

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok IV

Warszawa, Marzec – Kwiecień 1938 r.

Nr. 2

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Romański E. inż.* W sprawie drogi wodnej „Zagłębie Węglowe — Centralny Okręg Przemysłowy” — na tle największych zagadnień wodnych w Polsce. — *Tillinger T. inż.* Droga wodna z Zagłębia Węglowego do Centralnego Okręgu Przemysłowego. — *Chudzyński M. inż.* Analiza kosztów własnych przewozu drogą wodną z Zagłębia Węglowego do Centralnego Okręgu Przemysłowego. — *Balcerski W. inż.* Problematy statyczne fundowania zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie. — *Dębski K. inż.* Obliczenie przepływu rzek w fazie wylewu (dokończ.). — *Prokopowicz M. inż.* Prace nad rozbudową sieci dróg wodnych w Niemczech w 1936 r. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Życie techniczne.

Sommaire: *Romański E. ing.* Sur la voie navigable unissant la Haute Silesie à la région Centrale Industrielle (C. O. P.) an point de vue des plus grands problèmes hydrotechniques en Pologne. — *Tillinger T. ing.* La voie navigable conduisant de la Haute Silesie à la région Centrale Industrielle. — *Chudzyński M. ing.* L'analyse des frais de transport par la voie navigable de la Haute Silesie à la région Centrale Industrielle. — *Balcerski W. ing.* Les problèmes statiques de fondation de l'usine hydro-électrique à Rożnow. — *Dębski K. ing.* Le calcul du débit des fleuves en période de l'inondation (fin). — *Prokopowicz M. ing.* Sur le développement du réseau des voies navigables en Allemagne en 1936. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Chronique.

Inż. Edward Romański

W sprawie drogi wodnej „Zagłębie Węglowe — Centralny Okręg Przemysłowy” — na tle największych zagadnień wodnych w Polsce.

Wiele przyczyn składa się na to, że zagadnienie Wisły stale jest rozważane przez najrozmaitsze zjazdy, kongresy, stowarzyszenia, organizacje, prasę etc. Niejednokrotnie też czasopismo nasze zamieszczało głosy najwybitniejszych specjalistów, by wykazać, że zagadnienia tego nie można pozostawić w dotychczasowym stanie, że muszą znaleźć się środki i sposoby jak najszybszego uporządkowania Wisły i jej dorzecza.

Zanim przejdę do omówienia kwestii, określonej tytułem, rzucę kilka uwag ogólnych.

W ciągu ostatnich paru lat, które odznaczyły się pewnym ożywieniem w dziedzinie gospodarki wodnej, został podjęty — oprócz generalnego programu uzdrowienia naszej gospodarki wodnej — szereg zagadnień, które stanowią bardzo poważne „pozycje” tego programu, lecz mogą też być rozpatrywane jako samoistne zadania najbardziej aktualne w danym okresie czasu. Jednak wyodrębnienie zupełne tych zagadnień z ogólnego programu i nadanie im — niezawsze zresztą słusznie — największej aktualności, nie uważam za właściwe. Należy zawsze obok poszczególnego zagadnienia przedstawić bodaj w wielkim skrócie całość problemu wodnego — wtedy można dla tego poszcze-

gólnego zagadnienia określić jego miejsce w ogólnym programie wodnym i ustalić jeśli nie wytyczne, to kierunek dalszych prac.

Są w naszym programie ogólnym, o którym niejednokrotnie wspominaliśmy na łamach naszego pisma i który omawialiśmy w najszerszym zakresie na Kongresie Inżynierów we Lwowie, zagadnienia niewątpliwie wielkości i aktualności po wszystkie czasy i przy wszelkich programach.

Takim zagadnieniem, które może być ściśle wydzielone poza nawias programów wieloletnich, jest zagadnienie walki z powodzią. I dlatego prace, które zostały podjęte po powodzi 1934 roku i polegają z jednej strony na budowie wałów, z drugiej — na budowie zbiorników retencyjnych, nie znajdują z żadnej strony zasadniczego sprzeciwu. Są tu tylko pewne dezyderaty, dotyczące rozszerzenia, uzupełnienia lub uporządkowania podjętych prac.

A więc np. budowa wałów na Wiśle jest racjonalna tylko przy planowym jednoczesnym wykonaniu robót regulacyjnych. Budowa zbiorników retencyjnych jest ze wszech miar pożądana, ale musi być uzupełniana całkowitym uregulowaniem i tak

zwaną zabudową potoków górskich dorzeczca oraz zalesieniem odpowiednich stoków górskich. Jednym słowem, jeżeli rozpatrujemy nawet niewątpliwie najbardziej palące zagadnienie, to staramy się znaleźć granice logicznej całości zagadnienia, która dopiero wyjaśnia nam, jakie to zagadnienie zajmuje miejsce w całości kształcie programowych prac wodnych.

Poszczególne zagadnienia — poza tym — nabierają cech większej aktualności na skutek wpływu różnych okoliczności o charakterze gospodarczym lub obronnym. W ten sposób np. kwestia wykorzystania sił wodnych przy zbiornikach retencyjnych (Rożnów, Czchów, Porąbka etc.) lub nawet niezależnie od nich (Turniszki koło Wilna) jest już zupełnie dojrzała i zaczyna robić znaczne postępy wskutek intensywnego rozpoczęcia elektryfikacji kraju, spowodowanej zbyt wielkim dotychczasowym jej zaniedbaniem.

Inne znów czynniki wpłynęły na uaktualnienie zagadnienia drogi wodnej ze wschodu na zachód przez kanał Królewski, jak również wykonywanie kanału tak zw. Kamiennego.

Bezsporne potrzeby gospodarcze zachodniej połaci kraju zmusiły do wykonywania kanału Gopło—Warta.

Tylko zagadnienie Wisły — pomimo wieloletniego i niemal wszechstronnego oświetlenia i umotywowania — nie znalazło praktycznie do dnia dzisiejszego uznania pilności.

Chociaż cała Wisła oddawna oczekuje na całkowite jej uporządkowanie, to jednak — jak już wspomniałem — różne okoliczności o charakterze gospodarczym lub obronnym wpływają na wysunięcie poszczególnych zagadnień na plan pierwszy.

W ten sposób należy rozpatrywać zagadnienie drogi wodnej Zagłębie Węgłowe — C. O. P.

Szeroko podjęta akcja stworzenia Centralnego Okręgu Przemysłowego zmusza do zaopatrzenia tego Okręgu w odpowiednie linie komunikacyjne. Szczególnie ważnym jest kierunek linii Zagłębie — C. O. P.

Z pośród różnych komunikacji wyłania się konieczność wykorzystania komunikacji wodnej, która ma tu niezmiernie podatne warunki rozwoju wskutek istnienia naturalnego szlaku: Przemsza—Wisła. Do tej jakby magistrali wodnej dochodzą drogi wodne drugorzędne, jako dolne partie rzek: Dunajca, Wisłoki, Nidy oraz kilkudziesięcio-kilometry narazie odcinek dolnego Sanu.

Powracając do sprawy Wisły na całej jej długości stwierdzamy, że nie jest ona regulowana, a wytworzenie z niej wielkiej drogi jest jeszcze traktowane, jako kwestia przyszłości. W związku z tym podejmowany niejednokrotnie problem wielkiej drogi wodnej Bałtyk—Morze Czarne przez Wisłę — San — Dniestr — Prut traci również na aktualności, nie może bowiem być drogą wodną Bałtyk — Morze Czarne traktowana tylko jako wykonanie kanału pomiędzy Dniestrem a Prutem, lub Sanem a Dniestrem. Problem ten ma swoją logiczną całość i w tej całości ma sens.

Istnienia wielkiej drogi wodnej Bałtyk — Morze Czarne nie można sobie wyobrazić bez odpowiedniego połączenia tej drogi z Zagłębiem Węgło-

wym. To jest druga przyczyna, wpływająca na konieczność stworzenia odpowiednich warunków dla komunikacji wodnej z Zagłębia w kierunku Sandomierza.

W ten sposób poruszamy częściowo problem Wisły i rozpatrujemy powyższe zagadnienie nie tylko z punktu widzenia drogi wodnej „Zagłębie — C. O. P.”, lecz także jako problem wielkiej polskiej drogi wodnej Wisła, prawie od jej źródeł aż do Morza Bałtyckiego.

W świetle rozważań drogi wodnej Zagłębie — Sandomierz — Bałtyk, — trzeba pamiętać, że dolna część Wisły stanowi już typ większej drogi wodnej, środkowa — po regulacji jako rzeka swobodnie płynąca nadawać się będzie do dużej żeglugi, — nie otrzyma się tylko tych warunków żeglugi bez stosowania sztucznej drogi wodnej na odcinku Zagłębie — Sandomierz.

Konieczność stworzenia jednolitej drogi wodnej na całej przestrzeni Wisły już od dawna zmuszała do znalezienia takich rozwiązań drogi wodnej Zagłębie — Sandomierz, która byłaby dostosowana do przyszłych zmienionych warunków żeglugowych na całej Wisłę.

Szybkie powstawanie C. O. P. sprawia, że w ramach tego dużego problemu najaktualniejszym odcinkiem staje się Przemsza i Wisła po Sandomierz i ta część powyższego szlaku wodnego musi być szczegółowiej zbadana przed wykonaniem kosztownych robót na tej trasie.

Pozostawienie tego szlaku wodnego w stanie obecnym, a nawet przeprowadzenie uzupełniających robót regulacyjnych (koniecznych zresztą z innych względów), nie daje warunków rozwoju wielkiej żeglugi, która jedynie wydaje się racjonalna dla tanich masowych transportów wodnych.

W związku z tym prowadzone są obecnie studia i wykonywane projekty przystosowania omawianego szlaku wodnego, częściowo za pomocą skanalizowania rzek, — częściowo za pomocą lateralnych kanałów i wreszcie regulacji do potrzeb wielkiej żeglugi.

Aczkolwiek prace te nie są jeszcze całkowicie ukończone, to już obecnie wydaje się niewątpliwą konieczność ukończenia robót na rozpoczętym przed laty kanale Spytkowice—Kraków oraz kontynuowanie regulacji Wisły na odcinku ujście Dunajca — Sandomierz.

Sposoby przystosowania innych odcinków wspomnianej drogi wodnej Zagłębie — C. O. P., jak również, i to przede wszystkim, potrzeba stworzenia warunków dla wielkiej żeglugi, wywołała już obecnie pewną dyskusję w kołach fachowych i gospodarczych.

Część tej dyskusji będzie się toczyć na łamach pisma „Gospodarka Wodna”, ale do czasu ukończenia podjętych obecnie intensywnych prac nad skontrolowaniem dat dawnych projektów i zestawieniem wariantów nowych rozwiązań, wszelkie artykuły w tej sprawie muszą być traktowane tylko jako dyskusyjne i nie będą wyrażały ostatecznego stanowiska „Gospodarki Wodnej”.

Zresztą obiektywną, rzeczową dyskusję uważamy za bardzo pożyteczną i chętnie udzielamy jej miejsca w naszym piśmie.

Droga wodna z Zagłębia Węglowego do Centralnego Okręgu Przemysłowego.

(Artykuł dyskusyjny)

Idea stworzenia C. O. P. — wysunęła na porządek dzienny sprawę zaopatrzenia go w drogi wodne, a zwłaszcza sprawę połączenia go z Zagłębiem Węglowym.

Było to logiczną koniecznością.

W Niemczech — kraju pod względem warunków komunikacyjnych najbardziej do nas zbliżonym — oddawna przyjętą jest zasada, że przemysł dla budowy fabryk, potrzebujących znacznie większego dowozu surowców, — poszukuje takich miejsc, gdzie miałyby zapewnioną możliwość bezpośredniego korzystania ze wszystkich rodzajów transportu: kolejowego, drogowego i wodnego. I tu należy zwrócić uwagę na warunek bezpośredniego korzystania, to znaczy, że wyładunek z wozidła wodnego czy ładowego musi się odbywać bezpośrednio do magazynów fabryki, ażeby uniknąć kosztów przeładunku i dowozu.

Oczywiście, że byłoby zbyt lekkomyślnym zignorowanie tego wypróbowanego u sąsiadów warunku, przy rozpoczynaniu dzieła tak wielkiego, jak planowa rozbudowa całego Okręgu Przemysłowego. To, czego poszukuje prywatny przedsiębiorca w Niemczech, — winno być dane polskim przedsiębiorcom w specjalnie dla nich tworzonym okręgu, tym bardziej, że Okrąg ten własnych surowców nie posiada i główne surowce będą musiały być do niego dowożone na znaczne odległości. Niestety, sprawa ta, zdawałoby się jasna, — spotyka się z krytyką i z negatywnym ustosunkowaniem się do niej. Wysuwane jest wciąż zdanie, że koleje mogą przewozić węgiel taniej, niż drogi wodne i t. p.

Niedawno wyszła z druku broszura p. inż. A. Olszewskiego p. t. „Wisła jako arteria węglowa”¹⁾, traktująca o zagadnieniu przewozu węgla z Zagłębia do C. O. P. Zawiera ona referat wygłoszony przez p. inż. Olszewskiego na posiedzeniu Komitetu Dróg Wodnych Państwowej Rady Komunikacyjnej.

W niniejszym podamy pewne wyjaśnienie w sprawach poruszonych w tej broszurze.

W broszurze tej przedstawiono dokładnie obecny stan żeglugi na górnej Wiśle oraz stan koryta rzeki. Widzimy z tego, że transport wodny, jaki się obecnie tu odbywa, właściwie mówiąc trudno nawet nazwać żeglugą. Jest to coś pośredniego między spławem i żeglugą właściwą. Spław węgla na płytce zanurzających się drewnianych galarach o pojemności do 70 ton stoi w takim samym stosunku do właściwej żeglugi rzecznej (konkurującej z powodziem z kolejami normalnotorowymi), jak przewóz kolejką 600 mm o konnej trakcji — do przewozu wagonami kolei normalnotorowej.

To też możemy twierdzić, że dzisiaj na górnej Wiśle żegluga towarowej we właściwym znaczeniu

tego słowa jeszcze nie ma. Drogę wodną należy stworzyć, wykorzystując stosunkowo dogodne warunki przyrodzone. Polegają one — z jednej strony na doprowadzeniu do końca robót regulacyjnych na Wiśle i jej dopływach i na udoskonaleniu tą drogą o ile się tylko da ich żeglowności, stosując dodatkowe zasilanie ze zbiorników w okresach posuchy, — z drugiej strony opracowywane są projekty sztucznej drogi wodnej, polegające albo na zwiększeniu głębokości rzeki przez kanalizację, czy też na budowie kanałów lateralnych, wreszcie na kombinacji tych rozwiązań.

Te dwa programy robót: regulacja rzek — i sztuczna droga wodna, nie są to bynajmniej programy wzajemnie się wykluczające, jak to przedstawia p. inż. Olszewski.

Dokończenie robót regulacyjnych na górnej Wiśle aż do Sandomierza kosztem około 35 milionów zł należy uważać za robotę pierwszej kolejności niezbędną w każdym razie, nawet gdyby na Wiśle w przyszłości z jakichkolwiek powodów żegluga nie miała być brana pod uwagę, a nawet gdyby przyjąć pod uwagę nieprawdopodobne przypuszczenie, że byłaby zabroniona; roboty te musiałyby być wykonane ze względu na bezpieczeństwo od powodzi i związane z tym obwałowania.

Aczkolwiek więc suma 35 milionów zł figuruje dalej w obliczeniu kosztów robót, — nie powinna ona swym oprocentowaniem obciążać żeglugę, — i być brana w rachubę przy określaniu ostatecznych kosztów przewozów wodnych w porównaniu z przewozami kolejowymi, — jak to uczyniono w referacie p. inż. Olszewskiego.

W każdym razie nie należy sprawy stawiać tak, jak to widzimy w referacie: regulacja — czy sztuczna droga wodna. Zagadnienie należałoby raczej sprecyzować w ten sposób: czy dokończenie regulacji Wisły i Przemszy da już wyniki dostateczne dla żeglugi i czy w przeciwnym razie nie należy już teraz pomyśleć o dalszych krokach, a może nawet poczynić odpowiednie przygotowania?

Zakończenie robót regulacyjnych nie stworzy warunków, dostatecznych do tego, aby górna Wisła i Przemsza stały się drogami wodnymi o stałej głębokości przynajmniej 1,2 m, zapewniającymi przewóz znacznie tańszy od kolejowego.

Na przeszkodzie stoi tu znaczny spadek zwierciadła wody i krętość koryta rzeki.

Dla stworzenia takich warunków należy przyjąć pod uwagę dalsze roboty. Przedstawiają się one w postaci 2-ch alternatyw:

1) Budowa zbiorników zasilających z pozostawieniem rzek swobodnie płynących.

Jeżeli przyjmemy pod uwagę, że dla podniesienia o 30 cm poziomu wody w Wiśle przy ujściu Dunajca ponad stan średni najniższy, potrzeba dodać 40 m³/sek. wody, czyli 3.500.000 m³ na dobę, —

¹⁾ Odbitka z czasopisma „Przegląd Gospodarczy” nr nr 4—7. 1938.

i że na okres dłuższy dla wydatnego zasilania potrzeba byłoby parę setek milionów m³, i że zbiornik w Porąbce o objętości 30 mio m³ kosztował 19 milionów zł, — widzimy, że budowa jednego lub kilku drobnych zbiorników sprawy tej nie załatwi.

Dla budowy zaś zbiorników o potrzebnej pojemności paruset milionów m³ wobec gęstego zaludnienia dolin dopływów górnej Wisły, trudno by znaleźć odpowiednie miejsca.

Gdyby się takowe znalazły, to licząc że koszt 1 m³ zmagazynowanej wody wyniesie nie mniej 35 gr. (w Porąbce ok. 60 gr.) — otrzymamy przybliżony koszt zbiorników dla zmagazynowania 200 mio m³ — ok. 70 mio zł.

Jednakże nawet po wykonaniu tak wielkiej inwestycji nie można będzie być pewnym czy otrzymamy na G. Wiśle i Przemszy stałą głębokość 1,20 m, niezbędną dla statków do 200 ton — t. j. dla małej żeglugi. O żegludze większej, barkami do 600 t, — nie można by jednak marzyć.

2) Druga alternatywa: budowa sztucznej drogi wodnej może być zrealizowana a) albo przez wykorzystanie koryta Wisły i Przemszy i zwiększenie głębokości za pomocą szeregu budowli piętrzących (skanalizowanie rzeki), b) albo przez budowę kanału lateralnego, tj. równoległego do rzeki.

Ministerstwo opracowuje obecnie wstępne projekty obydwu wariantów, dla barek 600 t. Aczkolwiek nie są one jeszcze zupełnie ukończone, to jednak można już zorientować się co do wysokości ich kosztorysów.

Idąc od góry, od Mysłowic, mamy następujące odcinki tej drogi wodnej:

1) Górny odcinek Przemszy, — dzięki dość wysokim brzegom nadający się do skanalizowania na długości kilku kilometrów.

2) Niżej leżący odcinek Przemszy wskutek niskich brzegów mniej nadaje się do skanalizowania. Kanał lateralny jest tu bardziej wskazany, tym bardziej, że sprawa niezbędnego ze względów na kopalnie uszczelnienia dna łatwiej daje się zrealizować przy budowie kanału, niż przy kanalizowaniu rzeki, wymagającym również sztucznego jej pogłębienia. Całkowita długość Przemszy wynosi 23 km.

3) Na odcinku Wisły od ujścia Przemszy do Smolic — możliwym jest skanalizowanie Wisły, jak również kanał lateralny. Zwykła kanalizacja rzeki za pomocą jazów o nieznacznym spiętrzeniu 2—3 m wydaje się dla żeglugi mniej korzystną, a to z uwagi na to, że przy większych przepływach i otwartych jazach silny prąd w krętych zakolach rzeki czyniłby kursowanie większych barek, zwłaszcza w dół, — ryzykownym, narażając je na rozbicie. Przy tym nawet i wtedy nie możnaby liczyć na głębokości większe, niż 1,5 m, a to z uwagi na rucho-
me dno rzeki.

Budowa kanału przedstawia trudności przy przekroczeniu Wisły, — które jest przewidywane albo akwaduktem albo w poziemiu, — z miejscowym stałym spiętrzeniem rzeki. Ta druga alternatywa, wymagająca budowy — w km. 33 Wisły — jazu o znacznie większym spiętrzeniu, ale zastępującego kilka niskich jazów, — może się okazać korzystną, — zapewniając lepsze warunki dla żeglugi oraz dając możliwość znacznego wyzyskania siły

wodnej (2—3 tysięcy kW). Obecnie opracowywane są i porównywane ze sobą projekty wszystkich wariantów kanalizacji rzeki i kanału lateralnego.

4) Na odcinku o długości ok. 40 km od Smolic do Krakowa budowa kanału lateralnego została już rozpoczęta przed wojną. Wykupiono ok. 90% potrzebnych gruntów i wykonano ok. 20% robót. Na tej przestrzeni zakończenie tej budowy wydaje się najbardziej racjonalnym rozwiązaniem.

5) Przy przejściu przez Kraków na długości 3-ch km niezbędną jest przy wszelkich alternatywach miejscowa kanalizacja rzeki za pomocą jazu położonego poniżej miasta i budowa śluzy komorowej.

Takie rozwiązanie jest wskazane nawet w razie ograniczenia się na całej pozostałej części rzeki tylko do robót regulacyjnych, — a to ze względu na skaliste progi tworzące się w obrębie Krakowa wskutek wcinania się koryta rzeki, spowodowanego jej regulacją. Znaczna część kosztownych robót (obulwarowanie brzegów) została tu już wykonana.

6) Poniżej Krakowa aż do ujścia Dunajca możliwą jest zarówno kanalizacja rzeki na długości 82 km, jak i budowa 69 km długiego kanału lateralnego. Kanał ten mógłby służyć również do wyzyskania energii wodnej.

Spiętrzenie wody w rzece utrudniłoby odwodnienie przyległych nizin i powodowałoby pretensje adiacentów i roszczenia o odszkodowanie. Wobec powyższego budowa kanału wydaje się tu bardziej wskazaną.

Przy wymiarach kanału dla statków 600 ton, koszt jego budowy byłby prawie jednakowy z kosztem kanalizacji rzeki, przedstawiając dla żeglugi większe dogodności z tych samych względów, co i na odcinku powyżej Krakowa.

7) Wisła poniżej ujścia Dunajca po zakończeniu regulacji będzie przedstawiała drogę wodną, na której głębokość tranzytowa ok. 1,5 m będzie mogła być utrzymana, zwłaszcza przy dodatkowym zasilaniu ze zbiornika w Rożnowie, którego objętość użyteczna wynosi 228 mio m³.

Prawdopodobnie w czasie większych przepływów, 4—10 tygodni w roku, głębokości nie będą spadały poniżej 2 m.

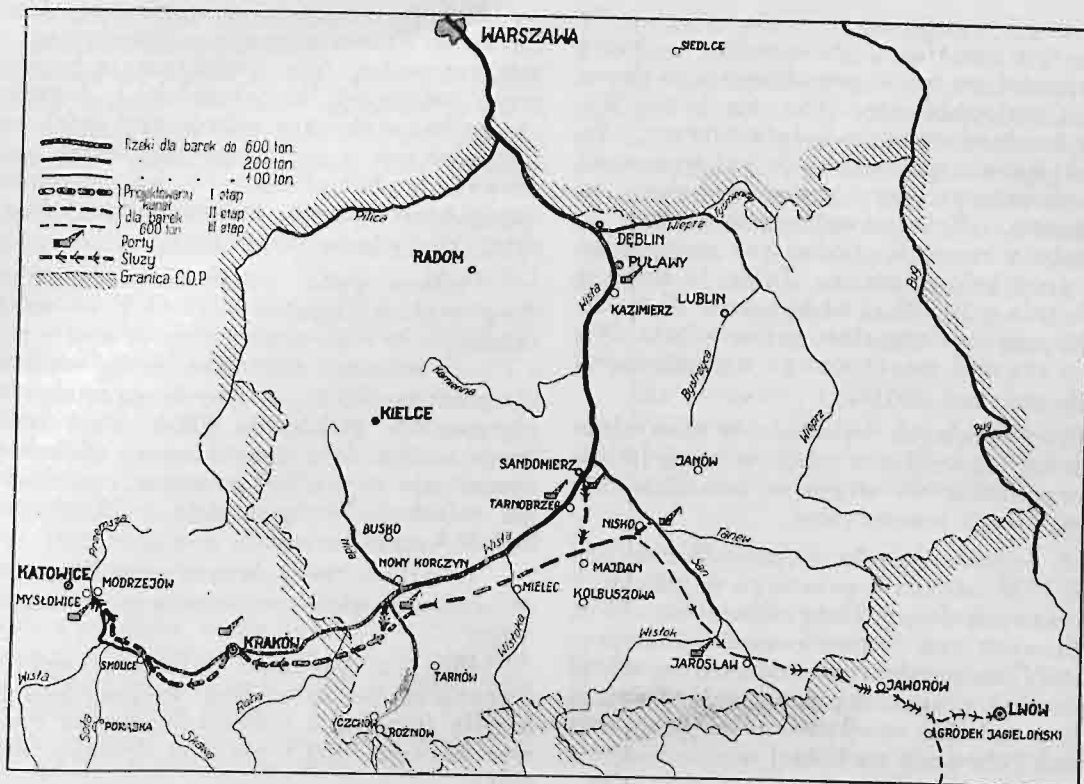
Wobec tego na tym odcinku będzie możliwym kursowanie barek 600 tonnowych okresowo z pełnym ładunkiem, a normalnie z ładunkiem 50—75% swej ładowności, tj. 300—450 tonn.

Stan taki mógłby na długi czas zaspokoić potrzeby żeglugi, to też na tym ogranicza się I etap projektowanych robót.

Należy się jednak w przyszłości liczyć z dalszymi wymaganiami żeglugi, a zwłaszcza z tą okolicznością, że miejsca do których głównie będzie się kierował transport węgla i innych ładunków, nie leżą nad Wisłą, — a na południu od niej. Są to miejscowości takie, jak Mościce, Mielec, Majdan, Nisko, Jarosław i inne, gdzie się rozbudowuje już dzisiaj wielki przemysł.

Dla skierowania żeglugi przez San — należałoby rzekę tę skanalizować na całej przestrzeni, gdyż sama regulacja koryta nie da dostatecznej dla żeglugi głębokości.

Tu nasuwa się inne rozwiązanie: przedłużenie kanału od ujścia Dunajca przez Mielec do Maj-



Rys. 1.

danu (80 km), skąd w jedną stronę 27 km do Sandomierza, w drugą 33 km — do Niska (a później do Jarosławia i dalej).

Rozwiązanie to było by tym dogodniejsze, że skraca odcinek z Mysłowic do Niska z 343 km (Wisła i Sanem) do 259 km kanałem, — a przyjmując pod uwagę służę i licząc każdą za 4 km drogi, — z 375 km do 319 km.

Ponadto kanał przechodzący tuż koło miejscowości, gdzie powstają fabryki, pozwala na bezpośredni wyładunek z barek do składów fabrycznych, czego nie daje Wisła, wymagająca budowy portów i dowozu z nich do fabryk.

Ta okoliczność jest bardzo ważna i przy porównaniu alternatyw winna być należycie doceniana. Jeżeli kanał poniżej ujścia Dunajca nie będzie mógł powstać zaraz, to jednak trasę jego należałoby zawczasu ustalić, ażeby uchronić ją od zabudowy i umożliwić realizację projektu w przyszłości.

W każdym razie sprawa ewentualnego przedłużenia kanału poniżej ujścia Dunajca stanie się aktualną dopiero później, zwłaszcza w związku z projektem kanału San — Dniestr. Obecnie, przy naszych rozważaniach na najbliższą przyszłość może nie być brana pod uwagę, — i została tu poruszona tylko w celu bardziej wszechstronnego oświetlenia sprawy, zwłaszcza wobec tego, że projekt tego kanału, w nieco odmiennej formie, był opracowany jeszcze przed wojną, i ma swych zwolenników.

W przybliżeniu koszt tych robót wyniesie:

A) Roboty przewidziane przy wszelkich alternatywach i nie-

zbędne dla Państwa pomimo potrzeb żeglugi

Regulacja Wisły 35.000.000 zł

B) Projekt zasadniczy drogi wodnej Zagłębie — C. O. P.:

a) Roboty przewidziane przy wszelkich alternatywach: porty i kanalizacja Wisły w Krakowie . . . 10.000.000

b) Kanał Zagłębie—Kraków — 79 km (ew. kanalizacja Wisły) 40.000.000

c) Kanał Kraków — Dunajec (69 km) 30.000.000 zł

d) W razie niewykonywania robót, wskazanych w p. b) i c) — dodatkowe zbiorniki około 70.000.000

razem 115.000.000 zł

C) Projekt ewentualnego dalszego rozwoju drogi wodnej:

Kanał od ujścia Dunajca do Sandomierza i Niska (140 km) 50.000.000 zł

Suma 165.000.000 zł

P. inż. A. Olszewski w referacie swym wyraża wątpliwość co do realności tych cyfr wskazując, że koszt budowy kanału małopolskiego przed 15 laty obliczał inż. Czerwiński na ok. 870.000 zł na 1 km.

Należy tu zwrócić uwagę, że projektowane kanały Kraków — ujście Dunajca — Sandomierz — Nisko nie idą bynajmniej po trasie projektowanego przed wojną kanału małopolskiego. Idą one bliżej Wisły terenem bardziej równym i łatwiejszym. Po drugie projekt kanału małopolskiego był wykonany pobieżnie i skosztorysowany został widocznie ze zbyt dużym zapasem. Były nawet wprowadzone do kosztorysu roboty zupełnie zbędne, jak na przykład brukowanie dróg holowniczych. Tylko ta pozycja zwiększała koszty o 30.000 zł na kilometr. W obiektach nie było przewidziane stosowanie żelbetu. Nie uwzględniono również maszynowego wykonania robót ziemnych.

Biuro Dróg Wodnych wykonało w roku ubiegłym rozmaitych tego rodzaju robót na sumę 10 milionów zł, przeważnie we własnym zarządzie, nie przekraczając swych kosztorysów.

Również budowa kanału Gopło—Warta została w roku 1938 oddana z przetargu w granicach cen kosztorysowych Biura Dróg Wodnych. Według analogicznych cen jednostkowych skosztorysowane zostały w przybliżeniu omawiane wyżej projekty, a można przypuszczać, że należy raczej dać wiarę tym cyfrom, opartym na kosztach dziś wykonywanych robót, niż na luźnej ocenie kosztów z przed wielu lat.

Przechodząc do określenia czasu niezbędnego do wykonania wskazanych wyżej robót podzielenych na 3 serie, — mamy pełne podstawy do twierdzenia, że wyniesie on dla każdej serii A, B i C nie więcej, jak 3 do 4 lat.

Oczywiście byłoby wskazanym kolejne wykonanie. Nie oznacza to jednak bynajmniej, by nie podobna było wykonać je prędzej, gdyby zaszła ku temu rzeczywista konieczność i były zapewnione środki. Wysuwany przez p. inż. Olszewskiego termin 20 letni nie jest więc dyktowany względami możliwości techniczno-organizacyjnymi wykonania, lecz raczej sceptycznym ustosunkowaniem się do naszej przyszłości, opartym zresztą na smutnym doświadczeniu przeszłości. Musielibyśmy jednak w takim razie, przyjmując pod uwagę, że w ciągu 18 lat nie wykonałszy na Wiśle nawet 5% robót niezbędnych do jej uregulowania, — określić termin ukończenia tych prac przy ich dzisiejszym tempie około roku 2300-go, co jednak choć ściśle oparte na przykładzie przeszłości, wydaje się już zbyt pesymistycznym.

Nieprawdopodobna wprost powolność w realizowaniu naszych projektów w dziedzinie komunikacji wodnej jest spowodowana nie tyle brakami środków, ile brakiem zainteresowania się tą sprawą społeczeństwa, — a zwłaszcza przedstawicieli przemysłu i handlu, którzy praktycznie sprawy tej przeważnie nie znają i nie okazują jej należytego poparcia oraz zupełną chaotycznością posunięć w kierunku asygnowania kredytów na budowle wodne. Kredyty te przyznawane są przeważnie nie według pewnego ustalonego planu stopniowej realizacji racjonalnie opracowanego programu robót, lecz z punktu widzenia zatrudnienia bezrobotnych i nie przez fachowe i odpowiedzialne za całość programu ministerstwo, lecz przez — mający zupełnie inne cele na widoku — Fundusz Pracy.

Roboty, mające zabezpieczyć Centralnemu Okręgowi Przemysłowemu niezbędny mu tani przewóz surowców, nie przekraczają bynajmniej naszych możliwości technicznych i organizacyjnych i mogą być wykonane w krótszym daleko czasie, niż to przewiduje p. inż. Olszewski. Jeżeli jednak będą prowadzone bez planu, tylko jako chwilowe zatrudnienie bezrobotnych, to oczywiście trudno przewidzieć, kiedy będą zakończone.

Podane wyżej zestawienie kosztów budowy drogi wodnej Zagłębie — C. O. P. — wskazuje wyraźnie, — że przy tym samym koszcie — możemy mieć albo drogę wodną sztuczną dla statków 600 t., — albo drogę wodną swobodnie płynącą dla statków do 200 t. Przy tym sztuczna droga wodna daje gwarantowaną głębokość, — natomiast nie można być pewnym, czy zbiorniki spełnią należycie swoje zadanie, — które rozwiązanie będzie korzystniejsze?

Uważamy, że w danym wypadku sztuczna droga wodna o większym tonażu ma stanowczą przewagę.

Pan inż. Olszewski na poparcie swej tezy ograniczenia się do małej drogi wodnej, powołuje się na kanały francuskie i wskazuje, że we Francji przewóz barkami 300 t nie jest droższy, niż barkami 600 t.

Francuska sieć wodna ma zupełnie inną strukturę, niż nasza. Około 70% jej dróg — są to drogi sztuczne: kanały i rzeki skanalizowane, — gdy u nas nawet po wykonaniu najszerszego programu rozbudowy sieci wodnej, — drogi sztuczne nie będą stanowiły więcej, jak 20%.

Poza tym na kanałach francuskich służy przypadają średnio co 1,5 km, gdy u nas co 15 km — wskutek korzystniejszych daleko warunków terenowych. Wobec tego, że służowanie zabiera ok. 1 godziny czasu i pod względem taryfowym 1 słuza odpowiada 4 km, — kanały francuskie mają trudne warunki konkurencji. Tak np. kanał Centralny przy 121 km długości liniowej i 69 służach ma długość taryfową $121 + 4 \times 69 = 395$ km. Tak wielkie różnice odległości oczywiście czynią konkurencję niemożliwą. U nas kanał Górnonotecki przy 115 km i 8 służach ma długość taryfową 147 km. Projektowany kanał Zagłębie-Nisko przy 259 km długości i 15 służach miałby długość taryfową 319 km. Zwiększenia są więc nieznaczne i konkurencja z kolejami możliwa.

Jeżeli zaś przyjąć pod uwagę, że 4/5 naszej sieci będą stanowiły rzeki wolno płynące, na których barki mogą na dobę przechodzić ponad 100 km, widzimy jak odmienne warunki przedstawiają się u nas dla żeglugi wewnętrznej w porównaniu z Francją.

Przechodząc następnie do wysuwanego przez p. inż. Olszewskiego zdania, że barka 250-tonnowa będzie dla naszych warunków korzystniejsza, należy od razu zastrzec, że gdybyśmy mieli na uwadze u nas tylko sieć kanałową, to być może, że typ statku mniejszego ale głęboko się zanurzającego zapewniłby tani i korzystny przewóz. Musimy się jednak liczyć z taborem, który będzie kursował i po drodze wodnej Zagłębie — C. O. P. i po Wiśle Średniej i Dolnej i innych rzekach. Ta okoliczność

przemawia za większymi wymiarami w planie, przy niewielkim stosunkowo zagłębieniu.

Ograniczenie się do mniejszego wymiaru barek zmniejszyłoby kosztą budowy kanałów o 40% i ułatwiłoby realizację projektu, ale potaniecie przewozów wypadłoby znacznie mniejsze, a na większe odległości wątpliwe.

Nastąpiłoby również niepożądane zróżniczkowanie taboru: tabor kanałowy, 250—300 tonnowy, oraz tabor wiślany — z dolnej Wisły — 550—700 tonnowy. Wydaje się racjonalniejszym, nawet kosztem kilku, czy kilkunastu milionów zł — dążyć do sieci o jednym znormalizowanym typie barek.

W każdym razie wydaje się zupełnie bezspornym, że jeżeli za tą samą, lub prawie tą samą sumę jakiej wymaga droga dla statków 200 t., — możemy mieć drogę dla statków 600 t., — po której przecież i statki 200 t. będą mogły kursować, — to racjonalniej jest budować drogę sztuczną 600 tonową, która zapewnia tańszy przewóz.

Należy przy tym zauważyć, że dla różnych poszczególnych wypadków mogą być różne rezultaty porównań kosztów przewozu. Dużą rolę tu odgrywa różnaitość odległości koleją i wodą między tymi samymi punktami, która zwykle dla drogi wodnej jest znacznie większa, szczególnie gdy się weźmie pod uwagę tak niedogodne dla wody porównanie, jak Zagłębie — Warszawa (536 km wodą i 320 km koleją). Bywają jednak i odwrotne wypadki: odległość z Mysłowic do Niska wynosi kanałem 259 km, koleją 289 km, z Brześcia do Klesowa koleją 360 km, kanałem Królewskim i projektowanym Kamiennym 320 km. Z Warszawy do Płocka Wisłą 120 km, koleją 172 km.

Dlatego też rezultaty porównań mogą być rozmaitsze i ogólnego wskaźnika wyprowadzić niepodobna.

Z zestawienia kosztów wykonania robót podanego wyżej widać, co już wspomniano wyżej, że z ogólnej kwoty 115 milionów zł, około 35 milionów zł wyniosą te roboty, które, aczkolwiek przyniosą dużą korzyść żegludze i przyczynią się do jej rozwoju, musiałyby być wykonane w każdym razie, gdyby interesów żeglugi zupełnie nie brać pod uwagę, — w interesie bezpieczeństwa od powodzi. Jest to mianowicie zakończenie regulacji Wisły od Przeszyszy do Sandomierza.

Na koszt żeglugi należy odnieść 80 milionów, z których 10 milionów nie zależy od przyjęcia tego lub innego z rozpatrywanych wariantów.

Pozostaje do rozpatrzenia celowość inwestowania 70 milionów, oraz ewentualne dodanie później do tej sumy jeszcze 50 milionów (seria C).

Przy rozpatrywaniu celowości gospodarczej tej inwestycji należy zwrócić uwagę nie tylko na koszty przewozu, ale również na koszty zakupu taboru, co w referacie p. inż. Olszewskiego nie zostało należycie oświetlone.

Ilość ładunków węglowych wodnych, z którymi można się liczyć — przyjmuje p. inż. Olszewski na 1.150.000 ton, zaznaczając, że maksymalna ilość tych ładunków, z jaką można się liczyć w Polsce w przyszłości, po rozbudowie całej sieci dróg wodnych może wynosić 2.500.000 ton.

Podpisany przyjmował w swoich obliczeniach ogólną ilość wszystkich ładunków ze Śląska w kie-

runku wschodnim — początkowo na 1.500.000 ton, a w późniejszych latach na 3.000.000 ton z tym, że w kierunku odwrotnym można się liczyć z 20% ładunków powrotnych (przeliczono również ewentualność 50% ładunków powrotnych). Jeżeli przyjąć pod uwagę, że oprócz węgla drogą wodną mogą pójść też inne ładunki, jak: nawozy sztuczne, żelazo, drzewo, kamienie, cegła, żwir, piasek, ruda, sól, różne płody rolne i kopaliny — to okazuje się, że obydwie obliczenia ze sobą zgadzają się.

Koszta taboru niezbędnego dla przewozu 1.150.000 t węgla określa p. inż. Olszewski na 19.000.000 zł.

Dla przewozu 1.500.000 ton różnych ładunków w jedną stronę i 300.000 ton z powrotem, przyjmujemy koszt tego taboru według szczegółowego obliczenia dla 4 wariantów oddzielnie²⁾:

	koszt taboru
1) Rzeka swobodnie płynąca (barki 200 t)	34.240.000 zł
2) Skanalizowane rzeki do Dunajca (barki 550 t)	29.610.000 „
3) Kanał do Dunajca, dalej rzeka swobodnie płynąca	26.530.000 „
4) Kanał do Sandomierza i Niska (barki 600 t)	22.590.000 „

Z powyższego widać, że obliczenia te na ogół są zgodne z obliczeniami p. inż. Olszewskiego, przy uwzględnieniu różnicy ilości przyjętych ładunków.

Należy jednakże zbadać jaki byłby koszt taboru kolejowego, niezbędnego do wykonania tego przewozu, który wykona wskazany wyżej tabor żeglugowy.

Przyjmując średni roczny przebieg wagonu na przestrzeni 250 km z Zagłębia do C. O. P. na 16.000 km i parowozu na 30.000 km, — otrzymujemy dla wagonu rocznie 32 rejsy, a dla parowozu 60 rejsów tam i z powrotem.

Na wagon 15-tonowy wypada 480 ton przewozu w jedną stronę. Przyjmując średni ładunek pociągu 470 t netto, mamy na każdy parowóz rocznie $60 \times 470 = 28.000$ ton.

Dla przewiezienia 1.500.000 t potrzeba:
Wagonów $1.500.000 : 480 = 3120$.

Parowozów $1.500.000 : 28.000 = 39$. Przyjmując 20% na remont i manewry, mamy 47 parowozów.

Przyjmując koszt wagonu 10.000 zł a parowozu 400.000 zł, mamy koszt wagonów

$$3.120 \times 10.000 = 31.200.000$$

$$\text{koszt parowozów } 47 \times 400.000 = 18.800.000$$

razem 50.000.000

Koszt taboru żeglugowego:

a) kanałowego 22.590.000 zł

b) rzeczno-kanałowego 26.530.000 „

Oszczędność:

a) przy taborze kanałowym 27.410.000 „

b) rzeczno-kanałowym 23.470.000 „

Powyższe cyfry wskazują, że inwestycja 80.000.000 zł na cele żeglugowe pozwoli gospodarce narodowej wydać o 27.400.000 zł mniej na wodzidła.

²⁾ patrz artykuł inż. Chudzyńskiego

T A B L I C A *)

L	O D C I N E K	Km	Ilość śluz	Odle- głość taryfo- wa li- cząc 1 ślu- za= =4 km	Ilość rejsów rocz- nie	Koszt wła- sny prze- wozu za 1 tonę zł	Koszt wła- sny prze- wozu za 1 tkm gr	Myto po 0.1 gr/tkm na rze- kach i po 0.4 gr/tkm na sztucz- nych dro- gach zł	Razem koszt przewozu za 1 t zł	Razem koszt przewozu za 1 tkm gr	Koszt przewozu drogą wodną w % kosztu przewozu koleją %
I	MYSŁOWICE — SANDOMIERZ										
1	rzekami wolno płynącymi (barki 200 t o zagłębieniu 1,1 m)	291		291	22	6.15	2.10	0.29	6.44	2.20	{ 58,5 60,8
2	rzekami skanalizowanymi do Smolic (46 km), kanałem Smolice — Kraków (40 km), Wisłą skanalizowaną do Dunajca (82 km), dalej Wisłą swobodną (108 km) — barki 550 t o zagłębieniu 1,7 m	276	27	384	14.5	4.31	1.56	0.78	5.09	1.84	{ 46,3 48,0
3	kanałem do ujścia Dunajca za wyjątkiem częściowej kanalizacji Przemszy i Wisły (w Krakowie) (79 + 3 + + 69 = 151 km) dalej Wisłą wolno-płynącą (108 km) — barki 550 t o zagłębieniu 1,7 m	259	15	319	16	3.89	1.50	0.71	4.60	1.78	{ 41,8 43,4
4	kanałem do Sandomierza (wyjątek: odcinek Przemszy i Wisły w Krakowie) — barki 600 t o zagłębieniu 1,9 m	249	18	321	15	3.41	1.37	0.99	4.40	1.77	{ 40,0 41,5
5	koleją istniejącą	261							11.00	4.22	
	koleją projektowaną	225							10.60	4.71	
II	MYSŁOWICE — NISKO										
1	jak I 1) dalej Sanem skanalizowanym	343	8	375	18	7.28	2.12	0.47	7.75	2.22	{ 68,7 71,0
2	jak I 2) „ „ „	328	35	468	12,5	5.08	1.55	0.96	6.04	1.85	{ 53,5 55,3
3	jak I 3) „ „ „	311	23	403	13,5	4.67	1.50	0.89	5.56	1.79	{ 49,3 50,9
4	kanałem do Niska	259	15	319	15	3.42	1.32	1.04	4.46	1.67	{ 39,5 40,8
5	koleją istniejącą	289							11.28	3.91	
	koleją projektowaną	253							10.92	4.32	
III	MYSŁOWICE — JAROSŁAW										
1	jak II 1)	422	20	502	14	10.05	2.38	0.42	10.47	2.48	94.0
2	jak II 2)	407	47	595	10.5	6.35	1.56	1.27	7.62	1.87	68.4
3	jak II 3)	390	35	530	11.5	5.70	1.46	1.20	6.90	1.77	61.9
4	kanałem	312	16	376	13,5	3.90	1.25	1.25	5.15	1.65	46.2
5	koleją	275							11.14	4.05	
IV	MYSŁOWICE — PUŁAWY										
1	jak I 1) dalej Wisłą wolno-płynącą	394		394	18	7.41	1.88	0.39	7.80	1.98	67.0
2	jak I 2)	379	27	487	12,5	5.20	1.37	0.88	6.08	1.60	52.2
3	jak I 3)	362	15	422	13,5	4.96	1.37	0.81	5.77	1.59	49.5
5	koleją	335							11.64	3.48	

U w a g a: Koszt przewozu koleją w/g taryfy specjalnej W K

*) Obliczenia kosztów przewozu — patrz artykuł na str. 71.

Jeżeli weźmiemy pod uwagę, że wydatek na tabor kolejowy obciąża skarb Państwa, zaś wydatek na tabor żeglugowy — przedsiębiorstwa prywatne, to okaże się, że dla skarbu Państwa oszczędność wyrazi się nie w wysokości różnic kosztów taborów, kolejowego i żeglugowego, lecz w wysokości całej sumy kosztów taboru kolejowego, t. j. 50.000.000 zł.

W ten sposób 60% wydatku na budowę drogi wodnej byłoby pokryte tą właśnie oszczędnością.

Jeżeli przyjmujemy, że po wykonaniu kanału do Sandomierza i Niska, przewozy wzrosną do 3 milionów ton, odpowiednio wzrośnie oszczędność na budowie taboru z 50 do 100 milionów zł.

Być może, że cyfry te są optymistyczne. W każdym razie jednak pozycja ta jest pozycją poważną, a przy rozpatrywaniu rentowności dróg wodnych zwykle bywa pomijana. Została również pominięta w referacie p. inż. Olszewskiego.

Przechodząc do określenia kosztów przewozu po realizacji projektów, należy skonstatować, że obliczenia p. inż. Olszewskiego na ogół zgadzają się z obliczeniami przytoczonymi w niniejszym.

Szczegółowa analiza kosztów przewozu, zresztą niewiele różniących się od obliczeń p. inż. Olszewskiego, zamieszczona jest na innym miejscu niniejszego zeszytu.

Rezultaty tych obliczeń wg różnych wariantów, podane są w załączonej tabelicy na str. 68.

P. inż. Olszewski określa koszt własny przewozu barkami 200 tonowymi na 1,58 gr./tkm. przy odległości 320 km.

Obliczenia zaś inż. Chudzyńskiego wskazują koszt własny dla przewozu z Mysłowic do Niska:

a) dla statków 200 t (rzekami na odległość 343 km)	2,12 gr./tkm
b) dla statków 600 t (wg projektu zasadnicz. na odległość 311 km)	1,50 gr./tkm
c) dla statków 600 t (kanałem 259 km)	1,32 gr./tkm

Inne cyfry podane w broszurze p. inż. Olszewskiego, jako obliczone przez Biuro Dróg Wodnych, są wzięte omyłkowo z rubryki 9, w której uwzględniono już pewną opłatę (myto) za przejście kanałami i rzekami, zamiast z rubryki 6 załączonej tabelicy. To też nie słusznym jest zarzut p. inż. Olszewskiego, że w kalkulacji Biura Dróg Wodnych pominięto najbardziej istotny czynnik, tj. koszt obsługi inwestowanego kapitału i amortyzację. Wrócimy zresztą do tej sprawy jeszcze dalej.

Jest rzeczą naturalną, że koszt przewozu kanałem, po którym barki mogą kursować zawsze z pełnym ładunkiem, jest niższy, niż przewóz takimi rzekami, na których znaczna część rejsów musi się odbywać przy niepełnym zanurzeniu.

Wobec mniejszej odległości kanałem i mniejszej stawki za t/km, otrzymujemy znaczną różnicę przewozu kanałem i rzeką.

Tak do Niska mamy:

rzekami	343 km — za tonę	7,28 zł
kanałem do Dunajca,		
później rzeką swo-		
bodnie płynącą	311 " " "	4,67 zł
kanałem	259 " " "	3,42 zł
koleją	289 " " "	11,28 zł

wg. taryfy specjalnej dla węgla W. K.

Oczywiście obliczona stawka 1 1/2 gr. za t-km

jest to cyfra średnia. Przy pewnej różnorodności ładunków i przy znacznie większej ilości ładunków droższych, jak cukier, zboże, mąka — które żegluga przewozi obecnie i przewozić będzie w przyszłości, a zwłaszcza przy dostatecznym % ładunków powrotnych — towary masowe w wyjątkowych wypadkach mogą korzystać z jeszcze niższych opłat, tak, jak się to dzieje na kolejach.

Z tabelicy widać, że średnia oszczędność przewozu w porównaniu z przewozem kolejowym, wynosi dla kursu Zagłębie — Sandomierz i Zagłębie — Nisko ok. 6 zł na tonie już z uwzględnieniem opłaty żeglugowej w wysokości średnio ok. 1 zł za tonę.

Cyfry te powinny być więc wzięte pod uwagę jako podstawa przy określeniu gospodarczej rentowności inwestycji.

Przyjmując wyżej wskazane cyfry, otrzymany następujące obliczenie rentowności drogi wodnej Zagłębie — C. O. P.

	Przy wykonaniu robót	
	w granicach programu zasadniczego	z przedsięwzięciem kanału do Niska
a) Przyjęta ilość ładunków z zach. na wschód	1.500.000 t	3.000.000 t
b) Przyjęta ilość ładunków ze wschodu na zach.	300.000 „	600.000 „
c) Koszt całkowity inwestycji w mil. zł	115	165
d) Koszt całkowity inwestycji bez kosztów regulacji Wisły w mil. zł	80	130
e) Koszt taboru żeglugowego w mil. zł	27	45
f) Koszt odpowiedniego taboru kolejowego w mil. zł	50	100
d-f Faktyczne obciążenie Skarbu, wywołane budową drogi wodnej w mil. zł	30	30
g) Wpływ opłaty żeglugowej w mil. zł	1,8	3,6
h) Koszt utrzymania dróg wodnych w mil. zł	0,8	0,8
i) Wpływ netto g - h w mil. zł	1,0	2,8
j) W % od kosztów budowy d	1,25%	2,2%
k) Suma oszczędności na przewozie, licząc po 6 zł za tonę w mil. zł	10,8	21,6
m) Ogólna suma korzyści i + k w mil. zł	11,8	24,4
W % od kosztów budowy d	14,3%	18,8%

W obliczeniu tym nie uwzględniono jeszcze korzyści, jakieby przyniosło ewentualne wykorzystanie energii wodnej na kanale Kraków — Sandomierz (około 8.000 kW oraz ew. na Wiśle na jazie w km 33 — ok. 3.000 kW).

P. inż. Olszewski wskazuje, że do kosztów własnych żeglugi należałoby dodać koszt oprocentowania kapitału budowy i oblicza je na 10%, gdyż tyle wynoszą koszty pożyczek.

Przy wprowadzeniu takich poprawek oczywiście koszty własne przewozów wodnych podnoszą się trzykrotnie i przewyższają koszty własne przewozów kolejowych (zresztą obliczonych bez oprocentowania kapitału).

Jednakże należałoby w takim razie dla zachowania zasady jednolitego prowadzenia obliczeń kosztów własnych przewozów przyjmować również w obliczeniu kosztów własnych przewozów kolejowych

wych kosztu oprocentowania kapitału inwestycyjnego kolei.

Należy tu jeszcze zaznaczyć, że obliczenie rentowności oddzielnego małego stosunkowo odcinka drogi wodnej, jakim jest odcinek Zagłębie—C. O. P., może doprowadzić do wniosków mniej korzystnych dla dróg wodnych — niż gdybyśmy to obliczenie prowadzili dla całej sieci wodnej.

Z jednej bowiem strony bierzemy pod uwagę taryfy kolejowe, obowiązujące na całej sieci kolejowej i odpowiadające średnim kosztom przewozów na całej sieci. Koszta zaś te są obliczone na podstawie danych kosztów budowy i utrzymania całej sieci.

Z drugiej strony bierzemy pod uwagę odcinek drogi wodnej Zagłębie — C. O. P., który w stosunku do innych naszych dróg wodnych jest znacznie droższy.

Obliczenie wykonane przez podpisanego dla całej naszej sieci dróg wodnych (podane w jego referacie na I Kongres Inżynierów we Lwowie w r. 1937) wykazuje, że doprowadzenie jej do 8.000 km dróg, przydatnych dla statków 600 t względnie 300 t wymaga inwestycji ok. 1.400.000.000 zł, czyli średnio po 175.000 zł na km³⁾. Koszta zaś budowy drogi wodnej Zagłębie — C. O. P. wynoszą ok. 450.000 na km. Tak znaczna różnica spowodowana jest warunkami terenowymi. W naszej ogólnej sieci wodnej daleko większą rolę odgrywają naturalne drogi wodne, które wymagają stosunkowo niedrogiego przystosowania, względnie kanały wykonywane w bardziej dogodnych warunkach terenowych, niż to spotykamy na trasie drogi wodnej Zagłębie — C. O. P.

To dwukrotne zwiększenie kosztu budowy 1 kilometra tej drogi ponad średnią normę, powoduje mniej korzystne wyniki porównania przewozów na niej z przewozami kolejowymi, opartymi na danych średnich. W wyniku tego wysokość bezpośredniego oprocentowania inwestowanego kapitału może się wydać niedostateczna.

Jednakże nawet i w tym tak dla dróg wodnych niewygodnym wypadku, sprawa rentowności bynajmniej źle się nie przedstawia.

Przewidziana w obliczeniach nieznaczna opłata żegluga (0,4 gr/tkm na kanałach i rzekach skanalizowanych, 0,1 gr/tkm na rzekach swobodnie płynących) pozwala na pokrycie kosztów utrzymania, nawet tak drogiej drogi wodnej, a przy większej gęstości ruchu przynosi już czysty dochód.

Przy przyjętej gęstości ruchu 1.800.000 t (w obydwie strony) otrzymuje się już wpływ netto ok. 10% do 1,25% kosztów budowy.

Należy jednak zauważyć, że—jak to widać z zestawień budżetowych — wszystkie przedsiębiorstwa państwowe, mające kapitał zakładowy w sumie ok. 13 miliardów zł (w tej liczbie koleje i lasy państwowe), — na ogół przynoszą dochód nie wyższy nad 1,5—1,9%. Nie można więc od dróg wodnych wymagać czegoś wyjątkowego.

Tak małe oprocentowanie kapitału budowy wydawałoby się zupełnie słusznie zbyt niskie, gdyby chodziło o kapitał prywatny.

Zupełnie inaczej przedstawia się jednak sprawa rentowności inwestycji dla kapitału państwowego.

Z budowy dróg wodnych osiągnie Państwo cały szereg wielkich korzyści pośrednich.

Potaniecie przewozów odbija się dodatnio na życiu ekonomicznym całego Państwa, obniżając koszt produkcji i powołując do życia nowe gałęzie przemysłu.

Istnienie podwójnej wodno-kolejowej sieci komunikacyjnej zapewnia krajowi obrót towarowy na wypadek wojny lub chociaż by strajków i związanych z tym powikłań w eksploatacji sieci kolejowej.

Również i samo wykonywanie robót daje poważne korzyści. Jest rzeczą ogólnie znaną, a w ostatnich czasach znów stwierdzoną, że w powiatach, w których prowadzone są znaczniejsze roboty, wzrasta wpływ podatków nie tylko bieżących, ale i zaległych.

Zmniejszając bezrobocie dzięki prowadzeniu budowy — Państwo pozbywa się ciężaru utrzymywania bezrobotnych.

Przylegające do dróg wodnych, a zwłaszcza do kanałów, tereny wzrastają silnie w cenie, czy to dzięki melioracji, czy to dzięki temu, że stają się terenami przemysłowymi dogodnymi dla sadwienia się zakładów przemysłowych. Zaczyna się parcelacja, ruch budowlany, — i Państwo ciągnie z tego swoją część zysków.

Te pośrednie korzyści są dla Państwa ważniejsze i dają mu faktycznie więcej, niż dałoby bezpośrednio ściąganie wysokich opłat żeglugowych. To też w obliczeniach Biura Dróg Wodnych opłaty te, chociaż bynajmniej nie są przeoczone, — są przyjęte w wysokości minimalnej, zapewniającej tylko pokrycie kosztów utrzymania i bardzo niskie oprocentowanie.

Celem budowy dróg wodnych nie jest bynajmniej bezpośrednia dochodowość inwestycji, lecz korzyść pośrednia: zubożenie podatnika, z którego Skarb Państwa zawsze swoją część korzyści ściągając potrafi.

Ta okoliczność jest powodem, dlaczego drogi wodne winny być budowane przez Państwo, a nie przez przedsiębiorców prywatnych, którzy tych korzyści pośrednich osiągnąć nie mogą.

Jeżeli więc drogi wodne w ogóle, a rozpatrywana droga Zagłębie — C. O. P. w szczególności, zapewniają tyle i tak znacznych korzyści gospodarczych pośrednich i dostateczne korzyści bezpośrednie, czyż można się zgodzić z wnioskiem p. inż. Olszewskiego, że budowa ich nie byłaby celowa? Czy proponowany przez p. inż. Olszewskiego sposób obliczania kosztów własnych żeglugi (przez wprowadzenie wysokiego oprocentowania kapitału budowy i zaliczania do niego kosztów budowy⁴⁾ których wykonanie jest niezbędne pomimo żeglugi — jest słuszny? czy nie jest to jakby zdejmowanie tej skóry, która raz już była zdjęta?

Budowa drogi wodnej Zagłębie — Sandomierz jest pod względem ekonomicznym zupełnie umotywowana.

³⁾ Przyjmując wartość wykonanych dotychczas inwestycji na drogach wodnych na 400.000.000 zł — otrzymamy 225.000 zł na 1 km — jako średni koszt drogi wodnej.

⁴⁾ Chodzi tu o dokończenie regulacji Wisły (przyp. Red.).

Wykonanie pierwszej części tych robót, tj. zakończenie regulacji Wisły powyżej Sandomierza nie napotyka na sprzeciw.

Wykonanie drugiej części — wg. projektu zasadniczego — jako sztucznej drogi wodnej z Zagłębia do ujścia Dunajca, po opracowaniu projektów szczegółowych z uwzględnieniem wyzyskania energii wodnej, wyda się napewno jeszcze bardziej koniecznym i korzystnym, niż obecnie.

Co się tyczy 3-ciej części projektu, to decyzja o jego konieczności nie musi zapaść tak prędko. Gdy sprawa posunie się naprzód, łatwiej będzie się zainteresowanym w słuszności tego, czy innego rozwiązania zorientować. Należy jednak projekt tego rozwiązania mieć przygotowany.

Aczkolwiek nie podzielamy końcowych wywodów p. inż. Olszewskiego to jednak, kończąc niniejsze uwagi, musimy stwierdzić, że Jego praca, podając wiele cennych danych o stanie żeglugi na Wiśle i otwierając dyskusję na temat drogi wodnej, obsługującej C. O. P. niewątpliwie przyniesie sprawie duże korzyści.

W Niemczech dyskusja na temat, jakie przezozy są tańsze: wodne, czy kolejowe, trwa od dziesiątków lat.

W rezultacie widzimy nadzwyczaj energiczną dalszą rozbudowę sieci dróg wodnych.

U nas dróg wodnych nie ma nie dlatego, że nas

nie stać na ich rozbudowę, lecz wskutek tego, że nimi się nikt nie interesuje.

Dyskusja oznacza zainteresowanie, a to już jest postęp. A co do jej wyników — to nie mamy najmniejszej wątpliwości. Być może, że wpłynie ona na te lub inne zmiany w projektach, nikt nie jest nieomylny i wielostronne oświetlenie sprawy zawsze tylko korzyści przynieść może. Ale napewno nie będziemy wyjątkiem w Europie i w ostatecznym wyniku dyskusji i u nas będzie musiała nastąpić energiczna rozbudowa dróg wodnych.

Kończąc niniejsze uwagi, jeszcze raz musimy podkreślić, że nie powinniśmy bać się zdecydowanego dążenia do stworzenia takiej drogi z Zagłębia Węglowego do C. O. P., jaka w takich wypadkach uważana jest wszędzie za normalną. Broszurę p. inż. Olszewskiego cechuje zbyt wielka ostrożność. Jego wnioski są zbyt pesymistyczne, w Jego wywodach jest za mało wiary w nasze siły. Mam wrażenie, że widząc przed sobą trakt pełen wyboi i kałuż — inż. Olszewski radziłby okopanie go rowami odwadniającymi. Ale czyż mamy się tym ograniczyć? Czy nie wolno nam, czy nie mamy obowiązku myśleć o siosie?

Jeżeli mamy odwagę i dość silną wolę by tworzyć Centralny Okręg Przemysłowy — musimy znaleźć dość odwagi, zdecydowania — i środków, by zająrzeć go w odpowiednie drogi wodne.

Inż. Marian Chudziński

Analiza kosztów własnych przewozu drogą wodną z Zagłębia Węglowego do Centralnego Okręgu Przemysłowego.

Chociaż najważniejsza cecha przewozów ładunków masowych drogą wodną, przystosowaną do kursowania odpowiedniej wielkości taboru, — tj. taniość tych przewozów jest powszechnie znaną i praktycznie udowodnioną, to jednak przy każdorazowym wysunięciu projektu jakiegokolwiek nowej drogi wodnej rodzą się wątpliwości w tej sprawie i podnoszą się głosy nawet kwestionujące racjonalność budowy dróg wodnych.

Od szeregu lat rozważaniem kosztów przewozów drogami wodnymi zajmowało się na łamach różnych czasopism wielu autorów. Obecnie w związku z koniecznością połączenia wodnego Zagłębia Węglowego z powstającym Centralnym Okręgiem Przemysłowym, wydaje się wskazanym rozpatrzyć kwestię kosztów przewozu ładunków masowych tą właśnie drogą wodną.

Obliczenie poniżej przeprowadzone jest z konieczności teoretyczne, brak bowiem większego doświadczenia w dziedzinie przewozów wodnych w Polsce, zmusza do czynienia pewnych założeń i szukania wzorów za granicą. Sposób obliczenia został przyjęty według Teuberta i Matakiewicza („Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych” str. 57 i następn.).

Na koszty przewozu drogą wodną składają się: koszty statku i koszty uboczne, do których zaliczyć należy koszty załadowania, wyładowania, opłaty żeglugowe, portowe i t. p.

Pod nazwą „koszt statku” rozumiemy bieżące wydatki na barkę i holownik wraz z wyposażeniem i załogą, tak w czasie ruchu, jak i postęju statku. Dzielą się one na koszty rzeczowe i osobowe. Do kosztów rzeczowych należą koszty zakupna statku, które muszą być oprocentowane i amortyzowane, koszty bieżące naprawy i utrzymania.

Koszty własne przewozów zostały obliczone dla 4-ch następujących wariantów:

1) Przemsza i Wisła uregulowane, swobodnie płynące i zasilane wodą ze zbiorników, San skanalizowany.

2) Przemsza i Wisła skanalizowane do Smolic, kanał Smolice — Kraków, dalej Wisła skanalizowana do ujścia Dunajca, stąd Wisła swobodnie płynąca i zasilana zbiornikami, San skanalizowany.

3) Przemsza skanalizowana w górnej części, kanał do Krakowa, Wisła skanalizowana w rejonie Krakowa, dalej kanał do ujścia Dunajca, stąd Wisła swobodnie płynąca i zasilana zbiornikami aż do ujścia Sanu, San skanalizowany.

4) Przemsza skanalizowana w górnej części. Dalej kanał aż do Sandomierza z odnogą do Niska (z wyjątkiem skanalizowanej Wisły w rejonie Krakowa) i dalszym przedłużeniem kanału aż do Jarosławia.

Dla wariantu 1 przyjęto barki 200 ton z zanurzeniem 1,10 m, dla wariantu 2 i 3 barki 550 ton

z zanurzeniem do 1,70 m, dla wariantu 4 — barki 600 ton z zanurzeniem 1.90 m (inne wymiary te same, co u barek 550 ton). Koszt budowy barek 550 i 600 t, jako niewiele różniący się między sobą, przyjmuję jednakowy.

B a r k a.

A. Przyjęta barka żelazna długości 55 m, szerokości 8 m zanurzać się będzie:

przy ładunku	600 ton na 1,90 m
" "	ok. 550 " " 1,70 m
" "	" 500 " " 1,50 m
" "	" 400 " " 1,25 m
" "	" 300 " " 1,00 m
" "	" 200 " " 0,85 m
" "	" 100 " " 0,60 m

Odpowiada ona typowi barki, rozpowszechnionej na Wiśle (dolnej) i Odrze. Koszt takiej barki przyjmuję równy 105.000 zł. Inż. Decyusz podaje (Nr. 3 z roku 1936 „Gospodarki Wodnej”), że cena budowy nowej barki w kraju może być obniżona do 150—175 zł za 1 tonę nośności. Biorąc górną granicę, t. j. 175 zł na tonę, otrzymamy koszt barki 600 ton = $175 \times 600 = 105.000$ zł. Wychodząc z cen przedwojennych niemieckich, które dla barki 550 tonnowej (typu Odry) Teubert podaje wraz z wyposażeniem barki w wysokości ok. 40.000 Mk ≈ 85.000 złotych i uwzględniając obecne ceny otrzymamy również ok. 105.000 zł¹⁾.

W kalkulacji zakładamy amortyzację barki w ciągu 33 lat, co wymaga rocznej raty ok. 1% dodatkowo do oprocentowania kapitału.

Koszty stałe barki wyniosą rocznie:

- 1) Oprocentowanie kapitału budowy i wyposażenia — 6% od 105.000 zł 6.300 zł
- 2) Amortyzacja 1% od 105.000 zł 1.050 zł
- 3) Asekuracja 1,5% od 105.000 zł 1.575 zł
- 4) Utrzymanie barki 1,5% od 105.000 1.575 zł
- 5) Zarząd i agentury 2% od 105.000 2.100 zł

12.600 zł

suma wydatków rzeczowych 12% od 105.000 zł

Według prof. Matakiewicza (Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych, str. 58) całkowite koszty rzeczowe barki wynoszą rocznie 10—24%, jednak jak stwierdza Teubert 24% zdarzyć się może tylko wyjątkowo, a i średnią wartość, t. j. 17% uważać należy jako jeszcze bardzo wysoką. Przyjęte wydatki rzeczowe w wysokości 12% kosztów budowy łodzi mogą odpowiadać normalnym stosunkom, zwłaszcza wobec dość wysokiej ceny zakupu przyjętej w obliczeniu.

W y d a t k i o s o b o w e.

- 6) Szyper — 225 zł miesięcznie (wg. informacji przedsiębiorstw żeglugowych 2.700 zł
 - 7) Pomocnik szypra 150 zł miesięcznie przez 10 miesięcy w roku 1.500 zł
 - 8) 2 majtków po 135 zł miesięcznie przez 10 mies. w roku 2.700 zł
- 6.900 zł

¹⁾ Ostatnio daje się zauważyć dążność do budowy barek o konstrukcji mieszanej, mianowicie o żelaznych wręgach i drewnianym korpusie. Koszt takiej barki zależnie od tonażu waha się od 35 do 50 zł na 1 tonę nośności.

9) Świadczenia socjalne etc. ok. 10% 690 zł

Suma wydatków osobowych 7.590 zł

Wydatki rzeczowe 12.600 zł

Wydatki osobowe 7.590 zł

20.190 zł

Podatki ok. 5% 1.010 zł

Razem 21.200 zł

Przyjęta załoga w ilości 4-ch osób (pracować będzie na 2 zmiany przy ruchu dziennym 16-godzinnym). W ciągu 2-ch miesięcy zimowych majtkowie zajęci są zwykle przy remoncie barki i koszt ich wynagrodzenia jako robotników wchodzi do kosztu remontu barki.

B. Barka 200 tonowa przystosowana do kursowania na uregulowanych rzekach Przemysły i Wiśle, zasilanych wodą ze zbiorników — o głębokości tranzytowej dochodzącej do 1,1 m może mieć wymiary: długość 46 m, szerokość 6,5 m. Koszt budowy takiej barki na 1 tonę ładowności należy przyjąć wyższy. Opierając się na kosztach barek 240 i 500 tonowych w Niemczech, gdzie stosunek tych kosztów wahał się ok. 0,45 : 1 — barka 200 tonowa powinna kosztować $105.000 \times 0,45 = 47.000$ zł. Przyjmijmy dla pewności 50.000 zł, da to 250 zł na 1 tonę ładunku.

Barka ta zanurzać się będzie

przy ładunku 200 ton	na 1,10 m
" " 175 " "	1,00 m
" " 150 " "	0,90 m
" " 120 " "	0,75 m
" " 100 " "	0,70 m
" " 75 " "	0,60 m

Koszty stałe barki wyniosą rocznie:

Wydatki rzeczowe — 12% 6.000 zł

Wydatki osobowe (jak wyżej mniej 10%) 6.831 zł

12.831 zł

Podatki ok. 5% 639 zł

13.470 zł

H o l o w n i k i.

Wybór holowników i ich mocy zależy od oporów ruchu, a więc od przekroju toru wodnego, szybkości jazdy i ciągnionego ładunku. Przyjmując, że na kanale i rzekach skanalizowanych pociąg składać się będzie z 2 barek o łącznym ładunku maksimum 1200 ton i stosując wzór na potrzebną moc holownika przy prędkości 4 km/godz. — $S = \frac{1200 \times 4}{96}$

otrzymujemy moc 50 HP dla holownika kanałowego. Następnie, biorąc pod uwagę możliwość użycia w pewnych wypadkach holownika kanałowego do pracy na rzekach swobodnie płynących, przyjmijmy typ holownika kanałowego o mocy 80 HP.

Koszt nowego holownika (wg danych z przed kilku lat) można przyjmować ok. 1.000 zł na 1 HP.

Przy 80 HP mocy koszt holownika wyniesie 80.000 zł.

Podobnie jak dla barki, koszty stałe dla holownika wyniosą:

1) Oprocentowanie kapitału	6 ⁰ / ₀	4.800 zł
2) Amortyzacja	1 ⁰ / ₀	800 „
3) Asekuracja	2 ⁰ / ₀	1.600 „
4) Utrzymanie	3 ⁰ / ₀	2.400 „
5) Zarząd i agentury	1 ⁰ / ₀	800 „

Suma wydatków rzeczowych 13⁰/₀ 10.400 „

Wydatki osobowe (wg informacji przedsiębiorstw żeglugowych):

6) Kapitan — 278 zł miesięcznie	3.336 zł
7) Sternik 189 zł mies.	2.268 „
8) Maszynista 253 zł mies.	3.036 „
9) Pom. maszynisty 200 zł mies.	2.400 „
10) 2 palaczy 158 zł i 142 zł przez 10 mies.	3.000 „
11) 2 majtków po 142 zł miesięcznie przez 10 mies.	2.840 „

Suma wydatków osobowych 16.880 zł

Świadczenia socjalne ok. 10⁰/₀ 1.688 „

18.568 zł

Wydatki rzeczowe 10.400 zł
Wydatki osobowe 18.568 „

28.968 zł

Podatki ok. 5⁰/₀ 1.432 „

Razem 30.400 zł

Na Wiśle swobodnie płynącej od Dunajca wdół kursować będą wg. założeń zarówno barki 200 tonowe, jak i 550—600 tonowe. Określenie mocy holowników kursujących na rzekach natrafia na bardzo duże trudności, to też drogowskazem tu są przeważnie wyniki praktyczne lub dane ze specjalnie przeprowadzonych prób. Na mocy powyższego, jak i z uwagi na różne utrudnienia jazdy na rzece — prądy boczne, fala, opory w łukach, spadki lokalne — przyjmujemy holownik 80 HP dla pociągu złożonego z 3 barek 200 tonowych, a dla 2 barek po 600 ton na Wiśle poniżej Dunajca — 120 HP.

Koszt jego budowy — 120.000 zł.

Wydatki rzeczowe — 13⁰/₀ od 120.000 zł 15.600 zł
Wydatki osobowe 18.568 zł

34.168 zł

Podatki ok. 5⁰/₀ 1.732 zł

35.900 zł

Mając obliczone koszty stałe barek i holowników, dalsze obliczenie ujęte jest w tablicy ¹⁾, co daje możliwość łatwego porównania poszczególnych wariantów. Przyjęto szybkości: na rzekach swobodnie płynących — w dół 8 km na godzinę, w górę — 4 km na godz., na skanalizowanych rzekach średnio

¹⁾ patrz str. 74, 75, 76 i 77.

w obie strony 4¹/₂ km na godzinę i na kanale 4 km na godzinę.

Składy pociągów przyjęto: holownik + 3 barki 200 tonowe lub holownik + 2 barki 550—600 tonowe. Niewielka ilość barek w pociągach tłoczy się krętością koryta Wisły oraz małymi wymiarami śluz.

Na przesłuzowanie pociągu złożonego z 2-ch barek i holownika, przy długości użytecznej komory 75—80 m przewiduje się 1 godzinę. (Śluz pociągowe zdolne przepuszczać długie pociągi podwyższają koszt budowy drogi wodnej, zmniejszają jednak czas śluzowania pociągu do 0,5 godziny).

Holownik może być śluzowany z jedną z barek, lub może kursować na jednym stanowisku od śluz do śluz. Chociaż holowniki nie tracą czasu na czynności ładunkowe, to jednak nawet przy sprawnie działającym ruchu należy doliczać ok. 20⁰/₀ czasu przebiegu holownika na t. zw. „jazdy luzem”.

Przy wariantach, do których wchodzi rzeki swobodnie płynące, obliczenie przewiduje — zależnie od zmiennych głębokości w ciągu roku — nie zawsze całkowite wykorzystanie barki (pozycje obliczeń oznaczone literą Ł). Dla podróży powrotnych przyjęto tylko 20⁰/₀ ładunku barki, co wpływa w dużym stopniu niekorzystnie na koszt przewozu.

Naładowanie barki, wyładowanie i drobne postoje nie powinny — przy sprawnie działającym ruchu — przekraczać: dla barki 200 t — 4 dni, dla barki zaś 600 t — 6 dni. Jest to oczywiście możliwe przy zaopatrzeniu portów i ładowni w odpowiednie urządzenia szybko pracujące, w przeciwieństwie do prymitywu, jaki daje się obecnie w większości naszych portów zaobserwować.

Z porównania wariantów wynika, że dla kosztów przewozu do Sandomierza warianty 3 i 4 są prawie jednakowe i tańsze od wariantów 1 i 2. Natomiast dla przewozów do Niska i Jarosławia (i dalej na południowo-wschód) wysuwa się wariant 4 (kanałowy) jako najkorzystniejszy.

Różnica w kosztach przewozu drogą wodną wg przyjętych 4 wariantów pogłębia się jeszcze bardziej, gdy koszt przewozu odniesiony do 1 tony-kilometra przeliczymy na koszt przewozu 1 tony z Mysłowic do Sandomierza, Niska i t. d. Wynika to stąd, że wariant 1 jest najdłuższy (343 km do Niska), zaś wariant 4 najkrótszy (259 km), wskutek czego, po przeliczeniu otrzymamy, że koszt przewozu 1 tony z Mysłowic do Niska wyniesie:

wg wariantu 1	— 7,28 zł
„ 2	— 5,08 „
„ 3	— 4,67 „
„ 4	— 3,42 „

Nieuwzględnienie w powyższych obliczeniach kosztów załadowania i wyładowania, nie podwyższyłoby zbyt kosztów przewozu, a umożliwiłoby porównanie ich z kosztami przewozów kolejowych według istniejących taryf, również nieuwzględniających oczywiście kosztów ładowania.

Równocześnie z powstawaniem nowej drogi wodnej i zagadnienia przewozu pewnych ilości ładunków tą drogą, wskazanym jest ustalenie ilości potrzebnego do tego celu taboru żeglugowego (c. d. na str. 78).

WARIANT 1.
Rzeki swobodnie płynące (Przemsza, Wisła), San skanalizowany. Barki 200 tonowe.

	Mysłowice— —Sandomierz	Mysłowice— —Nisko	Mysłowice— —Jarosław	Mysłowice— —Puławy
A. Odległości km	291	343 = 302 + 41	422 = 302 + 120	394
B. Ilość szluz		8	20	
C. Szybkość jazdy km/godz.	w dół 8, w górę 4	8 i 4, na Sanie 4,5	8 i 4 4,5	8 — 4
D. Czas przejazdu godz.	tam 36,4 z powrotem 72,8	37,7 9,1 75,5 9,1	37,7 26,7 75,7 26,7	49,3 98,6
razem godz.	109,2	131,4	166,8	147,9
E. Czas przejazdu przez śluzy, licząc po 1 godz. na 1 śluzę w każdą stronę		16,0	40,0	
F. Ogółem czas przejazdu w obie strony	109,2	147,4	206,8	147,9
G. Długość dnia roboczego godz.	16	16	16	16
H. Czas przejazdu dni F : G	6,8	9,2	13	9,2
I. Czynności ładunkowe dni	4	4	4	4
J. Ogółem jeden rejs trwa dni	10,8	13,2	17	13,2
K. Ilość rejsów w roku 240 dni 240 : J	22	18	14	18
L. Przebieg roczny barki 2 × A × K km	12.800	12.350	11.800	14.190
Ł. Barka wykona przewozy w ciągu roku	2 po 200t, 4 po 175t 10 po 150t, 6 po 120t 22 powrotów po 40t	2 po 200 ton, 3 po 175t, 10 po 150t 3 po 120t, 18 po 40t	2 po 200 ton, 2 po 175t, 8 po 150t 2 po 120t, 14 po 40t	2 po 200t, 3 po 175t 10 po 150t, 3 po 120t 18 po 40 ton
razem t	4.200	3.705	2.750	3.705
M. Przy pełnym wyzyskaniu ładowności barka przewiozłaby t	8.800	7.200	5.600	7.200
N. Stopień wyzyskania barki Ł : M	0,477	0,515	0,49	0,515
O. Średni ładunek barki t	95	103	98	103
P. Ilość wykonanych tonokilometrów rocznie przez barkę L × O	1.221.000	1.271.000	1.160.000	1.461.000
R. Koszty stałe barki rocznie zł	13.470	13.470	13.470	13.470
S. Koszty stałe barki na 1 tkm R : P gr	1,10	1,06	1,16	0,922
a. Czas przejazdu holownika dni H + 20% (jazdy luzem)	8,2	11	15,6	11
b. Ilość rejsów holownika 240 : a	29,5	21,5	15,5	21,5
c. Przebieg roczny holownika 2 × b × A km	17.160	14.750	13.080	16.940
d. Średni ładunek jaki ciągnie holown. — 3 barki t	285	309	294	309
e. Ilość wykonanych tonokilometrów rocznie przez holownik c × d	4.890.000	4.560.000	3.850.000	5.240.000
f. Koszty stałe holownika rocznie zł	35.900	35.900	35.900	35.900
g. Koszty stałe holownika na 1 tkm f : e gr	0,734	0,788	0,932	0,685
h. Koszty ruchu holownika na 1 tkm zł	węgiel 0,1 t — 3 zł smary etc. 25 % 0,75 3,75	3,75	3,75	3,75
i. Średnia prędkość jazdy km/godz.	6	5,25	5,25	6
j. Koszty ruchu na 1 km h : i zł	0,625	0,715	0,715	0,625
k. Koszty ruchu na 1 tkm j : d gr	0,219 20% na chody luzem 0,044 0,263	0,231 + 20% 0,046 0,277	0,243 + 20% 0,049 0,292	0,231 + 20% 0,046 0,277
l. Razem koszt holowania g + k gr/tkm	1,0	1,06	1,22	0,96
ł. Ogółem koszt własny przewozu S + l = S + g + k gr/tkm	2,10	2,12	2,38	1,88

WARIANT 2.

Przemsza i Wisła skanalizowana do ujścia Dunajca za wyjątkiem kanału Smolice—Kraków. Wisła od ujścia Dunajca swobodnie płynąca. San skanalizowany. Barki 550-600 t.

	Mysłówice— —Sandomierz	Mysłówice— —Nisko	Mysłówice— —Jarosław	Mysłówice— —Puławy
A. Odległości km	276 = 168 + 108	328 = 168 + 119 + 41	407 = 168 + 119 + 120	378 = 168 + 211
B. Ilość słuz	27	35 = 27 + 8	47 = 27 + 20	27
C. Szybkość jazdy km/godz.	na kanale 4.5 na Wiśle swobodnie płynącej 8 i 4	4.5 8 i 4 4.5	4.5 8 i 4 4.5	4.5 8 i 4
D. Czas przejazdu godz.	37.3 13.5 37.3 27	37.3 14.9 9.1 37.3 29.7 9.1	37.3 14.9 26.7 37.3 29.7 26.7	37.3 26.4 37.3 52.8
razem godz.	115.1	137.4	172.6	153.8
E. Czas przejścia przez słuzę, licząc po 1 godz. na 1 słuzę w każdą stronę	54	70	94	54
F. Ogółem czas przejazdu w obie strony godz.	169.1	207.4	266.6	207.8
G. Długość dnia roboczego godz.	16	16	16	16
H. Czas przejazdu F : G dni	10.5	13	16.6	13
I. Czynności ładunkowe dni	6	6	6	6
J. Ogółem 1 rejs trwa dni	16.5	19	22.6	19
K. Ilość rejsów w roku (240 dni) — 240 : J	14.5	12.5	10.5	12.5
L. Przebieg roczny barki 2 × A × K km	8000	8200	8550	9480
Ł. Barka wykona przewozy	2 × 550 ton 7 × 500 " 5.5 × 400 " 14.5 × 120 "	2 × 550 ton 6 × 500 " 4.5 × 400 " 12.5 × 120 "	2 × 550 ton 5 × 500 " 3.5 × 400 " 10.5 × 120 "	2 × 550 ton 6 × 500 " 4.5 × 400 " 12.5 × 120 "
razem	8540 ton	7400 ton	5860 ton	7400 ton
M. Przy pełnym wyzyskaniu ładowności barka przewiozłaby t	15950	13750	11550	13750
N. Stopień wyzyskania barki Ł : M	0.535	0.538	0.507	0.538
O. Średni ładunek barki	294	296	279	296
P. Ilość wykonanych tonokilometrów rocznie przez barkę L × O	2.352.000	2.426.000	2.390.000	2.805.000
R. Koszty stałe barki rocznie zł	21.200	21.200	21.200	21.200
S. Koszty stałe barki na 1 tkm gr.	0.902	0.874	0.888	0.756
a. Czas przejazdu holowników H + 20% (jazdy luzem) dni	na Wiśle skanalizowanej 9,6 na Wiśle swobodnej 3	9.6 3.3 2.6	9.6 3.3 7	9.6 6
b. Ilość rejsów holowników	25 79	25 72 93.5	25 72 34	25 40
c. Przebieg roczny holowników 2 × b × A km	8400 17060	8400 17150 7670	8400 17150 8160	8400 16900
d. Średni ładunek jaki ciągnie holownik — 2 barki t.	588	592	558	592
e. Ilość wykonanych tonokilometrów rocznie przez holowniki c × d	kanalowy 4.940.000 rzeczny 10.040.000	4.975.000 10.150.000 kanalowy 4.540.000	4.690.000 9.580.000 5.545.000	4.975.000 10.000.000
f. Koszty stałe holowników rocznie zł	30.400 (80 HP) 35.900 (120 HP)	30.400 35.900 30.400	30.400 35.900 30.400	30.400 35.900
	0.616 × 168 + 0.357 ×	0.611 × 168 + 0.354 ×	0.648 × 168 + 0.375 ×	0.611 × 168 + 0.359 ×
g. Koszty stałe holownika na 1 tkm. f : e gr	276 × 108 = 0.514	328 × 119 + 0.670 × 41 = 0.528	407 × 119 + 0.548 × 120 = 0.526	379 × 211 = 0.473
h. Koszty ruchu holownika na 1 godzinę zł	3.75	3.75	3.75	3.75
i. Średnia prędkość jazdy km/godz.	5.25	5	5	5.25
j. Koszty ruchu na 1 km zł	0.714	0.75	0.75	0.714
k. Koszty ruchu na 1 tkm. j : d gr.	0.121 20% 0.024 0.145	0.127 20% 0.025 0.152	0.127 20% 0.025 0.152	0.121 20% 0.024 0.145
l. Razem koszty holowania g + k gr/tkm.	0.514 + 0.145 = = 0.659	0.528 + 0.152 = = 0.680	0.526 + 0.152 = = 0.678	0.473 + 0.145 = = 0.618
l. Ogółem koszt własny przewozu S + l = S + g + k gr/tkm.	0.902 + 0.659 = = 1.56	0.874 + 0.680 = = 1.55	0.888 + 0.678 = = 1.56	0.756 + 0.618 = = 1.37

WARIANT 3.

Kanał od Mysłowic do ujścia Dunajca, Wisła od ujścia Dunajca swobodnie płynąca, San skanalizowany.
Barki 550 — 600 t.

	Mysłowice— —Sandomierz	Mysłowice— —Nisko	Mysłowice— —Jarosław	Mysłowice— —Puławy
A. Odległości km	259 = 151 + 108	311 = 151 + 119 + 41	390 = 151 + 119 + 120	362 = 151 + 211
B. Ilość śluz	15	23 = 15 + 8	35 = 15 + 20	15
C. Szybkość jazdy km/godz	na kanale 4 na Wiśle swobodnej 8 i 4	4 8 i 4 San skanalizow. 4,5	4 8 i 4 4,5	4 8 i 4
D. Czas przejazdu godz.	37,8 13,5 37,8 27	37,8 14,9 9,1 37,8 29,8 9,1	37,8 14,9 26,7 37,8 29,8 26,7	37,8 26,4 37,8 52,8
razem godz.	116,1	138,5	274,7	154,8
E. Czas przejścia przez śluz, licząc po 1 godz. na 1 śluzę, w każdą stronę	30	46 = 30 + 16	70 = 30 + 40	30
F. Ogółem czas przejazdu w obie strony godz.	146,1	184,5	243,7	184,8
G. Długość dnia roboczego godz.	16	16	16	16
H. Czas przejazdu F : G dni	9,2	11,5	15,2	11,6
I. Czynności ładunkowe dni	6	6	6	6
J. Ogółem jeden rejs trwa dni	15,2	17,5	21,2	17,6
K. Ilość rejsów w roku (240 dni) — 240 : J	16	13,5	11,5	13,5
L. Przebieg roczny barki 2 × A × K km	8300	8400	8960	9780
Ł. Barka wykona przewozy	2 × 550 ton 8 × 500 „ 6 × 400 „ 16 × 120 „	2 × 550 ton 7 × 500 „ 4,5 × 400 „ 13,5 × 120 „	2 × 550 ton 6 × 500 „ 3,5 × 400 „ 11,5 × 120 „	2 × 550 ton 7 × 500 „ 4,5 × 400 „ 13,5 × 120 „
razem	9420	8020 ton	6880 ton	8020 ton
M. Przy pełnym wyzyskaniu ładowności barka przewiozłaby t	17600	14840	12650	14840
N. Stopień wyzyskania barki Ł : M	0,535	0,54	0,544	0,54
O. Średni ładunek barki t	294	297	299	297
P. Ilość wykonanych tono-kilometrów rocznie przez barkę L × O	2.443.000	2 500.000	2.678.000	2.906.000
R. Koszty stałe barki rocznie zł	21,200	21.200	21.200	21.200
S. Koszty stałe barki na 1 t-km gr	0,868	0,848	0,792	0,730
a. Czas przejazdu holowników H + 20% (jazdy luzem) dni	na kanale 7,9 na Wiśle swobodnej 3	7,9 3,4 San skanalizow. 2,6	7,9 3,4 7	7,9 5,9
b. Ilość rejsów holowników	30 80	30 70 92	30 70 34	30 40
c. Przebieg roczny holowników 2 × b × A km	9060 17300	9060 16660 7550	9060 16660 8160	9060 16900
d. Średni ładunek jaki ciągnie holownik 2 barki t.	588	594	598	594
e. Ilość wykonanych tono-kilometrów rocznie przez holownik c × d	kanalowy 5.330.000 rzeczny 10.180.000	5.380.000 9.900.000 kanalowy 4.480.000	5.420.000 9.980.000 4.880.000	5.380.000 10.040.000
f. Koszty stałe holownika rocznie zł	30.400 (80 HP) 35.900 (120 HP)	30.400 35.900 30.400	30.400 35.900 30.400	30.400 35.900
g. Koszty stałe holownika na 1 t-km f : e gr	0,570 × 151 + 0,352 × 259 = 0,482	0,565 × 151 + 0,363 × 311 = 0,502	0,56 × 151 + 0,36 × 390 = 0,518	0,565 × 151 + 0,358 × 362 = 0,495
h. Koszty ruchu holownika na 1 godz., zł	3,75	3,75	3,75	3,75
i. Średnia prędkość jazdy km/godz	5	4,83	4,83	5
j. Koszty ruchu na 1 km zł	0,75	0,777	0,777	0,75
k. Koszty ruchu na 1 tkm j : d gr	0,128 20% 0,026 0,154	0,131 20% 0,026 0,157	0,130 20% 0,026 0,156	0,126 20% 0,025 0,151
l. Razem koszty holowania g + k gr/tkm	0,482 + 0,154 = 0,636	0,502 + 0,157 = 0,659	0,518 + 0,156 = 0,674	0,495 + 0,151 = 0,646
ł. Ogółem koszt własny przewozu S + l = S + g + k gr/tkm	0,868 + 0,636 = 1,50	0,848 + 0,659 = 1,50	0,792 + 0,674 = 1,46	0,73 + 0,646 = 1,37

WARIANT 4.
Kanał od Mysłowic do Sandomierza, Niska i Jarosławia. Barki 600 t.

	Mysłowice— —Sandomierz	Mysłowice—Nisko	Mysłowice— —Jarosław
A. Odległości km	249	259	312
B. Ilość służ	18	15	16
C. Szybkość jazdy km/godz.	4	4	4
D. Czas przejazdu godz.	tam 62.2 z powrot. 62.2	64.8 64.8	78 78
razem godz.	124.4	129.6	156
E. Czas przejazdu przez służę licząc po 1 godz. na 1 służę w każdą stronę	36	30	32
F. Ogółem czas przejazdu w obie strony godz.	160.4	159.6	188
G. Długość dnia roboczego godz.	16	16	16
H. Czas przejazdu F : G dni	10	10	11.8
I. Czynności ładunkowe dni	6	6	6
J. Ogółem jeden rejs trwa dni	16	16	17.8
K. Ilość rejsów w roku — (240 dni) 240 : J	15	15	13.5
L. Przebieg roczny barki $2 \times A \times K$ km	7470	7770	8430
Ł. Barka wykona przewozy w ciągu roku	15 — 600 t 15 — 120 t	15 — 600 t 15 — 120 t	13.5 — 600 t 13.5 — 120 t
razem t	10800	10800	9720
M. Przy pełnym wyzyskaniu ładowności barka przewoziłaby t	18000	18000	16200
N. Stopień wyzyskania barki $\text{Ł} : M$	0.60	0.60	0.60
O. Średni ładunek barki $600 \times N$ t	360	360	360
P. Ilość wykonanych tonokm. rocznie przez barkę $L \times O$	2.689.000	2.796.000	3.035.000
R. Koszty stałe barki rocznie zł	21200	21200	21200
S. Koszty stałe barki na 1 tonokm $R : P$ gr.	0.789	0.759	0.699
a. Czas przejazdu holownika $H + 20\%$ (jazdy luzem) dni	12	12	14.1
b. Ilość rejsów holownika	20	20	17
c. Przebieg roczny holownika $2 \times b \times A$ km	9960	10360	10610
d. Średni ładunek jaki ciągnie holownik 2 barki t	720	720	720
e. Ilość wykonanych tonokm. rocznie przez holownik $c \times d$	7.170.000	7.460.000	7.640.000
f. Koszty stałe holownika rocznie zł	30.400	30.400	30.400
g. Koszty stałe holownika na 1 tonokm $f : e$ gr	0.424	0.407	0.398
h. Koszty ruchu holownika na 1 godz. zł	3.75	3.75	3.75
i. Średnia prędkość jazdy km/godz.	4	4	4
j. Koszty ruchu na 1 km zł	0.94	0.94	0.94
k. Koszty ruchu na 1 tonokm. $j : d$ gr.	+ 20% $\frac{0.13}{0.03}$ 0.16	+ 20% $\frac{0.13}{0.13}$ 0.16	+ 20% $\frac{0.13}{0.03}$ 0.16
l. Razem koszt holowania $(g + k)$ gr/tonokm.	0.424 + 0.16 = 0.584	0.407 + 0.16 = 0.567	0.398 + 0.16 = 0.558
ł. Ogółem koszt własny przewozu gr/tonokm $S + l = S + g + k$	0.789 + 0.584 = 1,37	0.759 + 0.567 = 1,32	0.699 + 0.558 = 1,25

Warianty	1	2	3	4
a) Odległość Mysłowice-Sandomierz km	291	276	259	249
b) T. km do wykonania, dla przewozu 1.800.000 ton rocznie (1.500.000 t. w jedną stronę, 300.000 t. z powrotem)	523	497	466	448
c) Z tej liczby rzekami wolno płynącymi	523	194	194	—
d) Na 1 barkę 200 ton przypada t-km tysięcy	1221	—	—	—
Na 1 barkę 600 ton przypada t-km	—	2352	2443	2689
e) na 1 holownik rzeczny przypada tys. t-km	4890	10040	10180	—
na 1 holownik kanałowy przypada tys. t-km	—	4940	5330	7170
f) Niezbędna ilość barek b:d	428	212	191	167
g) Niezbędna ilość holowników rzecznych	107	20	20	—
Niezbędna ilość holowników kanałowych	—	62	51	63
h) Koszt barek tys. zł.	21400	22250	20050	17550
Koszt holowników „ „	12840	7360	6480	5040
Ogółem koszt taboru tys. zł.	34240	29610	26530	22590

Według przybliżonych obliczeń, zgodnych zresztą z innymi autorami, ilość ładunków masowych (głównie węgla), które będą mogły być przewożone drogą wodną z Zagłębia Węglowego w kierunku C. O. P. można przyjąć jako równą 1.500.000 ton rocznie. Zakładając, że powrotne ładunki osiągną zaledwie 20% tj. 300.000 ton, ogólny obrót wyniósłby zatem 1.800.000 ton rocznie. Dla takiej ilości ładunków potrzebny byłby tabor w odpowiedniej ilości.

Przyjmując z wyżej przeprowadzonych obliczeń dla 4-ch wariantów drogi wodnej ilości tonokilometrów, które wykona w ciągu roku jedna barka i 1 holownik z Mysłowic do Sandomierza oraz przyjmując jak poprzednio: koszt barki 550 i 600 tonowej na 105.000 zł, barki 200 tonowej na 50.000 zł, holownika rzeczno — 120.000 zł, kanałowego 80.000 zł, otrzymamy obok zamieszczone zestawienie ilości potrzebnego taboru i kosztów jego budowy.

Rzecz jasna, że tabor ten musiałby być stopniowo budowany, aby wyzyskanie jego zdolności przewozowej było zawsze jak największe, co wydatnie wpływa na taniość przewozów wodnych. Również nieistniejący dziś — praktycznie biorąc — przemysł szkodliwy nie od razu poddałby tak poważnemu zadaniu.

Inż. Wacław Balcerski

Problematy statyczne fundowania zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie.

R o l a f u n d a m e n t u w z a p o r z e.

Newoczesna technika budowlana w zakresie robót fundamentowych notuje wiele przykładów przewyższania trudności, jakie napotyka się przy wznoszeniu budowli posadowionych na gruntach niejednorodnych w swej strukturze petrograficznej i posiadających różne własności fizyczne, a nade wszystko różne współczynniki sprężystości. Stosowane w takich wypadkach metody projektowania i konstrukcji zmierzają na ogół w tym kierunku, aby przez stosowny podział budowli szwami dylatacyjnymi i odpowiedni rozkład obciążeń w poszczególnych elementach uzyskać możliwie jednakowe osiadania budowli i nie narazić wznoszonych konstrukcji na pęknięcia, rysy — a w następstwie i na zniszczenie pod wpływem nierównomiernych osiadań. W wypadku, jeśli część budowli spoczywa na gruncie szczególnie słabym może się okazać koniecznym wzmocnienie tej partii gruntu za pomocą np. palowania lub ścianek szczelnych obwodowych, albo też rozłożenie obciążeń na większą powierzchnię przez zastoscwanie większej płaszczyzny fundamentu.

Takie same metody mogą być stosowane wtedy, gdy podłoże fundamentowe jest jednolite, natomiast obciążenia poszczególnych elementów budowli znacznie się od siebie różnią.

Te i tym podobne sposoby użyte być mogą przy fundowaniu na gruntach sypkich (z żwirami włącz-

nie), natomiast nie mogą znaleźć zastosowania przy fundowaniu na skale o budowie niejednorodnej. Należy tu zauważyć, że problemat budowy petrograficznej skał i ich własności sprężyste stały się przedmiotem zainteresowania świata technicznego w czasach stosunkowo niedawnych, i to przeważnie w związku z rozwijającym się budownictwem wysokich zapór. Technika przed kilkudziesięciu laty podchodziła do zagadnienia fundamentowania na skale po przez t. zw. naprężenia dopuszczalne; ponieważ wytrzymałości kostkowe skał są na ogół b. duże (od kilkuset do paru tysięcy kg/cm^2), zaś naprężenia dopuszczalne w szwach fundamentowych, na skale przyjmowano przeważnie w granicach 5—30 kg/cm^2 , więc współczynniki bezpieczeństwa wydawały się tak wielkie, że dalszą analizę zagadnienia uznawano za zbędną. Dopiero liczne katastrofy zapór i postępy techniki rzuciły na problemat fundowania na skale zupełnie nowe światło i zmusiły do zrewidowania dawnych poglądów o przemożnym znaczeniu „współczynnika bezpieczeństwa” w odniesieniu do naprężeń w szwie fundamentowym.

Ostatnie czasy przynoszą coraz więcej przykładów współpracy inżyniera z geologiem, współpracy bardzo owocnej jeśli chodzi o osiągnięte rezultaty i wytyczenie dalszych dróg postępu w tej dziedzinie.

Jak wiadomo zasadnicze postulaty stawiane

przy budowie zapór w odniesieniu do podłoża stre-
szczają się w następujących pięciu punktach:

1. Ze względu na duże obciążenia jednostkowe, podłożem zapory musi być skała o odpowiedniej wytrzymałości;
2. Ze względu na obawę przecieków i rozmywania gruntu pod fundamentem, podłożem zapory musi być skała szczelna, bez spękań, diaklaz, uskoków i dyzlokacji;
3. Ze względu na osiadanie pożądane jest, aby skała na całej powierzchni fundamentowej posiadała jak najbardziej jednolitą budowę petrograficzną i jednakowy współczynnik sprężystości;
4. Ze względu na możliwość ześlizgu zapory pod wpływem parcia wody (pożądanym jest, aby upad warstw skalnych był ku zbiornikowi, ostatecznie poziomy — niepożądany zaś jest upad od zbiornika w stronę dolnej wody);
5. Z tego samego względu pożądane jest, aby współczynnik tarcia między poszczególnymi warstwami podłoża oraz między podłożem i fundamentem zapory był możliwie największy.

Powyższe postulaty są zupełnie jasne i znajomość ich wskazuje dostatecznie wyraźnie normy, jakimi musi się kierować geolog przy technicznym wybrze miejsca pod budowę zapory. Jasnym jest, że dążeniem każdego konstruktora zapory jest miejsce takie znaleźć; nie mniej jednak jest prawdą, że miejsce, spełniające zadawalniająco wszystkie pięć wyżej wymienionych postulatów nie zawsze można znaleźć i jest wtedy rzeczą inżyniera obmyśleć i zaprojektować środki zaradcze, a wreszcie przeliczyć ich koszt i określić, czy w świetle gor-
szych warunków fundowania budowa zapory opłaca się.

I tak np. w stosunku do postulatu drugiego technika jest dziś w możności zwiększyć szczelność podłoża w znacznym stopniu przez zastrzyki cementowe, których koszt może być jednak bardzo wielki i wogóle może postawić celowość wznoszenia zapory pod znakiem zapytania. Wpływ niewłaściwego upadu warstw (postulat czwarty) można przezwyciężyć przez stosowanie zacięć w warstwach skalnych, dodawanie ketew, przeciwwag i zwiększanie martwego ciężaru muru zapory — oczywiście znów tylko w granicach rozsądnej kalkulacji. Pomijając w dalszym ciągu te problemy zajmę się poniżej nieco obszerniej postulatem trzecim, traktującym o współczynniku sprężystości podłoża skalnego; omówię obawy, jakie powstać mogą przy budowie wysokich zapór w Polsce, w fliszu karpackim i wreszcie przedstawię konkretny przykład próby rozwiązania trudności, powstałych przy budowie zapory w Rożnowie.

Z a p o r a w R o ż n o w i e .


Zapora w Rożnowie, której budowa została rozpoczęta w roku 1935 położona jest w km. 80 rzeki Dunajca w warunkach geologicznych, które określić można z pewnym przybliżeniem jako typowe dla znacznej części obszaru podgórskiego na północ od pasma Karpat. Zanim określe charakterystykę podłoża — należy w kilku słowach wspomnieć o zasadniczych wymiarach zapory i jej konstrukcji.

Średni poziom dna Dunajca w profilu osi zapory wynosi około 237,50 m n. p. m., średni poziom zwierciadła wody w rzece około 239,00 m n. p. m. Koryto rzeki szerokości około 90 m ograniczone jest na lewym brzegu wzgórzami pasma Bilsko, wznoszącego się do wysokości 400—450 m n. p. m. i spadającego stromą skarpą wprost do rzeki, podczas gdy prawy brzeg stanowi równinę szerokości około 300 m, podnoszącą się stopniowo od rzędnej 240.00 do 248.00 i zakończoną stromym stokiem wzgórza Rożnowskiego, wznoszącego się do poziomu około 300 m n. p. m.

Rzędna piętrzenia wody w zbiorniku wynosi 270.00 m n. p. m. czyli wysokość piętrzenia jest około 31 m.

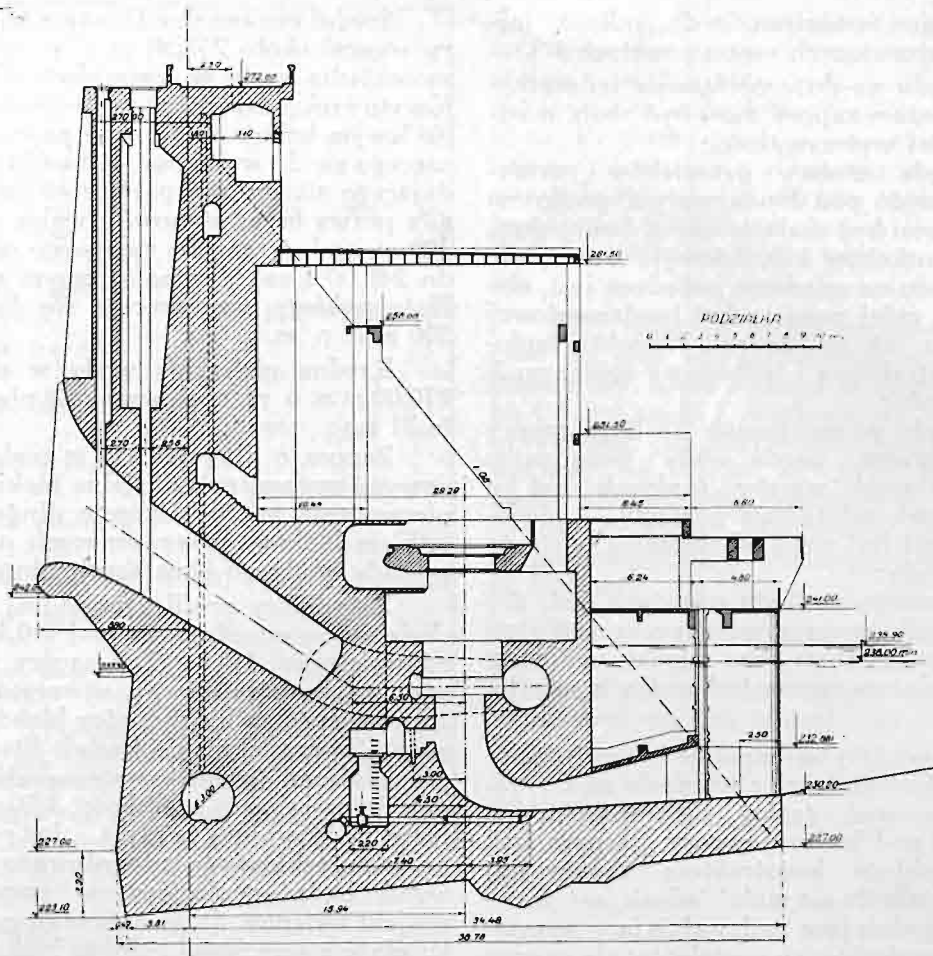
Zapora o długości 550 m podzielona jest pionowymi szwami na oddzielne bloki — wg projektu pierwotnego na 36 bloków o długości 15 m z wyjątkiem bloków, przeznaczonych na pomieszczenie zakładu wodnego i mających długość 17 m.

Zasadniczy profil zapory jest trójkątny o nachyleniu po stronie odwodnej 1:0,1 oraz po stronie odpowietrznej 1:0,8. Typ zapory pomyślano pierwotnie jako półmasywny, utworzony w ten sposób, że poszczególne bloki (prócz bloków zakładu wodnego) tworzą w planie kształt litery T, zwróconej górną stroną (płytą) w stronę zbiornika, podczas gdy dolne ramie o szerokości 7,50 m tworzy kontrforsę, podpierającą tę płytę. Już przy opracowaniu projektu szkicowego zdecydowano (ze względu na wynik badań geologicznych) zmodyfikować nieco projekt wstępny, dając w fundamencie każdego bloku płytę o szerokości pełnego bloku 15 m, grubą na skrajach około 2,50 m i połączoną z kontrforsami za pomocą skosów o nachyleniu około 55°. Projekt tych bloków przeszedł w następstwie dalszą ewolucję, co jednak nie należy już do zakresu niniejszych rozważań. Natomiast zajmę się bliżej sprawą bloków, służących jako pomieszczenie zakładu wodno-elektrycznego.

Bloki te w odróżnieniu od normalnych bloków kształtu teowego tworzą w planie kształt koryta , którego górna krawędź stanowi płytę, zwróconą w stronę zbiornika, podczas gdy boczne ramiona są kontrforsami podpierającymi tę płytę. Szerokość kontrfors wynosi po 4,25 m, zaś światło między kontrforsami 8,50 m, wobec czego pełna szerokość bloku = $2 \times 4,25 + 8,50 = 17,00$ m (rys. 1).

U dołu kontrforsy są połączone płytą o grubości 3 m, której górna powierzchnia ogranicza od dołu rurę ssącą. Dolna rzędna wylotu rury ssącej ustalona jest na poziomie 230.00 m n. p. m., skąd wynika poziom fundamentu po stronie odpowietrznej 227.00 m n. p. m. Pozazakładowe bloki zapory fundowane są w głównym korpusie zapory bądź na tym samym poziomie bądź też nieco wyżej — zależnie od poziomu zalegania zdrowej skały, natomiast na przyczółkach wznoszą się schodami coraz wyżej, zgodnie z rzeźbą terenu. Szew fundamentowy projektowany był pierwotnie prawie poziomy, z zacięciami po upadzie warstw skalnych, zaś od strony odwodnej zapora miała otrzymać ostrogi o wymiarach około 4×4 m.

Bliższa analiza warunków geologicznych podłoża doprowadziła do pewnych modyfikacji projektu fundamentu. Analiza ta była możliwa dopiero po otwarciu wykopu fundamentowego, kiedy oka-



Rys. 1. Przekrój zapory — sekcja zakładowa.

zało się, że obraz rzeczywisty podłoża odbiega nieco od obrazu, uzyskanego na podstawie badań wstępnych (por. „Gospodarka Wodna” Nr 1, 2 z r. 1935), przeprowadzonych — być może — w sposób za nadto oszczędny.

Budowa geologiczna podłoża.

Dolina Dunajca w profilu zapory zbudowana jest z naprzemianlegle na sobie leżących warstw piaskowców, łupków ilastych oraz konglomeratów, przykrytych warstwą 5—10 m aluwii (żwir przeważnie piaskowcowe, częściowo granitowe oraz gliny, ropy i piasek). Wierzch czoła pokładów skalnych zalega w środkowej części doliny w poziomie ok. 235,50, przyczem górne warstwy skalne na grubości 5—7 m są zwiertzałe, kruche i nie nadają się do oparcia na nich fundamentu. Skąła zdrowa, tzn. skąła bez rdzawych śladów wietrzenia i rozpadu pod wpływem przenikającej włąb wody zalega w środkowej, najniższej części doliny na rzędnej ok. 228,00 m i warunkuje w ten sposób założenie fundamentu poniżej tej rzędnej.

Charakterystyka elementów, tworzących podłoże zapory Rożnowskiej jest następująca:

1. Piaskowce (jasne, siwe lub ciemne; drobno-średnic- lub gruboziarniste) posiadają dużą wytrzymałość, są natomiast silnie spękanе i zawierają wiele szczelin i diaklaz; występują w warstwach o grubości od kilkudziesięciu cm do 2—3 m, przedzielonych cienkimi wkładkami łupków ilastych.

2. Łupki ilaste (brunatne, siwe lub ciemnozielone) posiadają stosunkowo małą wytrzymałość, są natomiast nieprzepuszczalne dla wody; występują w postaci cienkich przekładek (5—20 cm) między warstwami piaskowca oraz (rzadziej) w postaci warstw o grubości dochodzącej do kilku metrów. W odkrywce pod wpływem słońca i wilgoci kruszeją i wietrzeją bardzo szybko, zamieniając się na ropy płynny lub lotny. Lekko zwilżone stają się bardzo śliskie, co jest szczególnie niebezpieczne wtedy, gdy tworzą cienkie wkładki między płytami piaskowca, gdyż działają jak smar, zmniejszając współczynnik tarcia do wartości 0,2 — 0,3.

3. Konglomeraty (piaskowce, o lepszemu ilastym lub piaszczystym) posiadają wytrzymałość większą niż łupki ilaste, jednak znacznie mniejszą niż piaskowce, ponadto są dość porowate. Występują w postaci warstw od kilkudziesięciu cm do 1—2 m, przedzielonych niekiedy b. cienkimi wkładkami łupków ilastych. Pod wpływem słońca i powietrza kruszą się i wietrzeją, rozsypując się na składniki. Woda wymywa z nich łatwo lepiszcze i skąła rozpada się.

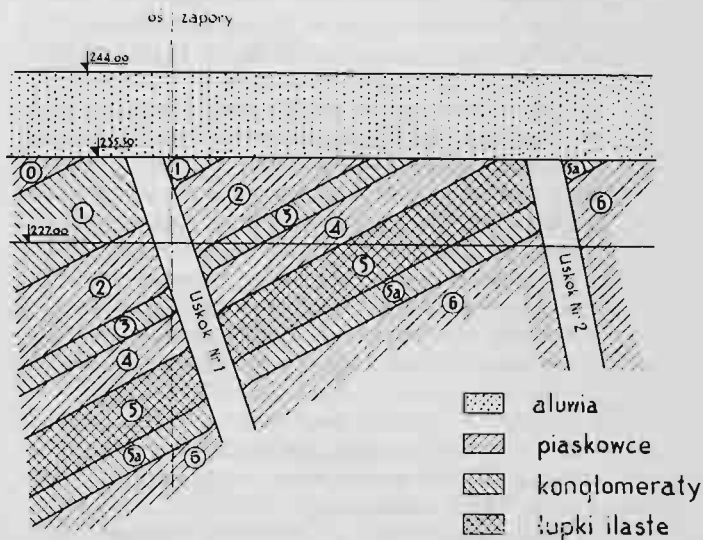
Powyższe dane wskazują, że najbardziej pożądanym elementem podłoża zapory byłyby piaskowce, które jednak przedstawiają tę niedogodność, że są w wysokim stopniu nieuszczelne. Ponadto, w warunkach panujących na północnym podgórze

Karpat wydaje się rzeczą trudną, a nawet niekiedy wręcz niemożliwą znalezienie warstw piaskowca tak rozległych, aby zapora mogła być na nich posadowiona. Należy się więc liczyć z faktem, że niejednokrotnie przy budowie zbiorników Karpaczkich wypadnie stawiać zapory na podłożu, zbudowanym z naprzemianlegle występujących warstw piaskowców, łupków ilastych i konglomeratów, jak to właśnie ma miejsce w Rożnowie. Dlatego więc przykład Rożnowa nazwałem do pewnego stopnia typowym dla warunków geologicznych podgórz Karpaczkiego, jakie mogą się zdarzyć przy budowie innych zapór w Polsce.

Ewentualność fundowania zapory na podłożu, w skład którego wchodzi łupki ilaste przedstawia natomiast wielką korzyść, że w porównaniu z warunkami fundowania wyłącznie na piaskowcach zwiększa się w znacznym stopniu szczelność podłoża, a co zatem idzie zmniejsza się koszt robót zastrzykowych, zaś straty wody ze zbiornika przez infiltrację wgłębne są znacznie mniejsze.

Po tych uwagach natury ogólnej przejdę do bliższej analizy podłoża zapory w Rożnowie. Składa się ono — jak wyżej wspomniano — z naprzemianlegle na sobie leżących warstw piaskowców, łupków ilastych i konglomeratów. Bieg warstw nie jest równoległy do osi lecz tworzy z nią kąt 20—25°, zaś upad warstw w kierunku do zbiornika wynosi 26—32°. Podłoże zapory przecięte jest skośnie do osi czterema dużymi uskokami dyslokacyjnymi, których istnienie stwierdzone dopiero po otwarciu wykopu i nieujawnione przy wstępnych badaniach geologicznych zamąca regularność biegu warstw. Rysunki 2 i 3 pokazują jasno, że w miarę posuwa-

na niewielkie obciążenie szwu fundamentowego, nie przekraczające 12 kg/cm²), następnie postulat 2) traktujący o szczelności podłoża (co w znacznym stopniu zapewnia obecność łupków ilastych — i co zostało potwierdzone małym stosunkowo napływem wody do otwartego dołu fundamentowego) i wresz-

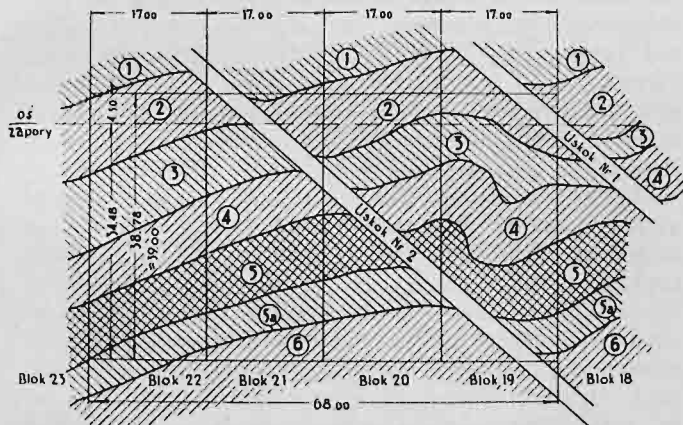


Rys. 3. Profil geologiczny na granicy bloku 18 (normalnego) i 19 (zakładowego).

cie postulat 4) traktujący o upadzie warstw w podłożu zapory, który to upad w Rożnowie uważać należy za wyjątkowo korzystny. Natomiast nie są zadowalniająco spełnione postulaty 3) i 5), traktujące o jednolitości podłoża w sensie stałych własności sprężystych oraz o pożądanej dużej wartości współczynnika tarcia w skałach podłoża, tymwięcej że zachodzi może obawa ześlizgu zapory nie tylko wskutek niedostatecznego tarcia między betonem i łupkami ilastymi, lecz także wskutek niedostatecznego tarcia między sobą płycej i głębiej leżących warstw piaskowca, przedzielonych cienkimi wkładkami łupków ilastych, działających w stanie zwilżonym nieledwie jak smar.

Oto dwa problemy natury statycznej, które powstały w trakcie roboty przy otwieraniu wykopu fundamentowego, a których rozwiązanie było konieczne przed rozpoczęciem robót betonowych. Należy tu zaznaczyć, że oba zagadnienia wystąpiły z pełną wyrazistością szczególnie w odniesieniu do tej części zapory, w której umieszczony będzie zakład wodny, a to ze względów następujących:

- 1) Bloki zakładowe posadowione są w takim miejscu, w którym podłoże przedstawia największą rozmaitość układów warstw, leżących na sobie, a więc i największą niestałość współczynnika sprężystości w poszczególnych punktach fundamentu (por. rys. 2);
- 2) bloki zakładowe przedstawiają konstrukcję o wiele bardziej „ażurową” niż pozostałe bloki zapory, pracują zaś w warunkach dużo gorszych, gdyż aczkolwiek ich obciążenie statyczne nie jest większe niż normalnych bloków zapory, to jednak posiadają one dodatkowe obciążenie dynamiczne wywołane przez stały przepływ wody i pracę turbin i generatorów. Wpływ obciążenia tego



Rys. 2. Plan geologiczny podłoża zakładu wodno-elektrycznego w poziomie 227,00.

nia się wzdłuż dowolnego przekroju poprzecznego zapora będzie spoczywała na różnych rodzajach podłoża — a także podłoża pod sąsiednimi przekrojami poprzecznymi mają charakter różny; różnica ta wynika zarówno z faktu, że oś zapory nie biegnie równoległe do warstw jak i z faktu istnienia wyżej wymienionych uskoków.

Jeżeli wrócimy pamięcią do pięciu postulatów, jakie sformułowałem we wstępie w odniesieniu do podłoża fundamentowego zapór, to spostrzeżemy, że trzy z pośród nich są w wypadku zapory Rożnowskiej zadowalniająco spełnione, a mianowicie: postulat 1) traktujący o wytrzymałości skał (z uwagi

nie może być ujęty rachunkiem, niemniej jednak uświadomienie sobie tego wpływu zmusza do traktowania zagadnienia fundamentowania sekcji zakładowych jako szczególnie subtelnego i niebezpiecznego;

- 3) z uwagi na niebezpieczeństwo zeslizgu wskutek zbyt małego współczynnika tarcia bloki zakładowe są w położeniu szczególnie niekorzystnym ze względu na to, że pozbawione są zasyпки od strony odpowietrznej, której miejsce zajmuje kanał odpływowy z turbin. Bloki przelewowe są wprawdzie także pozbawione zasyпки, niemniej jednak są one w sytuacji znacznie korzystniejszej, albowiem są posadzone na lepszym podłożu (wyłącznie piaskowcem) oraz posiadają niewysokie ale silne oparcie w dół w postaci płyty przelewowej do niszczenia energii, dostatecznie długiej, silnie związanej z podłożem i mocno na końcu zakotwionej.

Te wszystkie okoliczności sprawiły, że problemy statyczne fundowania zakładu wodnego musiały znaleźć swoje szczególne rozwiązanie i tym tłumaczy się tytuł niniejszego artykułu.

Nie analizując bliżej problemu zeslizgu (który wymaga oddzielnego opracowania) nadmienię tylko, że zaprojektowane i zastosowane zostały następujące sposoby wzmocnienia fundamentu.

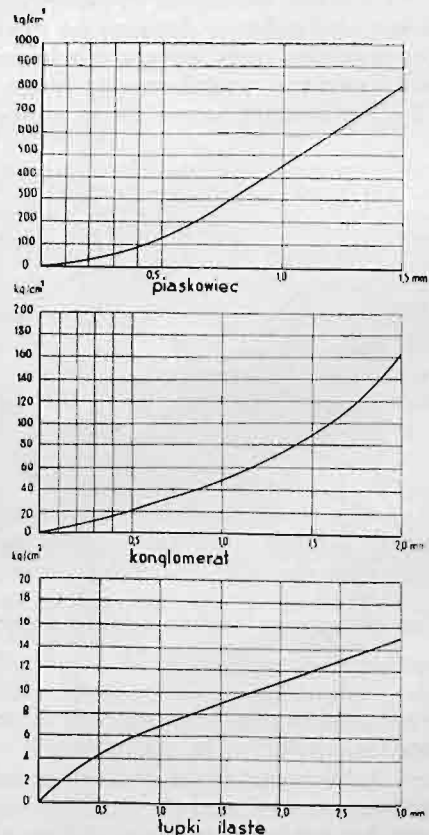
- 1) Fundamenty wszystkich bloków otrzymały nachylenie 1:10 w stronę górnej wody, natomiast zaniechano wykonania ostrogi po stronie odwodnej, której wykonanie byłoby kłopotliwe i naruszyłoby równowagę sąsiednich warstw, zapadających w stronę tej ostrogi.
- 2) Wszystkie większe powierzchnie łupków ilastych po dojściu do właściwej głębokości były pokrywane torkretem aby utrudnić zawilgocenie czy to w przeciągu czasu między ukończeniem wykopu i rozpoczęciem betonowania czy też podczas betonowania.
- 3) Fundamenty bloków zakładowych otrzymały dla zwiększenia stateczności na zeslizg trójkątne ostrogi po stronie odwodnej, wykonane z nachyleniem, zgodnym z upadem warstw w stronę zbiornika.
- 4) Fundamenty bloków zakładowych — w celu silniejszego związania z podłożem i jakgdyby zwiększenia masy bloków — zostały zakotwione w podłożu zapomocą szeregu studzien (w ilości kilkunastu sztuk na blok) średnicy 1,50—2,00 m, głębokości 6—7 m, silnie uzbrojonych szynami kolejowymi, i zabetonowanych betnem P 250 — P 300.

Sprężystość podłoża.

Nie zajmując się już więc dalej kwestią zeslizgu rozpatrzę szerzej problemat niejednostajnej sprężystości podłoża i zanalizuję, jaki wpływ może mieć ta niestałość współczynnika sprężystości na konstrukcję, a wreszcie przedstawię środki zaradcze jakie zostały zastosowane w celu zniweczenia szkodliwych konsekwencji, płynących z charakteru budowy podłoża. Żeby to zagadnienie móc rozwiązać — należy przede wszystkim określić współczynniki sprężystości skał, tworzących podłoża zapory,

następnie obliczyć współczynniki sprężystości podłoża w różnych punktach, określić wielkość naprężeń w szwie fundamentowym, zdać sobie sprawę z niebezpieczeństwa powstania takich czy innych zakłóceń przebiegu naprężeń w korpusie zapory i w końcu dopiero zaprojektować odpowiednie wzmocnienie konstrukcji.

Gdy więc w trakcie otwierania wykopu fundamentowego okazała się naocześnie wielka różnorodność skał, tworzących podłoża — Kierownictwo Budowy Zbiornika w Rożnowie zadecydowało przede wszystkim wykonanie pomiaru współczynnika sprężystości poszczególnych skał. Pomiar ten wykonano metodą zupełnie prymitywną na prasie Amsler'a 200 t — jedyną metodą, na jaką pozwolił krótki przeciąg czasu i szczupłe zasoby laboratorium betonowego, znajdującego się na placu budowy. Próbkę przygotowywano w sposób następujący: wycinano z badanej skały kostkę o wysokości ściśle 10 cm i obetonowywano z boków w pierścieniu żeliwnym \varnothing 19,3 cm (powierzchnia 300 cm²) wysokości także 10 cm — poczem, po stwardnieniu betonu poddawano próbkę ścisłaniu, działając na nią tłokiem o przekroju okrągłym o powierzchni 100 cm², przyczem tłok na całej swej powierzchni dotykał próbki badanego materiału nie kontaktując z betonem. Rola pierścienia betonowego polegała na zapobieganiu rozplywania się próbki nazewnątrz (co groziło zwłaszcza przy ilu-łupkach), stwarzając w ten sposób warunki pracy



Rys. 4.

zbliżone do natury, gdzie wyciśnięcie warstw skalnych na zewnątrz nie będzie możliwe z powodu oporu warstw sąsiednich. Podnosząc stopniowo obciążenie notowano jednocześnie odkształcenia próbki, przyczem zaznaczyć należy, że z powodu braku odpowiednich instrumentów pomiar odkształceń był

mało dokładny, gdyż wykonać go było można za ledwie z dokładnością do 0,1 mm. Wydaje się rzeczą niemal pewną, że uzyskane w ten sposób wartości współczynników sprężystości różnych rodzajów skał nie są ściśle i odbiegają od wartości, jakie można by otrzymać przy bardziej precyzyjnym pomiarze. Niemniej jednak, zważywszy że chodzi w danym wypadku nie tyle o wartości bezwzględne współczynników sprężystości, a raczej o ich wzajemne ustosunkowanie — ponadto biorąc pod uwagę, że wszystkie pomiary zostały wykonane w tych samych warunkach i próby zostały wykonane kilkakrotnie, przyczem rezultaty otrzymane były naogół dość zgodne — wydało się rzeczą zupełnie możliwą przyjęcie uzyskanych doświadczalnie wartości jako podstawy dalszego rozumowania.

Rys. 4 przedstawia przebieg krzywych odkształceń w zależności od naprężeń dla piaskowca, konglomeratu i łupka ilastego. Wartości współczynnika sprężystości, określone z załączonych krzywych w obszarze naprężeń 5—10 kg/cm² wynoszą:

dla piaskowca	$E_1 = 240.000 \text{ t/m}^2$
dla konglomeratu	$E_2 = 34.000 \text{ t/m}^2$
dla łupka ilastego	$E_3 = 4.000 \text{ t/m}^2$

Ustosunkowanie współczynników sprężystości piaskowca, konglomeratu i łupka ilastego wynosi więc

$$E_1 : E_2 : E_3 = 60 : 8,5 : 1$$

co wskazuje, że stopień niejednorodności podłoża jest bardzo wysoki i że obaw, jakie były wyżej w odniesieniu do tego problemu sformułowane — lekceważyć nie należy.

Do jednej z podanych wyżej liczb odnieść się należy krytycznie, mianowicie do wartości współczynnika sprężystości dla piaskowca; krytycyzm ten uwarunkowany jest tą okolicznością, że warstwy piaskowca w podłożu nie występują z reguły jako masa zupełnie jednolita, lecz w odstępach 1—2 m są przedzielone wkładkami łupków ilastych o grubości 5—20 cm. Na podstawie obserwacji wykonanych w Rożnowie, można przyjąć, że na warstwę grubości 2 m przypada wkładka około 10 cm łupka ilastego. Obecność tej wkładki o bardzo małym współczynniku sprężystości sprawia, że wartość współczynnika sprężystości dla kompleksu piaskowcowego (traktowanego w dalszych rozważaniach jako jednolita całość) musi ulec znacznej redukcji. Zredukowany współczynnik sprężystości obliczymy ze wzoru

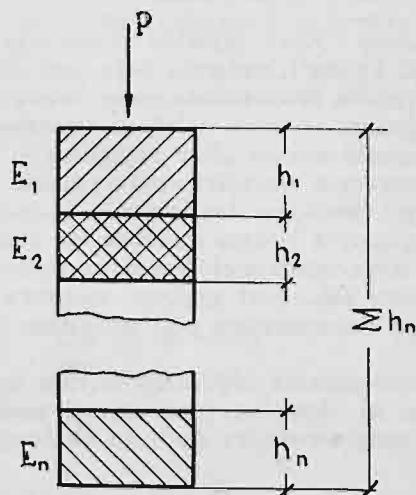
$$E'_1 = \frac{h_1 + h_3}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_3}{E_3}} = \frac{1,90 + 0,10}{\frac{1,90}{240000} + \frac{0,10}{4000}} = 61000 \text{ t/m}^2$$

Analogicznej redukcji dla konglomeratu nie przeprowadzamy, gdyż wkładki łupków ilastych nie występują w nim w postaci regularnych warstw, lecz tylko miejscami w postaci większych lub mniejszych soczewek.

Określiśmy więc przybliżone wartości współczynnika sprężystości poszczególnych gatunków skał, występujących w podłożu zapory Rożnowskiej. Należy teraz określić w różnych punktach fundamentu wartości współczynnika sprężystości podłoża, traktowanego jako całość, tzn.

z uwzględnieniem miąższości i sprężystości kolejno spoczywających na sobie warstw.

Wyobraźmy sobie dowolnego kształtu graniastosłup, zbudowany z kolejno pod sobą leżących warstw o różnych miąższościach $h_1, h_2 \dots h_n$ i różnych wartościach współczynnika sprężystości $E_1, E_2 \dots E_n$ (rys. 5). Przyjmijmy, że dolna podstawa graniastosłupa spoczywa na podłożu nieodkształcalnym i założmy, że graniastosłup został obciążony siłą osiową P , przyczem naprężenie ściskające w dowolnym szwie poziomym wynosi $\sigma = \text{const.}$ (tzn. graniastosłup traktujemy jako nieważki). Nastąpi



Rys. 5.

wtedy odkształcenie (skurczenie się) graniastosłupa o wielkość f , przyczem $f = f_1 + f_2 + \dots + f_n$ gdzie $f_1, f_2 \dots f_n$ stanowią miarę odkształcenia bezwzględnego kolejnych warstw.

$$f_1 = \sigma \frac{h_1}{E_1}$$

$$f_2 = \sigma \frac{h_2}{E_2}$$

$$f_n = \sigma \frac{h_n}{E_n}$$

$$f = \Sigma f_n = \sigma \Sigma \frac{h_n}{E_n}$$

Gdyby graniastosłup był zbudowany z materiału jednolitego o współczynniku sprężystości E , to skrócenie graniastosłupa obciążonego tą samą siłą P wyniosłoby

$$f = \sigma \frac{\Sigma h_n}{E}$$

Porównywując oba wyrażenia, otrzymujemy wartość zastępczego współczynnika sprężystości

$$E = \frac{\Sigma h_n}{\Sigma \frac{h_n}{E_n}}$$

tzn. takiego współczynnika sprężystości, jaki w da-

nym pionie wykazuje podłoże, traktowane jako całość.

Oznaczamy

$$\varepsilon = \frac{1}{\sum E_n} \dots \dots \dots (1)$$

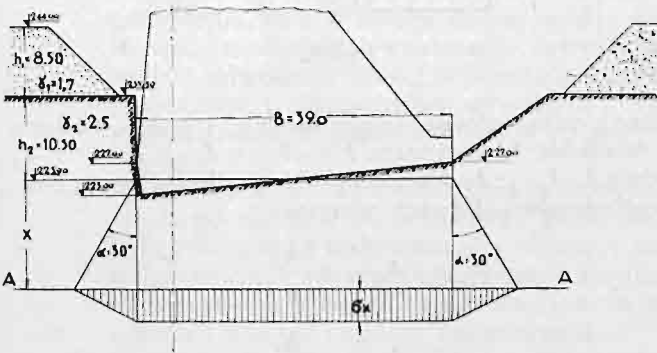
wtedy ugięcie podłoża obciążonego naprężeniem wyrazi się jako

$$f = \frac{\sigma}{\varepsilon} \dots \dots \dots (2)$$

Wprowadzony tutaj symbol ε posiada wymiar t/m^3 (wzgl. kg/cm^3), zaś rola jego jest analogiczna do współczynnika proporcjonalności między naprężeniem i ugięciem w teorii belek na sprężystym podłożu (niemiecki termin „Bettungsziffer”).

Wyznaczenie wartości współczynnika ε dla poszczególnych punktów fundamentu o znanym profilu geologicznym będzie możliwe na zasadzie poprzednio wyprowadzonej formuły dopiero wtedy, gdy ustalimy jaką jest grubość warstwy podłoża, podlegająca deformacjom pod wpływem obciążenia zapora.

Dla rozwiązania tego zagadnienia wyobraźmy sobie (rys. 6) dowolną płaszczyznę poziomą AA poprowadzoną wewnątrz podłoża skalnego na głą-



Rys. 6.

bokości x poniżej przeciętnego poziomu szwu fundamentowego budowli. Siły działające w podłożu na poprowadzonej w ten sposób płaszczyźnie musiały być przed rozpoczęciem budowy w stanie równowagi, przyczem naprężenie ściskające na tej powierzchni wynosiło

$$\sigma_1 = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 (h_2 + x)$$

Po otwarciu wykopu i usunięciu warstwy aluwii o grubości h_1 oraz warstwy skały o grubości h_2 naprężenie ściskające na powierzchni AA zmniejszyło się w przybliżeniu do wartości

$$\sigma_2 = \gamma_2 \cdot x$$

i wobec zmniejszenia się naprężeń ściskających warstwy skalne uległy rozprężeniu i powierzchnia AA uniosła się nieco w górę do poziomu, przy którym ustalili się nowy, przejściowy stan równowagi.

Po wybudowaniu zapory szew fundamentowy zostanie obciążony dodatkowo ciężarem zapory, przyczem wartość naprężenia ściskającego w szwie fundamentowym nazwijmy p . W jaki sposób na-

prężenie to przenosi się w głąb podłoża — nie jest nam znane i teoretycznie określone być nie może. Z dużą dozą prawdopodobieństwa przyjąć można a priori, że ze wzrostem głębokości wpływ ten rozciąga się na powierzchnię coraz większą, przyczem największe wartości naprężenia są w części podłoża leżącej bezpośrednio pod fundamentem, zaś zmniejszają się w miarę oddalania się w jedną lub drugą stronę z tego obszaru. Sądzę, że nie popełnimy wielkiego błędu zakładając, że naciski wywierane przez fundament rozchodzą się ukośnie w obie strony po obwiedni, której odchylenie od pionu wynosi $\alpha = 30^\circ$ (analogiczny rozkład nacisków przyjmuje się w betonie), przyczem rozkład nacisków w obszarze leżącym pionowo pod fundamentem jest prostokątny, zaś w pozostałych obszarach trójkątny. Wtedy

$$\sigma_x = p \cdot \frac{B}{B + x \operatorname{tg} \alpha}$$

w płaszczyźnie AA powstanie więc wtedy naprężenie ściskające całkowite

$$\sigma_3 = \sigma_2 + \sigma_x = \gamma_2 \cdot x + p \frac{B}{B + x \operatorname{tg} \alpha}$$

przy którym ustali się ostateczny stan równowagi.

Płaszczyzna AA może być uważana za granicę obszaru, na który działa wpływ obciążenia budowla, jeśli założymy, że stan równowagi na tej płaszczyźnie przed rozpoczęciem robót i po wzniesieniu budowli jest jednakowy, tzn.

$$\sigma_1 = \sigma_3$$

Przyrównując otrzymamy:

$$\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 (h_2 + x) = \gamma_2 \cdot x + p \cdot \frac{B}{B + x \operatorname{tg} \alpha}$$

skąd ostatecznie

$$x = B \cdot \operatorname{ctg} \alpha \left(\frac{p}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2} - 1 \right) \dots (3)$$

Obliczenie wartości x na podstawie wyprowadzonego wzoru przedstawia tę trudność, że wartość p jest wzdłuż szwu fundamentowego zmienna, a przytem zmienna w różny sposób przy zbiorniku próżnym oraz pełnym. Zważywszy jednak, że cały wyżej przeprowadzony wywód ma charakter dość grubego przybliżenia sądzymy, że nie popełnimy błędu, któryby miał zasadniczy wpływ na dalszy tok rozumowania, jeśli założymy, że p jest średnią wartością nacisku budowli w szwie fundamentowym. Podstawiamy zatem:

$$\begin{aligned} B &= 39,00 \text{ m} \\ \alpha &= 30^\circ; \operatorname{ctg} \alpha = \sqrt{3} = 1,73 \\ p &= \text{około } 6 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ t/m}^2 \\ \gamma_1 &= 1,7 \text{ t/m}^3, h_1 = 8,50 \text{ m} \\ \gamma_2 &= 2,5 \text{ t/m}^3, h_2 = 10,50 \text{ m} \end{aligned}$$

skąd otrzymamy

$$\begin{aligned} x &= 39,00 \cdot 1,73 \left(\frac{60}{1,7 \cdot 8,5 + 2,5 \cdot 10,5} - 1 \right) = \\ &= 32 \text{ m} \approx 35 \text{ m} \end{aligned}$$

Otrzymałiśmy zatem, że wpływ obciążenia podłoża zapora sięga w głąb podłoża przeciętnie na 35 m poniżej szwu fundamentowego, tzn. do rzędnej 225.00 — 35.00 = 190.00 m n. p. m.

Ustaliwszy tę wielkość możemy teraz już łatwo na podstawie znajomości profilów geologicznych określić wielkość ε zgodnie ze wzorem (1) w każdym punkcie fundamentu. Obliczymy przykładowo przebieg zmienności ε wzdłuż szwu fundamentowego na granicy bloku 18 (normalnego) i 19 (zakładowego) posługując się profilem geologicznym, podanym na rys. 3 wzgl. 7.

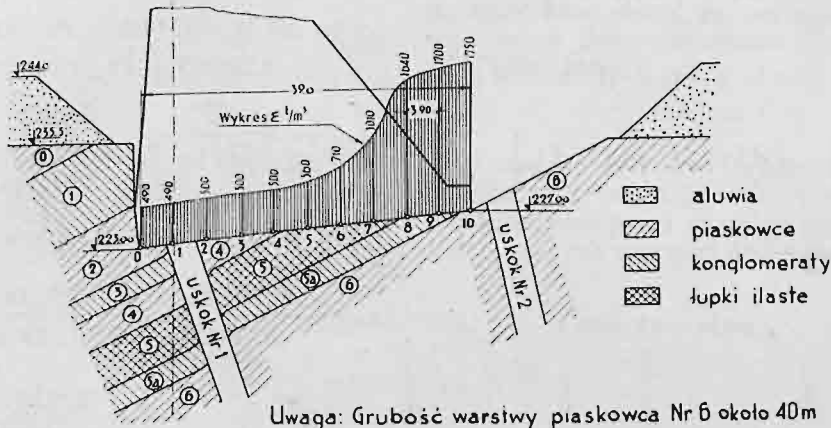
Dzieląc podstawę na 10 równych części obliczamy wartość ε w każdym z 11-tu punktów podziału,

- $\varepsilon_3 = 500 \text{ t/m}^3$
- $\varepsilon_4 = 500 \text{ "}$
- $\varepsilon_5 = 560 \text{ "}$
- $\varepsilon_6 = 710 \text{ "}$
- $\varepsilon_7 = 1010 \text{ "}$
- $\varepsilon_8 = 1640 \text{ "}$
- $\varepsilon_9 = 1700 \text{ "}$
- $\varepsilon_{10} = 1750 \text{ "}$

Krzywa zmienności ε wykreślona jest na rysunku 7.

Rozkład nacisków w szwie fundamentowym.

Mając daną charakterystykę podłoża fundamentowego w postaci wykresu ε w profilu 18/19 —



Rys. 7. Profil geologiczny podłoża i fundamentu na granicy bloku 18 i 19. Wykres ε .

biorąc każdorazowo pod uwagę warstwę podłoża pod fundamentem o grubości całkowitej 35 m.

Profil O: piaskowiec 3,0 + 4,5 + 16,0 = 23,5 m
konglomerat 2,5 + 3,0 = 5,5 „
łupek ilasty = 6,0 „
razem 35,0 m

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{\frac{23,5}{61000} + \frac{5,5}{34000} + \frac{6,0}{4000}} = 490 \text{ t/m}^3$$

Profil 1: piaskowiec 1,3 + 4,5 + 17,7 = 23,5 m
konglomerat 2,5 + 3,0 = 5,5 „
łupek ilasty 6,0 „
razem 35,0 m

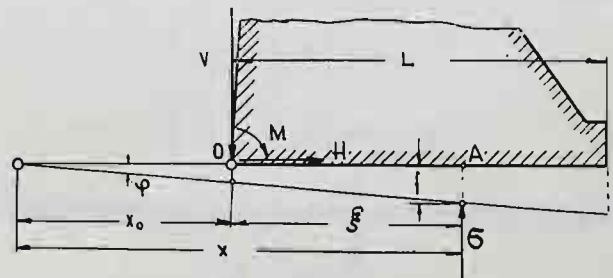
$$\varepsilon_1 = 490 \text{ t/m}^3$$

Profil 2: piaskowiec 5,0 + 19,5 = 24,5 m
konglomerat 3,7 „
łupek ilasty 6,8 „
razem 35,0 m

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{\frac{24,5}{61000} + \frac{3,7}{34000} + \frac{6,8}{4000}} = 500 \text{ t/m}^3$$

Obliczając analogicznie dla profilu 3, 4, 5 itd. aż do 10, otrzymamy

możemy określić rozkład naprężeń w szwie fundamentowym przy danym obciążeniu tego szwu. Zakładamy, że szew fundamentowy — płaski przed obciążeniem — pozostaje taksamo płaski po odkształceniu oraz sprowadzamy układ obciążeń zewnętrznych do punktu O (rys. 8), obliczając dla



Rys. 8.

bloku zakładowego siłę pionową V , poziomą H i moment M . Ze względu na znikome pochylenie fundamentu w stosunku do poziomu przyjmujemy jednocześnie, że siła V jest prostopadła, zaś H równoległa do szwu fundamentowego.

Szerokość fundamentu bloku w kierunku prostopadłym do rysunku oznaczamy przez b i przyjmujemy jako środek obrotu fundamentu punkt K , oddalony o x_0 od punktu O . Kąt obrotu nazywamy φ .

W punkcie A oddalonym o $x = x_0 + \xi$ od środka obrotu K niechaj będzie naprężenie ściskające pionowe σ oraz odkształcenie f .

$$f = \varphi \cdot x$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot f = \varepsilon \cdot \varphi \cdot x = \varepsilon \cdot \varphi \cdot (x_0 + \xi) \dots (4)$$

Z dwóch warunków, a mianowicie:

- 1) równania równowagi sił pionowych oraz
- 2) równania równowagi momentów względem O

można wyznaczyć 2 parametry zadania, tj. x_0 i φ — a następnie określić naprężenie σ w dowolnym punkcie fundamentu ze wzoru (4)

$$dV = \sigma \cdot b \cdot dx = \varepsilon \cdot \varphi \cdot (x_0 + \xi) \cdot b \cdot d\xi$$

$$V = b \cdot \varphi \left\{ x_0 \int_0^L \varepsilon \cdot d\xi + \int_0^L \varepsilon \cdot \xi \cdot d\xi \right\}$$

$$dM = \sigma \cdot b \cdot dx \cdot \xi = \varepsilon \cdot \varphi \cdot (x_0 + \xi) \cdot b \cdot \xi \cdot d\xi$$

$$M = b \cdot \varphi \left\{ x_0 \int_0^L \varepsilon \cdot \xi \cdot d\xi + \int_0^L \varepsilon \cdot \xi^2 \cdot d\xi \right\}$$

Oznaczamy:

$$\int_0^L \varepsilon \cdot d\xi = \Sigma_1 \dots \text{pole wykresu } \varepsilon$$

$$\int_0^L \varepsilon \cdot \xi \cdot d\xi = \Sigma_2 \dots \text{moment statyczny wykresu } \varepsilon \text{ względem O.}$$

$$\int_0^L \varepsilon \cdot \xi^2 \cdot d\xi = \Sigma_3 \dots \text{moment bezwładności wykresu } \varepsilon \text{ względem O.}$$

Wtedy

$$V = b \cdot \varphi \left\{ x_0 \Sigma_1 + \Sigma_2 \right\}$$

$$M = b \cdot \varphi \left\{ x_0 \Sigma_2 + \Sigma_3 \right\}$$

Rozwiązując powyższy układ równań otrzymujemy:

$$x_0 = \frac{\frac{M}{V} \cdot \Sigma_2 - \Sigma_3}{\Sigma_2 - \frac{M}{V} \cdot \Sigma_1} \dots (5)$$

oraz

$$\varphi = \frac{V}{b (\Sigma_1 \cdot x_0 + \Sigma_2)} \dots (6)$$

Obliczone metodą graficzno-analityczną wartości całek Σ dla profilu 18/19 wynoszą

$$\Sigma_1 = 34000 \text{ t/m}^2$$

$$\Sigma_2 = 853000 \text{ t/m}$$

$$\Sigma_3 = 25500000 \text{ t}$$

Szerokość bloku $b = 17,00 \text{ m}$, zaś obciążenia zewnętrzne:

a) przy zbiorniku pustym

$$\begin{aligned} V &= 34766 \text{ t} & \frac{M}{V} &= 13,22 \text{ m} \\ M &= 459763 \text{ tm} \\ H &= 0 \end{aligned}$$

b) przy zbiorniku pełnym

$$\begin{aligned} V &= 36338 \text{ t} & \frac{M}{V} &= 20,76 \text{ m} \\ M &= 754243 \text{ tm} \\ H &= 18697 \text{ t} \end{aligned}$$

Podstawiając przytoczone wartości we wzór (5) oraz (6) otrzymujemy ostatecznie:

a) przy zbiorniku pustym

$$x_0 = \frac{13,22 \cdot 853'000 - 25'500'000}{853'000 - 13,22 \cdot 34'000} = -35,20 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{34'766}{17 \cdot (-34'000 \cdot 35,20 + 853'000)} = -0,00594$$

b) przy zbiorniku pełnym

$$x_0 = \frac{20,76 \cdot 853'000 - 25'500'000}{853'000 - 20,76 \cdot 33'400} = -48,70 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{36'338}{17 \cdot (-34'000 \cdot 48,70 + 853'000)} = -0,00266$$

ze wzoru $\sigma = \varepsilon \cdot \varphi \cdot (x_0 + \xi)$ wyznaczamy naprężenie ściskające w szwie fundamentowym:

Przekrój	ξ m	ε t/m ²	Zbiornik pusty $x_0 = -35,20 \text{ m}$ $\varphi = -0,00594$		Zbiornik pełny $x_0 = -48,70 \text{ m}$ $\varphi = -0,00266$	
			$x_0 + \xi$ m	σ t/m ²	$x_0 + \xi$ m	σ t/m ²
0	0,00	490	-35,20	102,5	-48,70	63,5
1	3,90	490	-31,30	91,1	-44,80	58,4
2	7,80	500	-27,40	81,4	-40,90	54,4
3	11,70	500	-23,50	69,8	-37,00	49,2
4	15,60	500	-19,60	58,2	-33,10	44,0
5	19,50	560	-15,70	52,2	-29,20	43,5
6	23,40	710	-11,80	49,8	-25,30	47,8
7	27,30	1010	-7,90	47,4	-21,40	57,5
8	31,20	1640	-4,00	39,0	-17,50	76,3
9	35,10	1700	-0,10	1,0	-13,60	61,5
10	39,00	1750	+3,80	-39,5	-9,70	45,2

Obliczone wartości naprężeń σ — oddzielnie dla zbiornika pustego i zbiornika pełnego naniesione są na wykresie rys. 9. Na tymże samym wykresie naniesione są wartości naprężeń σ' , tj. tych naprężeń, jakie panowałyby w szwie fundamentowym, gdyby podłoże posiadało stały współczynnik sprężystości. Naprężenia σ' obliczone na podstawie założenia, że szew fundamentowy płaski przed odkształ-

ceniem, pozostaje płaski po odkształceniu — wyrażają się wzorem (zachowując oznaczenia z rys. 8):

$$\sigma' = \frac{6}{b \cdot L^3} (2M - VL) \xi + \frac{2}{b \cdot L^2} (2VL - 3M) \quad (7)$$

przyczem przebieg naprężeń jest liniowy.

Według wzoru (7) oblicza się normalnie zapory masywne, przyczem wzór ten opiera się — jak to już wyżej wspomniano — z jednej strony na hipotezie płaskich przekrojów, z drugiej zaś strony na założeniu, że współczynnik sprężystości materiału jest stały. Wzór ten więc mógłby z pewnym przybliżeniem służyć dla określenia rozkładu naprężeń w fundamencie w tym wypadku, gdyby współczynnik sprężystości podłoża był stały.

Projekt wzmocnienia fundamentu.

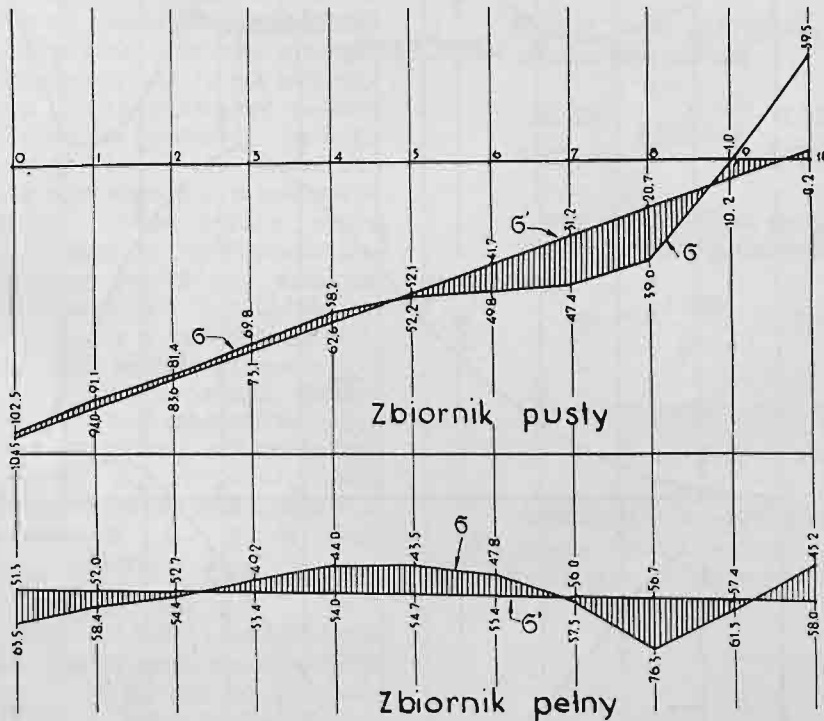
Stajemy więc teraz wobec dylematu, jaki jest rzeczywisty przebieg naprężeń normalnych w poziomych przekrojach zapory. Jeślibyśmy, zapominając o właściwościach sprężystych podłoża, obliczali naprężenia w kolejnych przekrojach (idąc od góry) zapomocą wzoru (7), to otrzymalibyśmy w szwie fundamentowym przebieg naprężeń wg. wy-

cy od prawdy, jeśli uczynimy założenie kompromisowe, które sformułujemy w ten sposób, że o ile dla wyższych przekrojów zapory jest zapewne słabszy wykres naprężeń przebiegających liniowo wg. schematu σ' — o tyle dla przekrojów leżących blisko fundamentu słabszy jest przebieg naprężeń analogiczny do wykresu σ lecz stopniowo, łagodnie zmieniający swój kształt i przechodzący w przebieg liniowy. Powstaje więc w ten sposób w sąsiedztwie fundamentu zapory pewna strefa, w której przebieg naprężeń doznaje zaburzeń i obliczony być nie może, nasuwa zaś obawę powstania w tej strefie pęknięć i rys.

Przyjmijmy dla prostoty dalszego rozumowania, że strefę tę stanowi płyta b. cienka o nieskończenie wielkiej sztywności. Płyta owa będzie wtedy zgóry obciążona wg. wykresu σ' zaś zdołu wg. wykresu σ . Jako obciążenie wypadkowe powstanie więc obciążenie

$$\sigma'' = \sigma' + \sigma$$

pokazane na rys. 9 w formie zakreskowanego pola między wykresami σ i σ' . Obciążenie to wywoła w pomyślanej przez nas płycie momenty gnące i siły tnące, których wartości obliczone z rys. 9 naniiesione



Rys. 9. Wykres δ i δ' .

kresu σ' — co jest oczywiście niezgodne z obliczonymi naprężeniami σ . Gdybyśmy zaś, przyjmując jako punkt wyjścia przebieg naprężeń σ w szwie fundamentowym posuwali się kolejnymi przekrojami w górę, to otrzymywalibyśmy w tych przekrojach przebieg naprężeń nieliniowy, niezgodny z hipotezą płaskich przekrojów. Jak widzimy więc, ani jedna ani druga metoda nie może dać w tym wypadku rozwiązania zadawalniającego pod względem teoretycznym; natomiast sądzimy, że będziemy niedalc-

są wykreślić na rys. 10 oddzielnie dla wypadku zbiornika pustego i pełnego. Płyta owa stanie się zatem właściwym fundamentem budowli, tzn. tą jej częścią składową, która obciążenie budowli przenosi na grunt, zaś wytrzymałość tej płyty w stosunku do obciążających ją momentów gnących i sił tnących zawyrokuje o trwałości postawionej na niej konstrukcji.

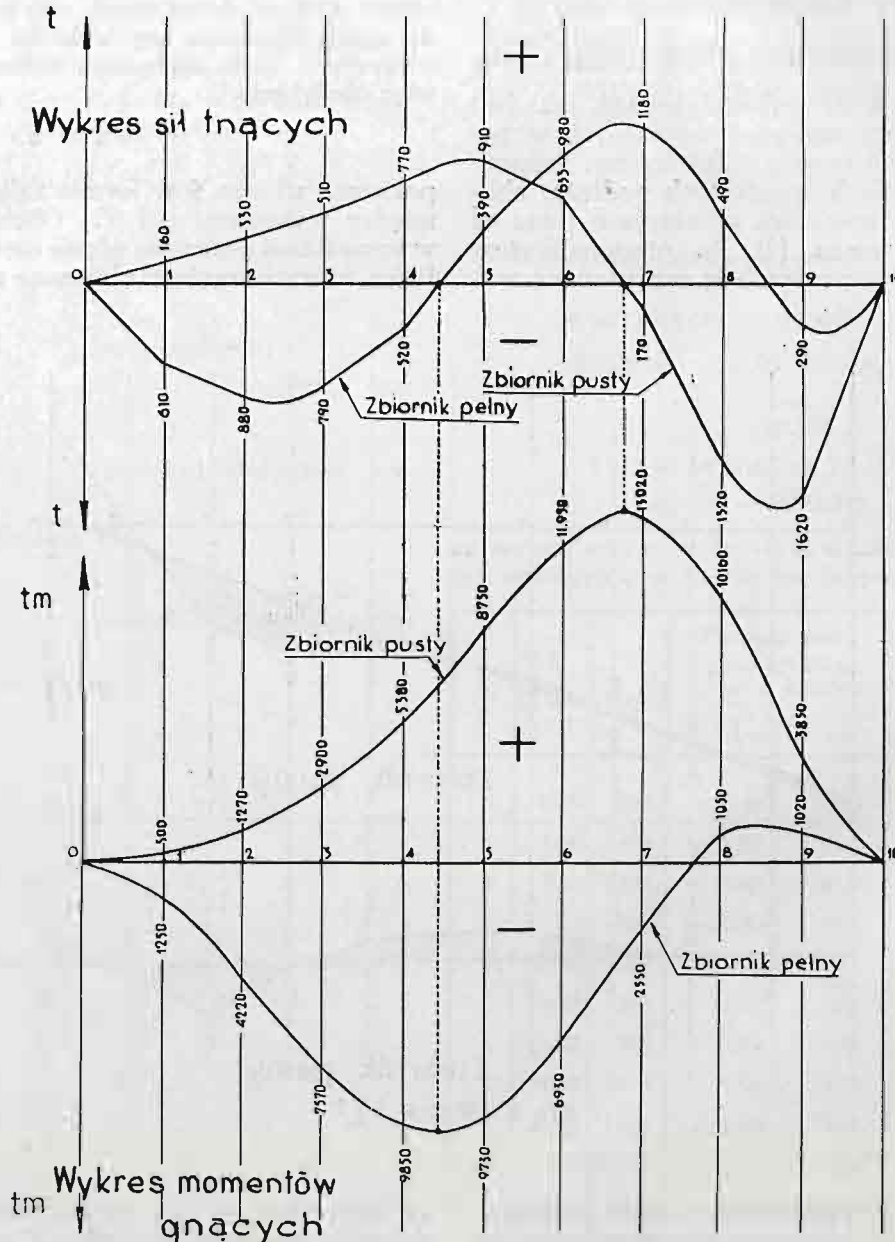
Ten sposób rozumowania prowadzi więc do koncepcji stworzenia w dolnej części budowli spe-

cyjnej konstrukcji, mogącej pracować na zginanie oraz ścinanie i ponadto dostatecznie sztywnej — a więc konstrukcji żelazobetonowej. Obliczenie tej konstrukcji z chwilą kiedy znany jest przebieg momentów gnących i sił tnących nie przedstawia już właściwie żadnej trudności. Koniecznym jest jednak zwrócenie uwagi na kilka okoliczności, które omówię na tym miejscu nieco szerzej.

1) Całe rozumowanie, które doprowadziło do koncepcji stworzenia w fundamencie zakładu płyty żelbetowej oparte jest na szeregu założeń, które dążą do uproszczenia rachunku, a które jednak mogą nieco odbiegać od rzeczywistości. Z tego więc względu są

wę obliczeń obwiednię max. momentów i max. sił tnących. Zważywszy, że bloki zakładowe sąsiadują ze sobą i podłoże ich jest zbudowane z różnych układów tych samych elementów — założenie wyżej uczynione wydaje się całkowie uzasadnione, gdyż daje dość dużą szansę wyeliminowania pewnych przypadkowych błędów czy to w ustaleniu układu warstw geologicznych, ich miąższości, czy też nawet pewnych nieuniknionych drobnych błędów w ustalaniu współczynników sprężystości.

Obliczone w ten sposób wartości max. dla Rożnowa wynoszą:



Rys. 10.

dzę, że nie można otrzymanych wykresów (rys. 10) traktować jako absolutnie ścisłych, lecz należy analogiczne przeliczenie wykonać dla szeregu profili poprzecznych pod zakładem wodnym i przyjąć jako podsta-

Moment dodatni	około 25.000 tm
Moment ujemny	„ 10.000 tm

2) Przy ustalaniu ilości uzbrojenia przyjmuję dla uzbrojenia dolnego (na moment ujem-

ny = zbiornik pełny) wartość $\sigma_z = 1200$ kg/cm², zaś dla uzbrojenia górnego (moment dodatni = zbiornik pusty) wartość $\sigma_z = 1500$ kg/cm², a więc wartość o 25% większą. Założenie to tłumaczy się tym, że przebieg krzywej momentów przy zbiorniku pustym osądzić można jako obliczony z pewnym nadmiarem w stosunku do rzeczywistości. Istota nadmiaru tego tkwi w tym, że w ciągu budowy, trwającej 2—3 lata następują już pewne wzajemne odkształcenia betonu i podłoża w miarę nakładania nowych warstw betonu, a powstanie tych trwałych odkształceń musi w rezultacie wartości naprężeń nieco zmniejszyć.

- 3) Przy projektowaniu uzbrojenia należy przede wszystkim ustalić wysokość strefy zbrojonej. Zwracam tutaj uwagę, że w rozważaniach wstępnych przy określaniu momentu gnącego przyjmowałem tę strefę jako nieskończenie cienką. Nadając tej strefie pewną grubość popełniamy w stosunku do założeń pierwotnych błąd, który będzie tym większy im większą zadamy wysokość tej strefy. Zatem z punktu widzenia „czystości rachunku” pożądana jest wysokość tej strefy jak najmniejsza. Z drugiej znow jednak strony powiększenie wysokości wpływa dobitnie na zmniejszenie ilości żelaza, a więc względy ekonomiczne przemawiają za wykonaniem tej strefy jak najwyższej, przy czym jednak zaznaczyć należy, że każde podwyższenie poziomu górnego uzbrojenia wymaga znacznego wzmocnienia uzbrojenia drugorzędowego, międzystrefowego (strzemiona, siatki boczne, pręty montażowe itd). Sądzę, że rozwiązanie postawionego dylematu opierać się musi na pewnych danych, wziętych z praktyki — i podaję poniżej (wraz z krótkim uzasadnieniem) normy, jakie zostały zastosowane:

- a) Ponieważ w obliczeniu fundament traktowany jest jako belka żelazobetonowa, więc wysokość strefy uzbrojonej nie może być za duża w stosunku do rozpiętości belki $L = 39.0$ m. Jako praktyczne maksimum stosunku przyjmujemy $H : L = 1 : 4$, skąd wynika $\max. H = \frac{39.00}{4} = 9,75$ m

- b) Dążąc do podwyższenia belki i zmniejszenia ilości żelaza nie chcemy zejść z uzbrojeniem poniżej granicy 30 kg/m³ ani też przekroczyć granicy 40 kg/m³, które to granice wyznacza z grubsza, jako minimum praktyka fundamentowa w odniesieniu do wielkich bloków. Liczymy się z tym, że wysokość strefy uzbrojonej przekroczy 3 m, a więc nie zmieści się ona w płycie pod rurą ssącą, lecz zbrojenie będzie musiało być umieszczone w kontrforsach. Szerokość każdej kontrforsy wynosi $4,25$ m, zatem łączna szerokość teoretyczna belki zbrojonej wynosi

$$b = 2 \times 4,25 = 8,50 \text{ m.}$$

Przy wysokości uzbrojonej strefy H m, ilość betonu wynosi

$$8,50 \cdot H \text{ m}^3/\text{mb}$$

przekrój zaś uzbrojenia przy zadanych momentach i naprężeniach dopuszczalnych będzie w przybliżeniu:

$$\text{uzbrojenie dolne } f_1 = \frac{10'000}{\sqrt[3]{8} \cdot H \cdot 1,2} = \frac{9'500}{H} \text{ cm}^2$$

$$\text{uzbrojenie górne } f_2 = \frac{25'000}{\sqrt[3]{8} \cdot H \cdot 1,5} = \frac{19'000}{H} \text{ cm}^2$$

uzbrojenie dolne i górne razem

$$\frac{28'500}{H} \text{ cm}^2.$$

Przyjmując relację, że 1 cm² uzbrojenia głównego po doliczeniu haków, strzemion, prętów rozdzielczych i montażowych waży 1 kg/mb, otrzymujemy wagę całkowitego uzbrojenia

$$\frac{28'500}{H} \text{ kg/mb}$$

Zatem waga uzbrojenia w stosunku do m³ betonu wyraża się.

$$\frac{28'500}{8,50 \cdot H^2} \text{ kg/m}^3 = \frac{3'350}{H^2} \text{ kg/m}^3$$

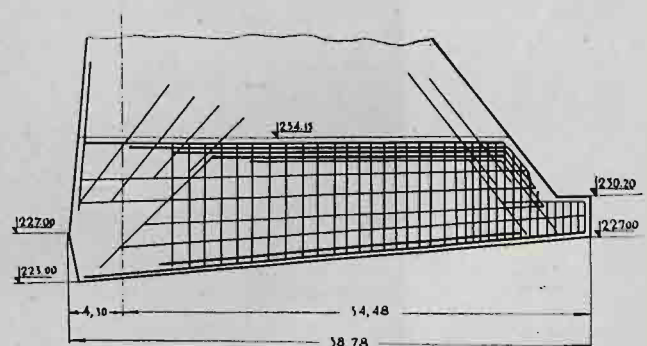
Z warunku, że ilość uzbrojenia winna zawierać się między granicami 30 i 40 kg/m³

$$30 \leq \frac{3'350}{H^2} \leq 40 \text{ kg/m}^3$$

określamy praktyczne granice H .

$$9,15 \leq H \leq 10,50$$

Ostatecznie więc przyjmujemy $H = 9,15$ m. Ponieważ średni poziom spodu fundamentu (a zatem i spodu belki) wynosi $225,00$ m n. p. m.,



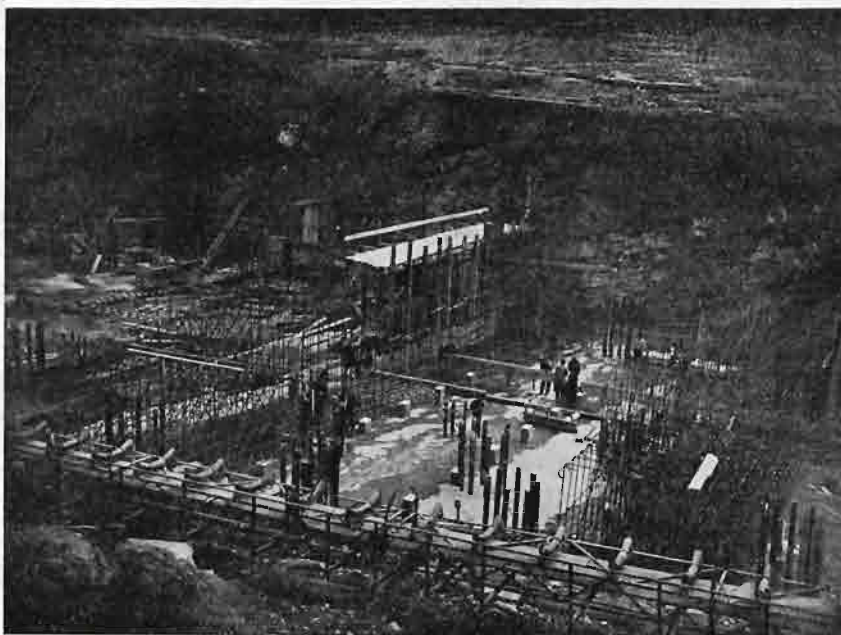
Rys. 11. Schemat uzbrojenia belek fundamentowych.

więc ustalamy poziom wierzchu belki uzbrojonej na rzędnej $225,00 + 9,15 = 234,15$ m n. p. m.

Po ustaleniu w sposób wyżej podany wysoko-

ści i szerokości belki oraz wielkości momentów, sił tnących i naprężeń dopuszczalnych — obliczenie i ostateczne zaprojektowanie uzbrojenia nie przed-

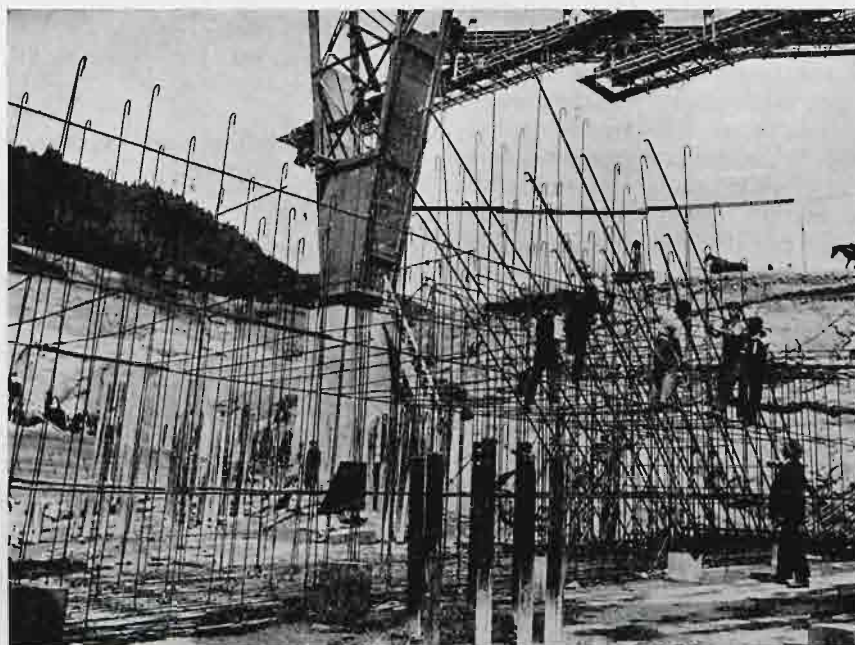
wewnętrznych belek podłużnymi prętami \varnothing 24 mm oraz pewną ilością prętów poprzecznych \varnothing 20 mm. Górne pręty belki zostały na spadzie kontrforsy



Rys. 12.

stawiało trudności. Nadmienimy tylko, że jako uzbrojenie zostały zastosowane pręty \varnothing 36 mm ułożone — ze względu na wygodę betonowania — w do-

raz od czoła zapory zagięte dla przejęcia ukośnych rozciągań. Ponadto pewna ilość prętów \varnothing 24 została wyprowadzona z belek żelbetowych w górę dla



Rys. 13.

le belki w 2-ch warstwach, w górze zaś w 5-u warstwach. Strzemiona w każdej belce potrójne (6 cięć) z prętów \varnothing 14 mm stężone zostały na ścianach ze-

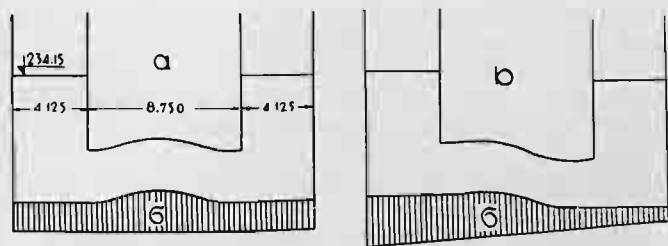
związania z wyżej leżącą częścią konstrukcji. Rys. 11 przedstawia schemat zaprojektowanego uzbrojenia. Należy tu jeszcze nadmienić, że ze względu na

możność betonowania nie było rzeczą możliwą wykonanie całego uzbrojenia belek od razu i późniejsze ich zabetonowanie — lecz projekt uzbrojenia musiał być dostosowany do faz betonowania i odpowiednio do tego zaprojektowany rozkład styków i rozmieszczenie prętów montażowych.

Rys. 12 i 13 przedstawiają fotografie wykonywanych zbrojeń belek.

Projekt płyty fundamentowej.

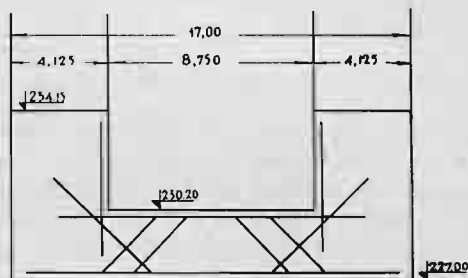
Płyty między kontrforsami, stanowiące dno rury ssącej turbin zostały również uzbrojone. Uzbrojenie ich obliczone zostało przy założeniu, że płyta jest na kontrforsach zamocowana i z dołu obciążona parciem podłoża obliczonym wg. zasad wyłuszczonej powyżej. (Rys. 14a). Ponadto uwzględniono



Rys. 14.

w obliczeniu także tę okoliczność, że ze względu na nierównomierność podłoża zapory w kierunku równoległym do osi może być różne osiadanie kontrfors jednego bloku, w związku z czym płyta może być także wyginana jak wskazuje szkic na rys. 14 b. Z tego więc względu płyta otrzymała uzbrojenie

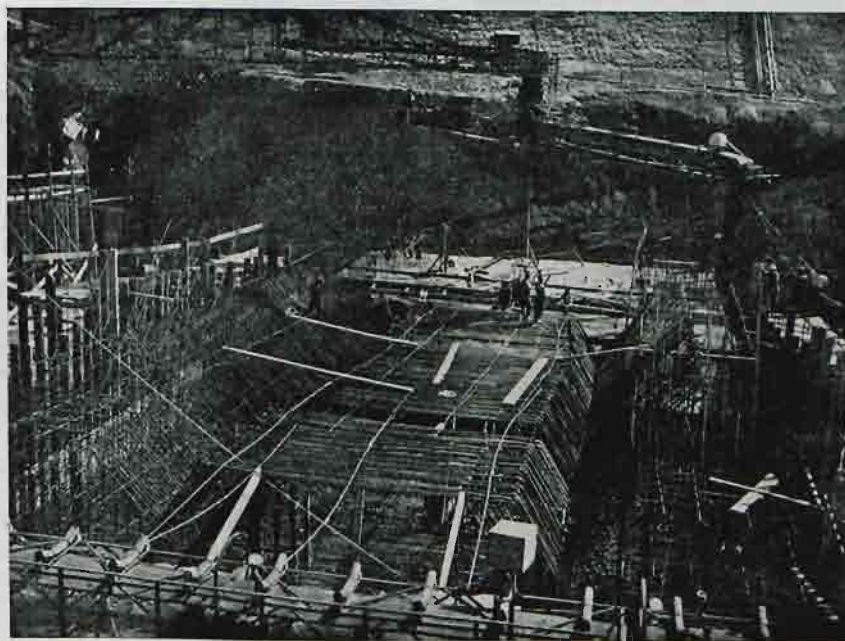
podwójne, zaś pręty odgięte na ukośne rozciąganie utrzymały bieg 2-kierunkowy. Schemat uzbrojenia płyty przedstawia rys. 15 oraz fotografia na rys. 16.



Rys. 15.

—ooOoo—

Przytoczony wyżej sposób obliczenia fundamentu zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie, posadcowionego na gruncie o niestałym współczynniku sprężystości wydawać się może zbyt uproszczony, operujący zanadto często rachunkami przybliżonymi. Sądzę jednak, że w zagadnieniu tak trudnym i skomplikowanym taka tylko metoda jest wskazana, która operując normami przybliżonymi i łatwymi do skonrolowania, posiada jednocześnie tendencję zapewnienia nieco większego współczynnika bezpieczeństwa. Analiza zbyt drobiazgową, zbyt precyzyjną pod względem matematycznym mogłaby — w ujęciu zanadto dogmatycznym — doprowadzić do wyników zupełnie błędnych, odbiegających od rzeczywistości — a o tyle w swym charakterze gorszych, że pozorną dokładnością stwarzających fikcję pewności.



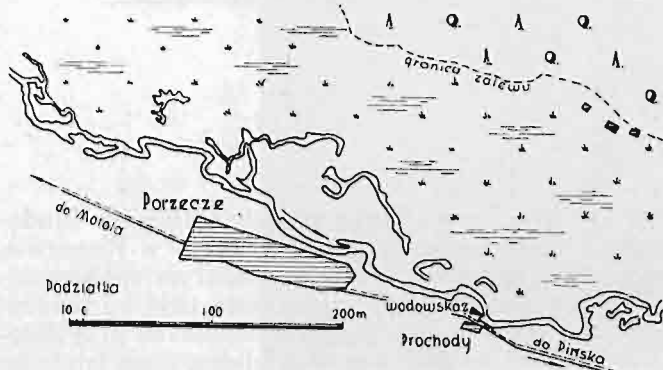
Rys. 16.

Obliczenie przepływu rzek w fazie wylewu.

Dokończenie.

5. Jasiołda w Porzeczcu.

Koryto rz. Jasiołdy w Porzeczcu meandruje w szerokiej, płaskiej dolinie, przy czym rozwinięcie biegu wynosi w okolicy profilu hydrometrycznego około 20% (rys. 6). Koryto główne jest dobrze wykształcone, jednakowoż mało pojemne.

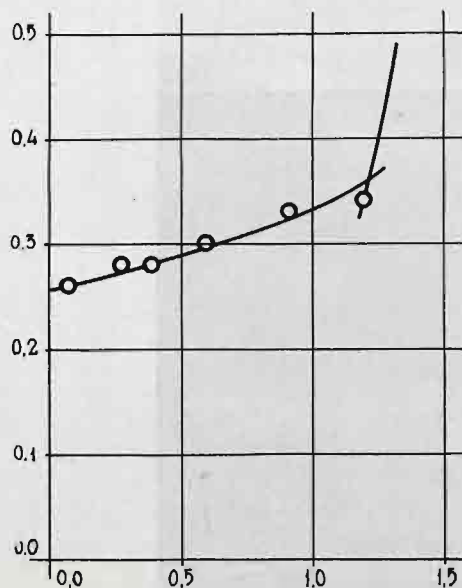


Rys. 6.

Lewobrzeżny teren zalewowy stanowią łąki niskie, nigdzie nie zarośnięte krzakami ani drzewami, poprzerynane starorzeczami, ciągnące się aż do granicy gruntów uprawnych, położonych pod lasem, w odległości około 2 km od koryta rzeki.

Prawobrzeżny teren zalewowy stanowi łąka wysoka, przechodząca w ogrody warzywne.

Wyniki obliczeń przeprowadzonych dla Jasiołdy w Porzeczcu przedstawiono w tabeli 4.



Rys. 7.

Za podstawę odnośnego zestawienia służyły objętości uzyskane za pomocą bezpośrednich pomiarów przepływu. Daty wykonania tych pomiarów oraz odnośne stany wody wskazano w tabeli. Po-

działu objętości przepływu między koryto główne i teren zalewowy dokonano w sposób już opisany.

Wyniki obliczenia funkcji δ przedstawiono powyżej (rys. 7).

Widać z wykresu, że przepływ w terenie zalewowym zaczyna się przy głębokości średniej 0.25 m. Wartość funkcji rośnie następnie bardzo szybko i już przy głębokości średniej 0.33 m staje się większą od jedności.

Brak dostatecznej liczby pomiarów, wykonanych przy głębokościach większych, nie pozwala poznać, jak daleko może sięgać przyrost powyższy. Można przypuszczać, że najwyższa osiągalna wartość funkcji δ kształtuje się tu stosunkowo wysoko, dochodząc co najmniej do wartości $\delta = 1.20$.

Ten wynik obliczenia tłumaczy się dużym rozwinięciem biegu rzeki oraz dużym udziałem starorzeczy w odprowadzaniu wód wezbraniowych.

6. Stochód w Lubieszowie.

Przekrój hydrometryczny, podobnie jak w Porzeczcu na Jasiołdzie, jest zarazem przekrojem wodowskazyowym. Jest to przekrój wolny, w części inundacyjnej stanowi go łąka tu i ówdzie pokryta sitowiem. Po stronie prawego brzoгу są tu starorzecza, wypełnione wodą i zarośnięte sitowiem, przy niskich stanach wody nieczynne.

Poziom wody brzegowej odpowiadający punktowi przecięcia się dolnej i górnej gałęzi krzywej objętości przepływu wypada przy stanie wody +198 cm. Przy tym stanie średnia głębokość w wypełnionych korytach starorzeczy wynosi 0.18 m, woda tu jeszcze nie płynie. Teren zalewowy, właściwy znajduje się jeszcze nad wodą.

Przy stanie wody +283 cm, odpowiadającym górnej granicy ważności krzywej objętości przepływu tego profilu, woda płynie całą szerokością doliny. W tabeli 4 przedstawiono wyniki obliczenia poszczególnych elementów hydraulicznych oraz funkcji δ odpowiadającej temu stanowi wody. Wartość tej funkcji kształtuje się na Stochodzie wyżej aniżeli w innych, dotychczas zbadanych profilach.

7. Muchawiec w Kobryniu.

Na Muchawcu w okolicy Kobrynia, w pobliżu miejscowości Lepiosy wykonano dnia 4. IV. 1928 pomiar wielkiej wody przez całą szerokość doliny rzeki.

Przekrój hydrometryczny składał się z dwóch części t. j. koryta właściwego i z terenu zalewowego, pokrytego wodą na szerokości prawie pięciokrotnie większej od szerokości koryta. Części te podzielone były nasypem drogi holowniczej i komunikowały się tylko lokalnymi przerwami w tym nasypie. W profilu hydrometrycznym takiej przerwy nie było.

Wyniki obliczenia funkcji δ , w tych warunkach, podano w tabeli 4. Wartość funkcji kształtuje się stosunkowo nisko, co tłumaczyć się daje bra-

kiem bezpośredniej komunikacji z korytem właściwym oraz przeszkodami na drodze płynącego strumienia.

8. Prypeć w Nyrczy.

Teren zalewowy w Nyrczy, licząc od poziomu odpowiadającego stanowi wody + 434 cm na miejscowym wodowskaziu, posiada wymiary następujące: powierzchnię 454.0 m², szerokość 1447.0 m, średnią głębokość 0.31 m.

Teren ten jest silnie zarośnięty olszyną i drzewami iglastymi a od właściwego koryta oddzielony jest niskim wzniesieniem kolmatacyjnym. Wzniesienie to — w pierwszym stadium wezbrania — zapobiega napływowi wody na teren zalewowy. Woda, która tu się może znajdować, przy tym odczycie wodowskazu udziału w przepływie jeszcze nie bierze. Widok doliny w tych warunkach przedstawiono



Ryc. 8.

na zdjęciu (ryc. 8). W ramieniu bocznym, odgałęziającym się od koryta właściwego zmierzono przy stanie wody + 434 cm przepływ 2.1 m³/s. W odniesieniu do całkowitej powierzchni przekroju zalewowego, wynoszącej 454.0 m² czyni to zaledwie 0.005 m/s. Z pomiaru wykonanego przy tym samym stanie znaleziono w korycie głównym chyżość średnią 0.241 m/s.

Z powyższych danych obliczono $\delta = 0.05$, a więc nie wiele więcej od zera.

9. Prypeć w Przykładnikach.

Pomiar przepływu wykonany na Prypoci w Przykładnikach dnia 6. IV. 1937, przy stanie wody + 348 cm na miejscowym wodowskaziu, miał za cel wyłącznie określenie wartości funkcji δ dla danych warunków. Stan wody był około 40 cm wyższy od stanu brzegowego. Pomiar wykonano w profilu wolnym od zarośli i zabudowań. Szerokość zalewu wynosiła ogółem 210.6 m, z czego na koryto główne przypadło 35.0 m, na dwa koryta boczne 49.0 m, reszta na teren zalewowy, którym jest łąka nadrzeczna i ogrody.

Średnia głębokość terenu zalewowego wynosiła w czasie tego pomiaru 0.54 m, wartość funkcji spadku obliczono na 0.234, a wartość funkcji δ na 0.895.

Niecc wcześniej, dnia 18. III. 1937 przy stanie wody + 297 cm, nie wiele niższym od stanu brzegowego, wykonano pomiar przepływu w Przykładnikach na dwóch ramionach Prypoci tuż poniżej miejsca rozgałęzienia. Średnia głębokość obydwu ramion wyniosła 0.75 m a funkcja spadku wyniosła zaledwie 0.180 < 0.234.

Funkcja spadku w terenie zalewowym o głębokości zalewu 0.54 m okazała się większą od funkcji spadku w korycie rzeki, poniżej poziomu wód brzegowych, przy głębokości 0.75 m prawie o 30%, mniejsza natomiast od funkcji spadku w tymże korycie, przy głębokości 1.27 m w czasie wezbrania wyższego o 40 cm od poziomu wód brzegowych, zaledwie o 10.5%. Mniemac należy, że przy dalszym zwiększeniu wysokości wezbrania i ta niewielka przewaga funkcji spadku koryta głównego najprawdopodobniej zanika.

10. Wyżewka.

Dla Wyżewki obliczono wysokość pokrycia terenu zalewowego przez wodę, przy stanie brzegowym, w profilach Ruda i Kukuryki.

W Rudzie koryto Wyżewki jest piaszczyste, teren zalewowy zabagniony, rzadka porośnięta krzakami, brzegi są wzniesione nieco ponad teren przyległy wskutek kolmatacji.

W Kukurykach posiada Wyżewka brzegi płaskie. Koryto jej dzieli się na dwa ramiona, z których tylko jedno jest czynne przy niższych stanach wody, drugie pracuje wyłącznie w czasie wezbrania. (Widok doliny rzeki przedstawiono poniżej (ryc. 9).



Ryc. 9.

Wyniki obliczeń przeprowadzonych w odniesieniu do powyższych profili podano w tabelce.

Profil	Stan wody (brzegowy) cm	F_z m ²	B_z m	t_z m	v_z m/s	δ
Ruda	+ 133	7.3	50.5	0.14	0.0	0.0
Kukuryki	+ 102	11.2	33.0	0.34	0.0	0.0

11. Wiśła.

Wyniki obliczeń przeprowadzonych dla kilku profili wiślanych, a mianowicie dla Sandomierza,

Warszawy, Torunia i Tczewa podano w tabeli 4. Podstawę do tych obliczeń dały bezpośrednie, młynkowe pomiary przepływu.

Dla profilu Sandomierz, na podstawie pomiaru wielkiej wody z r. 1925 oznaczono funkcję δ na 0.424, przy głębokości średniej 3.26 m w terenie zalewowym. W terenie tym porastała bujna, kilkuletnia wiklina. Na podstawie pomiaru wielkiej wody z r. 1929 dla tego samego profilu oznaczono $\delta = 0.298$, przy głębokości średniej 1.63 m w terenie zalewowym. Wartości $\delta = 0.0$ w tymże profilu spodziewać się należy przy głębokości $t = 1.0$ m (z wykresu).

W lipcu 1934 r. wykonano pomiar wielkiej wody w Warszawie. W terenie zalewowym pokrytym przeciętnie do wysokości 1.57 m znaleziono wartość funkcji $\delta = 1.370$. Teren zalewowy był wolny od drzew, zarośli i darni łąkowej a także od wszelkich zabudowań.

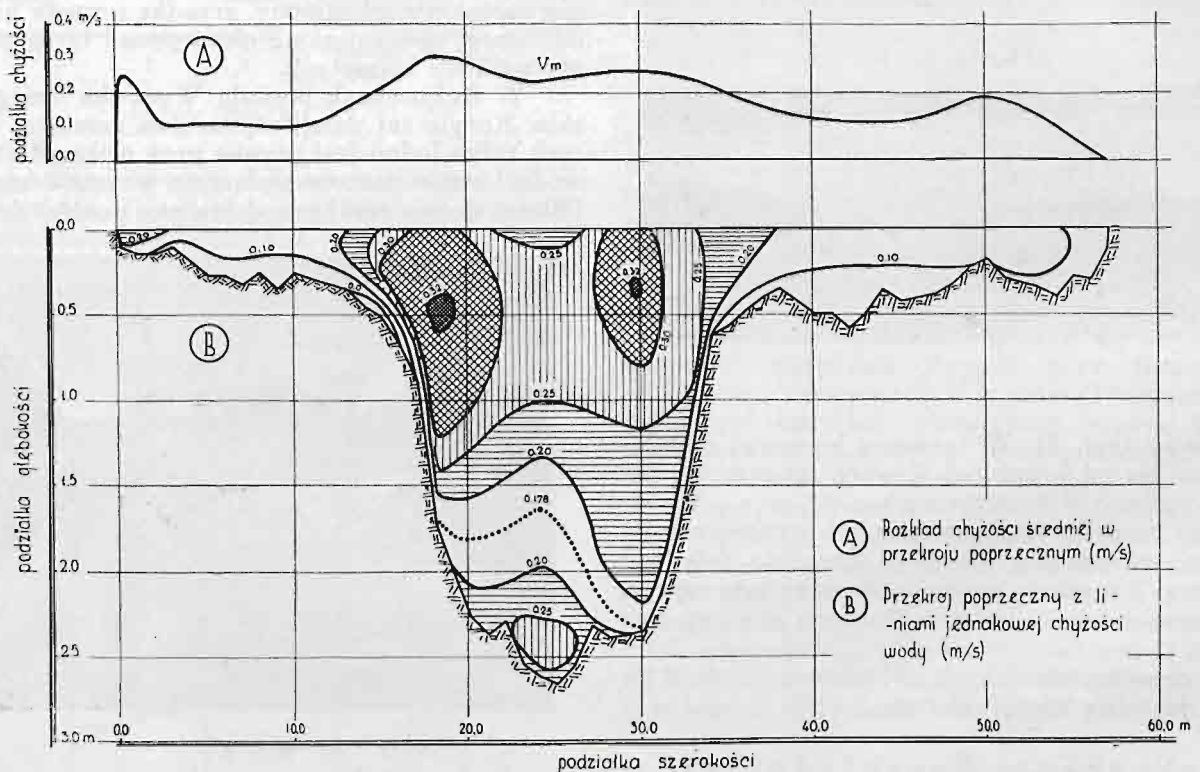
W czasie tego samego wezbrania wykonano pomiary wielkiej wody w Toruniu i Tczewie. W profi-

12. Myszanka w Brzóska ch. Wpływ meandrów.

W tabeli 4 zawarte są także nader charakterystyczne wyniki pomiarów na Myszance w profilu Brzóska. W profilu tym wykonano ogółem 3 pomiary przepływu, z tych dwa w strefie wód mieszczących się w brzegach, jeden w czasie wylewu rzeki na przyległe tereny i pokrycia ich warstwą wody o średniej głębokości 0.34 m.

Wartość funkcji δ na zasadzie tego ostatniego pomiaru określono na 1.99. Funkcja spadku obliczona dla terenu zalewowego okazała się prawie dwukrotnie wyższą od takiej samej funkcji, obliczonej dla koryta głównego.

Przyczyna tego zjawiska była wieloraka. Na załączonym rysunku (rys. 10) przedstawiono izotachy przekroju poprzecznego w czasie omawianego pomiaru. Wskazują one, że w korycie właściwym istniały trzy ośrodki, w których ujawniała się największa chyżość.



Rys. 10.

lach tych, z wyjątkiem prawobrzeżnego terenu zalewowego w Toruniu, wartość funkcji δ wyniosła 0.840 do 0.860, przy wysokości pokrycia terenu zalewowego od 1.01 do 2.38 m.

Lewobrzeżny teren zalewowy w Toruniu jest porośnięty dość rzadkimi, wysokimi drzewami i niezbyt rozwiniętą wikliną.

W tymże Toruniu, w terenie zalewowym, prawobrzeżnym, posiadającym charakter bulwaru, gdzie swobodny przepływ wody nie jest krępowany zaroślami ani budowlami, wartość funkcji badanej wyniosła około 1.55.

Pierwszy z nich leżał w pobliżu dna koryta i posiadał maksimum 0.259 m/s., dwa pozostałe leżały blisko krawędzi obustronnych brzegów i w pobliżu powierzchni wody, gdzie maksimum chyżości dochodziło do 0.32 m/s. Te ośrodki większych chyżości oddzielone były od siebie wzajemnie pasami wody spokojniejszej. Ten układ izotach był uzasadniony ukształtowaniem koryta rzeki w planie i w przekroju poprzecznym. Bieg rzeki w okolicy profilu hydrometrycznego jest bardzo kręty. Rozwinięcie biegu wynosi aż 30%. Koryto jest wąskie i głębokie. Dnia 13. VII. 1933 zmierzono szerokość

zwierciadła wody $B = 12.9$ m, średnią głębokość $t = 1.60$ m, stosunek $t : B = 1 : 8.0$.

Skoro rzeka wystąpi z brzegów, strumień płynący korytem właściwym dąży do utrzymania się w nim odbywając krętą drogę meandrową, złoścąc dno i niszcząc swą żywą energię przez uderzanie o burty brzegów na krzywiznach.

W terenie zalewowym płyną wody za największym spadkiem, rzec można n a p r z e ł a j. Kierunek tego strumienia krzyżuje się często z kierunkiem wyznaczonym przez meandry rzeki. Powstaje kolizja strug różnokierunkowych, w której obydwie tracą na energii ruchu. Wytwarza się między nimi strefa o wybitnie zmniejszonej chyżości.

W rozpatrywanym wypadku strefa ta znalazła się około 1.9 m pod powierzchnią wody a chyżość w tej strefie wyniosła tylko 0.178 m/s.

Strumień wodny, płynący poniżej tej strefy najprawdopodobniej nie wychodził poza koryto i utrzymywał się przez cały czas w pobliżu dna. Jego droga była około 30% dłuższa od drogi strumienia płynącego górą i pozostającego pod wpływem energii ruchu mas wodnych, zdużających dolinę rzeki, na wprost, za największym spadkiem.

Spadek zwierciadła wody zmierzony w czasie omawianego pomiaru wynosił 0.137‰. Spadek ten odniesiony do wydłużonej linii koryta właściwego zmniejsza się o 30% i określić go trzeba na 0.096‰. Odpowiednie funkcje spadku obliczone według wzoru Matakiewicza wyniosłyby 0.420 i 0.355, ich stosunek wynosiłby 1.18.

W analogiczny sposób zmniejsza się także funkcja głębokości koryta właściwego. Głębokość średnią pomierzono w korycie tym na 2.07 m, wysokość pokrycia krawędzi brzegów wynosiła 0.65 m. Do tej głębokości co najmniej—kierunek strug wodnych pozostawał równoległy do kierunku strug płynących terenem zalewowym. Średnia głębokość pozostałej warstwy wody wynosiła 1.42. Przyjmując tę głębokość za miarodajną dla określenia funkcji głębokości koryta właściwego, określa się tę funkcję na $f(1.42) = 1.33$ m.

Zmniejszeniu podlega także pomierzona szerokość koryta właściwego. Z pomiarów wykonywanych poniżej stanu brzegowego wynika, że szerokość zwierciadła wody brzegowej wynosi około 13.0. Według pomiaru wykonanego w czasie wylewu rzeki, szerokość ta wynosiłaby 18.0 m. Przyczyna leży w tym, że przekrój hydrometryczny w czasie tego wylewu zakładano prostopadle do kierunku powierzchni zalanej. Ponieważ krawędź brzegów koryta nie była przy tym widoczna, nie można było utrzymać równoczesnej prostopadłości kierunku przekroju poprzecznego do kierunku koryta.

Powyzsze stwierdzenia pozwalają na wyeliminowanie wpływu meandrowa za pomocą następującego wnioskowania.

Gdyby przekrój hydrometryczny był założony prostopadle do kierunku wody wielkiej i małej, wtedy szerokość zwierciadła wody w korycie głównym określono by na 13.0 m, przekrój byłby mniejszy w stosunku 13:18, a chyżość wody zmierzona w korycie głównym byłaby w tym samym stosunku większa. Określono by ją na 0.356 m/s.

Gdyby długość biegu koryta właściwego była taka sama jak długość doliny, spadek podłużny w linii koryta właściwego byłby większy około 30% od

faktycznego, funkcja spadku, jak wyżej obliczono, byłaby większa o 18% od wartości faktycznej. Chyżość wody w korycie właściwym byłaby z tego powodu zwiększoną do 0.420 m/s. Ponieważ funkcję głębokości w korycie właściwym określono (po zmniejszeniu) na 1.33, przeto funkcję spadku należałoby w tych warunkach oznaczyć na $f(i) = 0.420 : 1.33 = 0.316$. Dla terenu zalewowego oznaczono funkcję spadku na 0.296. Wartość δ wyniosłaby więc około 0.94. Wpływ meandrowa na kształtowanie się tej wartości został w ten sposób całkowicie wyeliminowany.

Uwzględniając meandrowanie rzeki, jednak biorąc pod uwagę wyłącznie te przekroje, w których kierunek nurtu małej i wielkiej wody jest jednakowy, moglibyśmy obliczyć $\delta = 1.44$.

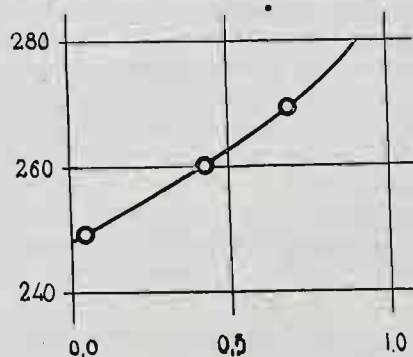
13. Mosty inundacyjne.

Pomiary przepływu pod mostami inundacyjnymi mogą być również pomocne przy badaniach kształtu funkcji δ .

Gdy wody rzeki mieszczą się w brzegach, woda pod mostami inundacyjnymi zazwyczaj nie płynie. Są tu tylko głębokie niecki lokalne, wypełnione wodą stojącą.

Gdy rzeka występuje z brzegów, woda pod mostami inundacyjnymi zaczyna płynąć, funkcja δ wzrasta szybko wraz ze stanami wody.

Widać to — między innymi — na przykładzie mostu inundacyjnego, leżącego w dolinie Jasiołdy, w przekroju Staromłyny, w miejscu oddalonym od koryta właściwego około 1 km w kierunku na Chomsk. Wyniki odnośnych pomiarów i obliczeń podaje tabela 4 i załączony wykres (rys. 11). Przy stanie wody + 246 cm wartość funkcji δ jest jeszcze równa zero. Przy stanie tylko o 23 cm wyższym wartość funkcji δ wzrasta do 0.685, a jak z wykresu wnosić można, przy nie wiele wyższym stanie (+ 280) osiągnięta być już może wartość $\delta = 0.9$.

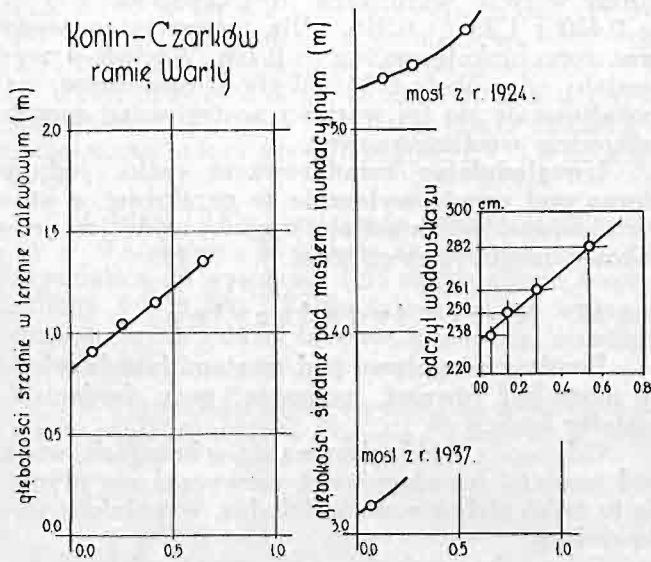


Rys. 11.

Analogiczny obraz widać na przykładzie mostu inundacyjnego w Czarkowie, na przedmieściu m. Konina. Pod mostem tym wykonano ogółem 4 pomiary przepływu, których wyniki podaje tabela 4. Trzy pomiary pochodzą z r. 1934, jeden z r. 1937.

Wykres (rys. 12) podaje odnośne wartości δ w postaci funkcji głębokości średniej pod mostem inundacyjnym, względnie jako funkcję stanów wody. Na wykresie funkcji pierwszej wartość δ pochodząca z r. 1937 nie leży na krzywej wyprowadzonej z pomiarów z r. 1924. Przyczyna leży w tym, że w międzyczasie most był przebudowany i zmieniony

się głębokości średnie w przejściu pod mostem. Na wykresie funkcji drugiej wszystkie wartości wpadają w tę samą krzywą. W pobliżu stanu wody + 235 cm wartość δ jest bliską lub równą zeru, a już przy stanie wody o 47 cm wyższym — wartość $\delta = 0.535$.

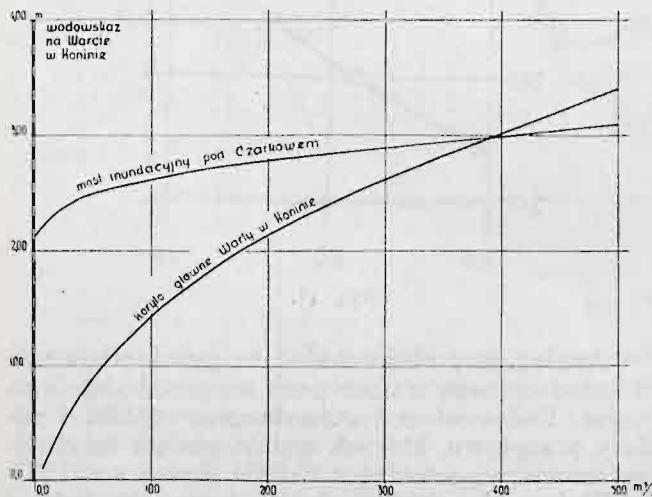


Rys. 12.

Pomiar przekroju poprzecznego, założonego w terenie zalewowym, w odległości około 90 m w górę od mostu umożliwił przeniesienie wyników omawianych pomiarów także na ten profil wolny. Funkcję δ dla tego przekroju podaje również wykres (rys. 12).

Przy głębokości średniej w terenie zalewowym 0.82 m, wartość $\delta = 0$, przy głębokości 1.35 m wartość $\delta = 0.654$ z tendencją do dalszego szybkiego wzrostu.

Stosunkowo duża głębokość początkowa tłumaczy się konfiguracją terenu. Teren zalewowy sam przez się płaski, poprzecinany jest drogami, nasypami, ogrodzeniami, na krańcach swych w pewnej mie-



Rys. 13.

rze jest zabudowany. Pewien wpływ wywiera także ta okoliczność, że przekrój obrano w bezpośrednim sąsiedztwie mostu, już w strefie przymostowego pogłębienia dna doliny.

Do jakiego stopnia może wzrosnąć przepływ w takim przekroju, wskazuje porównawczy wykres krzywej objętości przepływu na właściwym korycie Warty pod Koninem i na zalewie Warty pod Czarkowem (rys. 13). Przy stanie wody + 250 cm stosunek przepływu na zalewie i w korycie właściwym wynosi jeszcze 16.5%, przy stanie wody + 282 cm wzrasta już do 63.8%, w pobliżu stanu wody + 295 cm osiąga pełne 100%, przy czym tendencja dalszego wzrostu tegoż stosunku zostaje zachowana.

14. Wpływ kolmatacji.

W wielu wypadkach brzegi koryta właściwego są wyniesione znacznie ponad poziom przyległej doliny. Dzieje się to na skutek kolmatacji. Powstają w związku z tym zjawiskiem, wzdłuż obydwu brzegów koryta rzeki wzniesienia kolmatacyjne, jak gdyby wały naturalne, niskie wprawdzie, jednak o szerokiej podstawie. Odgradzają one koryto od terenów zalewowych leżących poza nim w dolinie rzeki.

Tereny te brać mogą udział w odprowadzaniu wielkich wód dopiero wtedy, gdy wezbrane wody pokryją wyniosłości kolmatacyjne, tworzące obramowanie koryta.

Przykładu dostarczy nam przekrój poprzeczny doliny rz. Nidy pod Motkowicami według zdjęcia z dnia 7. VII. 1926, przy stanie wody + 1.54 m na miejscowym wodowskaziu.



Ryc. 14.

W czasie zdjęcia, zwierciadło wody w korycie głównym badanego przekroju znajdowało się na wysokości + 1.51 m nad zerem wodowskazu. Szerokość tej części doliny rzeki w pasie zalewowym, która leżała poniżej rzędnej + 1.51 m nad zerem wodowskazu, liczyła 956.0 m, powierzchnia przekroju ograniczonego linią dna doliny i rzędną + 1.51 m wynosiła 408.0 m², a odnośna głębokość średnia liczyła około 0.43 m. Omawiana część terenu zalewowego oddzielona była od koryta głównego wzniesieniem kolmatacyjnym, którego szerokość mierzona w poziomie + 1.51 m wynosiła około 60.0 m, a wysokość mierzona w punkcie najwyższym 0.15 m.

Wzniesienie to zapobiegało przedostaniu się wody z koryta właściwego na teren zalewowy. Poziom wody gruntu w najniższej części terenu zalewowego znajdował się na rzędnej + 0.97 m nad zerem wodowskazu, a więc około 0.54 m niżej aniżeli poziom wody w korycie rzeki. Obraz jaki przedstawiała dolina rzeki w powyższych warunkach widzimy na fotografii (ryc. 14).

Różnica poziomu wody w korycie głównym i w terenie zalewowym nie zanika bezpośrednio po pokryciu przez wodę wzniesienia kolmatacyjnego. Dzieje się to stopniowo w miarę dalszego wzrostu wysokości wezbrania. Widać to na przykładzie tej samej rzeki w przekroju Pińczów, położonym nieco poniżej Motkowic.

Nida ma tu dolinę bardziej rozległą, teren zalewowy płaski, porośły trawą, wolny od drzew i krzewów. Dolinę rzeki przecina nasyp drogowy, w którym są dwa otwory mostowe. Pierwszy na korycie głównym, pod Pińczowem, drugi w odległości około 1 km w prawo na starym korycie Nidy, pod wsią Skrzypiów.

Zaniwelowano tu następujące poziomy wody, odniesione do zera wodowskazu w Pińczowie.

D a t a	Poziom wody w metrach		Różnica poziomów wody m
	pod Pińczowem	pod Skrzypio-wem	
9. VII. 1926	2.55	2.19	0.36
26. VI. 1926	2.84	2.65	0.19

Niwelację lipcową wykonano w warunkach podobnych, jak na Nidzie w Motkowicach.

Niwelację z czerwca wykonano w czasie wezbrania wyższego od poziomu brzegów. Widok rzeki w czasie tego wezbrania wskazuje fotografia następna (ryc. 15). Widać tu, że dolina była zalana na całej szerokości. Pozostały nad wodą jedynie niektóre większe garby. Pomiar przepływu wykonywany w tych warunkach pod mostem inundacyjnym w Skrzypiówie nie dał wyniku, jakkolwiek pewien ruch wody można już było zaobserwować.



Rys. 15.

Dopiero przy dalszym podniesieniu się stanów wody ostatnie garby wzniesień kolmatacyjnych kryją się pod wodą, różnica poziomów wody pod obydwo ma mostami zbliża się do zera, a most inundacyjny zaczyna brać wyraźny udział w przeprowadzeniu wód. Zrównania poziomów wody na całej szerokości doliny rzeki należy oczekiwać przy stanie wody + 315 cm czyli około 0.45 m ponad stanem brzegowym.

Rozpatrzone przykłady pozwalają na sformułowanie następujących wniosków.

Doliny rzeczne, oddzielone od koryt wzniesieniami kolmatacyjnymi wypełnia woda zazwyczaj dopiero wtedy, gdy jej poziom podniesie się ponad te wzniesienia.

W związku z tym wartość funkcji $\delta = 0$ odpowiada w przybliżeniu temu stanowi wody w korycie głównym, który leży na przeciętnej wysokości wzniesień kolmatacyjnych, ciągnących się wzdłuż brzegów, ponad linią zwierciadła wody w profilu podłużnym.

Doliny takie często bywają zalewane a poziom wód gruntowych leży tu zazwyczaj wysoko. Z tego powodu brak tu jest z reguły zabudowań oraz drzew i krzewów wysokopiennych. Bywa tu zwykle roślinność łąkowa lub bagienna. W lokalnych zagłębieniach i starorzeczach utrzymuje się woda.

Po zalaniu doliny takiej na całej szerokości, nie ma tu zwykle żadnych przeszkód dla przepływu wód, funkcja δ wraz ze stanami wody bardzo szybko wzrasta, zbliżając się do jedności i często tę wartość przekraczając.

WYNIKI BADAŃ.

Normy orientacyjne.

Przy badaniu funkcji δ przyjmowano z reguły, że poziom zwierciadła wody w całym przekroju poprzecznym jest jednakowy. Nie jest to założeniem ścisłym, o czym świadczy chociażby przykład rz. Nidy w Pińczowie. Obliczając na podstawie tego założenia elementy przekrojów poprzecznych oraz odnośne chyżości i objętości operowaliśmy wartościami mniej lub więcej różnymi od rzeczywistych.

Pomimo tego zastrzeżenia, natury ściśle teoretycznej, stosowanie omawianego założenia uproszczającego przy obliczeniach hydrotechnicznych przedstawia duże korzyści praktyczne.

W praktyce bowiem spotykamy się często z zadaniem obliczenia objętości przepływu w przekrojach poprzecznych, w których przyjęto jednakowy poziom wody na całej szerokości zalewu.

Wyjątkowo tylko zdarzyć się może dokładna znajomość zwierciadła wody w profilu poprzecznym, wtedy jednak uwzględnieniu ewentualnej nierówności poziomów przy korzystaniu z wyników niniejszej pracy, nic nie stoi na przeszkodzie.

Wyniki te streścić się dają w kilku wnioskach posiadających znaczenie ogólne i dotczających sposobu oznaczania właściwej wartości funkcji δ w różnych warunkach.

Wniosek 1.

Przepływ w terenach zalewowych zaczyna się z reguły dopiero po osiągnięciu pewnej minimalnej, przeciętnej wysokości pokrycia terenu tego przez wodę.

Wysokość ta (t_0) w różnych dolinach rzecznych bywa rozmaita i bywa tym większą, im większą jest nierówność dolin w przekroju podłużnym oraz dekoncentracja nurtu w przekroju poprzecznym.

Wniosek 2.

Po przekroczeniu pewnej minimalnej wysokości pokrycia terenu, przy której wartość funkcji δ jeszcze się równa zeru, następuje bardzo szybki wzrost wartości tej funkcji.

Tempo wzrostu, z początku gwałtowne, stopniowo się zmniejsza, a przy pewnej określonej wysokości pokrycia terenu (przez wodę zaczyna zanikać.

Wysokość pokrycia terenu, przy której wartość funkcji δ zaczyna się stabilizować, bywa na różnych rzekach rozmaita; na ogół bywa tym większą, im mniejszą jest wartość samej funkcji δ .

W przecięciu wziętym z siedmiu zbadanych przykładów, pokrycie, przy którym wartość funkcji δ zaczyna się stabilizować, bywa większe od pokrycia, przy którym ta wartość równa się zeru około 0.37 m.

Wniosek 3.

Największa wartość (δ_{\max}), jaką może przybierać funkcja δ w przekrojach, w których zachowany jest warunek równoległości strug wodnych w korycie głównym i w terenie zalewowym, waha się w granicach

$$0.42 < \delta < 1.55$$

i bywa większa od wartości δ , przy której zaczyna się stabilizacja funkcji, mniej więcej o 13%.

Najmniejsze wartości δ_{\max} spotykane są w terenach zalewowych, porośniętych drzewami i bujnymi krzewami, pokrytych zabudowaniami oraz porzecinanych nasypami i ogrodzeniami.

Największe wartości δ_{\max} spotykane są w terenach zalewowych odkrytych i bezpośrednio przyległych do koryt rzecznych, nieoddzielonych od nich wyraźną krawędzią brzegu oraz na rzekach silnie meandrujących, płynących wśród odkrytych terenów zalewowych.

W miejscach, w których warunek równoległości strug wodnych koryta głównego i terenu zalewowego nie jest zachowany, δ_{\max} może osiągać wartości jeszcze wyższe, zależnie od kąta utworzonego przez kierunki poszczególnych strug.

Wyżej omówione wartości charakterystyczne pokrycia terenu zalewowego oraz funkcji δ , obliczone dla 19 zbadanych przekrojów rzecznych, wyśrodkowane stąd normy orientacyjne jak również charakterystykę odnośnych przekrojów rzecznych podano w osobnym zestawieniu (tabela 5).

W zakończeniu omówiony będzie sposób stosowania norm powyższych w praktyce.

Zastosowania praktyczne.

W świetle dotychczasowych wywodów cała trudność obliczenia objętości przepływu wód w fazie wylewu sprowadza się do wyboru właściwej wartości współczynnika δ .

Wartość ta zależy od szorstkości względnie nierówności terenów zalewowych, zarówno w profilu podłużnym jak i w profilu poprzecznym.

Biorąc pod uwagę profil podłużny uważać będziemy te tereny za równe, których wzniesienia i bruzdy naturalne czy sztuczne, mają kierunek równoległy do kierunku doliny rzeki i do prawdopodobnego kierunku nurtu wielkiej wody. Za tereny nierówne uważać będziemy te, których wzniesienia i bruzdy biegną w różnych kierunkach, na ogół niezgodnych z kierunkiem doliny, albo też lokalizują się na krótkiej przestrzeni w postaci dołów i pagórków.

Jeśli w terenach zalewowych znajdują się krzewy lub drzewa, zwiększają one na ogół szorstkość, w stopniu zależnym nie tylko od ilości lecz także od usytuowania powyższych przeszkód w przekroju poprzecznym.

Drzewa odosobnione lub uszeregowane równoległe do nurtu wielkiej wody a nawet w szachownicę zmniejszą powierzchnię przepływu mniej aniżeli te same drzewa uszeregowane prostopadle do kierunku wielkiej wody w jednym lub więcej rzędach.

Analogiczne kryteria dotyczyć będą oceny wpływu obecności w przekroju poprzecznym zabudowań, ogrodzeń, nasypów itp.; ułożone prostopadle do nurtu szkodzić będą one biegowi wody więcej aniżeli analogiczne przeszkody usytuowane do nurtu równoległe.

Biorąc pod uwagę przekrój poprzeczny doliny rzeki przyjmujemy za regułę, że ukształtowanie powierzchni sprzyjające koncentracji nurtu wielkiej wody ułatwia spływ wód, jest więc jedną z cech równości terenu, ukształtowanie odmienne jest znamiem terenów nierównych (szorstkich).

Koncentracji nurtu w określonym miejscu przekroju poprzecznego sprzyja paraboliczny kształt tegoż przekroju, nie sprzyja obecność bocznych ramion, łach zalewowych, wzniesień kolmatacyjnych lub dróg holowniczych, oddzielających koryta główne od obustronnych terenów zalewowych. Analogiczny wpływ wywierają zwarte grupy zabudowań, zadrzewienia lub pagórki dzielące przekrój poprzeczny na dwie i więcej części.

Umowa co do jakiegoś niezawodnego miernika, któryby mógł służyć do obiektywnej oceny szorstkości terenu zalewowego, w obecnym stadium badań, nie jest jeszcze możliwa.

Pewnej orientacji mogą dostarczyć w tym zakresie pomiary przekrojów sprzężonych. Nazwiemy tak przekroje poprzeczne dwa lub trzy, poprowadzone przez całą szerokość doliny, do siebie wzajemnie równoległe, w niewielkiej od siebie odległości (np. w odległości równej jednokrotnej szerokości koryta głównego). Części zajęte przez zabudowania, krzewy lub drzewa należy z tych przekrojów wyłączać.

Jeżeli takie przekroje położymy na siebie tak, by linie wyobrażające zwierciadło wody wzajemnie się pokryły, wówczas linie terenu i przeszkód w terenie pokryją się tym lepiej, im teren będzie równiejszy, względnie różnić się będą tym więcej, im teren będzie mniej równy. Pole ograniczone obwiednią dolną i górną, położonych na siebie linii przekroju poprzecznego terenu i przeszkód na nim, będzie pewną obiektywną miarą nierówności. W początkowym stadium zalewu doliny pole to udziału w prowadzeniu wody nie bierze. Dzieląc jego powierzchnię przez odnośną szerokość zalewu otrzymamy średnią głębokość warstwy wody wypełniającej owe przestrzenie martwe. Jest to ta głębokość (t_0), przy której jeszcze δ równa się zeru.

Jeżeli koryto rzeki oddzielone będzie od terenów zalewowych za pomocą wzniesień kolmatacyjnych, dróg holowniczych lub nasypów innego rodzaju, głębokość, przy której $\delta = 0$, oznaczycь będzie można prowadząc niwelację wzdłuż powyższych przeszkód i określając wysokość przeciętną, na której przebiegają. Dopóki woda w korycie głównym

TABELA 5.

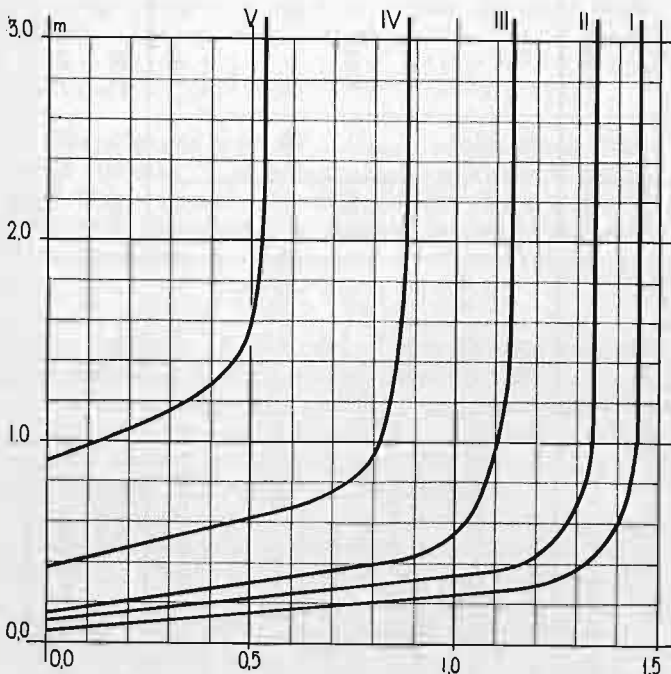
Zestawienie wartości funkcji δ i właściwych jej wysokości pokrycia terenu zalewowego, w różnych przekrojach rzecznych.

Grupa profilów (numer i ogólna charakterystyka)	Profil hydrometryczny		Głębokość (t_0), przy której jesz- cze $\delta=0$, w profilu i średnio w grupie	Wartości, przy których funk- cja δ zaczyna się stabilizować		Największe war- tości funkcji δ_{max}
	Rzeka i miejscowość	Szczegółowa charakterystyka terenu zalewowego		funkcja (δ_1)	głębokość (t_1)	
I. Tereny zalewowe wyrównane, w bezpośrednim sąsiedztwie koryt nurtowych, od których nie są od- dzielone wyraźną krawędzią brzegu	Wisła Toruń I	Brzeg prawy od strony miasta (bulwar)	—	—	1.55	1.46
	Wisła Warszawa	Obustronne tereny nadbrzeżne, odkryte i wyrównane	—	—	1.37	
II. Odkryte równe mokradła, łąki, błonia, wśród których meandrują koryta rzeczne z rozwinięciem biegu 20—30%	Myszanka	Przekrój dobrze skoncentrowany, teren zalewowy rów- ny, ze skłonem ku korytu, rozwinięcie biegu rzeki 30%	—	—	1.44	1.44
	Brzóska I	Przekrój wolny od zabudowań, teren zalewowy jest mokrą łąką z licznymi starorzeczami	0.18	0.34	1.40	
	Słuchów Lubieszów	Łąka zabagniona, starorzeczca, rozwinięcie biegu rze- ki 20%	0.25	0.34	1.20	
	Dunaj	Rzeka uregulowana i obwałowana, teren zalewowy wyrównany, wznoszący się od koryta na zewnątrz, z prawej strony bulwar, z lewej rzadkie wikliny	0.12	0.82	1.02	
	Wiedeń	Łąka z rzadką porośłą wikliną, oddzielona od ko- ryta wzniesieniem kolmatacyjnym	0.20	0.78	1.02	
III. Odkryte równe mokradła, łąki, błonia, międzywala. Rozwinięcie koryt rzecznych nieznaczne	Połonne	Łąka mokra, leżąca niżej od zwyczajnego poziomu wody w rzece	0.08	0.51	1.00	1.09
	Turka Kowel	Teren zabagniony, oddzielony od koryta niskim wzniesieniem kolmatacyjnym	0.14	0.34	0.94	
	Wyżewka Ruda	Profil jak wyżej, wpływ rozwinięcia koryta wyelimi- nowany na drodze rachunkowej	—	—	—	
	Myszanka Brzóska II	Wzdłuż brzegów wzniesienie kolmatacyjne, boczne ramiona, zarośla	0.31	—	—	
IV. Tereny zalewowe mniej równe, trochę zadrzewione, zawierające boczne ramiona	Nyrca	Rzeka płynnie wśród zabudowań wiejskich dwoma ramio- nami, z których jedno czynne jest tylko w czasie wezbrań	0.34	0.39	—	1.18
	Wyżewka Kukuryki	Liczne lokalne wzniesienia, odległe od koryta, lokalne kotłiny i łąchy zalewowe, Dolina przecięta nasypem kolej.	0.53	0.87	1.00	
	Słucz	Znaczna dekoncentracja biegu rzeki, Nurt rozbity na 3 części, teren zalewowy jest łąką odkrytą	—	0.54	0.90	
	Prypeć Przykładniki	Teren zalewowy lewobrzeżny, porośły rzadką wikliną i starodrzewem, dość nierówny, z bocznym ramieniem	—	0.86	0.86	
	Toruń II	Rzeka uregulowana i obwałowana. Wikliny	—	—	0.84	
	Wisła Toruń I	Teren zalewowy oddzielony od koryta nasypem dro- gi holowniczej, wyższym od poziomu wody	—	1.01	0.83	
	Wisła Tczew	W terenie zalewowym różne nasypy i pagórki, miej- scami zabudowania, opłotki, drzewa i krzewy	0.82	1.35	0.53	
	Muchawiec Lepiosy	Profil mostowy. Teren zalewowy porośły wysoką, gęstą wikliną. Dolina obwałowana	1.00	1.56	0.42	
V. Tereny zalewowe bardzo nierów- ne, częściowo zabudowane lub gę- sto porośnięte krzewami i drzewami	Wisła Konin	Średnia arytmetyczna ($t_1 - t_0$)	0.37		—	1.13
	Wisła Sandomierz	Średnia wartość stosunku $\delta_{max} : \delta$	0.37		—	

tej wysokości nie osiągnie, można będzie przyjmować z reguły wartość δ równą zero.

Jeśli w terenie zalewowym znajdują się trawy lub gęste krzewy, można będzie przyjmować $\delta = 0$ na wysokości górnych pędów tej roślinności.

Skoro głębokość t_0 , przy której $\delta = 0$, zostanie w ten lub inny sposób wyznaczona, wykres (rys. 16) zbudowany na zasadzie norm podanych w ustępie poprzedzającym ułatwi z kolei wyznaczenie właściwej wartości współczynnika δ przy większym napełnieniu przekroju.



Rys. 16.

Współczynnik δ jako funkcja średniej głębokości wody w terenie zalewowym. Numeracja krzywych jest zgodna z podziałem profilów rzecznych na grupy według tabeli 5.

O ile przyjmiemy za dostateczne pewne, że chyżość wody w korycie głównym z wystarczającą dokładnością można wyrazić za pomocą formuły prof. Matakiewicza w brzmieniu

$$v_k = f_1(i_k) f_2(t_k)$$

wówczas funkcję spadku dla obliczenia chyżości w terenie zalewowym wyznaczmy z równania (13)

$$f_1(i_z) = \delta f_1(i_k)$$

Dla rzek o nieznacznym rozwinięciu biegu przyjmować można $i_z = i_k = I$, gdzie I oznacza przeciętny spadek doliny rzeki. W tych warunkach chyżość w terenie zalewowym obliczymy z równania

$$v_z = \delta f_1(I) f_2(t_z) \dots (14)$$

Równanie (14) zachowa swą ważność także w zastosowaniu do terenów zalewowych rzek, których koryta meandrują wśród swych dolin, o ile współczynnik δ brać będziemy przy tym według norm wyznaczonych dla rzek o nieznacznym rozwinięciu biegu.

Wyjątkowo zdarzyć się może, że z pomiarów znane będą rzeczywiste chyżości średnie w korytach takich rzek. Wtedy chyżość średnią w terenie zalewowym obliczać będziemy z równania

$$v_z = \delta \frac{v_k}{f_2(t_k)} f_2(t_z) \dots (15)$$

Współczynnik δ brać będziemy przy tym według norm wyznaczonych dla rzek meandrujących.

Dla obliczenia średniej chyżości w korytach głównych używać będziemy z reguły zgodnie z poprzednimi założeniami formuły prof. Matakiewicza w postaci wyżej wskazanej.

O ile koryto główne rzeki odznacza się nieznacznym rozwinięciem, można podstawić $i_k = I$ oraz przyjmując $\delta = 1,0$, po czym równanie odnośne przez analogię do poprzednich można napisać w postaci

$$v_k = \delta f_1(I) f_2(t_k) \dots (16)$$

Jeśli koryto rzeki meandruje w swej dolinie przyjmować można $i_k = \frac{L_z}{L_k} i_z$, stąd zaś $f_1(i_k) = f_1\left(\frac{L_z}{L_k} i_z\right)$.

Z omówienia warunków przepływu w profilu Brzóska na Myszance wiadomo nadto, że przy obliczeniu chyżości w korycie głównym rzek meandrujących do obliczenia funkcji głębokości nie należy wprowadzać całkowitej głębokości średniej przekroju koryta lecz głębokość zmniejszoną o całkowitą głębokość warstwy wody pokrywającej brzegi, jeśli rozwinięcie jej biegu wynosi 30% , względnie o głębokość mniejszą, jeśli rozwinięcie jest mniejsze.

Na tej zasadzie możemy przy obliczeniu funkcji głębokości w korytach rzek meandrujących stosować głębokość zredukowaną:

$$t_r = t_k - w \frac{r}{30}$$

przy czym oznacza:

- t_r — zredukowaną głębokość koryta głównego (m),
- t_k — rzeczywistą głębokość koryta głównego (m),
- w — głębokość warstwy wody pokrywającej brzegi (m),
- r — procent rozwinięcia biegu rzeki (najwyżej 30%).

Dla obliczenia chyżości średniej w takich wypadkach ustawić możemy równanie

$$v_k = f_1\left(\frac{L_z}{L_k} i_z\right) f_2\left(t_k - w \frac{r}{30}\right)$$

Równaniu temu możemy nadać postać podobną do poprzednich obliczając

$$\delta = \frac{f_1\left(\frac{L_z}{L_k} i_z\right) f_2\left(t_k - w \frac{r}{30}\right)}{f_1(I) f_2(t_k)}$$

i przyjmując

$$v_k = \delta f_1(I) f_2(t_k) \dots (17)$$

Równania 14—17 pozwolą na obliczenie chyżości średniej w terenach zalewowych i w głównych korytach rzek w różnych wypadkach.

Wszystkie te równania wywodzą się z ogólnej formuły prof. Matakiewicza, przy czym wartość δ nosi charakter współczynnika poprawki dającej się określić na podstawie zasady pracy obecnej.

Ponieważ wszystkie powyższe równania zostały sprowadzone do jednolitej postaci, w której zmienne są tylko wielkości współczynnika δ oraz wymiary przekrojów poprzecznych i ich części, do obliczenia objętości przepływu można używać następującego równania ogólnego:

$$Q_c = f_1(I) \sum_1^n \delta f_2(T) F \dots (18)$$

W równaniu tym oznacza:

- Q_c — przepływ całkowity w m^3/s ;
 I — spadek jednostkowy zwierciadła wody mierzony wzdłuż doliny rzeki, równy

spadkowi zwierciadła wody w terenie zalewowym (i_z),

n — ilość części składowych przekroju poprzecznego posiadających odmienne warunki przepływu,

δ — współczynnik poprawki, określony na podstawie zasad objaśnionych powyżej,
 T — głębokość średnią w poszczególnych częściach przekroju poprzecznego w metrach,

F — powierzchnię poszczególnych części przekroju poprzecznego w m^2 .

Funkcje f_1 (spadku) względnie f_2 (głębokości) obliczane być winny zapomocą odnośnych formuł prof. Matakiewicza. (Patrz: Prof. M a t a k i e w i c z. Dalsze badania nad formułą prędkości i krytyka nowszych zapatrywań na jej budowę. Czasopismo Techniczne 1931. Nr. 14).

Inż. Marian Prokopowicz

Prace nad rozbudową sieci dróg wodnych w Niemczech w 1936 r.

Rzesza Niemiecka nie zaniedbuje w żadnym roku rozbudowy swych dróg wodnych tak morskich jak i śródlądowych. Wynika to z roli, jaką drogi wodne śródlądowe odgrywały od początku swego istnienia w gospodarstwie narodowym Niemiec, dając tani środek komunikacyjny, który umiejętnie przez przemysł i handel używany, daje bezspornie korzyści dla producenta i konsumenta.

Miarą ich użyteczności może być wzrost taboru żeglugowego, który w okresie przed wojną światową przedstawiał się następująco:

Stan w roku	1877	1887	1897	1907	1912
Statki bez własnego napędu					
ilość ogólna	17083	19237	20611	22923	25042
tonaż w 1000 ton	1361	2046	3266	5725	7134
przeciętna nośn. w ton.	80	107	158	250	285
Statki o własnym napędzie					
ilość ogólna	552	1131	1925	3304	4423
w tym łodzi towarow.	62	128	191	604	997
ton. łodzi towar. w 1000 t.	12,5	18,3	36,5	41,6	56,8
ilość 1000 KM ogółem	—	138	240	480	607

W czasie wojny światowej tabor uległ w znacznym procencie zużyciu i zniszczeniu, po wojnie jednak niemiecka żegluga śródlądowa szybko potrafiła uzupełnić ubytek taboru i mimo przykrego okresu kryzysowego doprowadzić go, o ile chodzi o tonaż, nie tylko do stanu przedwojennego, ale nawet stan ten przewyższyć, tak że w r. 1929 tonaż ogólny wynosi w 1000 ton — 7300, czyli 102% tonażu z r. 1913. W sumarycznym ruchu przewozowym kolejami i drogami wodnymi najwyższy udział żeglugi

wynosił 16% (1913 r.), po wojnie światowej wzrosła do 18,4% (1929 r.) a nawet do 20,2% (1934 r.). Stosunek ten w tonnokilometrach wyraża się cyframi: 24,1% — 1913 r., 23,1% — 1929 r. i 27,6% — 1934 r.

Nie dziw zatem, że rząd Adolfa Hitlera zwraca baczna uwagę na drogi wodne i żeglugę śródlądową, widząc w nich ważny czynnik ekonomiczny. Zapatrywania rządu wychodzą przytem poza zwykłe motywy bezpośredniej rentowności, opierając się na założeniach korzyści dla ogólnego gospodarstwa narodowego, dla którego każde potaniecie transportu sprawdza żywszą wymianę dóbr i podnosi ogólny dobrobyt.

Ale nie tylko ten wzgląd jest tu decydujący. Niemieckie naturalne drogi wodne prowadzą do portów morskich i stąd odgrywają wielką rolę w handlu zagranicznym Rzeszy.

Rzeka Ren łączy największy niemiecki okręg przemysłowy i kopalniany z głównymi portami Holandii — Amsterdamem i Rotterdamem, Wezera jest drogą wodną dla portu Brema, Łaba łączy okręg przemysłowy saski z Hamburgiem, Odra — okręg przemysłowy i kopalniany śląski z portem w Szczecinie. W latach 1930—1934 średni udział żeglugi śródlądowej w ogólnym obrocie towarowym z zagranicą wynosił w przywozie 36% (kolej 27%), w wywozie 47% (kolej 39%). To jest drugi powód, dla czego rząd III Rzeszy dba o drogi wodne, widząc, że tani dowóz do portów morskich wzmacnia broń w walce konkurencyjnej na rynkach zagranicznych. Stąd też pochodzi baczna uwaga, jaką poświęca rząd niemiecki sprawie połączenia Łaby i Odry z Dunajem, co po włączeniu krajów austriackich do Rzeszy nabiera nowego znaczenia.

Wewnętrzna polityka gospodarcza zniewala również rząd Rzeszy do fortyfikowania komunikacji wodnych. W czasie wojny światowej podniosły się w znaczeniu złoża węgla brunatnego położone

w centrum państwa, gdzie założono znaczne zakłady chemicznego przemysłu wojennego. Dało to początek powstania nowego okręgu przemysłowego, położonego w centrum państwa, który tak dla taniego i łatwego dowozu surowców, jak i wywozu gotowych fabrykatów obok innych środków przewożonych wymaga również i dróg wodnych. Analogiczny wypadek obserwujemy w Polsce z Centralnym Okręgiem Przemysłowym, który również bez komunikacji wodnej nie będzie mógł się obejść. Prócz tego drogi wodne w Niemczech odgrywają znaczną rolę w dostawie żywności dla okręgów przemysłowych, przewożąc do nich zboże, cukier itp.

Po wojnie światowej niektóre kierunki utartych już szlaków przewozowych i handlowych zostały zamknięte, jak np. zbyt węgla śląskiego do dawnych krajów austriackich, który przed wojną wynosił 33% całej produkcji kopalń śląskich, obecnie spadł zaś do 7%. Reszta musi szukać zbytu na rynku niemieckim (okręg berliński), lub szukać wywozu przez Szczecin, stąd konieczność budowy kanału Hitlera i regulacji Odry. Również zamknięty został dawny szlak wodny przez Wartę i Noteć. Przez odpowiednią rozbudowę sieci dróg wodnych ku kresom, rząd Rzeszy spodziewa się kresy podnieść ekonomicznie i związać ściślej z centrum państwa.

Względy obrony państwa również ściągają uwagę rządu niemieckiego na drogi wodne. O ich znaczeniu w tym kierunku przekonano się w Niemczech w czasie wojny światowej, gdy z początkiem wojny za mało przywiązywano wagi do roli komunikacji wodnych i znaczną część taboru przesłano do obszarów okupowanych, a ponadto połączenia portów morskich z centrami przemysłu wojennego okazały się niewystarczające. Połączenia te w niektórych wypadkach były ograniczone tylko do połączeń kolejowych, które o wiele łatwiej aniżeli wodne nieprzyjaciel może unieruchomić.

Wreszcie roboty przy budowie dróg wodnych ułatwiają rozwiązanie przejściowej kwestii bezrobocia.

W czasopiśmie „Die Bautechnik“ w roczniku 1937 r. znajdujemy w szeregu zeszytów sprawozdanie z robót wykonanych przez Państwowy Zarząd Dróg Wodnych w ciągu roku 1936, opracowane przez dr inż. Gährsa, w którym znajdujemy następujące wiadomości.

W roku 1936 budżet państwowy przewidywał na drogi wodne morskie i śródlądowe ogółem przeszło 125.000.000 RM na cele budowlane i inne wydatki poza normalnymi kosztami utrzymania. W r. 1935 kwota na te same cele wynosiła 108.500.000 RM wzrosła więc w r. 1936 o przeszło 15%.

W zakresie inwestycji morskich należy zanotować najpierw budowę dworca morskiego w porcie w Pilawie celem zapobieżenia niedogodnościom w przechodzeniu podróźnych z okrętów do pociągów kolejowych, czemu dotychczasowy stan portu zupełnie nie odpowiadał. Inne roboty, rozpoczęte najczęściej w latach poprzednich i wykonywane w dalszym ciągu w roku sprawozdawczym obejmowały ubezpieczenia i ochronę brzegów Morza Bałtyckiego i Niemieckiego w rozmaitych punktach, budowę mola przy ujściu Odry dla ochrony i zabezpieczenia szlaku wjazdowego, pogłębienie Łaby po-

niżej Hamburga do głębokości 10 m, wreszcie powiększenie bezpieczeństwa ruchu żeglownego przez budowę szeregu latarni morskich i urządzeń sygnałowych. Podnieść należy także budowę kanału łączącego rzekę Eider z kanałem Cesarza Wilhelma, skracającego drogę do portów Łaby o 50 km.

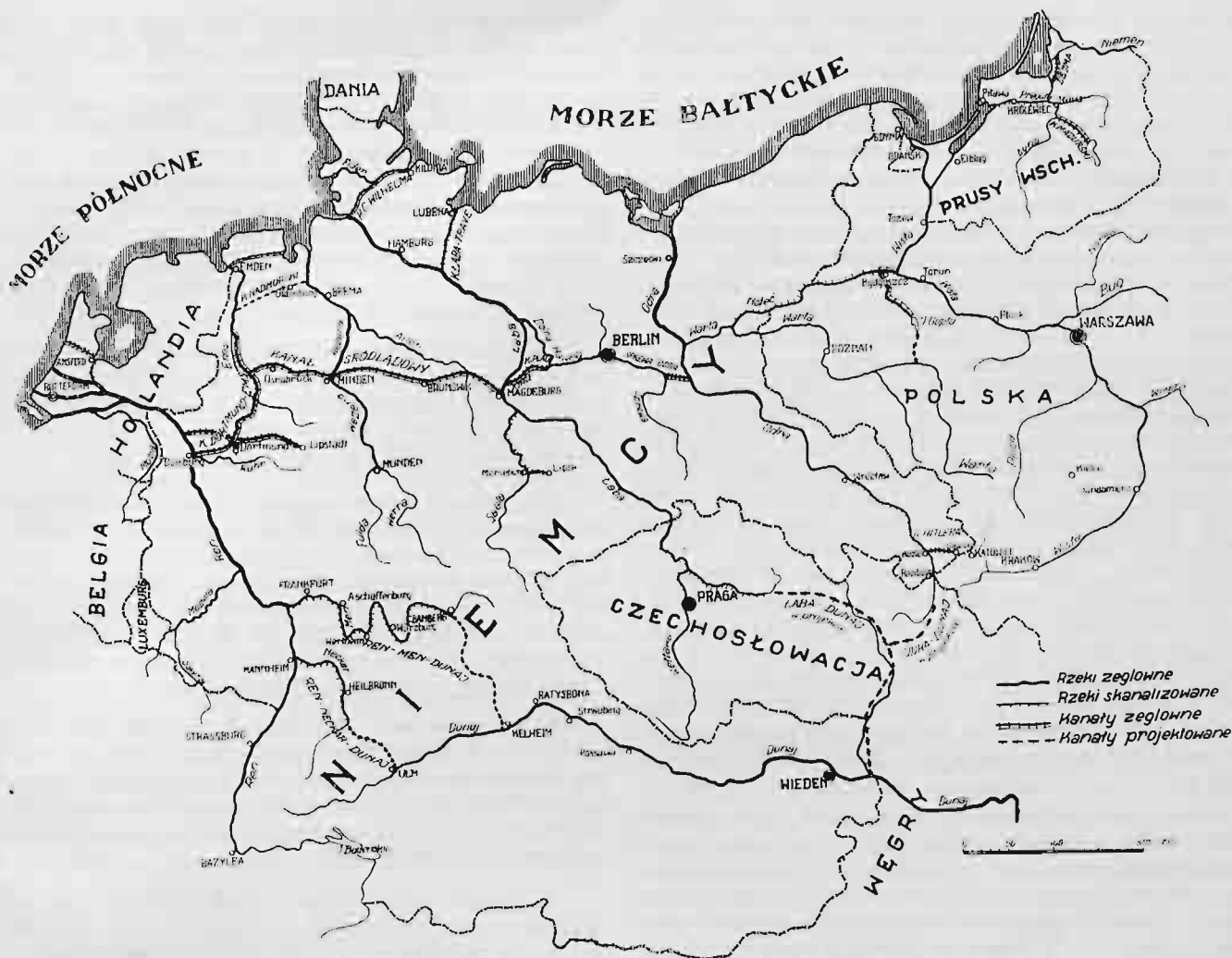
Obszerniejszy obraz przedstawiają roboty budowlane na drogach wodnych śródlądowych. O niektórych z tych robót czytelnicy mieli możliwość zaznajomić się z szeregu streszczeń i wzmianek, zamieszczanych w kolejnych zeszytach „Gospodarki Wodnej”. Poniższy opis natomiast ma na celu zobrazowanie całokształtu prac wodno-komunikacyjnych w Rzeszy Niemieckiej w r. 1936.

Zatrzymamy się najpierw na Prusach Wschodnich. Ukończono kanalizację górnej Pregoi dla statków 250 t o zanurzeniu 1,2 m przez budowę ostatniego stopnia pod Iławą. Całkowite koszty kanalizacji rozpoczętej w r. 1921 wyniosły okrago 12,5 mio RM¹⁾. Na kanale Mazurskim, na którego budowę miano do dyspozycji kwotę 5,5 mio RM, poza robotami ziemnymi wykonano służę pod Allenborkiem (8 m spadu) i rozpoczęto budowę służ przy Gross Allendorf (12 m spadu), Wilhelmshof (7,5 m spadu), Georgentelde (15,5 m spadu) i Sandhof (11,8 m spadu). Na drodze wodnej Pregoi — Dejma — Niemen skończono po 2½ latach przebudowę mostu drogowego i dla kolei wąskotorowej nad Dejma koło Tapiau. Jedno przęsło mostu wykonano jako most ruchomy kołyskowy o rozpiętości podparcia 19,35 m.

Przejdźmy teraz do dorzecza Odry. Zbiornik w Turawie na Malapalanie, mający na celu powiększenie głębokości żeglownej podczas niskich stanów, wykonano aż do drobnych robót końcowych. Część energetyczna zbiornika znacznie posunięta naprzód, jest również niedaleka wykończenia. Zbiorniki w Stauwerder i Berghof, mające ten sam cel (pierwszy z nich zasila ponadto w wodę kanał Hitlera), pozostają w toku budowy. Na kanale Adolfa Hitlera obok wykonywanych w dalszym ciągu robót ziemnych rozpoczęto budowę 4 służ komorowych i wykończono 5-tą służę w Stauwerder. Ogółem projektowanych jest na kanale 6 służ. Wszystkie służ mają mieć komory ze ścian szczelnych żelaznych i głowy z betonu. Przy wykończonej służ w Stauwerder okazały się ściany wykonane w typie Peine za mało szczelne wobec bardzo miękkiego i przesyconego wodą gruntu (kurzawki). Dodatkowe uszczelnienia szwów nie dały oczekiwanego rezultatu, ponieważ i dno służ okazało się za mało odporne przeciw naciskowi kurzawki, tak że dopiero przez zastosowanie dna o odpowiedniej wytrzymałości zdołano jej napływ powstrzymać.

W dalszym ciągu prowadzono też rozpoczęte w r. 1935 roboty przy budowie portu w Gliwicach, który będzie posiadał 2 baseny większe dla ruchu ogólnego i jeden mniejszy dla przeładunku materiałów łatwopalnych. Z robót regulacyjnych wykonywano przełożenie Odry pod Raciborzem, jako część projektu regulacji Odry środkowej poniżej Wrocławia, obejmującego 333 km (z końcem marca

¹⁾ Bardziej szczegółowy opis kanalizacji rz Pregoi znajdzie czytelnik w artykule inż. S. Ichnatowicza, zamieszczonym w zeszycie Nr 3 r. 1937 „Gospodarki Wodnej” (przyp. Red.).



Rys. 1. Mapa ważniejszych dróg wodnych w Niemczech.

1936 r. było wykonanych 209 km). Nadto rozpoczęto roboty ziemne dla budowy przystani pod Wrocławiem o powierzchni 16 ha, w której będzie mogło znaleźć pomieszczenie 190 statków o wymiarach „Plauer Mass”. Bagrowanie dla celów portowych daje przemysłowi budowlanemu we Wrocławiu bardzo pożądaną materiał piaskowy i żwirowy, zresztą bowiem pobieranie tych materiałów z rzeki jest zabronione poza bagrowaniem dla celów żegluga i regulacji.

Na drogach wodnych Marchii Brandenburskiej do zanotowania są roboty przy kanale Sprewy oraz przebudowa kanałów Ihle i Plaue do rozmiarów kanału Śródlądowego. Przebudowa kanału Plaue została w r. 1936 ukończona.

Na rzece Haweli rozszerzono ciasne przejście tzw. Marquardter Enge, o długości 200 m i szerokości 17 m, przez które — z powodu trudności przy wymijaniu — ruch pociągowy statków nie był możliwy. Nowa szerokość wynosi 30,9 m. Również rozszerzono koryto Haweli między ujściem Sprewy i służą w Spandawie z 25 m na 43 do 60 m, łagodząc równocześnie w trasie rzeki istniejącą krzywiznę z promienia 300 m na 750 m. Regulacja dolnej Haweli, dla celów rolniczych i żeglugowych, polegająca na jej pogłębieniu i rozszerzeniu, prawie ukończona.

Na Łabie wykonywano w różnych punktach roboty regulacyjne miejscami na średnią wodę, miejscami na małą wodę. Z więcej interesujących robót należałoby wymienić regulację odcinka Łaby poniżej ujścia kanału Plaue, gdzie na istniejącej prostej o długości ponad 2 km nadano rzece bieg serpentynowy, dogodny dla ujścia kanału, które wypadło jeszcze w obrębie krzywizny. Również zwężono i ustalono koryto Łaby poniżej ujścia Haweli. Wogóle roboty regulacyjne miały za cel poprawę żeglowności Łaby przez usuwanie tzw. złych przejść i łagodzenie krzywizn. W okręgu Zarządu Wodnego w Tangermünde zastosowano także w jednym miejscu (km 421—425) doraźne roboty bagrownicze wobec nie osiągnięcia drogą regulacji pożądaných głębokości. Na odcinku podlegającym Dyrekcji w Hamburgu dokonano zwężenia koryta przez przedłużenie ostróg.

Kanał Śródlądowy wymagał w okręgu brunświckim umocnienia skarp w przekopie pod Wenden, którego dokonano przez złagodzenie nachyleń skarp z 2 : 3 na 1 : 3 i włączanie zaprawy cementowej. W okręgu Oebisfelde, gdzie zw. wody kanału sięgało ponad wodę gruntową w sąsiednich terenach, zamiast uszczelnienia, wykonano urządzenia dla odwodnienia tych terenów, co dało się zrobić znacznie mniejszym kosztem. Prócz tego wy-

kończono trzy wpusty dla wielkich wód rzek Aller i Ohre i dla wód pochodzących z odwodnienia zabagnionych terenów brunświckich Drömliny, celem nieszkodliwego ich odprowadzenia kanałem do Łaby, przez co podnosi się znacznie wartość rolniczą obszaru około 50 km². W podnośni pływającej w Rothensee ukończono budowę komory wodnej i rozpoczęto budowę pływaków. Dla podnośni Hohenwarte ukończono roboty wiertnicze dla ustawienia rur do zastosowania systemu zamrażania. Niektóre otwory sięgają przeszło 110 m pod terenem. Śluza w Niegripp znajduje się w dalszym toku budowy. Na odnodze południowej Kanału Śródlądowego głównie pracowano nad użegłownieniem rzeki Saali dla statków 1000 tonowych. W trakcie tych robót ukończono 3,5 km długi kanał okrężny w Merseburgu i prowadzono w dalszym ciągu roboty przy budowie kanału okrężnego w Halle. Przekop Saali koło Aderstedt o długości 900 m i przełożenie rzeki koło Wettin ukończono. Budowa śluz w Rothenburg, Alsleben i Bernburg prowadzona jest w dalszym ciągu. Rozpoczęto roboty przygotowawcze dla budowy zapory w Hohenwarte. Zbiornik w Bleiloch, napełniony całkowicie do początku czerwca 1936 r., służył do zasilenia Łaby w 2 okresach niskich stanów od 2 do 7 sierpnia i od 19 do 30 sierpnia w maksymalnej ilości 26 m³/sek., wskutek czego można było utrzymać na Łabie poniżej ujścia Saali w najtrudniejszych miejscach głębokość zanurzenia 1,20 m.

Regulację Wezery na małą wodę na odcinku Hann — München do ujścia rzeki Aller wykonywano według programu. Polega ona na robotach bagrowniczych, umocnieniach tam poprzecznych, budowie licznych progów i wypełnianiu zbytnich głębin w dnie rzeki. Stare, nieproduktywne plantacje wiklinowe wykarczowano i wyrównano, urwiste brzegi ścięto aż do nachylenia 1 : 5, a uzyskany stąd materiał użyto do zasypiania starych łąk i wyrównania terenów między wałami. Uregulowano nadto samo ujście rzeki Aller przy użyciu 39000 m³ materiału materacowego do budowy tamy rozdzielczej. Uzyskane zwężenie ujścia poprawiło znacznie na razie stosunki żeglugowe; czy osadzanie jednak przy ujściu piasku przez rzekę Aller ze szkodą dla żeglugi ustanie na trwałe, nie jest rzeczą pewną. Poniżej ujścia Aller regulacja na małą wodę postępuje przy szerokim zastosowaniu faszynowych materaców. Przy budowie kanałów śluzowych dla stopni w Petershagen i Drahenburg uzyskane znaczne ilości materiału ziemnego użyto do podniesienia okolicznych nisko położonych terenów.

Na kanale Ems — Wezera wszczęto roboty związane z podniesieniem poziomu wód o 40 cm dla umożliwienia kursowania statków 1000 t zamiast obecnie 600 t. Na kanale Dortmund — Ems roboty dla jego rozszerzenia postąpiły naprzód. Szerokość kanału ma być zwiększona przynajmniej o 8 m, głębokość z 2,5 m na 3,5 m skutkiem czego nośność kursujących łodzi zostanie powiększona do 1500 t. Również przebudowie poddano kanał Küstenkanal dla połączenia Oldenburskich terenów torfowych z rzeką Ems.

Na Renie należy zanotować bardzo widoczną realizację regulacji górnego Renu na małą wodę między Bazyleą a Strassburgiem, dzięki niezwykle

korzystnym warunkom przepływu wód w r. 1936. Nurt przybrał położenie przewidziane w projekcie regulacji, a również spodziewana głębokość żeglowna została z małymi wyjątkami wszędzie osiągnięta. Na dolnym Renie wykonano przeważnie roboty, polegające na oczyszczeniu i powiększeniu profilu wielkich wód przez skopanie nadmiernie przez osady rzeczne podniesionych jego części. W dorzeczu Renu rozpoczęto regulację Saary dla ujęcia wód średnich i wysokich w jedno koryto, z uwzględnieniem przyszłych planów utworzenia ze Saary drogi wodnej dla wielkiej żeglugi.

Roboty na połączeniu kanałowym Ren — Men — Dunaj, wykonywane były według programu i tylko ze środków budżetowych, skutkiem czego w tempie słabszym niż w latach poprzednich, kiedy były do dyspozycji także środki pozabudżetowe.

Na Dunaju przystąpiono do uregulowania zakola powyżej Straubing. W ostrym tym zakolu, Dunaj zmienia kierunek ze wschodniego na południowy, głęboko wrzynając się w teren. Powstają wskutek tego spiętrzenia powyżej zakola i zalądowania poniżej, szkodliwe dla żeglugi. W r. 1936 wybagrowano szlak żeglowny po obu stronach zwężenia i ustalone go za pomocą niskich ostróg.

Rozpoczęta w r. 1922 kanalizacja Menu postępowwała w dalszym ciągu normalnie. Po wykonaniu jeszcze pewnych końcowych bagrowań można będzie Men między Aschaffenburg i Wertheim tj. na długości 71 km uważać za skanalizowany dla statków 1500 tonowych.

Z powodu konieczności stosowania spadów na stopniach kanalizacyjnych, których na tym odcinku jest 6, do warunków wysokościowych na brzegach, roboty bagrownicze okazały się konieczne na prawie połowie stanowisk. Materiał uzyskany z bagrowania używany jest do podniesienia terenów nadbrzeżnych. Na odcinku od Wertheimu do Würzburga projektowanych jest 7 stopni o spadzie 4 do 5,25 m. Każdy stopień składa się z jazu o 3 otworach po 30 m w świetle i służy komorowej pociągowej o wymiarach 300 m długości i 12 m szerokości. Wszystkie stopnie połączone być mają z zakładami o sile wodnej. Z tych gotowy i od 2 lat oddany do użytku jest stopień w Erlabrunn, pozostałe 6 stopni pozostają w toku budowy.

Kanalizacja Neckaru powyżej Heilbronn postąpiła nieznacznie naprzód. Za to na skanalizowanym odcinku od Heilbronn do Mannheim, odkąd mogą na nim kursować statki 1200 t wzmógł się ruch bardzo znacznie. W czasie od stycznia do listopada 1936 r. ruch miesięczny wzrósł z 79000 t do 170000 t, w porcie w Heilbronn z 13000 t w styczniu do 65000 t w listopadzie. Okazała się tu prawdziwość starego doświadczenia, że dobra droga wodna wywiera zawsze wielką siłę przyciągającą na handel i przemysł.

Jak widać z powyższego przeglądu robót, wykonywanych w r. 1936 na drogach wodnych Rzeszy Niemieckiej, dążeniem naszego zachodniego sąsiada jest, prócz budowy nowych kanałów czy kanalizacji rzek, stałe powiększanie wymiarów istniejących dróg wodnych, dla umożliwienia kursowania barek o tonażu 1000—1500 ton.

Przełożenie rzeki na budowie zapory w Rożnowie.

W Nrze 5 „Gospodarki Wodnej” z r. 1937 przedstawiliśmy tok prac przy budowie zapory rożnowskiej do końca października 1937 r. Zima ubiegła zaznaczyła się na budowie robotami nad przełożeniem rzeki, które opisujemy obecnie.

Program budowy w Rożnowie liczyć się musi z koniecznością przepuszczenia kaźdoczesnego przepływu Dunajca, wahającego się od minimum 4,47 m³/sek. (27. I. 1933) do maksimum 3500 m³/sek. (17. VII. 1934). Przepływ średni roczny w przecięciu wieloletnim wynosi 67,54 m³/sek., przy waha- niach w poszczególnych latach od 29,21 m³/sek. (1921 r.) do 111,11 m³/sek. (1913 r.). Przeciętne przepływy miesięczne za okres wieloletni wynoszą w miesiącach:

październik — luty	34,4— 38,3 m ³ /sek.
marzec — sierpień	80,8—111,3 „
wrzesień	56,8 „

przy czym prawdopodobieństwo pojawiania się w okresie od października do lutego przepływu wyższego ponad 400 m³/sek. jest bardzo małe. Po- wyższe warunki ustalają zasadę przerzucania rzeki i jej ostatecznego zamykania na te właśnie miesiące.

Rachunek prawdopodobieństwa zastosowany do możliwości pojawiania się wielkich wód na Dunaju daje następującą tabelę:

prze- ciętnie	raz na 3 lata	raz na 5 lat	raz na 10 lat	raz na 100 lat	
50%	33,3%	20%	10%	1%	prawdo- podo- bieństwa
1195	1436	1692	1955	2695	m ³ /sek.

Na podstawie powyższego przyjęto za miarodajny największy przepływ w okresie 3-ch zasadni- czych lat budowy 1936—1939: 1436 m³/sek., któremu odpowiada rzędna zw. w. w profilu zapory 244,0. Na przepływ ten obliczone są wszystkie grodze i urządzenia ochronne.

Mając na uwadze powyższe warunki hydrolo- giczne rozpatrzmy poszczególne etapy budowy.

W roku 1935 prowadzono płytki wykop w aluwiach na płaskim prawym brzegu, wskutek czego roboty te urządzeń ochronnych nie wymaga- ły. Dla zabezpieczenia budynków warsztatowych teren pod nie podsypano do rzędnej 246 m n. p. m.

W sezonie 1936 r. prowadzono wykop w dalszym ciągu na prawym brzegu rzeki (patrz. rys. na str. 268, Nr 5/37 r. „Gospodarki Wodnej”), wobec jednak pogłębienia wykopu zaszła koniecz- ność zamknięcia go ścianką szczelną zabita przy szczytowej skarpie wykopu.

W sezonie 1937 r. wobec konieczno- ści przesunięcia wykopu ku rzece wykonano nową grodzę ze ścianką szczelną (patrz rys. na str. 269, Nr. 5/37 r. „Gosp. Wodn.”).

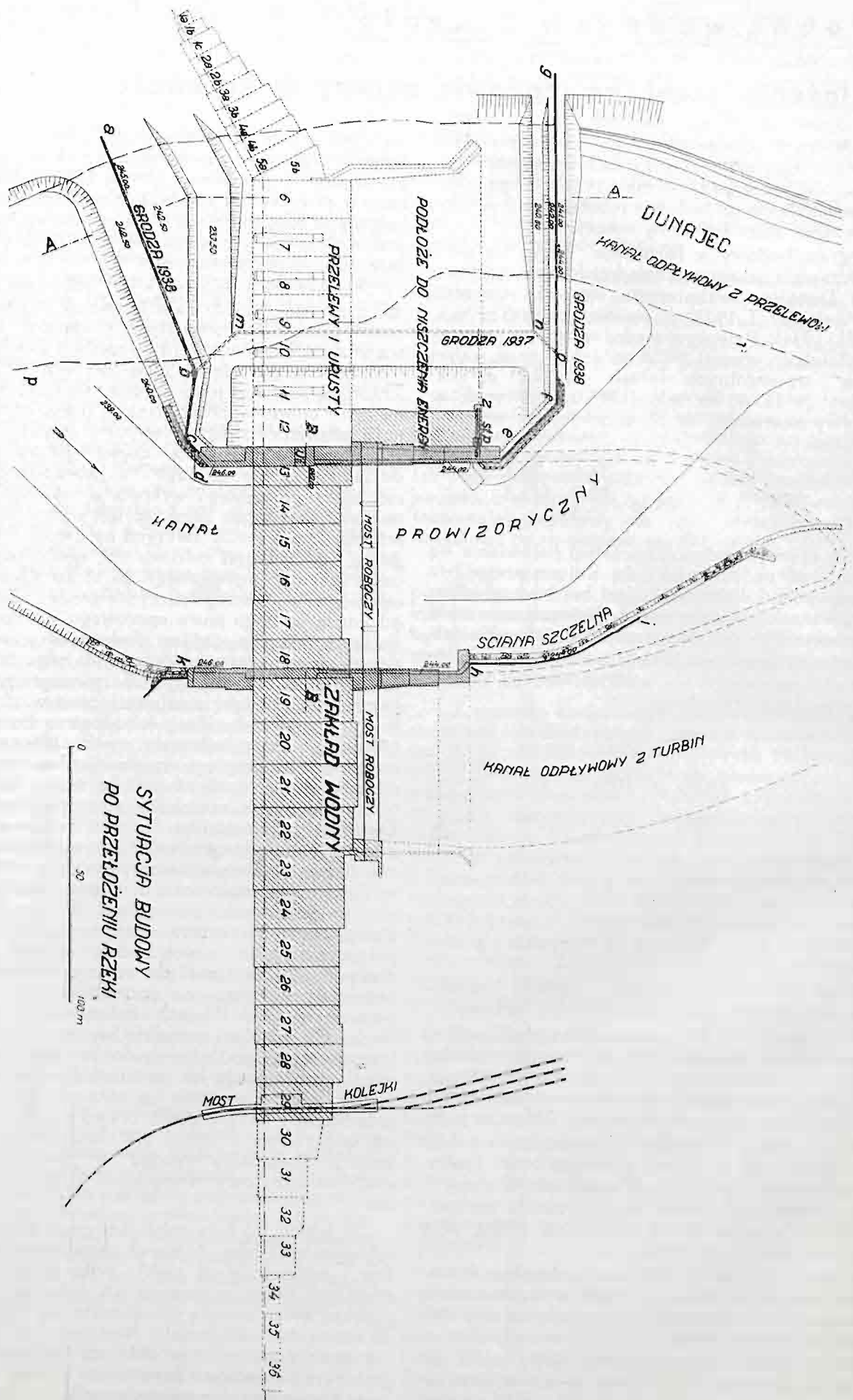
We wszystkich tych etapach budowy rzeka po- zostawała nietknięta. Dla umożliwienia prowadze- nia robót w sezonie 1938 r. w korycie rzeki i na le-

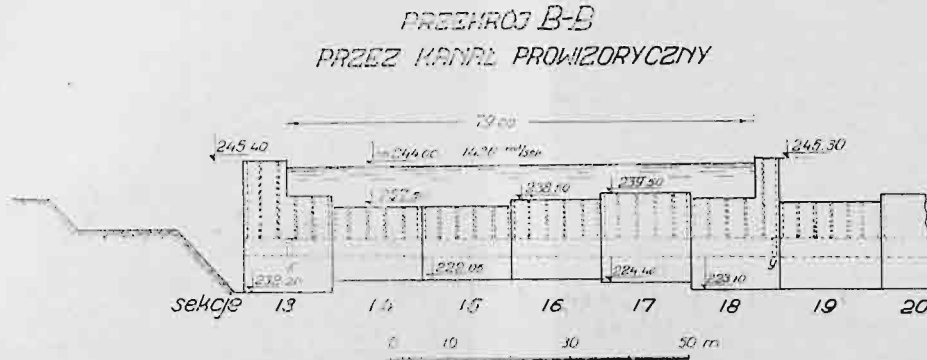
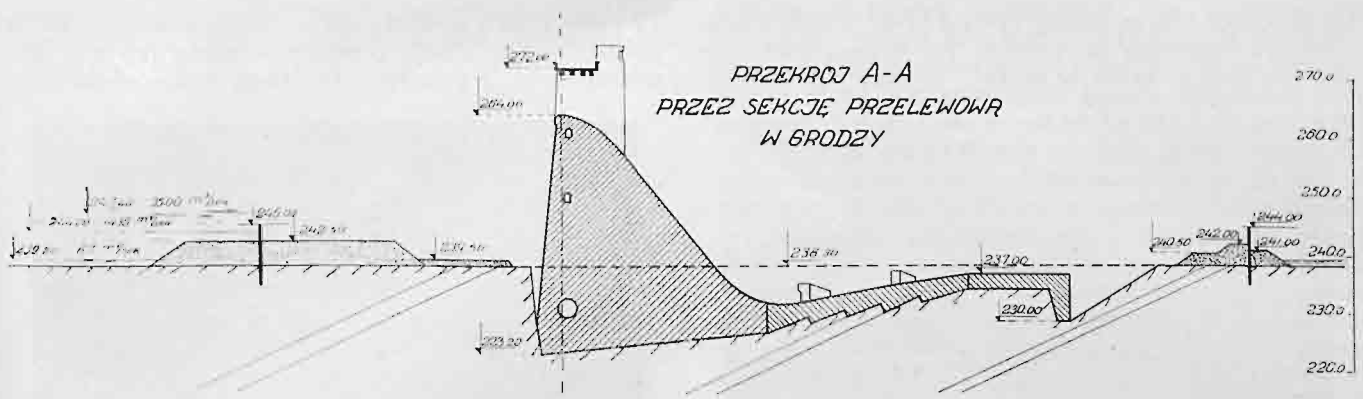
wym jej brzegu dokonano w zimie 1937/38 r. prze- łożenia rzeki do prowizorycznego kanału, który przygotowano pod koniec sezonu 1937 r., jak to opi- sano w poprzednim artykule. Kanał prowizoryczny biegnie po fundamentach 5-ciu sekcji zapory i ujęty jest w wyżej zabetonowane bloki 13 i 18 i przylega- jące do nich mury oporowe.

Przełożenie rzeki odbywało się faza- mi. Pierwsza faza to zabetonowanie odpowiednich części zapory do potrzebnych poziomów, a miano- wicie części bloków 13 i 18 do rzędnej 245,40 i pozo- stałych leżących między nimi do rzędnych 237,50— 239,50. Wykonano jednocześnie wszystkie potrzeb- ne mury oporowe. Druga faza to przygotowanie ka- nału prowizorycznego powyżej i poniżej zapory. Wymagało to rozebrania części górnego i całego dolnego skrzydła grodzy. Dla zabezpieczenia jed- nak nisko położonego wykopu w sekcjach 11 i 12 musiano przed tym zamknąć ten wykop całkowicie ścianami szczelnymi, zabitymi na dwóch odcinkach: górny (c-d) krótki odcinek od specjalnego muru ochronnego, dobudowanego do bloku 13 od strony odwodnej, do górnego skrzydła grodzy; dolny (e-f) od końca dolnego muru oporowego w sekcji 13 do dolnego skrzydła grodzy. Jednocześnie wykonano ścianę szczelną w przedłużeniu dolnego muru opo- rowego w sekcji 18 (h-i), z ubezpieczeniem brukiem kamiennym. Podobnie zabezpieczono wlot do kana- łu: po stronie odwodnej dobudowano do sekcji 18 specjalny mur ochronny, przedłużony ścianą szczelną k-l, ubezpieczony również brukiem. Wszy- stkie ściany szczelne z pali Larsena. Dno kanału otrzymało kinetę szerokości 45 m na rzędnej 239. Zasypkę fundamentu na długości kanału wykonano z materiału ziemnego bez szlamowania bądź ubija- nia, licząc na dostateczne jej ugniecenie ciśnieniem wody w ciągu około roku działania kanału. Naroża murów oporowych na wlocie (d) i wylocie (e) ubezpieczono kamieniem i faszyną w palisadzie. Dla podziałenia rozdzielonych kanałem części placu bud- dowy zbudowano most drewniany konstrukcji tra- pezowo-rozporowej o rozpiętości 5 × 16,24 m, wspartej na 4-ch filarach betonowych; szerokość jezdni 6,0 m. Most znajduje się pod linią systemu transporterów podłużnych do betonu, dla umożli- wienia opuszczania ich na most dla dokonania re- montu, bądź odciążenia lin nośnych. Most ten jest przedłużony na jarzmach drewnianych ponad kana- ły odpływowy z turbin, dla umożliwienia komuni- kacji po dokonaniu wykopu w tym kanale i dla ułatwienia budowy wierzchniej konstrukcji zakła- du.

W końcu tej fazy robót nad przełożeniem rzeki sytuacja była taka, że kanał prowizoryczny był go- tów i oddzielony od rzeki tylko pozostawionymi groblami: górną w punkcie p i dolną w punkcie r, poprzez które zresztą przesączała się woda z rzeki do niższych części kanału. Następną fazą to wybra- nie przy pomocy kopaczki mechanicznej dolnej grobli (r) i stopniowe zapełnienie kanału wodą sto- jącą. Kopaczkę przerzucono na wlot do kanału i roz-

RYS. 1.

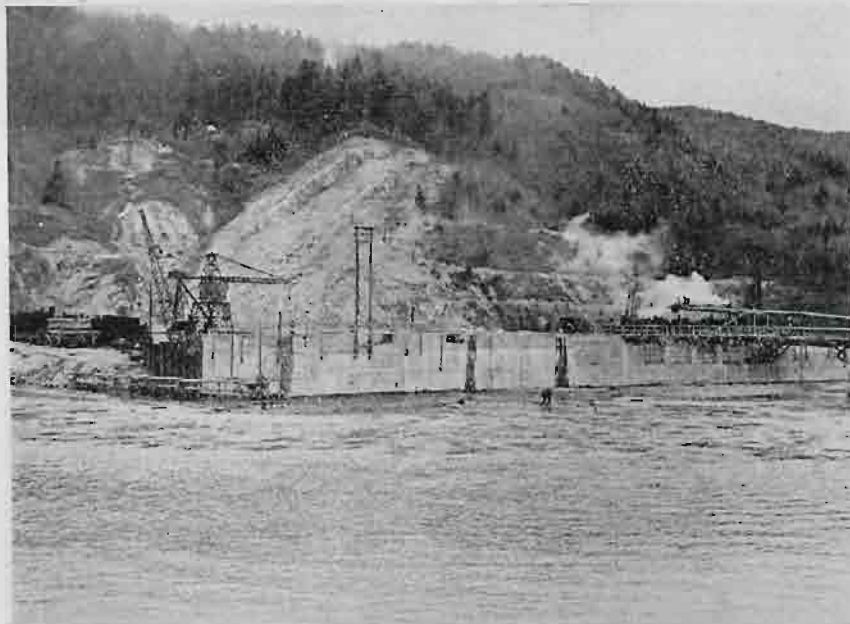




Rys. 2.

poczęto wybieranie górnej grobli (p). Odbывало się to w styczniu przy pokrywie lodowej na rzece. Wskutek nagłego ocieplenia w tym momencie ruszyły lody i przerywając do reszty groble zapełniły

górnej i dolnej, rozpoczęte zresztą już w poprzedniej fazie. Groble te wykonywano z materiału wydobywanego z wykopu w sekcji 11. Dnia 1 lutego 1938 r. zamknięto górną groblę, skierowując cały



Rys. 3. Widok na lewy, wysoki brzeg.

cały kanał prowizoryczny. Po ich zejściu plac robót w obrębie grodzy (sekcje 11—13) stał się wyspą, połączoną z resztą budowy mostem.

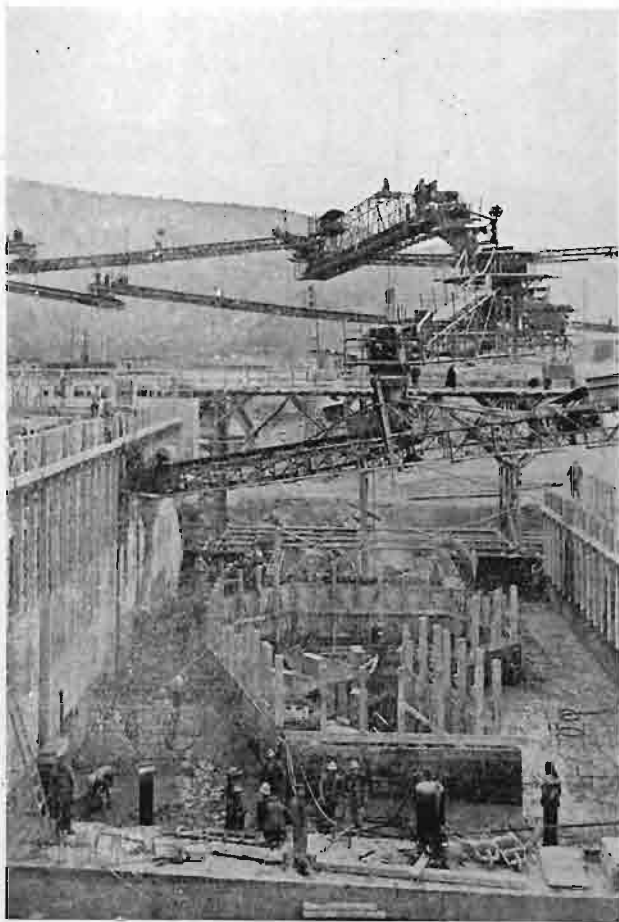
W dalszej fazie robót wykonywano intensywnie sypanie grobli w poprzek naturalnego koryta rzeki:

przeptyw rzeki do kanału prowizorycznego. W krótko po tym zamknięto dolną groblę. Pomiędzy nimi utworzył się staw ze stojącą wodą.

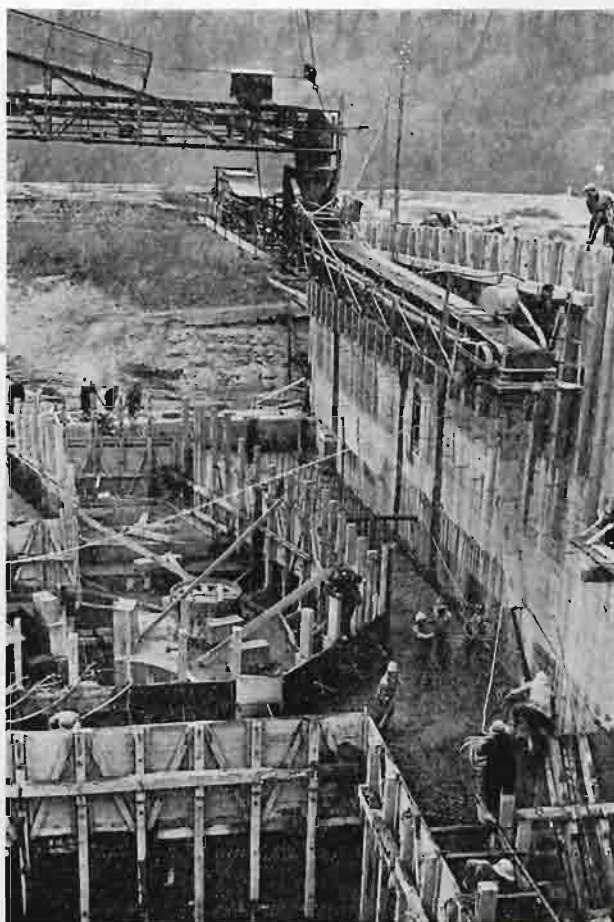
Rozpoczęła się wówczas ostatnia faza: zabijanie ścian szczelnych w usypane groble — górną (a-b)

na długości 100 m, dolną (g-o) 112 m, z jednoczesnym wyciąganiem zbyt ciężkiej już ściany równoległej do biegu rzeki w starej grodzy (b-m-n-o).

12 przy końcu podłoża do niszczenia energii, gdzie zainstalowano stację przepompowania (st. p.), wyposażoną w 3 pompy. Zabijanie ścian ukończono



Rys. 4. Betonowanie sekcji zakładowej.



Rys. 5. Betonowanie sekcji zakładowej.

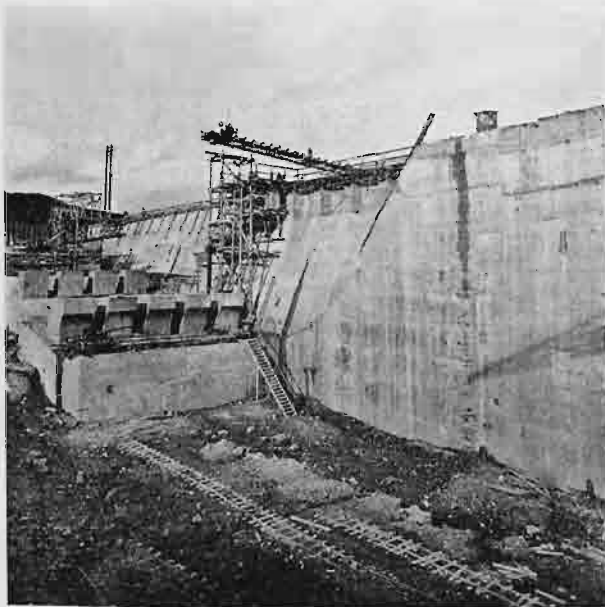
Z chwilą wyciągnięcia pierwszych pali tej ściany rozpoczęło się przesączanie tym otworem wody ze „stawu” do najniższego miejsca wykopu w sekcji

12 marca 1938, przed nadejściem pierwszego wezbrania wiosennego o objętości przepływu 530 m³/sek. Wodę ze stawu spuszczone stopniowo ro-



Rys. 6. Widok na podłoża do niszczenia energii (blok 12) i mur oporowy między blokami 12 i 13.

wem do studni zbiorniczej (z) przy stacji pomp i odpompowano. Dnia 28 marca ukazało się suche dno Dunajca.



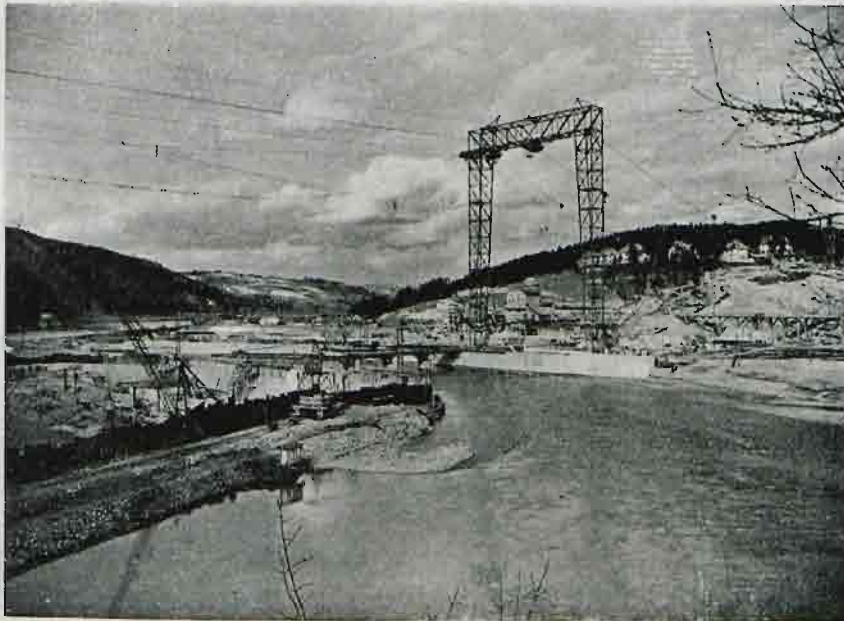
Rys. 7.
Widok jak na rys. 6.

Przed napełnieniem kanału prowizorycznego musiano zamknąć dostęp wody do istniejących

w korpusie zapory pionowych rur drenażowych do dolnej galerii kontrolnej. Zamknięcia ich dokonano płytkami betonowymi, układanymi na uszczelnieniu. Poza tym zamknięto galerię ściankami betonowymi, założonymi w sekcji 13 (x) i 18 (y), pozostawiając w nich jedynie na dole małe otwory dla przepuszczenia wody zbierającej się w galerii ze spadkiem do sekcji 23, gdzie istnieje studnia zbiorcza i stacja odpompowania. Zamknięcia galerii wykonano dla zabezpieczenia się przed wysadzeniem korków na otworach pionowych wraz z zalaniem wykopu i wdarcia się wody do galerii. Z zalaniem wykopu liczyć się trzeba w razie nadejścia wielkiej wody o przepływie ponad $1436 \text{ m}^3/\text{sek.}$, na którą obliczony jest kanał prowizoryczny i rzędne zabudowań ochronnych. Dla stopniowego zalewania wykopu w wypadku powodzi, zostawiono w murze bloku 13 przelewy (u) na rzędnej 242,0, zamknięte prowizorycznie łańcem w deskach, dające się łatwo otworzyć.

Przełożenie rzeki wymagało ogółem wykonania 81.000 m^3 wykopów, 12.000 m^3 nasypów dla gródz, zabicia 336 m ściany szczelnej, t. j. ok. 840 sztuk pali Larsena. Roboty te trwały pół roku, — od 15. IX. 1937 do 15. III. 1938.

Obecnie — początek sezonu 1938 r. — prowadzi się intensywnie budowę wierzchniej konstrukcji zakładu, tak by móc w zimie 1938/1939 montować pod dachem urządzenia turbinowe. Po wykonaniu wykopu w obrębie gródzy i w lewym przyczółku rozpocznie się betonowanie sekcji przelewowych i lewobrzeżnych.



Rys. 8. Ogólny widok budowy.

$\varnothing 30 \text{ cm}$ (4 na sekcję) i pionowych szybów włazowych na stykach bloków, posiadających przekrój $1,0 \times 1,0$. Wszystkie te otwory będą biegły od góry

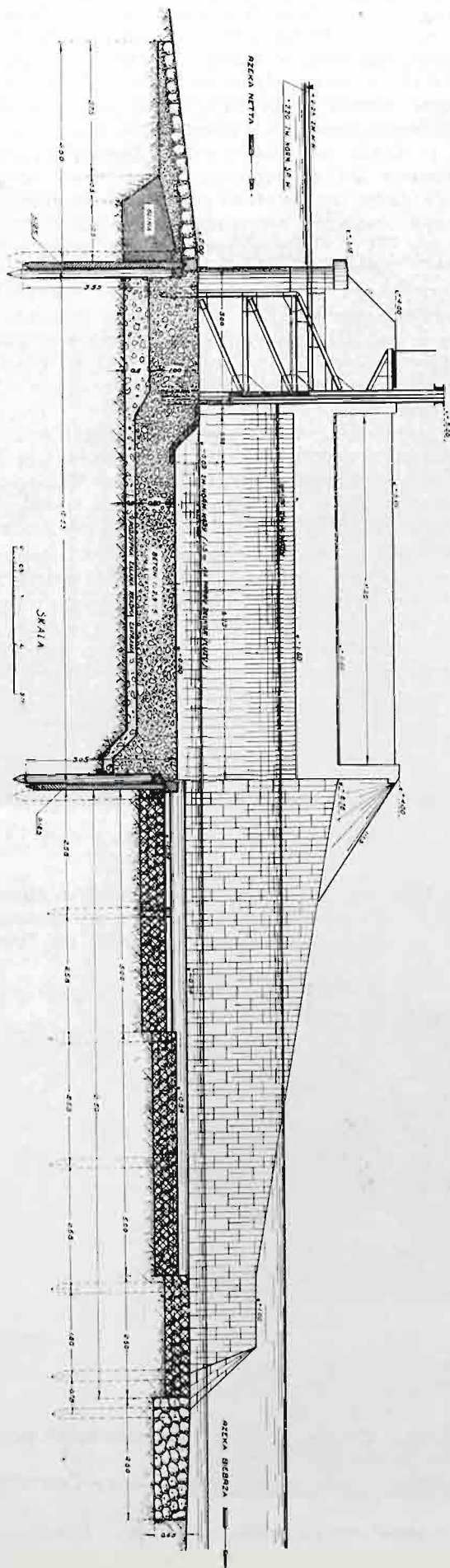
Rys. 3, 4, 5, 6, 7 i 8 ilustrują stan robót po przełożeniu rzeki.

Inż. Jerzy Zawadzki

Odbudowa upustu w Dębowie na Kanale Augustowskim.

Na wiosnę 1937 roku Państw. Zarząd Wodny w Augustowie przystąpił do odbudowy sposobem gospodarczym upustu w Dębowie, piętrzącego rzekę Netę przy ujściu jej do Biebrzy.

Stary upust o przyczółkach kamiennych i pozostałej części konstrukcji drewnianej został rozebrany, a na tym samym miejscu wybudowano jaz betonowo-zastawkowy o świetle $5 \times 2,40 = 12,00$ m i wysokości piętrzenia 2,29 m. Światło upustu zostało obliczone na wielką wodę $Q = 108 \text{ m}^3/\text{sek}$ (wg. Iszkowskiego $Q_1 = 83 \text{ m}^3/\text{sek}$).



Rys. 1. Przekroji upustu.



Rys. 2.

Fundamenty jazu zamknięto drewnianą ścianą szczelną, zabita na głębokość około 3 m. Z uwagi na dostateczną wytrzymałość gruntu przyczółki i płytę posadowiono wprost na gruncie.

Długość drogi filtracji obliczona na podstawie tymczasowych warunków technicznych Min. Kom. wynosi po przeliczeniu na filtrację pionową i bez uwzględnienia fartucha z gliny 13,5 mb; współczynnik filtracji wynosi dla różnicy poziomu 2,29 m ok. 6,1 czyli jest dopuszczalny dla średniego piasku.



Rys. 3.

Przyczółki, wspólne dla jazu i mostu, betonowe o skrzydłach żelbetowych, oddzielono od płyty warstwą dylatacyjną z blachy miedzianej i asfaltu.

Filary z izbicami wykonano z kształtowników stalowych, zastawki dwudzielne — drewniane.

Stożki przy wylocie obudowano brukiem z kamienia polnego na mchu, a dno dużym kamieniem na warstwie gliny ze żwirem.

Urządzeń specjalnych do niszczenia energii nie przewidziano, gdyż płyta poszuru w czasie przepływu w. wód będzie pokryta warstwą wody o grubości ok. 2 m, zaś w czasie normalnej pracy upustu warstwą nie mniejszą od 0,5 m, a dno poniżej jazu obudowane jest kamieniem w skrzyniach z siatek w formie trzech stopni o skłonie przeciwnym do biegu wody. Skarpy poniżej jazu wyłożono blokami betonowymi, opartymi na oczepach ścian zakładanych za pale bulwarków.

Budowę rozpoczęto w końcu kwietnia ub. roku od wykonania upustu zastępczego o świetle $3 \times 1,75 = 5,25$ m dla utrzymania normalnego stanu na skanalizowanej rz. Netcie.

Do połowy czerwca ub. r. wykonano grodze i rozebrano istniejący upust. W lipcu przystąpiono do wykonania ścian szczelnych, których bicie — z po-

wodu zwartego gruntu — szło opornie. Dla uzyskania lepszej wydajności stosowano z dodatnim rezultatem bicie „zespołem kafarowym“ („Gosp. Wodna“ 1936 r. Nr 4, str. 155). W połowie sierpnia rozpoczęto betonowanie przy pomocy betoniarek Kaizera. Skład betonu 1:2,9:5 został ustalony na podstawie krzywych przesiewu metodą prof. Paszkowskiego. W ciągu następnych trzech miesięcy ukończono pozostałe roboty łącznie z wykonaniem prowizorycznego mostu, a 10 grudnia ub. r. nowy upust spiętrzył wodę Netty.

Do całkowitego ukończenia jazu pozostało zainstalowanie wyciągów mechanicznych zastawek, wykonywanych przez zakłady przemysłowe St. Weigt, S. A. w Łodzi.

Inż. Jerzy Zawadzki

Z literatury technicznej.

Przegląd czasopism obcych.

Drogi wodne, żegluga.

Węgierskie problemy żeglugowe.

Drogi wodne państwa węgierskiego, stanowiące przed wojną zwarty systemat, zostały na skutek traktatu pokojowego w Trianon przecięte granicami państwowymi.

Tak więc rzeka Drawa stanowi granicę między Jugosławią a Węgrami, które do dziś nie mogły pogodzić się w sprawie utrzymania jej w stanie przydatnym do żeglugi.

	Import		Eksport	
	koleją	drogą wodną	koleją	drogą wodną
w roku 1925	89%	6.8%	86%	14%
1930	77.1%	19.4%	73.8%	22.08%
1936	63.8%	28.7%	71.1%	27%

W obrocie wewnętrznym przewieziono w roku 1935 drogami wodnymi 1.709.302 t., w obrocie zagranicznym zaś 920.000 t.

Tabor, przejęty po wojnie przez państwowe przedsiębiorstwo żeglugowe ze stratą 51% z powodu przymusowego odstąpienia statków państwowym sukcesyjnym, składa się obecnie z jednostek o łącznej sile pociągowej 16.400 KM i ładowości 140.000 t.; od roku 1936 przepro-



Rys. 1.

Rzeka Cisa, główna po Dunaju arteria wodna Węgier, uchodzi do Dunaju daleko za granicą, a ze względu na wielką odległość drogą okrężną do Budapesztu, może być używana głównie dla żeglugi lokalnej względnie z biegiem Dunaju w stronę Morza Czarnego.

Mimo tak trudnych warunków, żegluga węgierska rozwija się po wojnie dosyć pomyślnie, o czym świadczą następujące cyfry:

wadza się w szybkim tempie rozbudowę i modernizację taboru na własnej i na niemieckich stocznich.

Sytuacja finansowa przedsiębiorstw żeglugowych ustaliła się po zawiązaniu kartelu przez przedsiębiorstwa niemieckie, austriackie i węgierskie.

Węgierskie przedsiębiorstwo żeglugowe wprowadziło poza żeglugą śródlądową również żeglugę rzeczno-morską bez przeładunku. Cztery umyślnie w tym celu

zbudowane motorowce o ładowności 600 t. docierają z powodzeniem z Budapesztu aż do Aleksandrii w Egipcie.

Obecnie, kiedy w Niemczech zbliżają się do realizacji połączenia wodnego Ren—Men—Dunaj i Wezera—Men—Dunaj, Węgry, związane i tak silnymi więzami handlowymi z Rzeszą Niemiecką, chcą przybliżyć do nowej magistrali dzielnice położone nad Cisą i jej dopływami oraz nad jeziorem Balaton.

W tym celu projektuje się następujące roboty wodne (patrz szkic sytuacyjny):

- 1) kanalizację rzeki Sió, łączącej jezioro Balaton z Dunajem;
- 2) kanalizację rzeki Cisy poniżej m. Tokaj;
- 3) kanalizację rzeki Körös;
- 4) budowę kanału żeglugi między Cisą a Dunajem;
- 5) budowę portów, śpichrzy i przeładowni.

Po wykonaniu tych robót długość węgierskich dróg wodnych wzrośnie z 1200 do 2500 km.

Przy rozbudowie dróg wodnych mają być w najszerzej mierze uwzględniane postulaty melioracyjne. („Zeitschrift für Binnenschiffahrt” 1938, nr 2/3).

Inż. O. Faust.

Rozwój taboru towarowego o własnym napędzie na drogach wodnych Francji i Niemiec.

„Wodny Transport” podaje za „La navigation intérieure” Nr. 1 z 1937 r., „La navigation du Rhin” Nr. 6 z 1936 r. oraz „Zeitschrift für Binnenschiffahrt” Nr. Nr. 6 i 11 z 1935 i nr 7 z 1937 r. interesujący materiał cyfrowy ilustrujący szybki wzrost ilości i tonażu barek o własnym napędzie na drogach wodnych francuskich i niemieckich, zachodzący w ostatnich latach.

A. Francja.

	1926		1935	
		% floty		% floty
Ilość barek z własnym napędem	493	3,1	2900	19,3
Moc silników w KM	25700	—	160500	—
Tonaż ogólny	129800	—	891400	—

W 1926 r. przypadalo na 1 barkę średnio 52 KM i 263 ton.

W 1935 r. zaś na 1 barkę — 54,5 KM i 302 ton. Szczególnie szybko wzrosła ilość cystern motorowych:

W 1926 r. — 15 szt. o mocy 1096 KM pojem. 5382 t.

W 1935 r. — 345 szt. o mocy 28073 KM, poj. 114599 t.

Przewozy ładunków statkami o własnym napędzie wyniosły w 1935 r. 35,4% wszystkich przewozów na drogach wodnych (licząc w tonokilometrach), przy czym charakterystyczne jest że średni przebieg statków o własnym napędzie wyniósł 255 km, statków holowanych — 138 km.

W wyniku tych zmian rola holowników na drogach wodnych szybko maleje, a mianowicie:

W 1930 r. statki holowane wykonały około 47% wszystkich przewozów (w ton/km). w 1933 — 35,5%, w 1934 — 31,2% wszystkich przewozów (w ton/km).

Na kanałach, nie wyposażonych w trakcję mechaniczną (na brzegach), jak np. na kanale Południowym,

przewozy statkami motorowymi objęły już 97% przewozów.

Wzmożenie ruchu statków motorowych okazało się szkodliwe dla brzegów i dna kanałów i spowodowało na szeregu odcinków konieczność wykonania kosztownych robót umacniających, a nawet zabijania ścianek szczelnych żelaznych.

B. Niemcy. Wzrost taboru żeglugowego o własnym napędzie przedstawiał się następująco:

L a t a	Holowników				Łodzi o własnym napędzie					
	motorow.		parow.		motorowych			parowych		
	Ilość sztuk	Moc silników w 1000 KM	Ilość	Moc silników w 1000 KM	Ilość sztuk	Moc silników w 1000 KM	Nośność w 1000 ton	Ilość sztuk	Moc silników w 1000 KM	Nośność w 1000 ton
1932	252	35,3	1991	452,2	1883	107	254	687	113	93,0
1933	272	36,6	1964	460,0	1944	111	264	661	129	89,0
1934	291	38,9	1960	459,0	2032	123	286	634	130	91,0
1935	332	44,6	1948	459,0	2151	136	309	629	125	87,0

Jak widać z tego zestawienia silniki parowe są wypierane coraz silniej przez motory o innym paliwie, pomimo tego, że w odnośne surowce Niemcy nie są, jak wiadomo, zasobne. Przeciętny tonaż statku o własnym napędzie wynosił w 1932 r. — 135 ton, w 1935 r. — 144 ton. Interesujący jest fakt, że równolegle ze wzrostem ilości tych statków, spada ilość statków bez napędu: w 1934 — zmniejszenie to wynosiło 220 jednostek, w 1935 r. 151 jednostek; buduje się ich więc coraz mniej, a prócz tego coraz częściej są one przerabiane na statki motorowe przez ustawienie silników napędowych, (w 1934 r. — 70 szt., w 1935 r. 45 szt.).

Nowobudowane statki towarowe o własnym napędzie posiadają coraz większą pojemność; w 1923 r. wynosiła ona przeciętnie 227 ton, w 1936 r. — 498 ton.

Na Wezerze spotykają się już statki z nośnością do 700 ton i motorami o mocy 200 — 300 KM. Statki te idą pod prąd z szybkością 8—10 km/godz.; na kanałach jednak zabronione jest przekraczanie szybkości 9 km/godz.

Na Renie koszt przewozu barką o własnym napędzie wynosił 0,2 feniga za 1 ton/km, przy nośności statku 700 ton wobec 0,29 feniga przy przewozie barką bez napędu o tej samej ładowności.

Na Dunaju ostatnio ukazała się serja barek 600 — tonowych o własnym napędzie, przystosowanych przez ustawienie 2 motorów po 400 KM każdy do jednoczesnego oddawania usług holownika.

(„Wodny Transport” Nr 1 z 1938 r.).

Inż. T. Borowy.

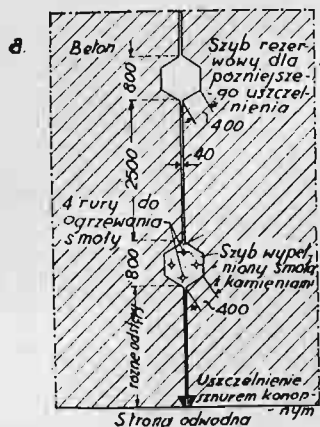
Zapory, zbiorniki.

Fugi dylatacyjne i ich uszczelnianie na najnowszym zapórach włoskich.

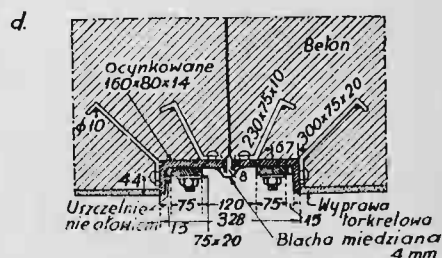
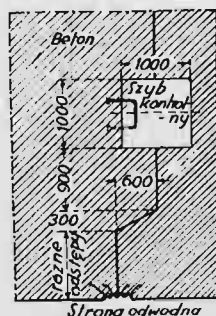
Prof. A. Schoklitsch podaje w Nr 3, 4 czasopisma „Wasserkraft und Wasserwirtschaft” z r. 1938 interesujące dane dotyczące najnowszym zapór włoskich ze szczególnym uwzględnieniem konstrukcji fug dylatacyjnych oraz sprawy obróbki odwodnej ściany. Odnośne zestawienie i rysunki fug podaje się poniżej.

Spośród 21 zapór ostatnio wzniesionych we Włoszech 16 zostało wykonanych z betonu, 5 zaś z kamienia łamanego; 14 zapór znajduje się w rejonach wzniesio-

niało miejsce we wrześniu, do końca lutego następnego roku skurcz betonu wyniósł 0,097 mm na każdy metr długości zapory. W tym samym czasie temperatura we-



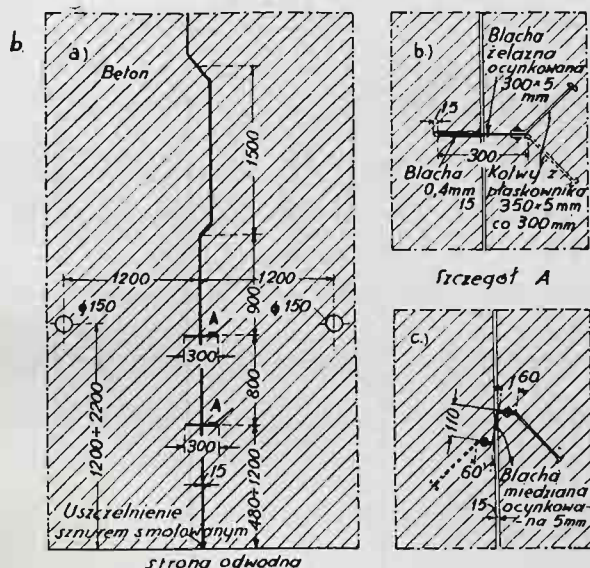
Rys. 1. Rochemolles.



Rys. 4. Cardanello i Stuetta.

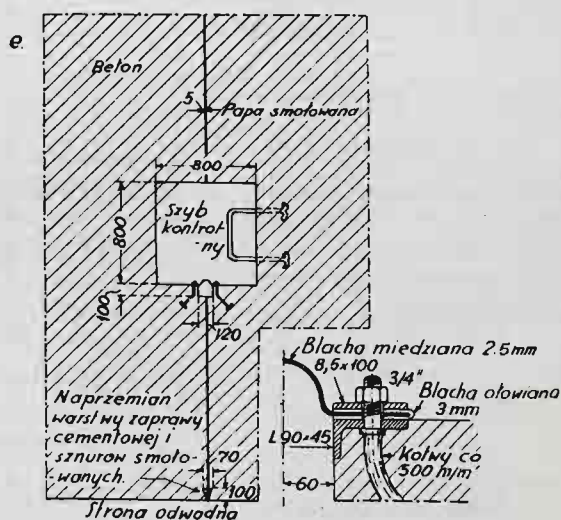
wnętrzna bloków spadła o 17°C. Podobne obserwacje poczyniono na zaporze Cardanello (nr 7 w zestawieniu), na

nych ponad 1800 m nad p. m., w których wahania temperatury osiągają granice + 50°C i - 25°C. Z ciekawych

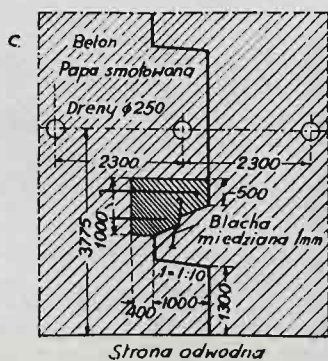


Rys. 2. Trepido.

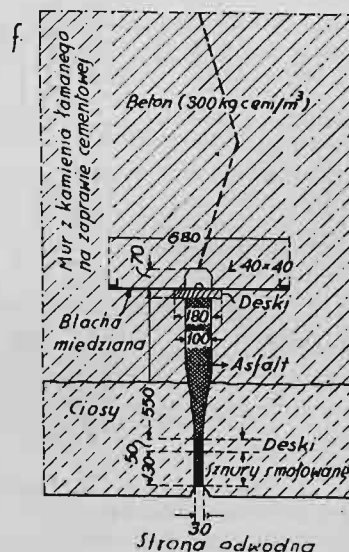
spostrzeżeń poczynionych na tych zaporach zasługują na wzmiankę następujące:



Rys. 5. S. Caterina.



Rys. 3. Mollaro.



Rys. 6. Camposecco, Camplicoli, Cingino.

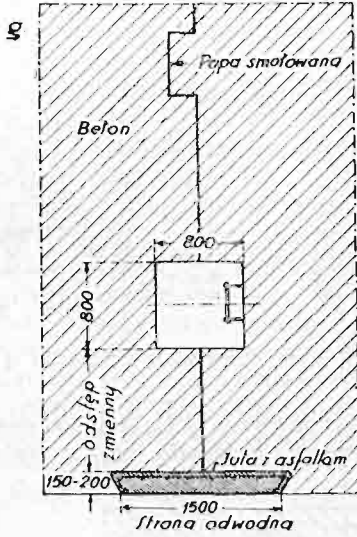
Na zaporze Cignana (nr 3 w zestawieniu) stwierdzono, że od początku powstawania rys w murze, co

której w ciągu 6 miesięcy skurcz betonu wyniósł od 0,19 do 0,23 mm na 1 mb. zapory.

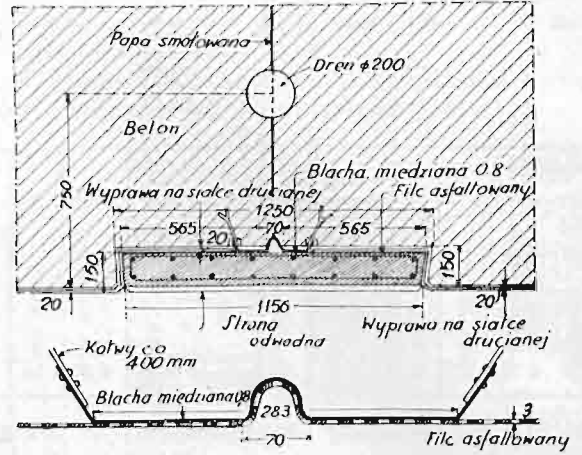
Najmniejsze odstępstwa pomiędzy powstałymi rysami stwierdzono na zaporach: Cignana (12 m), Cardanello i Stuetta (8 m).

9,6 m od ściany odpowietrznej, że temperatura muru spada w sposób dający się ująć następującym wzorem

$$t^0 = 5^0 + 31 e^{-0,08 z}$$



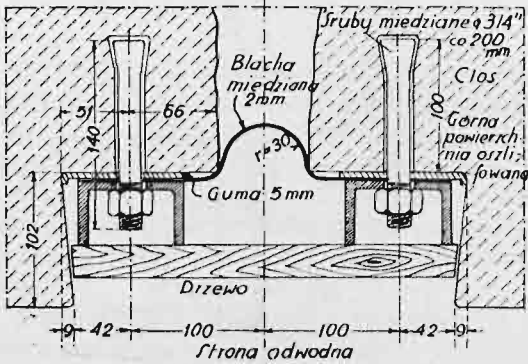
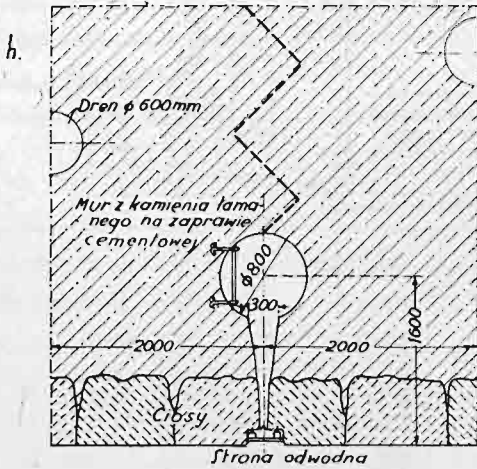
Rys. 7. Suiviana, Cardanello, Careser, Coghinas, Cignana, Stuetta.



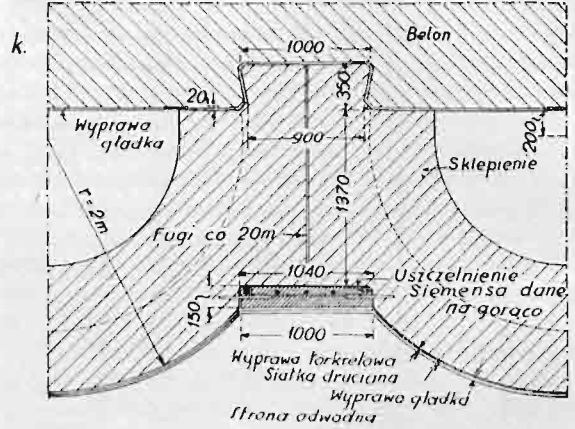
Rys. 9. Lago di Mozo, Careser, San Stefano.

Wielkie bloki w zaporach, szybko betonowane, po zakończonym procesie wiązania, wykazują temperaturę do 35°C i stygną bardzo powoli. Np. na zaporze Cignana

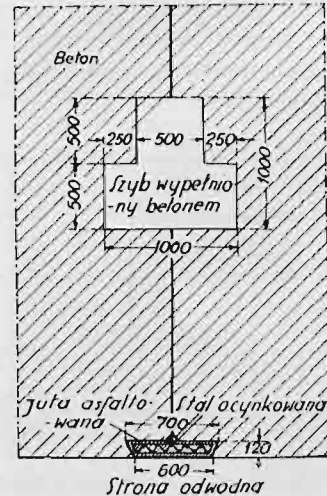
gdzie e — podstawa naturalnych logarytmów, z — czas w miesiącach. Dla $z=0$, $t^0=36^0C$; dla $z=\infty$, $t=5^0C$.



Rys. 8. Toggia.



Rys. 10. Ceresole Reale



Rys. 11. Barbellino.

stwierdzono, dla pewnego punktu obserwacyjnego, znajdującego się w murze o 15,9 m od ściany odwodnej i o

Zapora Gabiet ukończona w 1922 r. (o wysokości maks. 36,2 m zbudowana w łuku o promieniu $R=450$ m)

Wykaz najnowszych zapór włoskich (obróbka ścian odwodnych i dylatacje).

Nr.	Nazwa zapory	Rok ukończenia	Maks. wysokość w m	Rodzaj muru	Obróbka ściany odwodnej	Wykonanie fug dylatacyjnych	
						Typ wg. rys.	Rodzaj, rozstawa, wysokość
1	Trepido	1927	29,5	Beton ubijany	Torkretowana	b	Niepełne fugi co 22 m, (do 10 m powyżej stopy muru).
2	Coghinas	1927	58	Naprzemian mur z kamienia i beton	Wyprawa na siatce drucianej	g	Pełne fugi co 15 — 30 m.
3	Cignana { pr. skrzydło lewe "	1928	56,0 20,0	Beton lany p 207—250	Bez wyprawy	g	Fugi pełne co 30 m; między nimi fugi nie pełne co 11,10—12,90 pełne fugi co 15 m.
4	Traele	1929	53,5	Beton lany	Okladzina ciosowa	—	Niepełne fugi co 21 m od korony 22,5 m w dół.
5	Mollaro	1929	30,0	Beton lany	Tokret na siatce	c	Dwie pełne fugi w środkowej części muru w rozstawie 23 m.
6	S. Stefano	1929	23,0	Beton plastyczny	Wyprawa na siatce	f	Pełne fugi co 16 m.
7	Cardenello	1930	71,5	Beton lany w murze p 250 od wody p 350	Gładzony torkret z dodaniem środka uszczelniającego	d g	Pełne fugi co 43,4—52,6 m, co 10,5 fugi niepełne od korony w dół na 13,5 m, dalej do stopy muru — fugi powierzchniowe.
8	Rochemolles	1930	58,8	Beton ubijany	Torkret	a	Niepełne fugi co 15—30 m na 10—12 m w dół od korony.
9	Ceresole Reale	1930	48,0	Beton lany	Odwodne sklepienia ochronne z betonu	k	Pełne prowizoryczne fugi co 25 m, 1 m w głąb. Stałe fugi tylko w sklepieniach co 5-ty
10	Stuetta	1930	31,0	Beton lany	Torkret wygładzony z dodatkiem środka uszczelniającego	d g	Pełne fugi co 20 m. Pomiedzy nimi fugi niepełne, przechodzące na głębokości 13,5 m poniżej korony w fugi powierzchniowe.
11	Lago di Mozo	1930	31,0	Beton plastyczny	Wyprawa na siatce	i	Pełne fugi co 15 m.
12	Barbellino	1931	69,0	Beton lany	Torkret na siatce	l	Pełne fugi co 20 m.
13	S. Caterina	1931	44,4	Beton lany	Torkret wygładzony	e	Pełne fugi co 20 m.
14	Gemelli	1932	36,0	Beton lany	Bez wyprawy	m	Pełne prowizoryczne fugi co 15 m na 0,7 m wgłąb.
15	Suviana	1933	91,0	Beton lany od wody p 300-275	Torkret na siatce	g	Pełne fugi co 18—20 m.
16	Careser	1934	60,0	Beton lany	Bez wyprawy	g i	Pełne i niepełne fugi na przemian co 18 m.
17	Campliccioli	1928	72,0	Mur z kamienia łamanego	Okladzina z ciosów na zaprawie cementowej z dodaniem środka uszczelniającego	f	Pełne fugi co 24 m aż do 40 m ponad stopę fundamentu. Dalej w dół fugi zastąpiono rysami 1 m/m na długość 3—4 m. Przesiąki ponad 110 l/sek.
18	Colombera	1929	57,0	Mur z kamienia łamanego	Wyprawa na siatce	—	Dwie pełne fugi w odstępie co 23,5 m. Długość korony 73 m.
19	Cingino	1930	44,5	Mur z kamienia łamanego	Okladzina z ciosów	f	Pełne fugi co 25 m
20	Camposecco	1930	28,0	Mur z kamienia łamanego	Okladzina z ciosów	f	Pełne fugi co 20 m.
21	Toggia	1932	45,5	Mur z kamienia łamanego	Okladzina z ciosów zastrzyki cementowe w mur od str. odwod.	h	Pełne fugi co 15 m.

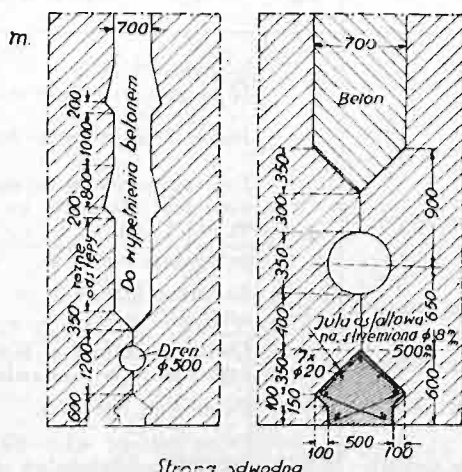
wykonana z kamienia łamanego otrzymała od strony odwodnej okładzinę z ciosów o fugach 2—3 cm szerokich, które miały być wypełnione ubijaną zaprawą cementową, czego jednak nie wykonano przed oddaniem zapory do eksploatacji. Miało to ten skutek, że ukazały się silne przesiąki, dochodzące do 135 l/sek. Dla otrzymania gwa-

rantowanej szczelności musiano wyłożyć całą odwodną ścianę zapory blachą stalową ze stykami uszczelnionymi ołowiem.

Na zaporze Campliccioli (nr 17 w zestawieniu), wykonanej również z kamienia łamanego, strona odwodna okazała się nieszczelną i przecieki doszły do 110 l/sek.,

przy czym najczęściej wody uciekało przez rysy, które się potworzyły poniżej fug dylatacyjnych, które za wysoko przerwano. Te i podobne wypadki stwierdzone na zaporaх włoskich uczą, że stosowanie okładziny z ciosów

ku prowadzą bardzo małe ilości wody. Powodem tego jest mała ilość opadów, szybkie tajanie śniegów na wiosnę oraz znaczne parowanie w lecie, zaś przeważna część rocznego odpływu, powstała z tajania śniegu, spływa w miesiącu kwietniu i w maju.



Rys. 12. Gemelli.

na ścianie odwodnej zapory powinno być zaniechane. Cios inaczej reaguje na zmiany temperatury zewnętrznej niż mur pod nim leżący, co powoduje powstawanie rys i nieszczelności.

Zadawalną szczelność strony odwodnej zapory wykonanej z kamienia łamanego można osiągnąć, jak się okazało, tylko przez zastrzyki cementowe, wykonane w mur od strony odwodnej, których działanie sięga z reguły daleko w głąb zapory.

Inż. T. Borowy.

Siły wodne

Siły wodne Węgier.

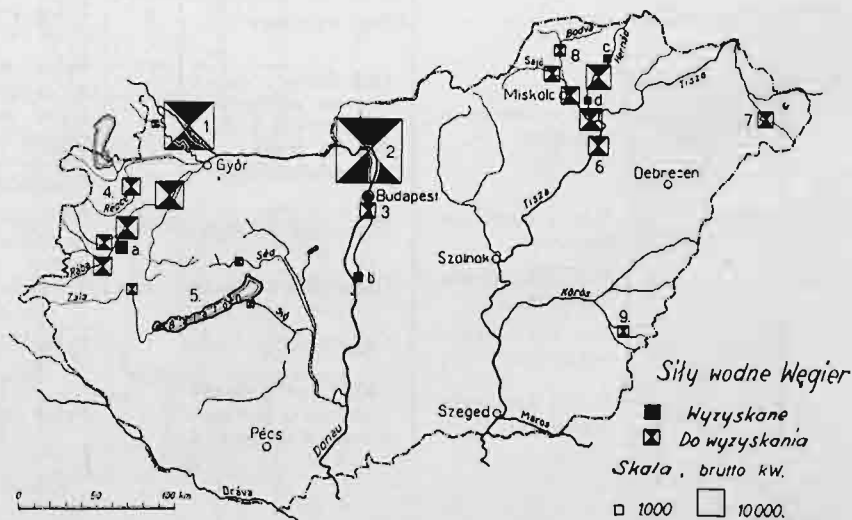
Węgry w obecnym granicach są bardzo ubogie w siły wodne, ponieważ większa część kraju jest równiną. Płynące po niej główne rzeki Dunaj i Cisa mają zaled-

poza tym dla wyjaśnienia dat w tabelce należy zauważyć:

1. Ramie Dunaju Mosoner było regulowane dla skierowania wody do głównego koryta ze względu na żeglugę, wskutek czego większa część przepływu jest stracona dla wyzyskania siły wodnej.

2. Wyzyskanie obliczonej mocy w tabelce wymagać będzie zamknięcia obu ramion Dunaju przy końcu wyspy Saint — Eudre oraz budowy potężnego zakładu wodnego. Poza tym pozostaje do rozwiązania trudny problem techniczny, aby wyzyskanie sił wodnych mogło odbywać się też przy równocześnie działających urządzeniach dla żeglugi, ze względu na międzynarodowe zobowiązania Węgier.

Ramię Dunaju Soroksarer jest drogą wodną zamkniętą z obu stron o stałym poziomie wody, przy czym w czasie niskich stanów na Dunaju poziom wody w rzece wyrównują się z poziomem wody przy wlocie do kanału, zaś w czasie wysokich stanów, przy wylocie. W czasie średnich stanów wody tworzą się różnice poziomów wód na obu końcach kanału. Spad może być wyzyskany całkowicie przez dwa zakłady wodne z których dolny jest wydatniejszy aniżeli górny, który pokrywać będzie tylko szczyty zapotrzebowania dolnego zakładu. Dolny jest już wybudowany i w 1/2 wyzyskany. Wobec potrzeby użycia przepływającej wody też dla innych celów, a przede wszystkim dla skanalizowania rzek i dla



Rys. 1.

wie średni spad 2,8 cm/km., a spadki na dopływach tych rzek na terenie Węgier nie wiele się różnią.

Jedynie po stronie północno - zachodniej kraju są rzeki o większych spadkach, ale przez większą część ro-

nawodnienia (gruntów) obszarów ubogich w opady — siły wodne wymienione w rubrykach od 4 — 10 będą mogły być wyzyskane tylko częściowo. Wobec płaskiego terenu i niskich brzegów — dopuszczalne jest tylko nie-

T a b l i c a 1.

Zestawienie wszystkich ważniejszych sił wodnych na Węgrzech przydatnych do wyzyskania.

Oznaczenia	Nazwa rzeki i jej odcinek	Długość odcinka rzeki	Średni roczny odpływ	Średni spad brutto w m	Moc brutto w KW			Średnia roczna moc na km w KW
					Średnia roczna	182,5 dniowa (50%)	347 dniowa (95%)	
System zakładów Dunaju	1. Dunaj (Ramie Dunaju Mosoner)	95	300	15,0	44100	44100	32800	463
	2. Dunaj (Szentendre-Esztergom)	60	2282	3,6	80600	76200	55900	1344
	3. Dunaj (Ramie Dunaju Soroksärer)	60	12,0	4,3	4296	4386	4502	72
	4. Leitha (Hegyeshalom — Ujście)	16	16,8	6,0	988	793	279	62
	5. Raba wraz z dopływami (Repce—Gyöngyös)	240	(13,7)	293,4	39380	31860	11312	164
	6. Sio dopływami (Žala—Sed).	103	(2,0)	192,4	3789	3038	1159	37
System zakładów Cisy	7. Tisza—Tiszalök—Tivadar	90	150	5	7350	8080	7350	82
	8. Szamos (Cégény—Matales)	9	136	3,4	4500	3100	1250	500
	9. Sajó (Hernad—Bodva)	260	(22,2)	156,3	33877	21136	4448	134
	10. Körös (Bekes granice państwa)	31	57	3,5	1956	962	240	63
	Razem 1—10	964	(33,0)	682,9	220836	193655	119200	228

znaczne piętrzenie wody w korycie rzeki, co powoduje konieczność budowy wielu zakładów o małych spadach.

Już przy małych wezbraniach niskie stopnie ulegać będą wyrównaniu, a zatem też wyzyskanie siły wodnej będzie wtedy niemożliwe. Do tego dołącza się brak większych odbiorców na prąd wskutek rolniczego charakteru kraju, oraz konkurencja elektrowni termicznych, przy braku większych kapitałów inwestycyjnych na budowę zakładów wodnych. Mimo wyliczonych przeciwności wyzyskanie sił wodnych jest zamierzone w najbliższej przyszłości. Następujące zakłady o mocy około 1000 PS są już wybudowane (patrz rys.).

	rzeka,	gmina	moc turbin KW	roczna praca KWh
a	Raba	Ikervar	200	4352700
b	Ramię Dunaju (Soroksärer) Tass		900	2535100
c	Hernad.	Gibárt	800	2301800
d	Hernad.	Felsödobsza.	750	1803000

W przedwojennych granicach Węgier możliwe do wyzyskania siły wodne wynosiły 2788400 KW z czego pozostało w dzisiejszych granicach zaledwie 5,5%, wobec przejścia górskich dorzeczy w obie ręce. Na ogólną ilość 72 zakładów wodnych wybudowanych o łącznej mocy 27,000 KW Węgry dzisiejsze straciły 69 zakładów o łącznej mocy 25600 KW. Kraj Węgierski tworzy wielką kotlinę którą najłatwiej ochronić przed powodzią, budując zbiorniki retencyjne w górach co ułatwiłoby wyzyskanie sił wodnych. Dziś z konieczności gospodarka wodna na Węgrzech nastawiona musi być przede wszystkim na regulację rzek, żeglugę i nawodnienie, gdyż górskie biegi rzek leżą poza granicami kraju.

(„Deutsche Wasserwirtschaft” Nr 9. 1937 r.).

inż. J. W.

Hydrologia

Nowa formuła na chyżość w sztucznych korytach.

Nowa formuła opiera się na wynikach spostrzeżeń nad przepływem w kanałach systemu wodnego Emscher, w okręgu przemysłowym reńsko-westfalskim. Autor nie objaśnia, niestety, jakiego rodzaju były te spostrzeżenia.

Przekroje kanałów, na których je prowadzono, uwidoczniono na rysunku. Koryta posiadają tu okładziny betonowe, górą zaś skarpy darniowane.

Sposób ustawienia formuły był następujący: Dla każdej znanej objętości przepływu oznaczono parę wartości \mathfrak{R} , ψ . Pierwsza z nich jest to liczba Reynoldsa obliczona z równania (1)

$$\mathfrak{R} = \frac{v R}{\nu}; \text{ gdzie } v = \text{chyżość średnia w przekroju,} \quad (1)$$

R — promień hydrauliczny,
 ν — współczynnik lepkości wody.

Druga z nich jest to tzw. przez autora współczynnik oporu obliczony z równania (2)

$$\psi = \frac{R I}{v^2} 2g; \text{ gdzie } I = \text{spadek zwierciadła wody,} \quad (2)$$

g — przyspieszenie ziemskie.

Z kolei oznaczono związek między przynależnymi do siebie wartościami \mathfrak{R} i ψ , odnoszącymi się do tego samego przekroju.

Związek ten wyraża się równaniem

$$\psi = \lambda \mathfrak{R}^{-m} \quad (3)$$

Równanie to po zlogarytmowaniu przedstawia prostą. Wielkości λ , m dają się oznaczyć na podstawie znanych wielkości \mathfrak{R} , ψ za pomocą tej prostej, bez większego trudu.

Podstawiając w równaniu (3) wyrażenia na \mathfrak{R} , ψ z równań (1) i (2) otrzymuje się formułę ogólną:

$$v = \left(\frac{2g}{\lambda V^m} \right)^{\frac{1}{2-m}} \cdot R^{\frac{m+1}{2-m}} \cdot I^{\frac{1}{2-m}} \quad (4)$$

lub inaczej $v = A R^b I^c \quad (4a)$

Wielkość m z reguły nie wykracza poza granice:

$$0.50 > m > 0.00$$

Stąd obliczyć się dają następujące graniczne wartości innych wielkości

$$99 > A > 93$$

$$1.0 > b > 0.5$$

$$0.67 > c > 0.50$$

W praktyce granice te okazują się znacznie węższe. Najczęściej bywa bowiem

$$0.35 > m > 0.10$$

wobec czego:

$$A \approx 96$$

$$0.80 > b > 0.60$$

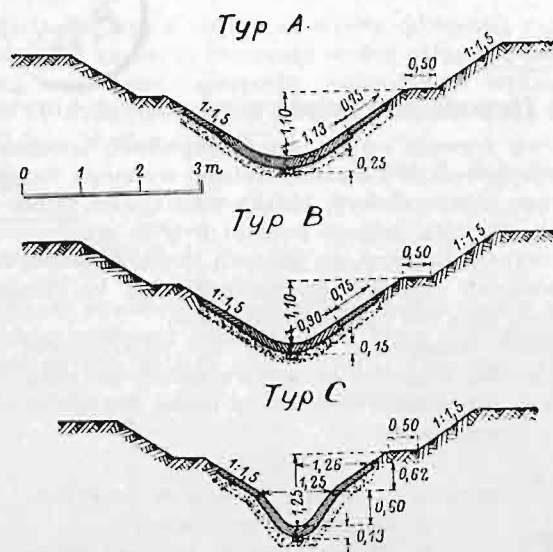
$$0.60 > c > 0.53$$

Dla przekrojów wskazanych na rysunku ustalić się dały zależności

dla typu B i C $m = 0.2 \log I + 0.718$

dla typu A $m = 0.2 \log I + 0.790$

dla kanałów zamulonych $m = 0.2 \log I + 0.926$



Rys. 1.

Formuły powyższe mogą znaleźć zastosowanie w kanałach o spadku

$$5.0 > I > 0.67\text{‰}$$

Wyniki obliczeń są zbliżone do tych, jakie otrzymujemy stosując skróconą formułę Kuttera z współczynnikiem

$$K = \frac{100\sqrt{R}}{r + \sqrt{R}}, \text{ gdzie } r \text{ mieści się w granicach}$$

$$0.60 > r > 0.55.$$

(„Deutsche Wasserwirtschaft” nr 8 r. 1936).

Inż. K. Dębski.

Fundamentowanie

Uszczelnienie skał metodą „glinizacji”.

„Gidrotechnическое Stroitelstwo” Nr 8 r. 1937 podaje ciekawy artykuł omawiający metodę uszczelniania skał przy pomocy gliny. Wyniki osiągnięte są lepsze od wyników uszczelnienia skał cementem, a koszt wykonania znacznie mniejszy.

Metoda uszczelnienia skał przy pomocy gliny (glinizacja) polega na tym, że w skałę wtłacza się pod ciśnieniem ciekłą glinę z której odciska się wodę. Pozostała glina wypełnia szczeliny skały i tworzy nieprzepuszczalną masę.

Doświadczalne prace glinizacji w terenie jak i w laboratorium zostały wykonane w Perewołokach (Z.S.S.R.).

Doświadczenie zostało przeprowadzone w pokładach permskich, których budowa charakteryzuje się dla Perewołok nieprawidłowym układem warstw o różnych stopniach zwietrzenia. Na budowę pokładu permskiego składały się twarde, ściśle i porowate skały oraz dolomity i dolomity z domieszką wapienia, rzadziej natomiast dolomity eolitowe, wapienie, margle i glina.

Badania przepuszczalności pokładu permskiego, sposobem wtłaczania wody do szczelin, wykazały różną przepuszczalność zależnie od rodzaju warstw i ich upadu, przy czym zdarzały się otwory o średniej przepuszczalności 10 — 12 l/min. obok otworów praktycznie nieprzepuszczalnych. Strop permu stanowiły pokłady jury, złożonej z niebieskiej i zielono-szarej gliny, którą użyto, jako materiał do glinizacji.

Skład mechaniczny gliny, użytej do glinizacji podaje tablica nr. 1.

Tablica Nr. I.

	Piasek		frakcje w m/m		
	> 0.25	0.25—0.05	Pył. ilowe 0.05—0.00	Glina 0.005—0.002	< 0.002
stosunek wagowy w %	0.1—0.01	2—10	40—80	3—18	20—40

Jednocześnie zostały przeprowadzone badania szybkości koagulacji roztworu gliny pod wpływem działania chlorku wapnia (CaCl_2) i szkła wodnego pod ciśnieniem do 21 atmosfer.

Największą szybkość koagulacji (wydzielania wody z ciekłej gliny) przy najmniejszym ciśnieniu osiągnięto przez dodanie do ciekłej gliny 5% CaCl_2 .

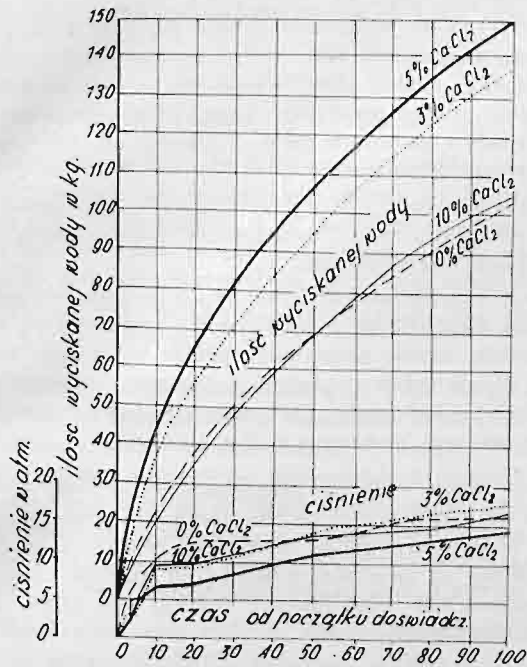
Doświadczenie poza tym wykazało, że jeżeli do ciekłej gliny będziemy dodawali 3—5% CaCl_2 i szkło wodne, to największą szybkość koagulacji osiągnięto przy 3% szkła wodnego. Wyniki badań podaje rys. 1.

Do badań wzięto jako koagulator chlorek wapnia w ilości 5% w stosunku wagowym do suchej gliny. Następnie do przygotowanej ciekłej gliny dodano szkło wodne w ilości 1 — 3%. Szkło wodne przy tej samej ilości wody czyni roztwór gliny bardziej ciekłym, a pod ciśnieniem chlorek wapnia reaguje ze szkłem wodnym, tworząc związki z krzemieniem, dzięki czemu zwiększa się zwięzłość opadniętych cząstek gliny.

Wiercenia uprzednio wykonane nie wykazały próżni ani też szczelin o większych wymiarach, to też glinizację wykonano ciekłą gliną o ciężarze właściwym 1,1 — 1,35 gr/cm³ i zawartości wody 85 — 60%. (Skały o szcze-

liniach ponad 10 — 15 cm. szerokości uszczelnia się ciekłą gliną o ciężarze właściwym 1.30 — 1.60 gr/cm³).

1) Uszczelnienie wykonywano odcinkami, poczynając od dołu. Celem utrzymania żądanej konsystencji gliny

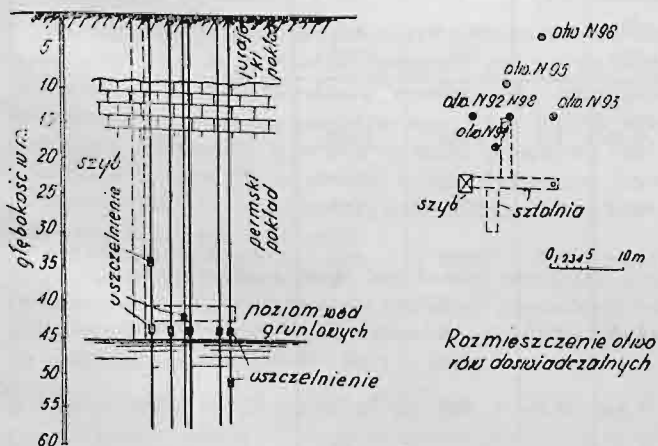


Wykres wyciskania wody z ciekłej gliny z dodaniem chlorku wapnia.

Rys. 1.

dla danego odcinka wtłaczano ciekłą gliną naprzemian rurą wewnętrzną i zewnętrzną przy pomocy specjalnego przyrządu; w ten sposób odwracano kierunek usuwania zbędnej wody. Każdy odcinek przed glinizacją i po glinizacji poddawano próbie wtłaczania wody, dzięki czemu wiadoma była średnia przepuszczalność pokładu oraz efektywność wykonanej glinizacji (średnia przepuszczalność podana została w litrach na minutę i metr bieżącej wysokości otworu).

Ciśnienie w otworze przy wtłaczaniu ciekłej gliny dochodziło do 30 — 35 atmosfer. Uprzednio zostały wykonane otwory do glinizacji podkładów 92 — 93 — 94 — 95



Rys. 2.

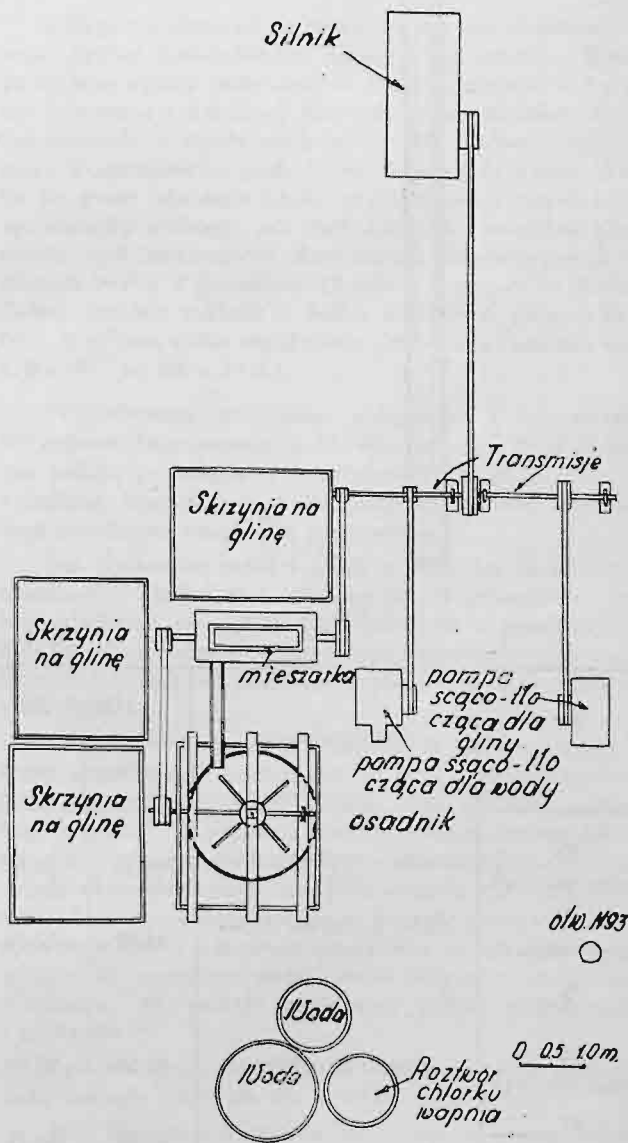
na głębokości 58 m oraz dwa otwory kontrolne. Nadto do przeprowadzenia obserwacji bezpośrednich wykonano szyb i sztolnię, jak na rysunku nr. 2. Średnica

otworu glinizacji wynosiła 86 m/m. Glinizację wykonano w dwóch otworach (z dołu do góry) w dwu odcinkach, a w pozostałych dwu otworach po jednym odcinku. Kolejność glinizacji otworów była następująca: 92 — 93, 94 i 95.

Po wykonaniu glinizacji wspomnianych otworów poddano próbie otwory kontrolne 96 i 98. Podczas glinizacji dokonywano bezpośrednie obserwacje występowania płynnej gliny na ściankach szybu i sztolni.

Glinę, uprzednio już oczyszczoną ze szkodliwych domieszek piasku na ukopie, wrzucano do skrzyni, gdzie się ją moczyło nie mniej niż przez 12 godzin, następnie wrzucano ją do mieszarki i dodawano potrzebną ilość wody. Mieszarka składała się ze skrzyni, w której obracały się łopaty o średnicy 1 m na około osi poziomej, ilość obrotów 30 — 40 na minutę.

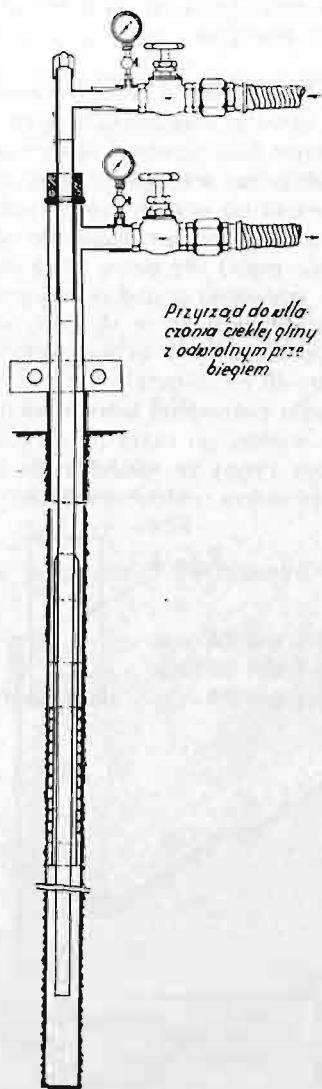
Po otrzymaniu potrzebnej konsystencji ciekłej gliny dodawano szkło wodne, po czym przelewano otrzymaną masę przy pomocy rynny ze spadkiem do innego naczynia, zwanego osadnikiem o objętości 3,0 m³. Mieszania w



Rys. 3.

osadniku dokonywano przez powolne obroty łopatek, osadzonych na pionowym wale — 20 obrotów na minutę. Dzięki powolnemu mieszanemu piasek o większych frakcjach opadał na dno osadnika. Z osadnika przy pomocy

specjalnej pompy włączano ciekłą glinę bezpośrednio do otworu (rys. 3).



Rys. 4.

2) Specjalny przyrząd do włączania o wydajności 5 l/sek i 1 l/sek dawał możliwość zmieniania kierunku włączania, czyli odwracania przebiegu zjawiska. Tłoczenie bowiem odbywało się raz rurą wewnętrzną, drugi raz — zewnętrzną. (rys. 4).

Przyrząd do włączania składa się więc z rury wewnętrznej o średnicy 37/43 m/m i zewnętrznej o średnicy 77/83 m/m. Ciekłą glinę włącza się w rurę wewnętrzną; wtedy odstęp pomiędzy rurami służy do odprowadzenia wody i nadmiaru gliny. Zjawisko jak już wspomniano można odwracać.

Po wykonaniu otworu wiertniczego poddawano go próbie włączania wody, następnie włączano ciekłą glinę z dodatkiem koagulatorów.

Przy założonym ciśnieniu 30 — 35 atm. włączano tak długo, dopóki było to możliwe. Po przerwie, nie dłuższej od doby, otwór poddawano próbie włączania wody.

W czasie robót dokładnie notowano ciśnienie oraz ilość ciekłej gliny użytej dla każdego otworu oddzielnie. Zestawienia podane są w 2-iej tabelicy.

Przytoczone cyfry na przepuszczalność wody po wykonaniu glinizacji wykazują, że otrzymano pokłady praktycznie nieprzepuszczalne; otrzymane wielkości na przepuszczalność są znacznie mniejsze od zalecanych przez M. Lügonom 0.01—0.03 l/min. i Tercagi 0.05 l/min., jako średnich przy cementacji.

Promień zasięgu ciekłej gliny ustalony doświadczeniowo jest:

- 1) Dla dolomitów słabych — mniejszy od 4,0 m.
- 2) Dla mocnych i spękanych dolomitów — mniejszy od 8,0 m.
- 3) Dla piaskowców słabych — większy od 8,0 m.

Otwór Nr. 93 poddany próbie po upływie roku od wykonania glinizacji wykazał wzrost średniej przepuszczalności: z 0.001 do 0.003 l/min. dla dolnego odcinka i z 0.002 do 0.02 l/min. dla górnego odcinka.

Koszt wykonania uszczelnienia pokładów metodą glinizacji w odniesieniu do cementacji, poza lepszymi wynikami na przepuszczalność, okazał się dwa razy mniejszy z uwzględnieniem kosztów wiercenia otworów w

Tablica Nr II.

Nr otworu	Opis pokładu	głębokość		dług. odcin. w m	...)	zużycie plyn. gliny		średnia przepuszczalność po wykonaniu glinizacji l/min.
		od m.	do m			razem lit.	na 1 mb.	
93 dolny odcinek	mocne i spękane dolomity	52.30	57.50	5.45	7.5	9500	1740	0.001
93 górny odcinek	słabe eolitowe dolomity	44.70	52.30	7.60	0.1	1200	158	0.002
95	*)	42.66	57.50	14.84	3.5	9800	660	(połączenia z szybem nie udało się wykonać)
92 dolny odcinek	dolomity słabe	44.59	58.04	13.45	0.05	60	5.3	0.0002
92 górny odcinek	**)	35.20	44.39	9.39	0.1	700	75	0.0002
94	dolomity słabe	44.50	58.31	13.81	0.1	300	92	0.0001

*) Łupkowate słabe i mocne dolomity z warstewkami piaskowca oraz dolomity okrzemowe.

***) Wapnienie z domieszką dolomitu.

***) Średnia przepuszczalność przed glinizacją w l/min.

obu wypadkach, oraz 5 — 7 razy mniejszy bez uwzględnienia wykonania otworów jak wyżej.

Koszt gliniazacji 1 mb. dla zapory w Medenie wynosił 18 dolarów wraz z wierceniem przy średniej ilości zużywanej ciekłej gliny 2360 litrów na 1 mb. otworu.

Inż. Bronisław Czaiński

Drogi wodne, żegluga.

Nowoczesna technika betonowania kanałów. Inż. S. Wygodzkiej podaje opis stosowanych obecnie we Francji, Niemczech i St. Zjednoczonych A. P. metod betonowania wielkich kanałów. Wyjaśnia zasady konstrukcji maszyn zastosowanych do tych prac, warunki ich pracy oraz wydajność.

Podano kilka fotografii maszyn różnego typu przy pracy. („G. S.” Nr 1 z 1938 r.).

Według danych ogłoszonych w „Z. i. B.” nr 2/3 z 1938 r. tabor żeglugi śródlądowej w Niemczech składa się z 17863 jednostek o łącznej nośności 6423000 t (według stanu z 1. I. 1937 r.). Ilość holowników motorowych w ostatnim dziesięcioleciu wzrosła ze 100 do 409, a ilość transportowców z własnym napędem motorowym z 914 do 2462. W tym samym czasie ilość holowników parowych uległa zmniejszeniu z 2136 do 1906, a ilość transportowców parowych z 872 do 598.

Sumaryczna moc motorów wynosi 253500 KM, zaś moc maszyn parowych 578.700 KM.

Z pośród wymienionych na początku jednostek tylko 245 posiada wymiary, dostosowane już do możliwości żeglugowych najnowszych dróg wodnych (100 m × 11,5 m); 4660 statków posiada jeszcze wymiary mniejsze od typu finowskiego (40 × 4,6).

„Z. i. B.” nr 2/3 z 1938 r. podkreśla, że obroty handlowe między Polską a Niemcami, dokonywane na drogach wodnych Warty i Noteci, stale maleją. Podczas gdy w 1936 roku wywieziono z Polski jeszcze 48.500 t. płodów rolniczych Wartą i 16.000 t. drewna Notecią, to w roku 1937 ilości te wynosiły już tylko 9000 i 5000 t. Autor nie wskazuje przyczyn takiego stanu rzeczy, stwierdza natomiast, że ruch tranzytowy niemiecki po drodze wodnej Wisła — Odra wzmagają się ciągle. Ostatnio myśli się nawet o ustanowieniu na tej drodze taryf wyjątkowych dla węgla.

Zakłady o sile wodnej.

Wzory na określenie przybliżonych wymiarów budynku turbinowego. Inż. J. P. Pawłow opracował wzory i wykresy umożliwiające szybkie określenie zasadniczych wymiarów budynku turbinowego dla zakładów wodnych o niskich spadkach, przy wiadomych: Q m³/sek — maks. przepływie ogólnym przez turbiny, H — spadzie i jego wahaniami, ilości turboagregatów, n_s — potrzebnej ilości obrotów wirnika turbin oraz warunkach fundowania.

Wzory inż. Pawłowa mogą być bardzo przydatne przy opracowywaniu i kosztorysowaniu projektów generalnych lub porównywaniu ze sobą różnych wariantów w projekcie zakładu o niskim spadzie. („G. S.” Nr 1 r. 1938).

Profilowanie turbinowych rur ssących. Prof. dr inż. F. Weinig podaje zasady obliczeń warunków przepływu w rurach ssących turbin oraz zastosowanie wyników tych obliczeń dla projektowania profili rur. („W. u. W.” nr 3/4 z 1938 r.).

Zakład wodny w Génissiat na Rodanie, o mocy inst. 416.000 Kw. Dr inż. C. Jäger podaje krótki opis projektu oraz budowy (dopiero rozpoczętej) tego największego z fran-

cuskich zakładów wodnych. Koszta budowy mają wynosić 1200 fr. za 1 Kw. zainstalowanej mocy, czyli ogółem około ½ miliarda franków. Produkcja zakładu ma wynieść około 1800 milj. Kwh. Koszt 1 Kwh około 0,28 fr. Zapora 100 m wysokości, 420 mb. długa. Zbiornik 52 mio m³ pojemności. Załączony w artykule plan sytuacyjny wykazuje ciekawe rozplanowanie budowli, przypominające Boulder-Damm. („W. u. W.” nr 3/4 z 1938 r.).

Ochrona zakładów o sile wodnej przed atakami lotniczymi. Inż. C. Schmitthenner podaje ciekawy opis środków stosowanych w Szwecji dla ochrony elektrowni wodnych przed atakami lotniczymi, co dla tego kraju ma szczególne znaczenie, wobec pokrywania przez siły wodne około 95% zapotrzebowania energii. Na szczególną uwagę zasługuje opis sposobów zabezpieczania się przed powodzią na wypadek uszkodzenia przez bomby obiektów piętrzących lub prowadzących wodę. („W.u.W.” nr 3/4 oraz nr 5/6 z 1938 r.).

Różne.

Usługi doświadczeń na modelach dla budownictwa wodnego. Zakład doświadczalny Katedry Budownictwa Wodnego wyższej szkoły technicznej w Zurychu opublikował ostatnio swe prace z dziedziny doświadczeń na modelach hydrotechnicznych, z działu zakładów o sile wodnej i regulacji rzek, w opracowaniu prof. Meyer-Petera i dr Favre. Wstęp do tej pracy obejmuje krótki przegląd teorii nowoczesnego modelarstwa wodnego, zaś treść dalszych rozdziałów przedstawia opis wykonanych doświadczeń laboratoryjnych dla różnych budów i projektów. (Przelewy burzowe na Boulder Damm, Sztolnie zakładu w Saltos del Duero, syfon o przepłyku 32 m³/sek, różne zagadnienia z dziedziny regulacji rzek). („W.u.W.” nr 5/6 z 1938.).

Projektowanie przelewów syfonowych i laboratoryjne ich badania. Inżynierowie O. W. Wiaziemskij i W. J. Tumanjan podają (w oddzielnych artykułach) ciekawe opisy doświadczeń laboratoryjnych na modelach syfonów, stanowiących zasadnicze urządzenia przelewowe.

Inż. Tumanjan badał 1 syfon o przepłyku 48 m³/sek. na modelach w skali 1:25 i 1:50, zaś inż. Wiaziemskij — baterię, składającą się z 2 syfonów głównych o przepłyku łącznym 96 m³/sek oraz 1 pomocniczego (wzbudzającego) o przepłyku 12,5 m³/sek. na modelach w skali 1:18, 1:20, 1:15, 1:10, 1:50 i 1:40.

Doświadczenia pozwoliły ustalić: 1) istotny przepływ syfonu; współczynnik wydajności — n , 2) przebieg zmian ciśnień piezometrycznych w syfonie, oraz wielkość minimalnego ciśnienia, 3) przebieg procesu automatycznego włączania się i wyłączania syfonu, 4) warunki konieczne dla należytego niszczenia energii wody na wylocie syfonu, 5) wpływ zębów Heine'go umieszczonych na koronie przelewu, na przyspieszenie chwili włączenia się syfonu, 6) właściwy kształt wlotów, 7) przyczyny powstawania pulsacji i środki zapobiegawcze, 8) warunki współpracy syfonu wzbudzającego i głównego.

Opisane wyniki doświadczeń ilustrowane wykresami dają dużo cennego materiału dla projektowania syfonów.

Inż. Wiaziemskij podaje poza tym w swym artykule teorię obliczeń hydraulicznych dla syfonów. („G. S.” Nr 1 z 1938).

O z n a c z e n i a :

„G. S.” — „Gidrotechnischeskoje stroitelstwo”.

„Z. i. B.” — „Zeitschrift für Binnenschiffahrt”.

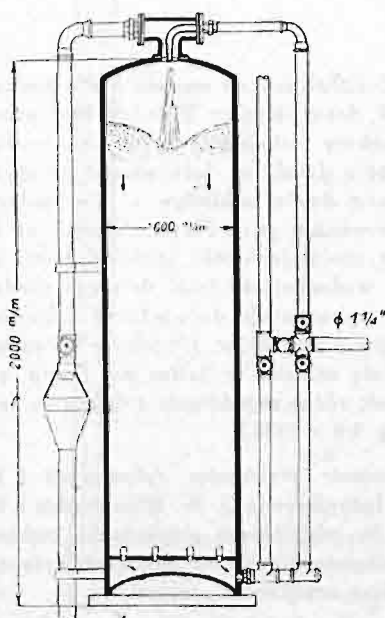
„W. u. W.” — „Wasserkraft und Wasserwirtschaft”.

Przegląd czasopism polskich.

Nowe osiągnięcia na polu techniki odkwaszania wody.

W artykule pod tym tytułem, zamieszczonym w miesięczniku „Gaz, woda i technika sanitarna” (Zeszyt Nr. 12 z 1937 r.) inż. Tad. Kielanowski podał sposób odkwaszania wody metodą „Magno” oraz scharakteryzował produkty, służące do tego samego celu, a wprowadzone ostatnio w Czechach, czyli tzw. katarsity M i B.

Ewolucja poglądów na odkwaszanie wody ulega w ostatnich czasach znacznym przeobrażeniom. Metoda marmurowa, mimo swych zalet przechodzi obecnie już do historii, ponieważ filtry marmurowe wymagają dużych powierzchni i nie można odkwaszać wprost wody, zawierającej żelazo czy mangan.



Rys. 1.

Metoda wapienna będąca powszechnie w użyciu i posiadająca dużo odmian i ulepszeń sprowadza się do równomiernego dozowania do wody — wody wapiennej; jest ona najwłaściwsza dla dużych wodociągów, gdzie nie brak ścisłej kontroli laboratoryjnej oraz wyszkolonej obsługi.

W małych wodociągach metoda wapienna często jest trudna do zastosowania z powodu braku wykwalifikowanego personelu.

Wiadomości gospodarcze i prawne.

Znaczenie drogi wodnej Bałtyk - Wisła - morze Czarne dla naszych portów.

Przyczynkiem do niezmiernie popularnej obecnie kwestii budowy drogi wodnej Bałtyk — Wisła — morze Czarne, jest artykuł umieszczony w „Wiadomościach Portu Gdynińskiego” (nr 2 z 1938 r.), w którym p. A. W. Zakrzewski rzeczowo uzasadnia, iż droga wodna Bałtyk — morze Czarne, będzie niewątpliwie czynnikiem decydu-

prawdopodobnie z tego głównie powodu powstała w Niemczech nowa metoda „Magno”. Polega ona na filtracji odkwaszanej wody przez masę ziarnistą (t.z. masę „Magno”) wyrabianą z dolomitu. Dolomit, węglan wapnia i magnezu poddaje się procesowi prażenia, aż do chwili częściowego rozkładu węglanu magnezu, po czym produktem zawierającym tlenek magnezu oraz węglany magnezu i wapnia napelnia się filtry pośpieszne zamknięte lub otwarte i filtruje przez nie wodę. Dwutlenek węgla z wody rozpuszcza przede wszystkim tlenek magnezu oraz węglany wapnia i magnezu.

Proces wiązania dwutlenku węgla zachodzi automatycznie i odpada konieczność stałej kontroli oraz obawa przed przedawkowaniem (jak w metodzie wapiennej).

Zaletą tej metody jest to, iż filtracja przez masę „Magno” powoduje równoczesne odżelazianie i odmanganianie wody.

Sposób ten polepsza dość wszechstronnie jakość wody na jednym i to nieskomplikowanym przyrządzie. Załączony rysunek przedstawia filtr pośpieszny firmy Magno-Werk, Duisburg — Rh., wypełniony masą Magno, o wydajności odkwaszonej wody 2,5 m³/godz.

Metoda „Magno” ma jednak swoje wady. Jakkolwiek szybkość filtracji przy tym systemie w filtrach zamkniętych dochodzi do 20 m/godz., to jednak potrzebna jest stosunkowo duża powierzchnia filtrów. Również konieczność przepłukiwania filtrów co pewien czas daje pewne straty wody.

Chociaż system ten prawdopodobnie w dużych zakładach wodociągowych zastosowania nie znajdzie, gdyż jest droższy od metody wapiennej, to jednak przy wodociągach małych może dać dobre rezultaty.

W Czechosłowacji wprowadzono na rynek preparaty, służące do odkwaszania wody tak zwane katarsity.

„Katarsit M” przypomina działaniem masę „Magno” i stosuje się do naplania filtrów pośpiesznych. Oprócz odkwaszania produkt ten również odżelazia i odmangania wodę.

„Katarsit B” — preparat w kształcie granulek stosuje się do sporządzania nasyconego roztworu wody wapiennej i stanowi niewątpliwie uproszczenie metody wapiennej.

Odpada tu konieczność gaszenia wapna, uzależnienie się od jego składu oraz trudność nadzoru nad skomplikowaną aparaturą i ścisłym dozowaniem wody (jak przy metodzie wapiennej). Mimo tych dużych zalet, użycie „Katarsitu B” jest kilkakrotnie droższe od odkwaszania wody zwykłą metodą wapienną, co stanowi niewątpliwie bardzo poważny defekt.

Inż. F. St. Oranowski

jącym w dalszej walce konkurencyjnej o zaplecze obce dla naszych portów.

P. Zakrzewski między innymi pisze, iż w dzisiejszej walce portów o zaplecze, wielkość jego zależy głównie od gospodarczej i politycznej dynamiki współzawodniczących o wpływy na tym zapleczu państw i jest wyznaczona przez układ kosztów przewozu do konkurujących portów, na tle polityki taryfowej sąsiadów.

Nasza dotychczasowa walka konkurencyjna, jaka o to zaplecze rozegrała się, dotyczyła głównie portów

niemieckich Bremy, Hamburga i Szczecina; polegała ona przede wszystkim na prowadzeniu przez Polskę specjalnej polityki taryfowej i systemu ulg przy przewozach tranzytowych naszymi kolejami dla towarów obcych przeladowywanych w portach naszego obszaru celnego.

Dzięki polityce taryfowej stosowanej przez P. K. P. stworzono związkową taryfę Polska — porty rumuńskie i rozszerzono sferę wpływów naszych portów na Rumunię, Czechosłowację, częściowo Bliski Wschód i południowo-wschodnią Europę. Dla przewozów pomiędzy Gdynią i Gdańskiem a portami naddunajskimi Linzem i Wiedniem została stworzona również specjalna taryfa ulgowa. Przewóz na zasadzie tej taryfy odbywa się w sposób kombinowany kolejowo-wodny, a towary są przeladowywane w Bratisławie.

Wprawdzie Niemcy wprowadziły „taryfy kolejowe wyrównawcze”, jednakże na dłuższy przeciąg czasu nie wytrzymałyby takiego stanu, a to z powodu niższych kosztów własnych naszych kolei od niemieckich.

W roku ubiegłym do zwiększenia obrotów Gdyni i Gdańska wydatnie przyczynił się rozwój przewozów tranzytowych, który wzrósł o 25,3%, a to głównie dzięki powiększeniu się ilości przewozów rumuńskich i węgierskich.

Niemieckie porty, przegrywając kampanię taryfowo-kolejową polską, podkreśla p. Zakrzewski, szukają rozwiązania na innej płaszczyźnie, mianowicie wysuwając konkurencyjną drogę wodną Dunaj — Odra przez Łabę, oraz przyspieszając budowę już rozpoczętych dróg wodnych Ren — Neckar — Dunaj i Ren — Men — Dunaj. Już poprzednio dążono do odciążenia ruchu, idącego z Czechosłowacji na Gdynię przez propagowanie drogi wodnej jaką jest Łaba oraz zastosowanie niskich stawek przewozowych, co jest łatwiejsze dla transportów wodnych. Przyznać trzeba, że poczynania te częściowo zostały uwieńczone pomyślnymi wynikami.

Połączenie wodne Dunaj — Odra — Łaba stworzy krótką drogę z zaplecza środkowo-europejskiego i dalszego do Szczecina i pozwoli na obniżenie kosztów transportów o ca 60% w porównaniu z kosztami kolejowymi.

Wówczas już trudno będzie konkurować naszym kolejom z tą drogą wodną i tranzyty z środkowej i południowo-wschodniej Europy będą dla nas stracone. Będzie to również oznaczało poważne niebezpieczeństwo dla tranzytów idących obecnie przez Konstancę z Bliskiego Wschodu.

Budowa drogi wodnej Dunaj — Odra weszła już na realne tory, a komitet budowy, w skład którego wchodzi delegacje: niemiecka, węgierska i czeska — ustalił trasę kanału mającego łączyć Dunaj z Odrą.

Trasa ta ma długość ca 300 km, zaś na terytorium Czechosłowacji ca 240 km i biegnie ona wzdłuż linii Bogumin — Prerow, a następnie rzeką Morawą do Dunaju. Dalszym ciągiem tego kanału, dostępnego dla barek 1000 tonowych będzie odgałęzienie do rzeki Łaby. W dniu 5 marca b. r. ukonstytuowało się w Pradze Towarzystwo Budowy Kanału Odra — Dunaj. Pobudowanie tego kanału włączy Czechosłowację w system wodny Europy, a Bratislava stanie się bezwątpienia głównym portem Dunaju.

Jak widać z tego, niebezpieczeństwo dla ładunków tranzytowych, idących obecnie przez nasze porty jest poważne, gdyż koleje polskie nie wytrzymają takiej konkurencji, a i rynki zbytu dostępne dziś dla naszych produktów będą również bardzo zagrożone.

Dlatego więc w tej sprawie musi obecnie zabrać głos nasza polityka inwestycyjno-komunikacyjna i swą dzia-

łalność dostosować do zmienionej sytuacji przez realizację inwestycji wodno - komunikacyjnych. Jedną z nich byłaby budowa drogi wodnej Bałtyk — morze Czarne.

Droga ta miałaby wyższość nad drogą Dunaj — Odra, bowiem byłaby dużo krótsza, a więc tańsza. Przyciągnęłaby ona większość transportów tranzytowych, z czego oczywiście, korzyści przypadłyby nam.

W dotychczasowej walce o zaplecze, nasze porty zyskały dużo, jednak zadanie nie jest skończone, a w zmieniającej się sytuacji poprzec je powinny nie tylko koleje, lecz i drogi wodne, bezkonkurencyjnie tanie przy transportach ładunków masowych.

Stanowimy przecież — pisze przy końcu artykułu p. Zakrzewski, dzięki warunkom geopolitycznym, naturalny kierunek dla ruchu tranzytowego towarów z krajów północy i południowo-wschodu. O tym świadczy zwiększający się przewóz towarów z tego zaplecza przez Gdynię i Gdańsk, czemu nie są w stanie dziś jeszcze przeszkodzić obecni czynniki kolejowe i portowe.

Jednak walka konkurencyjna, nie może być połączona ze zbyt dotkliwymi ofiarami, jakie byłyby nieodzowne, wobec taniości niemieckich dróg wodnych, chyba, że i porty polskie będą rozporządzać tym samym środkiem walki, tj. drogą wodną Bałtyk — morze Czarne.

Wprawdzie koszty będą duże, jednak opłacą się one nam sowicie.

To też dążyć należy do realizacji budowy tej drogi wodnej, a pierwszym etapem tego koniecznego przedsięwzięcia byłoby — zgodnie ze słowami p. A. W. Zakrzewskiego „jak najwcześniejsze rozpoczęcie regulacji całej Wisły, najważniejszej magistrali dwóch portów polskiego obszaru celnego”.

Inż. F. St. Oranowski

Przetargi.

Wykaz firm, które stanęły do przetargu w dniu 2 czerwca 1937 r. na dostawę rur spustowych, segmentów i dźwigu w hali maszyn dla zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie na Dunajcu:

1. Tow. Przemysłu Metalowego K. Rudzki i Ska	933.230 zł
2. M. A. N. — Nürnberg (Niemcy) 567.770 RM = ok.	1.220.705 „
3. Stocznia Gdańska	1.314.090 „
4. Zieleniewski, Fitzner i Gamper	1.395.500 „
5. Wspólnota Interesów	1.434.600 „
6. Lilpop, Rau i Loewenstein	1.632.300 „

Wykaz firm, które złożyły oferty na przetarg w dniu 14 marca 1938 r. na turbozespoły i wyposażenie mechaniczne (łącznie z montażem) dla zakładu wodno-elektrycznego w Czechowie na Dunajcu.

Kosztyorys ofertowy obejmował następujące pozycje:

- A) poz. 1, 2, 3, 4 — turbiny
- B) poz. 5, 6, 7, 8, 9 — wyposażenie mechaniczne
- C) poz. 10 a, b, c i 11 — generatory.

I. Firmy, które złożyły oferty tylko na turbiny:

1. J. M. Voith — St. Pölten (pozycje 1, 2, 3, 4 i 9)	1.121.970 zł
2. J. M. Voith — Heidenheim (Brenz) (poz. 1 — 9)	1.452.155 „
3. Escher Wyss — Ravensburg (poz. 1, 2, 3 i 4)	1.015.170 „

II. Firmy, które złożyły oferty na całość dostawy (patrz uwaga):

1. Escher Wyss (Zurych) + Oerlikon	1.571.500 zł
2. Escher Wyss (Zurych) + Brown, Boveri	1.944.944 „
3. Lilpop, Rau i Loewenstein + AEG	} różne 2.407.390 „ } turbi- 2.418.480 „
4. Lilpop, Rau i Loewenstein + AEG	
5. Lilpop, Rau i Loewenstein + Brown, Boveri	2.487.719 „
6. Polskie Zakłady Siemens + Escher Wyss — Zurych	1.832.400 „
7. Polskie Zakłady Siemens + Escher Wyss — Ravensburg	1.863.570 „
8. Polskie Zakłady Siemens + J. M. Voith — St Pölten	1.976.170 „
9. Polskie Zakłady Siemens + J. M. Voith — Heidenheim	2.306.355 „
10. Polskie Zakłady Siemens + Lilpop, Rau i Loewenstein	2.358.080 „

III. Firmy, które złożyły oferty tylko na generatory:

1. AEG — Powszechne Tow. Elektryczne	893.400 „
2. Zakłady Brown Boveri & Cie (Mannheim)	960.944 „

IV. Firmy, które złożyły oferty tylko na urządzenie mechaniczne:

1. Tow. Przemysłu Metalowego K. Rudzki i Ska	351.500 zł
2. L. von Roll — Zurych — (330800 fr. szwajc.)	405.878 zł

Uwaga: Podane sumy nie mogą stanowić w zupełności materiału porównawczego co do wysokości cen poszczególnych firm, bowiem wobec dużej ilości i różnorodności pozycji kosztorysu ofertowego, firmy składały oferty na ogół tylko na części dostawy, względnie na całość z pominięciem niektórych pozycji kosztorysu.

Ż y c i e t e c h n i c z n e.

Zjazd Inżynierów Portowych i Fachowców Morskich Państw Bałtyckich i Skandynawskich w Gdyni (3 — 6 maja 1938 r.).

Zjazd został zainicjowany i zorganizowany przez Departament Morski Ministerstwa Przemysłu i Handlu celem nawiązania kontaktu z fachowcami zagranicznymi i zapoznania ich z naszymi osiągnięciami w dziedzinie budownictwa portowego. Posiedzenia Zjazdu były poprzedzone udziałem uczestników w obchodzie uroczystym Święta Narodowego, w dniu 3 maja, po czym na zaproszenie Rady Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku odbyto wycieczkę do Gdańska, celem zwiedzenia tamtejszego portu; po powrocie do Gdyni zwiedzano niektóre urzędnictwa miejskie. Następnego dnia uczestnicy Zjazdu byli obecni na poświęceniu i otwarciu portu rybackiego „Władysławowo” (Wielka Wieś), po czym pod przewodnictwem przedstawicieli Urzędu Morskiego zwiedzali urządzenie portu gdyńskiego.

Otwarcie Zjazdu zostało dokonane dn. 5 maja o godz. 9.30 w auli Szkoły Morskiej przez Ministra Przemysłu i Handlu w obecności przedstawicieli władz, marynarki wojennej, urzędów państwowych centralnych i miejscowych, miasta, towarzystw żegludowych, interesentów portu, konsulów państw zainteresowanych oraz fachowców zagranicznych i krajowych.

Z zagranicy przybyły następujące osoby: z Danii — inż. L a u b, gen. dyrektor portu kopenhaskiego, inż. B l a c k, nac. inżynier tegoż portu i inż. H ö j g a a r d, dyrektor generalny konsorcjum budowlanego Højgaard & Schultz; z Estonii — inż. A v i k, dyrektor dep. morskiego i dróg wodnych i O k u l d v e r, inspektor okrętowy z Tallinu; z Finlandii — inż. K. W. H o p p u, dyrektor portu w Helsinku i p. S i l t a n e n, prezydent m. Viipuri; z Łotwy — p. O z o l s, dyrektor departamentu morskiego i dr inż. Ł a b u t i n, szef sekcji tegoż departamentu, wreszcie z Szwecji — ppłk inż. S t e n b e r g, nac. wydz. portów w Głównym Urzędzie Dróg Lądowych i Wodnych w Sztokholmie oraz płk D i e n e n, dyrektor portu w Göteborgu. Reprezentowaną była również Rada Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku. Ministerstwo Komunikacji reprezento-

wał nac. inż. K. R o d o w i c z, Komisję badania Bałtyku — prof. dr M. S i e d l e c k i, Stację Morską na Helu — doc. dr M. B o g u c k i, Instytut Hydrograficzny — niżej podpisany.

Prezesem Zjazdu, na wniosek dyrektora O z o l s'a, wybrano jednogłośnie p. M o d z e Ń s k i e g o, dyrektora Departamentu Morskiego M. P. i H., który położył wielkie zasługi przy organizacji Zjazdu. Referaty wygłosili pp. inż. W e n d a i dyr. R a b a u d o budowie portu w Gdyni, dyr. inż. N a g ó r s k i — o urządzeniach portu gdańskiego, inż. A d a m s k i — o budowie portu rybackiego w Wielkiej Wsi, inż. B u d k a — o urządzeniach przeładunkowych w Gdyni oraz inż. T u b i e l e w i c z — o magazynach portowych tamże.

Referaty wyżej wymienione zostały wydane w druku staraniem Komitetu Organizacyjnego Zjazdu i rozdane uczestnikom w dniu otwarcia Zjazdu.

Z grona uczestników zagranicznych wpłynął jeden referat — dra inż. Ł a b u t i n a (Ryga) na temat zapiaszczenia portów łotewskich Windawy (Ventspils) i Libawy (Liepaja) ¹⁾. Po przedyskutowaniu przedłożonych referatów nastąpiło dn. 5 maja o godz. 19 zamknięcie Zjazdu, przy czym w jednomyślnie powziętej uchwale Zjazd dał wyraz życzeniu, aby w tak pomyślnych warunkach przeprowadzona w Polsce próba zespolenia fachowców, pracujących w dziedzinie budownictwa morskiego na Bałtyku, przetrworzyła się w przyszłości w organizację stałych zjazdów inżynierów portowych państw bałtyckich i skandynawskich. Opracowania planu dalszych poczynań w tym kierunku oraz zbadania możliwości zorganizowania następnego Zjazdu uprzejmie podjęli się przedstawiciele portów szwedzkich — pp. D i e n e n i S t e n b e r g.

Następny dzień (6 maja) poświęcono objazdowi wybrzeża (Hel, Jastarnia, Jurata). O godz. 17 statek „Jadwiga” z uczestnikami wycieczki powrócił do Gdyni.

A. Rundo.

¹⁾ W płaszczyźnie ogólnej temat badania ruchu materiału erozyjnego, unoszonego przez prądy morskie, będzie m. in. przedmiotem obrad najbliższej Bałtyckiej Konferencji hydrologicznej (w sierpniu rb. w Lubece i Berlinie).

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński
Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

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