągnąć zamierzoną poprawę w możliwie najkrótszym czasie.

Autor wobec tego sądzi, że stosowane dotąd metody pracy należy poddać rewizji w celu umożliwienia osiągnięcia wyników przy użyciu ograniczonych środków materialnych.

Przystępując do rzeczy przypomina, że roboty w terenach górskich mają na celu:

- A) Na obszarze zbiorczym (Einzugsgebiet)
 1. powstrzymać erozję za pomocą zabiegów technicznych,
 2. stworzyć trwałą pokrywą roślinną.
- B) Na obszarze odpływu (Abflussgebiet)
 3. poprawić warunki przepływu wody i rumowiska przez wytworzenie właściwego profilu poprzecznego i spadku podłużnego.

O ile chodzi o roboty, wymienione pod A) 1, autor przypomina zasady, głoszone i stosowane pod koniec 19 wieku przez szwajcarskiego hydrotechnika A. Schindlera.

Ten ostatni twierdził, że system budowy wysokich zapór w obszarach erozyjnych częstokroć nie spełnia celu, gdyż przestrzenie poza zaporami zostają szybko wypełnione, a ruch rumowiska odbywa się w dalszym ciągu poprzez ich korony. Zamiast kilku wysokich i kosztownych zapór należałoby budować kilkadziesiąt niskich i tanich progów, które — odpowiednio rozmieszczone —

mogą powstrzymać rumowisko w miejscu, gdzie ono zazwyczaj powstawało. Poza tym przywiązuje dużą wagę do stożków usypowych, powstających przy ujściach dolinek i dolin. Twierdzi on, że stożki stanowią samoobronę przyrody przed dalszym dziczeniem strumieni i że wobec tego należy istniejące stożki pielęgnować, a w odpowiednich ku temu miejscach przyczyniać się do powstawania nowych stożków.

Działanie ich polega na rozszczepianiu spadających nagle mas wody i niszczeniu ich siły erozyjnej, na ułatwianiu wsiąkania wód opadowych i łagodzeniu klimatu przez wyrównywanie stosunków wodnych.

Jako element budowlany przy wytwarzaniu i utrwalaniu stożków służą budowle palowe, na które można używać nawet odpadków, powstających przy eksploatacji lasów. Niestety autor artykułu nie podaje — nawet przykładowo — żadnych szczegółów konstrukcyjnych.

Do wytwarzania się trwałej pokrywy roślinnej wspomnianej wyżej pod A) 2, przyczyniają się zalesienia, poprzedzane na bardzo już zniszczonych obszarach, żywą zabudową, stosowaną w Austrii z dobrymi wynikami (patrz „Gospodarka Wodna” 1937, str. 181).

Na obszarach odpływowych trzeba dla osiągnięcia celów, wymienionych wyżej pod B) 3, przeprowadzać systematyczne roboty regulacyjne.

Powołując się na swoje doświadczenia autor zaleca jako kształt profilu płaską parabolę, jako materiał budowlany faszynę wytwarzaną z gałęzi krzewów (rosnących obficie na miejscu), w połączeniu z kamieniem łamanym względnie rzeczonym, będącym również na miejscu. Budowle, jak ostrogi, brzegosłony i tamy równoległe, wykonywane są z faszyny, obciążonej materiałem żwirowym. Po uszczelnieniu przez piasek i namul gliniasty, nanoszony przez wodę, skarpy budowli faszynowych otrzymują okładziny z kamienia łamanego do linii zwierciadła średnich wód letnich, a powyżej tej linii — z żywej wikliny.

Na zakończenie swych wywodów autor zaznacza, że nie miał na celu krytyki kosztownych systemów zabudowy, stosowanych w Austrii, które zdobyły sobie w całej Europie rozgłos, lecz chciał tylko wskazać drogę do szybkiego, a trwałego zaspokojenia licznych potrzeb w tym zakresie skromnymi środkami.

Inż. Otton Faust.

Regulacja rzek.

Rozporządzenie niemieckiego ministra żywienia i rolnictwa o regulacji rzek, wydane dnia 2.II. 1938 nakazuje prowadzenie robót regulacyjnych wyłącznie w kierunku od ujścia rzeki w górę. Nakaz ten ma na celu uniknięcie szkód gruntowych, jakie powstają wzdłuż dolnych odcinków rzek przy odmiennym prowadzeniu robót. Rozpoczęcie prac regulacyjnych choćby na małym odcinku rzeki musi — według tego samego rozporządzenia — być poprzedzone opracowaniem ogólnego projektu gospodarki wodnej w dorzezu, opartego na dokładnych podstawach hydrologicznych („W. u. W.”, zeszyt 7/8 z 1938 r.).

Energetyka.

„W. u. W.” zeszyt 7/8 z 1938 r. omawia w artykule wstępnym pt. „Grossdeutsche Wasserwirtschaft” m.in. znaczenie sił wodnych Austrii dla gospodarstwa Niemiec. Mają one doniosłe znaczenie zarówno ze względu na ilość jak i jakość. Źródła tych sił są to w większości wypadków rzeki górskie o małych objętościach a dużych spadach, nadające się znakomicie dla pokrycia szczytów zapotrzebowania.

Na uwagę zasługuje następujące zestawienie porównawcze:

	Niemcy	Austria		
zasoby sił wodnych zainstalowano dla celów publicznych	31.8	25.0	miliardów kWh	
dla celów prywatnych (przemysłowych)	5.5	2.0	„	„
rezerva	5.5	1.2	„	„
	20.8	21.8	„	„

Rezerwy austriackie — jako dogodniejsze do inwestowania i eksploatacji — mają duże widoki na najbliższą przyszłość.

Melioracje.

Jak wynika ze sprawozdania „Reichsverband der Deutschen Wasserwirtschaft” za rok 1937, ogłoszonego w „D. W.” nr. 5 z 1938 r. w ramach planu inwestycyjnego na okres czterolecia 1937—1940 przeznaczono miliard marek na melioracje. Z tej sumy wydano już w 1937 roku 200 milionów marek.

Potrzeby melioracyjne Niemiec dadzą się ująć w następujących cyfrach: odwodnienie 4—5 milionów ha roli i 3—4 mil. ha łąk, ochrona przed powodzią 1 mil. ha gruntów, nawodnienie konieczne 3—4 mil. ha, nawodnienie fakultatywne (nie konieczne, ale rentowne) 3—4 mil. ha, zakultywowanie 2.5 mil. ha nieużytków (bagien i stepów), osuszenie — 100000 ha wybrzeży morskich.

O z n a c z e n i a :

„D. W.” — „Deutsche Wasserwirtschaft”.

„W. u. W.” — „Wasserkraft und Wasserwirtschaft”.

Przegląd czasopism polskich.

Para, jako środek przyspieszający tężenie wyrobów betonowych.

W Nr. 2 „Cementu” z 1938 r. zamieszczono ciekawy artykuł omawiający zastosowanie pary do wyrobów betonowych, jako środka przyspieszającego tężenie.

Wysoka temperatura w połączeniu z dużym nasyceniem wodą przyspiesza wiązanie i wzmacnia wytrzymałość wyrobów betonowych, tak iż po 24 godzinach otrzymują one tę samą moc, co po 28 dniach przy zwykłym polewaniu. Do przyspieszenia twardnienia można używać parę wylotową, którą wprowadza się do specjalnych komór, lub innych zamkniętych pomieszczeń.

Komory te wypełnia się stopniowo parą, przy czym nie powinna ona działać na wyroby bezpośrednio, ale raczej wypełniać pomieszczenie równomiernie. Wyroby winny być ustawione w komorach ściśle dla zaoszczędzenia miejsca, podniesienia wilgotności i zmniejszenia różnic temperatury.

Skurez wyrobów traktowanych parą wylotową wysokiego ciśnienia jest mniejszy, niż gdy wiązanie odbywa się w temperaturze normalnej.

Wyroby betonowe o grub. do 10 cm. przy tężeniu w parze są gotowe do użytku już po 24 godz., a o grub. do 30 cm — po 48 godz. po ich wykonaniu.

Parowanie nie nadaje się jednak do wszystkich rodzajów betonu i należy zawsze ustalić drogą prób odpowiedni stosunek mieszaniny.

Wyroby nie powinny być poddawane parowaniu w ciągu 5 godz. po ich wykonaniu, po czym w ciągu następnych 5 godz. podnosi się temperaturę stopniowo do 175° i tak utrzymuje przez 8 godz. Czas ostudzenia trwa również około 5 godz.

Nagrzewanie i studzenie musi więc być zawsze wolne i równomierne. W zimie surowce winny być uprzednio podgrzewane do 5—7°.

Czas na poszczególne etapy przyspieszania twardnienia wyrobów betonowych za pomocą pary musi być rozłożony, jak następuje:

- 1) na podniesienie temperatury do 100° po 20° na godz. — 4 do 5 godz.
- 2) na podniesienie temperatury od 100° do 175° po 20—25° na godz. — 3 do 4 godz.
- 3) na tężenie przy pełnym ciśnieniu 8 atmosfer — 8 godz.
- 4) na wypuszczanie pary i chłodzenie komory ze 175° do 100° po 20—25° na godz. — 3 do 4 godz.
- 5) na zupełne ochłodzenie wyrobów — 2 godz., czyli razem ca 21 — 22 godz.

Chlorowanie wody i ścieków kanałowych.

W Nr. 3 b.r. miesięcznika „Gaz, Woda i Technika Sanitarna” zamieszczono obszerny artykuł pod wyżej podanym tytułem.

Artykuł ten zasługuje na uwagę, gdyż ujmuje nie tylko teoretycznie, ale również praktycznie problem odkażania wody chlorem, sposób stosowany od dość niedawna w Europie, a posiadający u nas nieznaną jeszcze literaturę fachową.

Po teoretycznym uzasadnieniu konieczności odkażania wody i ścieków za pomocą chlorowania lub chlora-minowania, jako sposobów najtańszych i najłatwiejszych w obsłudze, a dziś prawie wyłącznie używanych, autor

podaje charakterystykę chloru i związków chlorowych, a następnie omawia aparaturę do chlorowania i jej stosowanie.

Chlor, znajduje się na rynku w postaci bądź czystej, bądź też związków chemicznych. Do odkażania wody stosuje się jeden lub drugi rodzaj.

Zasadnicza różnica właściwości czystego chloru i jego związków chemicznych zmusza do używania odmiennych rodzajów aparatur, służących do wprowadzenia chloru do wody.

Stosowane od niedawna do dezynfekcji wody t.z. chloraminy, tj. związki chemiczne chloru z grupą aminową NH₂, jak również i zalecane obecnie przechlorowanie, wymagają dalszego uzupełnienia urządzeń chlorujących.

Jeśli uwzględnimy prócz tego, trujące właściwości chloru i jego wielkie powinowactwo chemiczne względem innych pierwiastków (trudności przy wyborze odpowiedniego materiału, do budowy aparatury), to możemy dojść do wniosku, iż konstruowanie chloratorów nie jest zagadnieniem prostym.

Aparaty do chlorowania sprowadzane do niedawna z Niemiec i Anglii fabrykowane są obecnie w kraju i, jak wynika z omawianego artykułu, odpowiadają w zupełności stawianym im wymaganiom.

F. St. Or.

Wiadomości gospodarcze i prawne.

Prace samorządu przemysłowo-handlowego w zakresie C. O. P.

Na odbytym ostatnio Ogólnym Zebraniu Związku Izby Przemysłowo - Handlowych w Poznaniu, dyr. Jakubowski złożył sprawozdanie z prac Komisji Specjalnej do spraw C. O. P. powołanej na terenie Związku.

Komisja ta ustaliła ściśle zasady organizacji służby badawczo informacyjnej w zakresie C. O. P., którą Związek Izby podejmuje w najbliższym czasie. Praca ta iść będzie w dwóch kierunkach, mianowicie w Warszawie powołany będzie ośrodek centralny, a w terenie, oprócz placówek informacyjnych, uruchomianych w Rzeszowie i Sandomierzu przez Izby w Krakowie i Sosnowcu, specjalnie powołany pracownik Związku Izby będzie zbierał dane szeregowe z terenu całego C. O. P. i komunikował zgromadzone obserwacje i wiadomości centralnemu ośrodkowi informacyjno-badawczemu w Warszawie.

Komisja specjalna do spraw C. O. P., działająca w oparciu o izby i przy pomocy wspomnianego ośrodka centralnego, podejmuje prace nad szeregiem zagadnień ogólnych, związanych z budową C. O. P. Ustalony już program tych prac obejmuje przede wszystkim warunki kształtowania się prywatnego ruchu inwestycyjnego związane z budową dróg żelaznych, bitych, wodnych, elektryfikacją i gazyfikacją oraz innymi inwestycjami publicznymi, które mają wpływ na zagospodarowanie terenu. Ponadto Komisja zajmie się bliżej czynnikami, związanymi bezpośrednio z powstaniem i funkcjonowaniem przedsiębiorstw; wchodzi tu w grę sprawy gospodarki materiałem ludzkim, gospodarki terenowej, surowców, materiałów i maszyn potrzebnych do pracy nowopowstałych na terenie C. O. P. przedsiębiorstw, rynku zbytu ich wyrobów, organizacji kredytu inwestycyjnego i obrotowego, ulg podatkowych i gospodarki koncesyjnej.

O rozwój polskiego przemysłu okrętowego.

Na zebraniu, odbytym w Poznaniu, dnia 7 maja Związek Izby Przemysłowo-Handlowych rozważał sprawę warunków rozwoju rodzimego przemysłu okrętowego. Na podstawie referatu prezesa Izby Gdyńskiej p. Tora powzięto uchwałę, w której Związek Izby stwierdza, iż powstanie stoczni okrętowych w Gdyni i jak najściślejsze powiązanie ich pracy z produkcją przemysłu w głębi kraju należy uważać za zjawisko wysoce dodatnie dla ożywienia działalności przemysłowej. Związek Izby wyraża przekonanie, że przy współdziałaniu wszystkich czynników miarodajnych przemysł okrętowy w Polsce zajmie należne mu miejsce przy budowie wszelkich statków, jakich będzie potrzebowała Polska.

Związek Izby wyraził również głębokie zadowolenie ze stanowiska Ministerstwa Przemysłu i Handlu i „Żeglugi Polskiej”, które z tak wielką przychylnością odniosły się do inicjatywy Stoczni Gdyńskiej, zapewniając jej pierwsze zamówienia.

Dla powstania i zdrowego rozwoju rodzimego przemysłu okrętowego koniecznym jest, zdaniem Związku Izby, aby ten przemysł był oparty na zasadach odpowiedniej obsługi swego klienta, to jest przedsiębiorstw żeglugowych. W związku z tym należy dążyć do tego, aby okręty, budowane w kraju, odpowiadały pod względem ceny i jakości okrętom, budowanym za granicą.

Stoczniom rodzimym należy zapewnić możliwość otrzymywania materiałów do budowy statków na warunkach konkurencyjnych, przy czym przede wszystkim uwzględnić należy w zakresie dostaw przemysł krajowy.

Jest rzeczą pierwszorzędną wagi dostosowanie przemysłu krajowego do budownictwa okrętowego, co może odbywać się stopniowo i w miarę rozwoju tego budow-

ZESTAWIENIE DANYCH STATYSTYCZNYCH

co do przewozu towarów i ruchu żeglugowego na drodze wodnej Wisła—Odra w 1936 roku.

A. przewiezione towary na statkach — w tonach — przez:
B. splawione tratwy:

L. p.	Grupa	Rodzaj towarów według grup, przewidzianych w wykazie towarów do taryfy opłat żegl.	Brdyujście				Bydgoszcz				Lisiołon				Nakło—Zachód		W tranzycie przez Brdyujście, Bydgoszcz, Nakło-Zach., Lipicę i Drawsko	
			w kierunku		do		w kierunku		do		w kierunku		do		w kierunku		do	
			Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły	Odry	Wisły
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
1	I	Cukier	202	35.377	—	24.369		21.539										
2		Mąka	155	12.795	280	3.286		460		5	82							
3		Zboże	6674	101.765	3.207	91.068		57.860		280								
4		Mączka kartoflana		1.051		387												
5		Różne		5.472	4.018	660		5.472										
6	II	Soda	3546	611														
7		Garbniki, skóry sur, papier i wełna																
8		Olów																
9		Nafta i benzyna																
10		Sledzie				12		12										
11		Ziemiaki																
12		Słoma i siano nieprasowane																
13	III	Drzewo obrabione i tarte		9.781			50	70										
14		Drzewo okragłe																
15		Kopalniaki, słupy tel. i podkt. kolej.																
16		Chlorek																
17		Cegła	610	270	316			23			20							
18		Drzewo opałowe	135															
19		Różne																
20	IV	Faszyna		90														
21		Węgiel			377	88		130										
22		Torf			5	410		23										
23		Kamienie polne		450		23												
24		Pasza wszelkiego rodzaju		173														
25		Nawozy sztuczne																
26		Różne	744															
		Razem	12.066	167.835	8.215	125.775	50	85.566	—	662	102	10.837	29.191	36.063				
		A towary na statkach:	97.246,30	177,66	19.211,98	25.776,45	25,2	3.848,42	—	3.177,34	18.394,24	—	—	—				
		B tratwy w tonnach:	771.796	1.410	152.476	204.575	200	30.543	—	25.217	145.986	—	—	—				
		" " w m ³ :	109.312,30	168.012,60	27.426,98	151.551,45	75,2	89.414,42	—	3.839,34	18.496,24	10.837	29.191	36.063				
		O g ó ł e m ton:																

C. Ruch żeglugowy: Przejechało:

L. p.	Rodzaj towarów	Ruch żeglugowy				Przejechało					
		Statki	Przebiegi	Przebiegi	Przebiegi	Statki	Przebiegi	Przebiegi	Przebiegi		
1	Statki-berlinki załadowane	208	958	79	764	1	560	2	67	63	77
2	" " próżne	1.033	260	952	189	3	24	78	16	8	6
3	Holowniki	343	349	320	331	1	42	30	29	34	39
4	Parostatki osobowe, mieszane i osob. tow	65	59	17	5	—	—	—	1	66	67
	Ilość słuzowań	2.624	1.629	1.817	1.790	6	857	490	113	171	189

Ruch towarowy i żeglugowy na rz. Warcie według notowań stacji kontroli Międzychód.

L. p.	Grupa towarowa	Rodzaj towaru	Przewiezione towary (w tonnach)					
			od 1.I. do 31.X. 1935 r.		od 1.I. do 31.X. 1936 r.		od 1.I. do 31.X. 1937 r.	
			w dół	w górę	w dół	w górę	w dół	w górę
1	I	Cukier	—	—	—	—	—	—
2	..	Mąka	zbożowa 5.338	—	zbożowa 2.294	—	ziemniaczana 7000,0	—
3	..	Zboże	19.030	—	34.551	—	25538,00	—
4	II	Drzewo okrągłe (papierówka)	—	—	423	—	—	—
5	..	Kopalniaki (słupy telegr.)	—	—	—	—	4600,0	—
6	III	Pasza	—	—	11.907	—	—	—
7	..	Różne	—	131	groch 350	—	11003,39	—
Razem			24.368	131	49.525	—	48.141,39	—
Ruch żeglugowy przejechało:								
1	Statków próżnych		1	82	1	159	1	23
2	Statków załadowanych		80	1	164	—	21	—
3	Holowników bez pociągu		20	—	39	—	2	—
4	" z pociągiem		—	20	3	42	—	2

nictwa. Należałoby przystąpić niezwłocznie do dokładnego zbadania, jakie materiały i przedmioty, potrzebne przy budowie okrętów, mogą być wyrabiane w kraju i co należy przedsięwziąć, aby nasz przemysł mógł brać co raz większy udział w dostawach dla stoczni.

Obroty portu w Szczecinie na tle tranzytu pomiędzy Prusami Wschodnimi a resztą Niemiec.

Rok 1936 dla portu w Szczecinie był rokiem rekordowym, tak pod względem ruchu okrętowego, jak i towarowego, o czym świadczy poniższa tabela, zaczerpnięta ze sprawozdania naszego konsulatu w tym mieście.

Rok	Ruch okrętowy	Ruch towarowy
1913	12.126 statków	6.246.000 ton
1933	8.601 ..	4.463.000 ..
1934	9.929 ..	5.725.000 ..
1935	10.098 ..	6.071.000 ..
1936	13.388 ..	8.248.000 ..

W r. 1936 Szczecin pod względem obrotów towarowych zajął miejsce lepsze od Gdyni (7.736 tys. ton) i Gdańska (5.620 tys. ton), którym przed tym ustępował.

Zjawisko wzrostu ruchu statków i powiększania się ilości przewozów przez Szczecin tłumaczy następujące dane. W roku 1936 na ogólną ilość 13.388 statków przybywających lub odpływających ze Szczecina — 55% utrzymywało komunikację z portami niemieckimi, 26% — z portami skandynawskimi, a reszta (19%) — z portami innych krajów. Był to więc głównie ruch między portami własnego kraju, a cała zwyżka obrotów pochodziła prawie wyłącznie z wzrastającej komunikacji między

Szczecinem a portami Prus Wschodnich, Elblągiem, Piławą i Królewcem.

Ten wzrost obrotów portu szczecińskiego z Prusami Wschodnimi jest dowodem zmian, jakie zaszły w tranzytach towarowych i pasażerskich niemieckich przez Polskę.

W 1935 r. tranzyt kolejowy przez Polskę stanowił ok. 10% ogółu przewozów P. K. P. i dał do 100 milionów zł wpływu, w r. 1936 spadł on do 7%, a należności dla P. K. P. oprócz zmniejszenia się, uległy zwłocze w przelewie. Zmusiło to koleje polskie do ograniczenia ruchu tranzytowego przez nasze terytorium do minimum, przewidzianego umową paryską. W wyniku pertraktacji ustalono kwotę przelewu w dewizach zaledwie na 8 mio. R. M. rocznie, reszta zaś należności za tranzyt ma być wyrównywana w dostawach towarowych.

Rząd Niemiec, który dąży do jeszcze większego zmniejszenia ilości wypłat dewizowych Polsce za przewozy P. K. P., prowadzi planową akcję w kierunku omijania tranzytów i przewozów pasażerskich drogą kolejową przez Polskę.

Obecnie stale wzrasta ilość tranzytów drogami wodnymi śródlądowymi, jako tańszymi od kolejowych, a mianowicie Odrą, Wartą, Notecią, Kanałem Bydgoskim i Wisłą. Wzrost ten ilustruje załączona tabelka.

	R. 1934	R. 1935	R. 1936
z Niemiec do Prus Wsch.	1.894 ton	7.689 ton	28.200 ton
z Prus Wsch. do Niemiec	4.551 ton	8.564 ton	14.100 ton
razem	6.445 ton	16.253 ton	42.300 ton

Wreszcie ruch towarów przeważnie drobnicowych, pomiędzy Prusami Wsch. a Rzeszą jest kierowany czę-

ściowo drogami kołowymi Pomorza, na których Niemcy mają, umowę paryską, zapewnioną wolność tranzytu. Wysuwany jest też projekt budowy autostrady — wymagający zresztą zgody rządu polskiego, — któraby połączyła Prusy Wschodnie z resztą Rzeszy.

Nie ograniczając się do zmniejszenia tranzytów towarowych, Niemcy pragną też odciążyć ruch pasażerski od Polski, a niedawno utworzona linia okrętowa „Seedienst - Ostpreussen”, kursująca na trasie Kilonia—Świnoujście — Zoppoty — Pilawa — Kłajpeda w 1936 r. przewiozła 315 tys. osób, 1500 samochodów i sporą ilość przesyłek pocztowych. W portach Szczecińskim i Królewieckim usprawniono urządzenia przeładunkowe oraz składowe.

Inaczej przedstawiają się obroty towarowe Szczecina z zapleczem polskim, które wykazują spadek. I tak: w roku wywieziono do Polski przywieziono z Polski

1928	69.914 ton	285.575 ton
1930	24.853 „	358.836 „
1932	6.905 „	96.780 „
1933	6.072 „	127.507 „
1934	7.425 „	56.858 „
1935	6.610 „	35.639 „

Odróżnić tu trzeba przewozy kolejowe, od przewozów drogą wodną, a cyfry dotyczące jednych i drugich w latach 1933 i 1935 są następujące:

	Rok 1933			Rok 1935		
	koleją	wodą	razem	koleją	wodą	razem
Wywóz do Szczecina z Polski w tonach	60.685	66.822	127.507	13.401	22.238	35.639
Przywóz do Polski ze Szczecina w tonach	4.072	2.000	6.072	6.479	131	6.610

Wśród artykułów przywożonych z Polski przeważało zboże i mąka, importowaliśmy zaś przez Szczecin głównie makulaturę dla papieru w Mikołowie na Śląsku. Przewozy tych artykułów przez Szczecin i terytorium Niemiec kosztowały nas w roku 1935 około 860 tys. zł w dewizach obcych.

Konsulat Polski w Szczecinie — w swym raporcie — wyraża słuszne przypuszczenie, iż transporty, które pójdą w przyszłości przez budowany obecnie kanał Warta — Gopło odciągną ostatecznie od Szczecina ładunki towarów polskich.

„Inżynier Kolejowy” nr 3/163 z 1938 r.

F. St. Or.

Przetargi.

W dniu 28 marca b. r. odbył się przetarg na roboty ziemne, umocnienie skarp, ścianki bulwarowe (obrzeża portowe), przepusty i roboty pomocnicze przy budowie kanału Warta—Gopło, przy czym poszczególne firmy zaoferowały następujące ceny:

Nekrologia.

Śp. Inż. Fryderyk Blum em. Dyrektor Robót Publ. we Lwowie zmarł d. 20 czerwca 1938 r.

Urodzony w r. 1868 w wojew. stanisławowskim, po ukończeniu wydziału inżynierii lwowskiej Politechniki

1. Ackermans i an Haaven — Warszawa 4.580.485,— zł
2. K. Rudzki i Ska S. A. — Warszawa 4.593.700,— zł
3. Polskie Tow. Asfaltowe + Przedst. Robót Inżyn. „Drogomost” 5.203.825,— zł
4. „Rozbudowa” S. A. — Warszawa. 5.715.062,— zł
5. Karbowski i Kurowski + „Oltarzew” 5.759.937,— zł
6. Oppman i Kozłowski + Stronczyński i Czarnota-Bojarski + Leszek Muszyński — Warszawa 5.762.357,— zł

W dniu 23 maja 1938 r. następujące firmy stanęły do przetargu, na budowę śluz na kanale Gopło—Warta:

I. Śluza w Morzysławiu.

1. Przeds. Bud. - Inż. Stanisław Trawczyński - Poznań 398.870,— zł
2. Przeds. Robót Inż. — inż. L. Muszyński — Warszawa 408.531,— zł
3. K. Rudzki i S-ka S. A. — Warszawa 414.967,65 zł
4. Oppman i Kozłowski + Czarnota-Bojarski — Warszawa 415.488,— zł
5. Spółdzielnia „Grupa Techniczna” — Warszawa 478.765,40 zł
6. Biuro Inżynierskie Ksawery Goryanowicz — Katowice 509.630,— zł

II. Śluza w Pątnowie.

1. Oppman i Kozłowski + Czarnota-Bojarski — Warszawa 366.942,— zł
2. K. Rudzki i S-ka S. A. — Warszawa 369.598,29 zł
3. Przeds. Bud. - Inżynier Stanisław Trawczyński — Poznań 371.970,— zł
4. Przeds. Robót Inż. — inż. L. Muszyński — Warszawa 386.389,— zł
5. Tow. Budowlane „Rika” — Bydgoszcz 399.558,— zł
6. Spółdzielnia „Grupa Techniczna” — Warszawa. 416.043,60 zł
7. Biuro Inżynierskie Ksawery Goryanowicz — Katowice 492.000,— zł

Zestawienie cen ofertowych z przetargu na budowę zapory i części budowlanej zakładu wodno-elektrycznego w Czechowie na Dunajcu. Przetarg odbył się dnia 30 maja 1938 r.

1. Przeds. Robót Inż. — inż. L. Muszyński — Warszawa 5.876.294,53 zł
2. Tow. Przem. Metal. K. Rudzki i S-ka — Warszawa 6.862.143,77 zł
3. Oppman i Kozłowski + Stronczyński, Czarnota - Bojarski 6.900.053,15 zł
4. „Budowa Nowoczesnych Dróg” — Warszawa 7.043.112,89 zł
5. J. Karbowski i J. Kurowski i S-ka — Warszawa 9.325.033,10 zł

Poza tym F-ma Svenska Entreprenad „Sentab” złożyła ofertę, nie obejmującą budowy kolonii mieszkalnej, urządzeń wodociągowych etc., na sumę 8.950.000 zł, proponując jednocześnie pewne zmiany projektu.

wstąpił śp. inż. Blum do państwowej służby budownictwa wodnego Małopolski, pracując w departamencie wodnym Namiestnictwa i przy regulacji Wisły w okręgu tarnobrzesckim. W r. 1896 został powołany do Wiednia do służby w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych, jako

referent Wisły, Dniestru i Prutu, w r. 1908 przechodzi do Ministerstwa Robót Publicznych jako zastępca Szefa Departamentu budownictwa wodnego krajów karpackich (Galicii i Bukowiny), a w r. 1912, obejmuje we Lwowie stanowisko szefa państwowej służby budowniczej w ówczesnym Namiestnictwie, po przejściu w stan spoczynku śp. inż. Romana Ingardena.

Śp. inż. Blum brał udział w komisjach międzynaro-

dowych Wisły i Prutu i posiadał liczne odznaczenia zagraniczne. W r. 1919/20 dokonał bardzo trudnego zadania przeorganizowania dawnej służby technicznej w Małopolsce. Brał czynny udział w pracy społecznej i był wysoko ceniony dla wielkiej wiedzy, zalet serca i umysłu, jako doskonały inżynier i administrator.

Posiadał Krzyż oficerski orderu „Polonia Restituta”,
Cześć Jego Pamięci!

K r o n i k a.

Z działalności Koła Wodno-Melioracyjnego przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie.

W dniu 3 marca 1937 r. odbyło się zebranie, wybranego w dniu 19. II. 1937 r., Zarządu Koła, na którym zostały oznaczone funkcje poszczególnych członków Zarządu. Prezes — inż. J. Domaniewski, wiceprezesi — inż. E. Romański i inż. L. Gumiński, sekretarz inż. A. Szczawiński, skarbnik inż. J. Łaszewski. Następnie zostały utworzone 3 komisje w skład których weszli: 1) Komisja odczytowa — inż. Z. Tyszka i inż. K. Puczyński; 2) Komisja wycieczkowa — inż. K. Puczyński i inż. J. Łaszewski; 3) Komisja programowa — inż. inż. Gumiński, Sienkowski, Szware i Łaszewski.

W dniu 24 marca 1937 r. odbyło się zebranie odczytowe Koła, na którym inż. W. Kozłowski wygłosił referat na temat projektów ustaw opracowanych przez Naczelną Organizację Inżynierów R. P. w sprawie organizacji inżynierów.

W referacie swym inż. Kozłowski przedstawił projekt ustawy o samorządzie inżynierów przy podziale całego świata technicznego na 4 grupy, a mianowicie: 1) inżynierowie, 2) technicy, 3) majstrzy, 4) robotnicy, następnie projekt ustawy o izbach upoważnionych inżynierów, których miałyby być 5 i mogłyby one nadawać uprawnienia wykonywania samodzielnie zawodu inżynierskiego.

Z kolei referent omówił projekty ustaw o wykonywaniu samodzielnej wolnej praktyki zawodowej przez inżynierów i o samorządzie świata technicznego.

W dniu 9 kwietnia 1937 r. odbyło się zebranie Koła, na którym inż. J. Łaszewski przedstawił projekt instrukcji w sprawie stosowania § 29 Rozporządzenia Ministra Skarbu z dnia 12 lipca 1936 r., wydanego w porozumieniu z Ministrami Rolnictwa i Reform Rolnych oraz Spraw Wewnętrznych w sprawie wykonania ustawy o klasyfikacji gruntów dla podatku gruntowego.

W dniu 30 kwietnia 1937 r. odbyło się zebranie odczytowe Koła, na którym inż. W. Kollis wygłosił referat pod tytułem „Zagadnienie powiększenia zaplecza naszych morskich portów”. W referacie powyższym zostały poruszone zagadnienia posiadające duże znaczenie rozwojowo-gospodarcze, nie tylko o charakterze regionalnym (województwa poznańskie i łódzkie), lecz i ogólnopolskim.

Referatem zostały objęte zagadnienia Warty, kanału Gopło — Warta oraz kanału Bydgoszcz — Gdynia w związku z uniezależnieniem naszych dróg wodnych od obszaru Wolnego Miasta Gdańska.

Pierwszy etap wykonania kanałów ma objąć budowę odcinka Gopło — Warta, którego kosztorys wynosi około 6 milionów złotych. Następnym etapem ma być przebudowa istniejącego połączenia Gopło — Bydgoszcz.

Celem tych obu etapów jest przyłączenie do dorzecza

Wisły całego obszaru dorzecza Warty, który obecnie prawie całkowicie od Wisły jest odcięty.

Jako dalszy etap budowy kanałów, powiększających zaplecze naszych portów, prelegent omówił sprawę budowy kanału Bydgoszcz — Gdynia, przy czym koszt tego kanału obliczony jest na 120 milionów złotych. Budowa tego ostatniego kanału poza znaczeniem gospodarczym ma także duże znaczenie polityczne.

Po referacie zebrani postanowili zwrócić się do Zarządu Koła o opracowanie memoriału w sprawie zwiększenia robót regulacyjnych na Wiśle oraz wyzyskania jej jako drogi wodnej, celem złożenia go w Ministerstwie Komunikacji.

W dniu 4 lutego 1938 r. odbyło się zebranie Koła, na którym inż. L. Staniewicz wygłosił referat pod tytułem „Znaczenie doświadczeń gleboznawczych dla prac wodno-melioracyjnych”, przedstawiając metody badań gleboznawczych i potrzebę rozwoju gleboznawstwa melioracyjnego oraz konieczność opracowania map gleboznawczo - melioracyjnych, omawiając doświadczenia gleboznawcze w Polsce i za granicą, ujmując wreszcie postulaty w formie następującej.

Wziąwszy pod uwagę, że nauka gleboznawstwa winna być uważana za podstawę nauki melioracji rolnych:

1) należy dążyć do umożliwienia jak największego rozwoju nauki gleboznawstwa, a w szczególności gleboznawstwa melioracyjnego, umożliwiając powstanie tego działu wiedzy w Polsce,

2) dbać o jak najszerze uwzględnianie nauki gleboznawstwa przy studiach melioracyjno-rolniczych wszystkich stopni,

3) uznać za pożądane powstanie centralnego laboratorium (względnie Instytutu) Gleboznawczo - melioracyjnego, które prowadziłoby pracę badawczą w dziedzinie gleboznawstwa melioracyjnego w szerokim zakresie o programie następującym:

a) praca naukowo badawcza, mająca na celu opracowanie metod polowych i laboratoryjnych badań gleby,

b) opracowanie konkretnych zagadnień glebowo-melioracyjnych,

c) opieka nad doświadczalnictwem glebowo-melioracyjno - rolniczym,

d) utrzymywanie kontaktu z obiektami zmeliorowanymi, badając wpływ melioracji na glebę,

e) zajmowanie się opracowaniem wyników doświadczeń glebowo-melioracyjno-rolniczych i uwzględnianiem tych wyników przy sporządzaniu projektów melioracyjnych,

f) tworzenie zbioru eksponatów, dotyczących zagadnień glebowo-melioracyjnych jak monolity itp.,

4) uznać, że takie centralne laboratorium gleboznawczo-melioracyjne winno powstać w Warszawie, najwłaściwiej przy Politechnice Warszawskiej ze względu na istniejące Zakłady Melioracji Rolnych i jedynego w Warszawie Zakładu Gleboznawstwa oraz na umożli-

wiony kontakt z innymi placówkami naukowo-badawczymi Politechniki jak np. Instytutem drogowym badawczym, laboratorium wodnym, pracownią botaniczną, pracownikami chemicznymi itd. oraz ze względu na możliwość korzystania z bibliotek zarówno Centralnych jak Politechniki, Uniwersytetu, S.G.G.W., Publicznej i z bibliotek Zakładowych.

Następnie inż. J. Domaniewski omówił nowy projekt ustawy o izbach inżynierskich.

W dniu 18 lutego 1938 r. odbyło się zebranie Koła, na którym inż. T. Tillinger wygłosił referat pod tytułem „Drogi wodne w Centralnym Okręgu Przemysłowym” omawiając początkowo znaczenie ekonomiczne dróg wodnych w ogóle, sumy dopłacane do transportów kolejowych i przechodząc do znaczenia dostawy surowców drogami wodnymi dla C.O.P. bez których rozwój zakładów przemysłowych napotykać będzie na duże trudności.

Na terenie Centralnego Okręgu Przemysłowego drogi wodne o znaczeniu komunikacyjnym można wyzyskać przez częściową kanalizację Wisły w górnej części, a pozostawienie jej poniżej ujścia Dunajca jako rzeki swobodnie płynącej, przy czym możnaby zbudować sztuczny kanał na południe od Wisły w stronę Sanu po linii rozbudowujących się zakładów przemysłowych, uzyskując skrócenie drogi wodnej o około 120 km (ok. 25%). Od Sanu znów możliwe byłoby w przyszłości uzyskanie połączenia na Styr i Bug.

Wszystkie te projekty muszą się oczywiście wiązać z jednoczesną regulacją środkowej i dolnej Wisły. Dla uwypuklenia swego odczytu prelegent przedstawił szereg wykresów wykazujących silne zmniejszenie kosztów transportów sztuczną drogą wodną typu 600-tonowego w stosunku do większych kosztów transportu na rzekach tylko regulowanych, pozwalających na ruch barek o znacznie mniejszym tonażu.

W dniu 4 marca 1938 r. odbyło się zebranie Koła, na którym inż. K. Stocki wygłosił referat na temat organizacji prac melioracyjnych w Polsce, poruszając zagadnienia rentowności melioracji większej i mniejszej własności, zadania Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych, konieczność uporządkowania i znaczenia roli spółek wodnych, niedomagania w dziedzinie konserwacji robót wodno-melioracyjnych już wykonanych, potrzebę zwrócenia większej uwagi na drenażowanie gruntów i w ogóle na akcję domeliorowania i zagospodarowania i wreszcie sprawę udziału firm prywatnych w wykonywaniu robót.

W ożywionej dyskusji, która rozwinęła się po referacie zabrał głos inż. E. Kluźniak — Naczelnik Wydziału Techniczno-Melioracyjnego Minist. Roln. i R. R. przedstawiając stan realizacji problemów poruszonych przez referenta w pracach prowadzonych przez Ministerstwo Rol. i Ref. Rolnych, a następnie omawiając szeroko znaczenie ekonomiczne prac wodno-melioracyjnych, będących jakby częścią programu prac nad przebudową ustroju rolnego i podniesieniem rolnictwa, wpływ ich na rozwiązanie problemu bezrobocia i intensyfikację gospodarki narodowej przez umożliwienie prowadzenia racjonalnej uprawy i gospodarki rolnej lub łąkowej na milionach hektarów obecnie zabagnionych nieużytków. Następnie zabierali głos inż. inż. Downarowicz, Łaszewski, Sienkowski, Turczynowicz, Holiński i inni.

W dniu 18 marca 1938 r. odbyło się roczne zebranie sprawozdawczo-budżetowe Koła.

Zebranie zajął Prezes Koła omawiając stan aktualny projektów ustaw i rozporządzeń w sprawach za-

wodowo-inżynierskich, a następnie składając wraz z sekretarzem Koła sprawozdanie z działalności Koła za rok 1937.

W sprawozdaniu zostały podane prace komisji referatowej, komisji opiniodawczej i do spraw ogólnych i wreszcie sprawozdanie z działalności redakcji Przeglądu Melioracyjnego, która wydała 6 numerów czasopisma.

Po sprawozdaniu z prac Koła zostało złożone sprawozdanie finansowe, a następnie przeprowadzono wybory do władz Koła.

Prezesem został wybrany inż. E. Kluźniak, Sekretarzem inż. A. Szczawiński, Skarbnikiem — inż. K. Kowalewski; na członków zarządu wybrani zostali inż. inż. E. Romański, L. Gumiński, S. Sienkowski, K. Myslakowski i K. Puczyński.

Do Komisji Rewizyjnej wybrano inż. inż. Smoleńskiego, Sikorskiego i Szwarca.

Do Rady Naukowo-Technicznej — prof. Turczynowicza i prof. Skotnickiego, a do Rady Delegatów inż. Sienkowskiego i Gumińskiego.

W dniu 1 kwietnia 1938 r. odbyło się posiedzenie Koła, na którym inż. W. Kollis wygłosił referat pod tytułem: „Wpływ zbiornika w Porąbce na żeglowność Wisły na podstawie dokonanych doświadczeń”. Referent omówił w swym referacie metody i sposób przeprowadzenia obserwacji na Wiśle, dzięki którym otrzymano zakres wpływu działania zbiornika w Porąbce na uzyskanie na Wiśle odpowiednich stanów i możliwość wykorzystania dla żeglugi przepływu fali wielkiej wody¹⁾.

W dyskusji wzięli udział inż. inż. Zakaszewski, Rodowicz, Tillinger i inni.

W dniu 13 kwietnia 1938 r. inż. P. Szawernowski wygłosił na zebraniu Koła referat pod tytułem: „Roboty pogłębiarskie w gruntach ciężkich i skalistych”. W referacie tym, który opierał się w dużym stopniu na pracach przeprowadzonych przy rozbudowie portu w Marsylii, omówił referent bardziej szczegółowo klasyfikację gruntów, urządzenia maszyn pogłębiarskich i sposób rozdrobnienia materiałów, ilustrując jednocześnie swój referat przezręczami z robót.

W dniu 27 maja 1938 r. odbyło się zebranie Koła, na którym inż. St. Sienkowski wygłosił referat na temat „Zaopatrzenia w wodę osiedli powstających w związku z przebudową ustroju rolnego”.

Przy scaleniu buduje się studnie dla nowych gospodarstw wtedy, gdy głębokość ich sięga ponad 10 m i udziela się na ich budowę pożyczkę do wysokości 500 zł łącznie z przeniesieniem budynków.

Przy parcelacji rządowej buduje się studnie dla nowych gospodarstw, doliczając koszt wybudowania ich do ceny kupna parceli. Koszty ekspertyzy i nadzoru ponosi Skarb, robociznę i materiały opłacają zainteresowani. Następnie referent omówił usytuowanie i głębokości studzien kopanych i wierconych (od 13 do 95 metrów), sposoby poszukiwania miejsca dla studzien, grupowanie zabudowań w wypadku konieczności głębszego ich budowania, wreszcie typy studzien, wyciągów i wylewów oraz sposób ochrony ich przed zanieczyszczeniem.

Na zebraniu Koła w dniu 10 czerwca 1938 r. inż. E. Kluźniak złożył bardzo ciekawe sprawozdanie z wycieczki do Czechosłowacji odbytej w ostatnim miesiącu.

¹⁾ Patrz: Inż. W. Kollis, Wpływ zbiornika w Porąbce na żeglowność Wisły według wykonanych doświadczeń. „Gospodarka Wodna” nr 1, 1938 r.

w której prócz prelegenta brał udział prof. inż. J. Szowhenow.

Podczas wycieczki zwiedzono wystawę melioracyjną w Pradze, która jest 3-cią z rzędu wystaw melioracyjnych urządzanych w Czechosłowacji; wystawa została zorganizowana bardzo starannie i przejrzysto, dając syntezę wszystkich dziedzin, a jednocześnie wszelkie szczegóły.

Poza wystawą wycieczka objęła zapoznanie się z akcją melioracyjną pod względem jej rozmiaru i organizacji i pod względem technicznym.

Jak wynika z referatu poziom i rozwój wodno-melioracyjnych prac jest wyższy w Czechosłowacji niż u nas, jednak różni się w poszczególnych ziemiach; i tak w ziemi morawskiej i czeskiej prace te są na wyższym poziomie, na słowackiej zaś i podkarpacko-ruskiej na dużo niższym.

Pod względem organizacyjnym podobnie jest jak u nas: w Ministerstwie Rolnictwa istnieje Departament Melioracyjny składający się z 4 wydziałów, z tego dwa dla regulacji rzek, 3-ci dla melioracji szczegółowych, 4-ty ogólny. W 2-giej instancji (Urzędzie Ziemskim) istnieją 2 Wydziały wodno-melioracyjne po 3 Oddziały każdy, obejmujące sprawy regulacji rzek, budowy wałów, regulacji górskich potoków, wodociągów i kanalizacji osiedli wiejskich, melioracji szczegółowych, odwodnienia, nawodnienia, deszczowań, glinowań i kultywacji gleb i sprawy ogólne.

Wszystkie większe roboty wykonawcze oddaje się przedsiębiorcom, za wyjątkiem regulacji górskich potoków i drobnych robót, których nie kalkuluje się oddawać przedsiębiorcom. Opracowanie projektów też oddaje się przedsiębiorcom według odpowiedniej taryfy, a państwo sprawia tylko nadzór nad robotami. Zatwierdzanie projektów do pewnej wysokości kosztorysu załatwia urząd (np. regulacja rzek do 150 tys. k. ć.), wyższe zatwierdza Ministerstwo.

Pod względem organizacji prawnej, roboty są prowadzone przez spółki wodne, które otrzymują kredyty na roboty i prowadzą je pod nadzorem państwa. Spółki są zorganizowane w związki spółek, które są bardzo silne i wywierają nawet wpływ na politykę kredytowania robót. Związki takie istnieją: dwa w Pradze (czeski i niemiecki), w Brnie, w Bratisławie, Užhorodzie, Opawie itd.

Dla finansowania robót utworzono Państwowy Fundusz Melioracyjny dotowany corocznie ze Skarbu Państwa.

Koszt robót jest rozłożony procentowo na państwo, samorząd i zainteresowanych, przy czym większe roboty obciążają raczej państwo, a mniejsze zainteresowanych; i tak koszty regulacji rzek, prowadzących runowisko pokrywa państwo w 75%, samorząd w 25%, a zainteresowani tylko w 10%, dla melioracji zaś szczegółowych i wodociągów stosunek częściowo odwraca się tak, że państwo pokrywa tylko 35%, samorząd 10—15%, a zainteresowani 50—55%.

Ponieważ, jak wynika z powyższego państwo pokrywa średnio około 50% kosztu robót, a zainteresowani tylko do 50% poziom techniczny robót jest wysoki, bo właściciel meliorowanych gruntów wie, że będzie płacił tylko połowę kosztu robót, a będzie korzystał z całości ich wartości technicznej. Obiekty wykonuje się betonowe lub żelbetowe, rowy kopie się głębokie na wody 20 letnie umocnione płytkami, to też koszt melioracji dochodzi do 1200 zł/ha. Nawodnień dla gospodarki łąkowej wykonuje się mało.

Do prac naukowych i doświadczalnych został powołany przy Ministerstwie Rolnictwa Urząd Hydrologiczny i analogiczne Urzędy Hydrologiczne przy Urzędach Ziemskich. Urzędy te prowadzą szczegółowe doświadczenia laboratoryjne i terenowe, zajmują się badaniem zlewni, wód wglębnych, opracowują kosztorysy sił wodnych i plany wszystkich rzek i wreszcie przeprowadzają inwentaryzację wszystkich wód.

Do zmeliorowania Czechosłowacja ma około 2 mio. ha, a zmeliorowano już około 370 tys. ha.

Od 1919 r. wydatkowano na roboty wodno-melioracyjne około 500 mio zł (2—4 miliarda k. ć.), a na wodociągowych i kanalizacyjnych 170 mio zł.

Kredyty roczne ogólne i na poszczególne działy są utrzymywane stale prawie na tej samej wysokości, pozwalając na równomierne prowadzenie robót, bez przerw i w sposób b. planowy.

Inż. Andrzej Szczawiński.

IV Polski Kongres Drogowy.

W dniach 3, 4 i 5 stycznia b. r. odbywał się w Politechnice Warszawskiej IV Polski Kongres Drogowy. Jego obrady wywołały wielkie zainteresowanie w społeczeństwie, czego dowodem liczne artykuły w prasie codziennej. Przypuszczam, że nie mniejsze zainteresowanie wynikami obrad kongresu powinno się ujawnić również wśród inżynierów wodnych, których od nas drogowców nie nie rozdziela, jeżeli idzie o wzajemne konkutowanie w służbie dla kraju tworzonych przez nas obiektów. Raczej łączą nas wspólne niedole, a mianowicie stale zaniedbywanie pod względem finansowania tych ważnych działów gospodarstwa narodowego, nad których budową pracujemy, jak dotąd, niestety, bez poważniejszych wyników przynajmniej w stosunku do olbrzymich potrzeb naszego kraju.

Kongresy świata technicznego zwłaszcza, związane go z gospodarką drogową i wodną nie pierwszy jest raz protestują przeciwko tym metodom polityki finansowej, które prowadzą Polskę do straszliwego zacofania pod względem komunikacyjnym w stosunku do krajów ościennych i powodują zglubne skutki dla obronności i rozwoju gospodarczego naszego kraju.

Ostatni Kongres drogowy poszedł tą samą drogą i z całą otwartością wypowiedział swe zdanie o tym, w jak fatalnym położeniu znajduje się nasza gospodarka tak na drogach państwowych, jak i samorządowych. Ten dział jest szczegółowo omówiony we wnioskach zgłoszonych przez sekcję II Kongresu, zajmującą się zagadnieniami techniczno - programowymi.

Stan naszej sieci drogowej w świetle tych wniosków okazuje się rzeczywiście nad wyraz niepomysłny, choć bowiem mamy poważny dorobek z czasów niepodległości w postaci wybudowanych 19.400 km nowych dróg, 2.500 km nawierzchni ulepszonych i około 180.000 m. b. nowych mostów drewnianych i stalowych, to jednak w porównaniu z tym, co powinno się zrobić w dziedzinie drogowej, aby choć częściowo wyrównać różnice, dzielące nas pod tym względem od krajów zachodnio-europejskich, są to ilości niedostateczne. Gęstość sieci drogowej w stosunku do powierzchni kraju zwiększa się zbyt wolno, w stosunku zaś do zaludnienia pozostaje prawie stale na niezmiennym poziomie, co świadczy, że tempo budowy nowych dróg zaledwie nadąża za przyrostem ludności. Nie lepiej przedstawiają się prace nad ulepszeniem nawierzchni dróg, tego niezbędnego środka dla

ich przystosowania do ruchu mechanicznego. Postęp robót jest tu tak powolny, że opracowany przez Ministerstwo Komunikacji w 1934 r. sześciolletni program robót może być zrealizowany w tym zakresie (wraz z niezbędnymi już dziś uzupełnieniami) dopiero po 25 latach.

Nade wszystko groźnie przedstawia się jednak stan dróg tłuczniowych, które z braku środków nie tylko nie są ulepszone, ale nawet konserwowane dotychczasowymi metodami, czyli przez okresowe pogrubianie warstwy tłucznia i stałe naprawy drobne. Rozpoczyna się już w Polsce proces powolnego lecz stałego zanikania dróg tłuczniowych, które zamieniają się z powrotem na gruntowe wskutek zużycia nawierzchni. Około 22% dróg bitych samorządowych bez dolnego podkładu z kamienia łamanego ma już grubość nawierzchni od 0 do 7 cm, dalsze 20% mają nawierzchnię o grubości od 7 do 10 cm, razem czyni to przeszło 11.000 km dróg bitych, które bądź już stoją u kresu swej służby i lada chwila ją zakończą (grubość do 7 cm), bądź też załamują się przy dalszym choćby krótkim okresie zaniedbań konserwacyjnych. Nie lepiej, trzeba dodać, przedstawia się grubość nawierzchni na drogach państwowych.

Kongres, stwierdziwszy ten stan i grożące wskutek tego konsekwencje dla obrony kraju i życia gospodarczego, zwrócił się w uchwalonej rezolucji z apelem do czynników decydujących i całego społeczeństwa o ratunek dla polskiej sieci drogowej.

Kongres opracował szczegółowy program wszystkich robót drogowych na okres lat 30, którego konsekwentna realizacja pozwoliłaby z jednej strony usunąć wszystkie braki w istniejącej sieci drogowej, z drugiej zaś rozbudować ją w sposób, odpowiadający potrzebom kraju.

Program Kongresu przewiduje podwojenie w ciągu 30 lat gęstości naszych dróg z twardą nawierzchnią przez budowę 64.000 km dróg nowych, ulepszenie nawierzchni na około 40.000 km dróg istniejących, budowę około 175.000 mb. nowych mostów stałych i drewnianych oraz budowę od 4.000 do 6.000 km specjalnych dróg samochodowych (autostrad).

Zważywszy, że realizacja programu jest rozłożona na długi okres czasu, oraz że po jego realizacji Polska znalazłaby się pod względem drogowym na poziomie nawet niższym jeszcze niż dzisiejsze Niemcy, jeżeli idzie o drogi zwyczajne, a na poziomie Niemiec za lat 5, jeżeli idzie o drogi samochodowe, program ten trzeba uważać za zupełnie nieprzesadny, a nawet przeciwnie do minimalny.

Według obliczeń realizacja programu wymagałaby rocznych wydatków ze skarbu państwa około 180 milionów zł, a z funduszy samorządowych około 160 milionów zł, co czyni razem 340 mio zł, nie licząc świadczeń w naturze. W porównaniu z dzisiejszymi wydatkami drogowymi państwa i samorządów, które wabają się około kwoty 130 mio zł rocznie, jest to suma bardzo znaczna, jednak mimo to powinna być osiągnięta, jeżeli mamy czynić rzeczywiste postępy w dziedzinie drogowej.

Ustaliwszy program robót i wysokość środków potrzebnych na jego realizację, Kongres zajął się sprawą finansowania robót drogowych, wysuwając w tej dziedzinie dwa zasadnicze postulaty o charakterze doraźnym. Pierwszy to żądanie, aby Skarb Państwa pokrywał ze swych dochodów budżetowych wszystkie wydatki na utrzymanie istniejącej sieci dróg państwowych i ich modernizację oraz wydatki na subwencje dla samorządów na cele drogowe, a w budżetach inwestycyjnych przeznaczał jak największe kwoty na inwestycje drogo-

we, jako podstawowe i pierwszej potrzeby. W drugim postulatcie Kongres domagał się, aby władze nadzorcze nie ograniczały wysokości opłat drogowych uchwalanych i pobieranych przez powiatowe związki samorządowe w ramach ich uprawnień ustawowych. Uchwała tego rodzaju była konieczna z tych względów, że władze nadzorcze obniżają ustanawiane przez związki samorządowe opłaty drogowe, choć nie przekraczają one norm ustawowych i choć opłaty te są najpopularniejsze z podatków wśród ludności, rozumiejącej znaczenie dobrych dróg.

Rozumiejąc, że te dwa zasadnicze postulaty i inne mniej ważne jednocześnie wysunięte, nie pozwolą ostatecznie rozwiązać sprawy finansowania wielkich robót drogowych, Kongres postanowił powołać komisję z udziałem ekonomistów, znawców skarbowości, przedstawicieli życia gospodarczego i samorządów, która ma ustalić ostateczne wytyczne w sprawie koniecznych reform w finansowaniu gospodarki drogowej. Komisji tej przekazano liczne wnioski zgłoszone w czasie obrad Kongresu przez jego uczestników, a zmierzające do wydatnego powiększenia funduszy, z których możnaby było pokrywać wydatki drogowe.

Dużo uwagi poświęcił Kongres zagadnieniom organizacyjnym administracji drogowej, stwierdzając na wstępie liczne jej usterki, które dla dobra sprawy powinny być usunięte, gdyż stanowią drugi — obok trudności finansowych — hamulec prawidłowego gospodarowania na drogach. Kongres swymi uchwałami w tej dziedzinie objął wszystkie instancje administracji począwszy od Ministerstwa, a skończywszy na Powiatowych Zarządach Drogowych.

W uchwałach tych Kongres wypowiedział się w szczególności przeciwko dotychczasowemu pełnemu podporządkowaniu inżynierów drogowych władzom administracji ogólnej, co w wielu wypadkach utrudnia niezmierznie racjonalną pracę techniczną.

Dalsze uchwały organizacyjne Kongresu obejmowały postulaty: ujednoczenia administracji drogowej w całym kraju, gdyż dotąd w województwach zachodnich system jej jest odmienny, niż w innych województwach, ustalenia normy przygotowania teoretycznego i praktycznego pracowników administracji i służby drogowej, podniesienia wynagrodzeń inżynierów drogowych pracujących w województwach i Ministerstwie Komunikacji, którzy obecnie mają niższe uposażenie, niż kierownicy powiatowych zarządów drogowych; zaopatrzenia służby drogowej w środki lokomocyj i wydania jednolitych i szczegółowych instrukcyj i przepisów, normujących pracę powiatowych Zarządów Drogowych.

Kongres wypowiedział się dalej za wykonywaniem wszystkich większych robót drogowych nie sposobem gospodarczym, a przez przedsiębiorstwa, oparte na polskim kapitale, celem zaś niedopuszczenia do działalności przedsiębiorców niefachowych uznał za konieczne wprowadzenie koncesjonowania przemysłu drogowego. Poza tym Kongres stwierdził, że przemysł wytwarzający materiały drogowe zwłaszcza zaś bitumy i cementy, jako służący obronie kraju, powinien być rozbudowany w Centralnym Okręgu Przemysłowym.

W szeregu wniosków ściśle technicznych Kongres wypowiedział również swoje opinie o przydatności poszczególnych rodzajów nawierzchni drogowych i materiałów, używanych do ich budowy, wreszcie w kilkunastu wnioskach obszernie omówił sprawy motoryzacji ruchu drogowego.

W zakresie tego ostatniego zagadnienia Kongres uznał, że dotychczasowa polityka motoryzacyjna Państwa jest słuszna i celowa, powinna być kontynuowana i pogłębiona. Koniecznym jest więc dalsze wydane rozszerzenie dotychczasowych ulg podatkowych dla nabywców samochodowych (co ostatnio zostało już przeprowadzone), przyznanie ulg podatkowych dla osób eksploatujących samochody, obniżenie cen materiałów pędnych oraz obniżenie kosztów garażowania, reperacji i obsługi pojazdów mechanicznych. Niezależnie od tego trzeba rozbudować i ulepszyć sieć drogową, gdyż dobra sieć dróg jest niezbędnym warunkiem obniżenia kosztów eksploatacyjnych samochodu, oraz trzeba dążyć do pokonania anarchii w ruchu drogowym, które utrudnia korzystanie z samochodu, lub czyni je niecelowym wskutek niemożliwości wyzyskania walorów szybkościowych tego pojazdu.

Uchwały Kongresu objęły więc wszystkie dziedziny gospodarki drogowej: techniczną, programową, finansową, organizacyjną i eksploatacyjną. Wnioski uchwalone przez Kongres są cennym zbiorem myśli, wysnutych przez ludzi teoretycznie i praktycznie obznajmionych z drogownictwem i poświęcającym mu całkowicie swe siły i zdolności.

Istnieją nadzieje, że postulaty wysunięte przez Kongres, nie pozostaną jedynie na papierze, ale doczekają się choć częściowej realizacji. Sejm bowiem w czasie tegorocznej zwyczajnej sesji budżetowej uchwalił rezolucję, wzywającą rząd do postawienia inwestycji komunikacyjnych przed innymi w planie inwestycyjnym Państwa. Trzeba się więc spodziewać, że po tyloletnim zaniedbaniu również tempo robót na drogach kołowych wydanie wzrośnie.

Inż. J. Królikowski.

Komisja Wodna Polskiego Komitetu Energetycznego.

W dniu 26 lutego 1938 r. odbyło się posiedzenie Komisji Wodnej P. K. En. przy obecności: Przewodniczącego prof. dr K. Pomianowskiego, członków — inż. E. Romańskiego, inż. A. Rundo, inż. H. Herbicha, inż. A. Konopki, inż. K. Siwickiego, inż. M. Prokopowicza i inż. J. Puzyny. Zebranie zagał Przewodniczący Komisji, prof. Pomianowski, po czym uczczono przez powstanie pamięć śp. prof. Mieczysława Rybczyńskiego, pierwszego Przewodniczącego Komisji Wodnej P. K. En.

Sprawozdanie z posiedzenia Komitetu Wykonawczego Międzynarodowej Komisji Wysokich Zapór, odbytego w Paryżu w dniu 28 czerwca 1937 r. wygłosił inż. H. Herbich, delegat Polskiego Komitetu Energet.

Jak wynika z tego Sprawozdania¹⁾, do Biura Stałego Międzynar. Komisji Wysokich Zapór zgłoszonych zostało przez poszczególne Narodowe Komitety Energet. 16 tematów, celem rozpatrzenia i wybrania do obrad 3-go Kongresu Wysokich Zapór. Z tematów tych wybrano tylko cztery, z uwagi na możliwość wszechstronniejszego ujęcia mniejszej ilości zagadnień.

Wybrano następujące tematy:

1. Studia i wyniki obserwacji empirycznych dotyczących wyporu i naprężeń wewnętrznych,
2. Obliczanie i sprawdzanie doświadczalne zapór łukowych,

¹⁾ Sprawozdania i prace Polskiego Komitetu Energetycznego, Warszawa, nr 1, 1938 r.

3. Urządzenia przyjęte w zaporach ziemnych dla przeciwdziałania tworzeniu się kanalików i

4. Wykonanie fundamentów zapór ciężkich.

Wobec rozbieżności zdań komitetów narodowych, M. K. W. Z. przesłała powyższe tematy do wszystkich Komitetów Energet. celem uzgodnienia, zaznaczając że na miejsce 4-go tematu może być rozpatrywany temat dotyczący cementu specjalnego. (Temat polecony przez ubiegłe dwa Kongresy).

Po rozpatrzeniu powyższej sprawy, Komisja Wodna P. K. En. zdecydowała zgłosić do M. K. W. Z. zmiany w porządku poszczególnych tematów w tym sensie, aby zamiast tematu 2-go umieścić temat 4-ty, uzupełniony wnioskiem japońskim dotyczącym przeciwdziałania zeszlizgowi zapory po fundamencie, a temat 2-gi przesunąć na ostatnie miejsce.

Decyzję swą Komisja Wodna PKEn. umotywowała tym, że zagadnienia ujęte tematami 1, 3 i 4 są w odniesieniu do polskich stosunków znacznie ważniejszymi od tematu 2-go, który może interesować Polskę jedynie w sensie teoretycznym, wobec braku warunków w Polsce do budowy zapór łukowych.

W sprawie kanału Czarnomorskiego i zagadnień energetycznych z nim związanych, po dyskusji, w której zabierali głos: inż. Konopka, inż. Siwicki, inż. Rundo, inż. Herbich i dyr. Romański, na wniosek przewodniczącego, prof. Pomianowskiego Komisja Wodna uznała za wskazane prowadzenie studiów energetycznych ogólnych, które jednak bardziej szczegółowo będą mogły być przeprowadzone dopiero po skonkretyzowaniu projektu ogólnego kanału Czarnomorskiego i generalnym ustaleniu trasy i profilu kanału. Ponieważ podstawą wyjściową do tworzenia drogi wodnej Bałtyk — Morze Czarne, jest sprawa Wisły, Komisja Wodna uznała za niezbędne prowadzenie przede wszystkim studiów energetycznych związanych z jej kanalizacją, co pozostaje w ścisłym związku z usprawnieniem żeglugi głównej arterii wodnej w Polsce, oraz realizacją Czarnomorskiej drogi wodnej.

Sprawę zakładu wodno-elektrycznego na Wiśle pod Bielanami przedstawił prof. Pomianowski, podkreślając, że spośród wszystkich zagadnień energetycznych, związanych z Wisłą środkową, wyzyskanie Wisły pod Bielanami najbardziej dojrzało do realizacji, biorąc pod uwagę, że studia hydrologiczne, terenowe i geologiczne zostały już wykonane.

Po wysłuchaniu przedstawionych przez prof. Pomianowskiego ogólnych założeń projektu i jego opisu, Komisja powzięła następujące postanowienia:

Komisja uważa projekt za dojrzały do szczegółowego opracowania oraz do wykonania, z następujących względów:

1. Stworzenie źródła energii w obrębie Warszawy, o produkcji rocznej 140 mio kWh przy instalacji około 22.000 kW.
2. Rozwiązanie kwestii swobodnej żeglugi w obrębie Warszawy.
3. Połączenie brzegu lewego z prawym za pomocą mostu i tunelu, w którym oprócz tunelu przejazdowego dla ruchu publicznego znajdują pomieszczenie: przewody elektryczne, gazowe, wodociąg., kanalizac., telefoniczne.
4. Umożliwienie budowy wspólnej oczyszczalni ścieków dla Warszawy i Pragi na brzegu praskim.
5. Uporządkowanie Wisły w granicach między mostem kolejowym a Bielanami przez owałowanie i budowę obustronnych bulwarów na tej przestrzeni, i uzyska-

nie z obecnego koryta rzeki droga zrefulowania około 130 ha terenów budowlanych i parkowych.

Inż. Rundo prosił o dostarczenie mu operatu hydrologicznego celem bliższego przestudiowania.

6. W sprawie dalszych studiów energetycznych, Komisja wypowiedziała się za przeprowadzeniem studiów nad Wisłą w rejonie Okręgu Centralnego i Warszawy (Wkra, kanał roboczy Bug — Wisła).

Na wniosek inż. H. Herbicha dokooptowano nowych członków do Komisji Wodnej, a mianowicie pp. inż. Ż. Śliwińskiego, inż. St. Smoleńskiego i inż. St. Fercha, oraz zaproszono inż. Śliwińskiego do złożenia referatu na temat fundamentowania zapór — celem zgłoszenia na następny Międzynarodowy Kongres Wysokich Zapór.

Na wniosek inż. J. Puzyny Komisja Wodna uchwaliła dążyć do budowy Państwowego Centralnego Laboratorium Wodnego na prawobrzeżnych terenach położonych poniżej projektowanego jazu na Bielanych. Takie położenie Laboratorium, znajdującego się w bliskości stolicy, pozwoli dysponować do badań spadkiem użytym na jazie, oraz dowolnymi ilościami wody.

Akcja ochrony rzek przed zanieczyszczeniem na terenie Warszawy i województw sąsiednich.

W dniu 29 kwietnia bież. roku odbyło się w gmachu Urzędu Wojew. Warszaw. przy ul. Filtrowej 57 — VI roczne posiedzenie Międzywojewódzkiego Komitetu Ochrony (M. K. O.) rzek przed zanieczyszczeniem w Warszawie.

Trzeba tu przypomnieć choćby w krótkich słowach historię i zadania Komitetu. Otóż Komitet, którego prace w charakterze przewodniczącego prowadzi Wicewojewoda Warszawski, Mieczysław Myśliński, obejmują swoją działalnością teren województwa białostockiego, lubelskiego, warszawskiego, m.st. Warszawy, część województwa kieleckiego na północ od rzeki Nidy, część województwa łódzkiego nad lewobrzeżnymi dopływami rz. Pilicy i Bzurą wraz z dopływami i miasta Piotrków i Tomaszów Mazowiecki, z województwa pomorskiego główny trzon Wisły, miasta nad nią i tereny położone na wschód od Wisły.

Prócz tego do M.K.O. w Warszawie w charakterze podkomitetu należy Komitet Oczyszczania ścieków w rejonie łódzkim, obejmujący dorzecza rz. Neru do ujścia do Warty i miasta Łódź, Zgierz, Aleksandrów, Pabianice i Ozorków.

M.K.O. w Warszawie powstał w roku 1931 z inicjatywy Międzyministerialnej Komisji Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem, istniejącej przy Ministerstwie Spraw Wewnętrznych w skład której wchodzi przedstawiciele Ministerstw: Spraw Wewnętrznych, Spraw Zagranicznych, Oświecenia Publicznego, Opieki Społecznej, Przemysłu i Handlu, Rolnictwa i Reform Rolnych i Komunikacji.

Podobne Komitety jak w Warszawie istnieją już obecnie w Krakowie, Lwowie i Poznaniu, a przewiduje się utworzenie paru dalszych Komitetów.

M.K.O. w Warszawie jest powołany celem koordynacji wysiłków w sprawie ochrony wód przed zanieczyszczeniem od ścieków z osiedli miejskich i wiejskich i zakładów przemysłowych i jest ciałem doradczym i opiniodawczym dla władz administracyjnych. Prace swe wykonuje przy pomocy swego organu naukowego, którym jest Placówka Badawcza Komitetu mająca siedzibę

na Stacji Doświadczalnej oczyszczania ścieków wodociągów i kanalizacji m. st. Warszawy i działającą od początku swego powstania pod kierownictwem inż. Henryka Przyłęckiego.

Zadania swe Placówka spełnia przez stwierdzanie faktu zanieczyszczenia wody przez ścieki i odpadki domowe lub fabryczne, ustalenie szkodliwości i zasięgu zanieczyszczenia, odnajdywanie źródeł zanieczyszczenia, ustalanie przyczyn śnięcia ryb, rozpowszechniania się epidemii, badanie wyników oczyszczenia ścieków na wybudowanych oczyszczalniach i komunikowanie właściwym władzom o poczynionych obserwacjach.

W ciągu 5-ciu lat prac w terenie zbadano na terenie Komitetu 1955 km rzek z czego około 1000 km samej Wisły. Średnio badano poza Wisłą 200 km rocznie, a w ostatnim roku 240 km.

Wracając do omawianego posiedzenia, wzięli w nim udział jak co roku przedstawiciele Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych, właściwych Urzędów Wojewódzkich, zainteresowanych wydziałów, związków przemysłowych jak Związku Przemysłu Cukrowniczego, Związku Przemysłu Chemicznego, Związku Zawodowego Fabryk Celulozy, Związku Przemysłu Papierniczego, przedstawiciele Państwowego Zakładu Higieny Uniwersytetu Józefa Piłsudskiego i wielu innych zainteresowanych instytucyj.

W zastępstwie nieobecnego P. Wojewody zagał posiedzenie Naczelnik Ceceniowski, a następnie inż. Przyłęcki złożył sprawozdanie z prac Placówki Badawczej, przedstawiając zebrany wyniki badań przeprowadzonych nad rzeką Kurówką, rz. Woźuczynką i Huczwą, rz. Bobrówką w woj. warszawskim, rz. Łydynią pod Ciechanowem, rz. Węgierką w pow. makowskim i rz. Wkrą w pow. ciechanowskim — zanieczyszczanymi przez ścieki z cukrowni.

Następnie prowadzono badania nad rz. Rudawką na terenie północnej części Warszawy, która po ujęciu jej w kryty kanał betonowy poprawiła w dużym stopniu stan sanitarny tej dzielnicy Warszawy.

Przeprowadzone badania na rzece Uherce wykazały duże zanieczyszczenia jej ściekami miejskimi w Chelmie i z istniejących tam destylarni i parowozowni.

Rz. Bzurę i Pisię w woj. warszawskim badano w związku z zanieczyszczeniem ich przez szereg cukrowni i fabryk tekstylnych.

Rz. Białka została zbadana w związku z zaobserwowanym śnięciem ryb w gospodarstwach rybnych i zanieczyszczeniem rzeki przez krochmalnię.

Następnie badano: rz. Wisłę na odcinku od Warszawy do Modlina w związku z zanieczyszczeniem jej przez ścieki miejskie i od Włocławka do Torunia na skutek zanieczyszczenia jej przez fabrykę celulozy, rz. Wilanówkę, rz. Silnicę w Kielecach, rz. Utratę i kanał Wola-Okęcie — Wilanów zanieczyszczamy przez ścieki szeregu instytucyj i zabudowań gospodarskich.

Poza wyżej wymienionymi badano rz. Niemen kolo Mostów przy fabryce dykty w Zamieszęnsku, rz. Sokółkę kolo Sokółki w woj. białostockim zanieczyszczaną przez szereg garbarń, oraz rz. Supraśl zanieczyszczaną przez fabryki i wykończalnie sukna.

W ożywionej dyskusji, która wywiązała się na temat obszernego sprawozdania zabierali głos prof. Smoleński ze Związku Cukrowniczego, inż. Pliszewski ze Związku Fabryk Celulozy i inni, podnosząc wysiłki jakie przemysł i miasta robią celem doprowadzenia ścieków do stanu odpowiedniej czystości i podkreślając rozwój akcji oczyszczania rzek i jej coraz lepsze wyniki.

Z kolei złożyli sprawozdania z Urzędu Wojewódzkiego w Łodzi inż. E. Wyszohorski i inż. Marian Liro, omawiając jednocześnie akcję przeprowadzoną przez Podkomitet Łódzki, który przeprowadził badania na rz. Łódce, Olechówce, Bałutce, Jasieni, Bzurze i Nerze, wykonując przy tym 235 analiz chemicznych i hydrobiologicznych i współpracował z filią łódzką Państwowego Zakładu Higieny przy badaniu rzek: Wolbórki, Wierzejki, Piasecznicy, Mroźnicy i odnogi rzeki Warty w Mysz-kowie. Sprawozdanie finansowe Podkomitetu zamyka się sumą rozechodów 12.746,65 zł. W roku bieżącym przewi-duje się kontynuowanie badań na rzekach wyżej wymienionych i rozpoczęcie badań na rz. Dobrzynce.

Ogółem zbadano ścieki z 13 garbarni, 6 fabryk przemysłu chemicznego, 3 przemysłu papierniczego, 1 przemysłu gumowego i 69 przemysłu tekstylnego.

Z Urzędu Wojewódzkiego Warszawskiego złożył sprawozdanie niżej podpisany omawiając szereg zarządzeń wydanych przez Urząd i urządzenia oczyszczania ścieków wybudowane na skutek tych zarządzeń. Powyższą akcją Urzędu zostały objęte w ubiegłym roku cukrownie Józefów i Guzów w pow. błońskim, cukrownia Izabelin w pow. ciechanowskim, Mirkowska Fabryka Papieru w Jeziornie, Fabryka Celulozy we Włocławku, Garbarnia Schneidra w Gąbinie, Zakład S.S. Niepokalanek w Szymanowie, kanalizacja Nowego Dworu, kanalizacja Łowicza, Otwocka, Włocławka, Sochaczewa i kanalizacja torów wyścigowych na Służewcu.

Z Urzędu Wojewódzkiego Kieleckiego złożył ogólne sprawozdanie dr Jan Pisowicz, przedstawiając konieczność przeprowadzenia badań na rz. Mlecznej w pow. radomskim, zanieczyszczanej ściekami miejskimi i z garbarni.

Z Urzędu Wojewódzkiego Białostockiego i Pomorskiego złożyli sprawozdania dr Kosiński i inż. Tokarski, omawiając w ogólnych słowach akcję Urzędów w dziedzinie ochrony rzek przed zanieczyszczeniem.

W związku z dyskusją, która się wyłoniła nad wszystkimi sprawozdaniami i w której zabierali głos prof. dr Witold Gądzikiewicz z Uniw. J. Piłsudskiego w Warszawie, omawiając stan zanieczyszczenia rzek na terenie krakowskim i śląskim, dr Kulmatycki z M. K. O. w Poznaniu i wielu innych, przewodniczący zaproponował przyjęcie pewnych tez zmierzających do:

1) zacieśnienia współpracy pomiędzy Komitetem i jego Placówką Badawczą, a organami władz administracyjnych celem uzyskania jak najlepszych wyników i szybkich rezultatów przeprowadzanych badań.

2) stałego kontrolowania wykonanych już urządzeń oczyszczających ścieki,

3) rozszerzenia akcji wydawniczej i publikacji prac wykonanych. Tezy te w całej rozciągłości zostały przez członków Komitetu poparte.

Po złożeniu przez niżej podpisanego, prowadzącego sekretariat Komitetu, sprawozdania finansowego za rok ubiegły i przedstawieniu preliminarza budżetowego na rok 1938/39 na sumę 16.000 zł, uwzględniającego dalszy rozwój prac Komitetu i po przyjęciu programu prac Placówki Badawczej obejmującego badanie szeregu zakładów przemysłowych rz. Niemna, Pilicy, Bzury, Hańczy, Biebrzy, Narwi, Bugu i innych, posiedzenie zamknięto w przeświadczeniu wykonania poważnego już od-cinka pracy nad poprawieniem stanu higienicznego i estetycznego naszych rzek.

Inż. Andrzej Szczawiński

V Walne Zgromadzenie Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej w Polsce.

Dn. 18 maja b.r. odbyło się w Warszawie V Walne Zgromadzenie Stow. Gospodarki Wodnej w Polsce. Po ucieczeniu przez powstanie pamięci Zmarłych: Jana Kwiatkowskiego, Waleriana Kocha i inż. Wiktora Pożniaka — zostały ogłoszone poszczególne sprawozdania z działalności Stowarzyszenia w r. ub., po czym na wniosek Komisji Rewizyjnej Walne Zgromadzenie uchwaliło absolutorium Zarządowi.

W wyniku uzupełniających wyborów, władze Stowarzyszenia przedstawiają się następująco: Zarząd — inż. inż. P. Bomas, M. Chudzyński, H. Herbiech, H. Kalinowski, E. Kluzniak, W. Kollis, prof. dr M. Matakiewicz, M. Prokopowicz, J. Puzyna, K. Rodowicz, E. Romański, Z. Rudolf, J. Świeściakowski, W. Szczytt — Niemirów-wicz, T. Tillinger; zastępcy członków Zarządu — inż. inż. M. Barcikowski, T. Bauer, G. Foltński (jako przedstaw. Dyr. Wodoc. i Kanal. m. Warszawy), J. Himner, K. Puczyński. Komisja Rewizyjna — inż. inż. W. Bayer, A. Koppka, J. Zaczek; zastępcy — S. Ferch i T. Sommer.

Na uwagę zasługuje poruszona na Zebraniu kwestia zwołania w najbliższym czasie kongresu (czy też konferencji), poświęconego zagadnieniom gospodarki wodnej.

Należy podkreślić, że bliższe oświetlenie sprawy i odpowiednie zapoznanie czynników gospodarczych ze sprawami tej najbardziej zaniedbanej dziedziny gospodarki narodowej — będzie miało doniosłe znaczenie, szczególnie dziś, w dobie zapoczątkowania planowej akcji, zmierzającej do ożywienia życia gospodarczego Polski.

Doroczny zjazd w Brukseli członków Stałej Komisji Międzynarodowego Stowarzyszenia Kongresów Żeglugi.

(*Association Internationale Permanente de Congrès de Navigation*).

Tegoroczny zjazd — utartym zwyczajem — składał się z właściwych obrad i wycieczki naukowo-technicznej.

Porządek obrad zaproponowany przez Biuro Wykonawcze i zaakceptowany przez zjazd, składał się z 8 punktów, a mianowicie:

1. Sprawozdanie Biura Wykonawczego o sytuacji ogólnej Stowarzyszenia za okres od 15 maja 1937 r. do 15 maja 1938 r.

2. Sprawozdanie Komisji Rewizyjnej.

3. Zmiany w składzie osobowym Stałej Komisji.

4. Program kwestyj i komunikatów na XVII międzynarodowy kongres (Niemcy 1940 r.).

5. Referat niemieckiej delegacji, dotyczący programu prac i naukowo-technicznych wycieczek XVII kongresu (w Niemczech).

6. Koszta publikacji referatów zgłoszonych na XVII kongres.

7. Komunikat o postępie prac przy wydaniu słownika technicznego.

8. Różne.

Pierwsze trzy punkty obrad nie przedstawiają się dla ogółu o tyle interesująco, żeby udzielać tym sprawom więcej miejsca.

Zresztą większość wiadomości, dotyczących poruszonych spraw, została wydana drukiem (18 stron druku) i jest dostępna dla bliżej tymi sprawami interesujących się.

Punkt czwarty, dotyczący kwestyj i komunikatów był z natury rzeczy najdłużej dyskutowany.

Program kwestyj i komunikatów został ułożony przez Biuro Wykonawcze na podstawie wniosków, nadesłanych przez delegatów wszystkich zainteresowanych Państw, a więc jest dość obszerny i interesujący. Ujmuje on ramowo wszystkie najbardziej żywotne kwestie techniczne i ekonomiczne, dotyczące żeglugi śródlądowej. Nie przytaczam tu w całości omawianego programu z tego powodu, że uległ on pewnym zmianom, i że po wprowadzeniu przez Biuro Wykonawcze tych zmian, będzie ponownie nadesłany i opublikowany na łamach naszego pisma.

Byłoby ze wszech miar pożądanym, żeby polscy inżynierowie zainteresowali się tym programem i zgłosili szereg referatów i komunikatów na kongres w roku 1940.

Z wielkim zainteresowaniem wysłuchaliśmy komunikatu delegacji niemieckiej o ogólnym programie prac naukowo-technicznych ekskursji w czasie kongresu w roku 1940.

Nie poruszając tematów obrad kongresu (co należy do kompetencji Biura Wykonawczego i dorocznych zjazdów) delegacja niemiecka ułożyła program w czasie, dla obu sekcji (żeglugi śródlądowej i żeglugi morskiej). Wynika z tego programu, że zasadnicze prace kongresu rozpoczną się w dniu 3. VI. 1940 w Berlinie, zaś zamknięcie kongresu nastąpi w Kolonii w dniu 17. VI. 1940. Wycieczki naukowo-techniczne będą trwać do 23. V. włącznie, przy czym w okresie od 8. VI. do 17. VI. prace kongresu będą się odbywały w różnych miastach i połączone będą z obejrzeniem najbardziej interesujących obiektów.

Z Berlina do Kolonii trasy objazdu i ekskursji dla każdej sekcji są różne. Dopiero od Kolonii program ekskursji i prac jest wspólny.

A więc sekcja I od Berlina miałaby trasę przez Magdeburg, Hannover, Münster, Dortmund, Essen, Kolonię. W tym czasie Sekcja II z Berlina pojedzie trasą Binz, Lubeka, Hamburg, Brema, Kolonia. Od Kolonii obie sekcje wspólnie przejadą Renem do ujścia Menu. Następnie będą pokazane roboty w toku przy kanalizacji Menu, wreszcie od Pasau uczestnicy wycieczki udadzą się ostatnią częścią wielkiej drogi wodnej, łączącej morze Bałtyckie i Czarne mianowicie Dunajem do Wiednia, gdzie w dniu 23. VI. 1940 nastąpi uroczyste zamknięcie kongresu.

Program wycieczek wydał się obecnym tak racjonalnie i interesująco ułożonym, że nie wywołał uwag lub dyskusji.

Punkty 6 i 7 porządku dziennego nie były przedmiotem dłuższych dyskusji, bo p. 7 został przyjęty do wiadomości jako sprawozdawczy, zaś p. 6 — kosztła publikacji referatów — zasadniczo już był omówiony w roku ubiegłym. Chodzi o to, że w związku ze zwiększeniem zakresu prac ostatnich kongresów, oraz w związku ze zwiększeniem liczby referatów — wydanie drukiem w trzech językach pociąga za sobą tak wielkie wydatki, że należy pomyśleć o wynalezieniu środków pokrycia tych wydatków, lub też ograniczyć się do wydania referatów w jednym języku ze skrótem w dwu pozostałych. Prawdopodobnie jednak Niemcy zechcą poprzeć prace XVII kongresu z tym, żeby kongres w Berlinie nie wypadł gorzej od poprzednich.

Jeśli chodzi o wycieczkę naukowo-techniczną, to ona pomimo niesprzyjających warunków atmosferycznych odbyła się wg. programu. Przede wszystkim zwiedziliśmy nadzwyczaj interesujący obiekt — budowę zapory i zakładu wodno-elektrycznego na Rodanie.

Przejazd Rodanem dał nam możliwość poznania tej rzeki i jej urządzeń regulacyjnych, zaś w dolnym biegu i w ujściu Rodanu mieliśmy sposobność podziwiać wielkie roboty wodne; w szczególności imponująco przedstawiają się kanały lateralne, rozbudowa portów rzecznych, tunel żeglowny (Souterrain du Rove) o długości 7120 m i wreszcie rozbudowa portu Marsylskiego.

W krótkim stosunkowo czasie zwiedziliśmy wiele rozmaitych i interesujących budowli, co należy zawdzięczać dobrej organizacji objazdów i wyjaśnień oraz wszelkim ułatwieniom, z których korzystali uczestnicy wycieczki.

Opisy najciekawszych projektów i robót zamierzam podać w najbliższym czasie.

Inż. E. Romański

IV Zjazd Inżynierów Budowlanych.

Związek Polskich Inżynierów Budowlanych organizuje w Gdyni w dniach 9, 10 i 11 września rb. IV Zjazd Naukowy, który poświęcony będzie zagadnieniom „Wpływu czynników zewnętrznych na użytkowanie i trwałość budowli”.

Na Zjeździe będzie dyskutowany szereg referatów omawiających niszczyielskie działanie przyrody, jak: ognia, wody, wiatru, temperatury, śniegu itp., jak również zagadnienia pokrewne, jak wstrząsy, hałasy, wietrzenie materiałów.

Szczegółowy program Zjazdu obejmuje dwie zasadnicze grupy referatów:

I. Wpływ doboru materiału na użytkowanie i trwałość budowli, to znaczy jak zachowują się poszczególne materiały budowlane, jak drewno, kamień, stal, beton, cegła, materiały izolacyjne, domieszki ciepłochronne, papy, farby, lakiery pod działaniem sił przyrody.

II. Druga grupa omawia wpływ projektodawcy — konstruktora na użytkowanie i trwałość budowli; a więc zabezpieczenie budowli od ognia, piorunów, wstrząsów, zawilgocenia, przemarzania, kwestie izolacji cieplnej i dźwiękowej, wentylacji oraz trwałość poszczególnych elementów konstrukcji, jak: ściany, elewacje, dachy, stropy, okna itp. Osobny punkt bardzo ważny stanowią referaty na temat ochrony budynków przed pociskami i bombami zapalającymi, wybuchowymi i gazowymi.

Komitet Organizacyjny Zjazdu zwrócił się do najwybitniejszych polskich fachowców, którzy opracują referaty wg najnowszych zdobyczy wiedzy na podstawie doświadczeń krajowych oraz niepublikowanej w Polsce literatury obcej.

Wszystkie referaty w ciągu sierpnia zostaną wydane w druku w formie Księgi Zjazdowej, która będzie rozdana zgłoszonym uczestnikom Zjazdu. Druga część Księgi Zjazdowej zawierająca część opisową rozmaitych materiałów stosowanych w budownictwie, reklamy oraz ogłoszenia — zainteresuje niewątpliwie wszystkie gałęzie przemysłu polskiego.

Naukowy kurs Zeiss'a w Jenie.

W roku bieżącym, podobnie jak w latach ubiegłych, urządza firma Carl Zeiss w Jenie trzeci z kolei kurs naukowy.

Czterodniowy ten kurs (28.IX.—1.X.) poświęcony będzie mikroskopii i metalografii (1 dzień), analizie spektralnej i fotometrii (1 dzień) oraz zagadnieniom pomiarów warsztatowych (1 dzień). Ostatni dzień kursu poświęcony będzie pracy w laboratoriach.

Jako wykładowcy przewidziani są znani uczeni niemieccy, profesorowie i inżynierowie jak: znany badacz zagadnień analizy spektralnej, kierownik Instytutu Fizycznego uniwersytetu monachijskiego, prof. dr Gerlach; wybitny metalurg prof. dr Hannemann z Berlina; znany pionier stosowania optyki dla celów technicznych i warsztatowych prof. dr Köhler; prof. dr Berndt z Dreżna; prof. dr Lundegardh z Upsali (Szwecja) itd.

Ciekawą prelekcję o obecnej definicji metra wygłosi

dr Kösters, dyrektor Państwowego Urzędu Fizykalno-Technicznego w Berlinie. Prócz wykładów przewidziane są ćwiczenia w laboratoriach na przyrządach oraz krótkie colloquium, podczas którego będą mogli uczestnicy wyjaśnić sobie cały szereg zagadnień ze swej dotychczasowej praktyki warsztatowej i laboratoryjnej.

Informacje i zapisy w firmie Carl Zeiss, Jena lub w Przedstawicielstwie inż. Wł. Leśniewski, Warszawa, Al. Niepodległości 210.

Bibliografia.

Nakładem Izby Przemysłowo-Handlowej w Krakowie ukazała się w końcu 1937 r. praca zbiorowa pod tytułem „Elektryfikacja Ziemi Krakowskiej”.

Treść wydawnictwa stanowią referaty wygłoszone na posiedzeniach komisji energetycznej - elektryfikacyjnej wyżej wspomnianej Izby w okresie 1935 — 1937 r.

Z ogólnej ilości 17 referatów poświęcono: 6 — monografiom największych ciepłokowych elektrowni istniejących na terenie Małopolski Zachodniej, 3 — siłom wodnym Małopolski Zachodniej, 2 — trakcji elektrycznej w dziedzinie komunikacji, 1 — sprawie elektryfikacji rolnictwa, 1 — sprawie gazu ziemnego, jako źródła energii elektrycznej, oraz 4 — kwestiom organizacyjnym i prawnym.

Referaty zawierają dużo cennego materiału i wyczerpująco przedstawiają stan obecny gospodarki energetycznej na terenie Małopolski Zachodniej, oraz warunki w jakich gospodarka ta się rozwija; należy jednak zaznaczyć, że sprawa cen za energię elektryczną, oraz opłacalności jej produkcji w referatach została niedostatecznie naświetlona.

T. B.

„Travaux d'amenagement de chutes d'eau. Organisation des chantiers et pratique des travaux”. Inż. J. Allegré, profesor Szkoły Inżynierów Hydrotechników w Inst. Politechnicznym w Grenoble. Tom I. Wydanie f-my Dunod, Paryż 1938.

Opublikowana praca prof. inż. Allegré, stanowiąca część I-szą kursu budownictwa specjalnego wykładanego przez

autora na wydziale Inżynierii Wodnej Politechniki w Grenoble, poświęcona jest zagadnieniom z tych dziedzin budownictwa wodnego, które dotychczas były prawie pozbawione obszerniejszych publikacji. Praca jest tym bardziej cenna, że autor jest wybitnym praktykiem, który pełnił niejednokrotnie kierownicze funkcje na wielkich i odpowiedzialnych budowach.

Jako tom I-szy kursu „Wyzyskania sił wodnych”, książka poświęcona jest technice budowy urządzeń doprowadzających wodę od ujęcia do zakładu wodnego (kanały, sztolnie, rurociągi) i składa się z 2 zasadniczych części: I. Maszyny, narzędzia, materiały, II. Wykonywanie robót.

Książka jest podręcznikiem nawskroś praktycznym, w którym wyłożone są zasady:

- 1) wyboru i należytego użytkowania narzędzi i materiałów,
- 2) organizacji placu budowy,
- 3) wykonania (na większą skalę) robót ziemnych (skalnych) i betonowych, przy użyciu nowoczesnych maszyn i narzędzi.

Autor unika w miarę możliwości wywodów teoretycznych, daje natomiast obfity materiał praktyczny w postaci różnych tablic, zestawień, norm wydajności, cen jednostkowych, przepisów oraz wskazówek praktycznych, dotyczących różnych wypadków wykonania. Treść ilustrują 173 szkice, rysunki i wykresy. Książka zawiera 224 str. treści. Cena w broszurze 68 fr. f., w oprawie 88 fr. f., porto 10%.

List do Redakcji.

W związku ze sprawozdaniem z badań sowieckich nad glinowaniem, zamieszczonym w Nr. 2 z 1938 r. „Gospodarki Wodnej” (str. 118), prof. dr K. Pomianowski podaje, że doświadczenia nad glinowaniem były wykonane w Ameryce w rejonie kanału Panamskiego przy budowie zapory w Madden.

Poniżej przytaczamy wyjątek z listu p. prof. Pomianowskiego w tej sprawie:

„Zbiornik ten (Madden — przyp. Red.) na rzece Chagres został wybudowany celem ujęcia i spożytkowania tych wód powodziowych rzeki, które musiały być przepuszczane przez zaporę w Gatun, i były stracone dla służowania stawków. Zbiornik Madden zwiększa ilość wody do służowania i tym samym zwiększa liczbę stat-

ków i ton towarów, które mogą być przez kanał przepuszczone.

Otóż w Engineering News-Record z 30 July 1931 oraz z 6 October 1932 są podane bardzo szczegółowe opisy prac uszczelniających. Miano wtłoczyć 510 m³ gliny, która była zmieszana w 55% z wodą, przez otwory odległe od siebie od 3,9 do 15 m, pod ciśnieniem 3,6 do 7,75 atm. Spad ciśnienia plynnej mieszaniny w rurach tłocznych wynosił w procentach: $I\% = \frac{0,21 \cdot v^{0,25} \mu^{1,75}}{d^{1,25}}$, gdzie μ jest kinemat. lepkością (w centipoises), d — średnicą w stopach, v — prędkością w stopach na sek. Uszczelniana skala była spękanym wapieniem. Wyniki uszczelniania uzyskano zupełnie dobre, i zbiornik jest w eksploatacji od kilku już lat”.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński
Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący — Inż. M. Prokopowicz, Sekretarz — Inż. M. Barcikowski, Członkowie — inż. inż. P. Bomas, M. Chudzyński, L. Gumiński, H. Herbiech, E. Kluźniak, W. Kollis, prof. M. Matakiewicz, prof. K. Pomianowski, K. Puczyński, W. Rabczewski, K. Rodowicz, E. Romański, A. Rundo, A. Rylke, S. Sienkowski, prof. C. Skotnicki, T. Tillinger, prof. S. Turczynowicz, J. Wowkonowicz, prof. K. Wóycicki, C. Zakaszewski.