

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok II

Warszawa, Wrzesień — Październik 1936 r.

Nr. 5

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: *Górniewicz Z. mgr.* Zapory i zbiorniki wodne w świetle przepisów ustawy wodnej. — *Krieger S. inż.* Kilka uwag o nowoczesnym ekskawatorze. — *Wóycicki K. dr. inż.* Budowa zakładu wodnego na Dnieprze pod Zaporozem. — *Szowhenow J. inż.* Przyczynek do ustalenia katastrofalnych przepływów oraz odpowiednich poziomów zwierciadła wody w potokach, (dok.) — *Dębski K. inż.* Roczne maxima odpływu, ich objętość i częstotliwość. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Recenzje i krytyki. — Życie techniczne.

Sommaire: *Górniewicz Z. mgr.* Les barrages et les retenues au point de vue de la législation des eaux. — *Krieger S. ing.* Considerations sur les pelles modernes. — *Wóycicki K. dr. ing.* La construction de l'usine hydroélectrique sur la Dniepr près de Zaporoje. — *Szowhenow J. ing.* Sur l'établissement du niveau et du débit des crues. — *Dębski K. ing.* Les débits maximum et leur fréquence. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. — Compte rendu et critique — Cronique.

Mgr. Zdzisław Górniewicz

Zapory i zbiorniki wodne w świetle przepisów ustawy wodnej.

Przez długie lata zaniedbana sprawa zapór i zbiorników wodnych w Polsce, weszła w ostatnich latach w stadium pomyślniejsze. Na ukończeniu jest budowa zapory w Porąbce na Sole, w szybkim tempie buduje się wielka zaporą w Rożnowie, w przygotowaniu są zapory w Czchowie i Czorsztynie, na dalszym planie przewiduje się wreszcie budowę wielkiego zbiornika wodnego na jeziorze Świtaż koło Włodawy. Istnieją już od dłuższego czasu zapory w Gródku na Pomorzu i w Wapiennicy koło Bielska na Śląsku.

Aktualnym zatem staje się zagadnienie, jak są uregulowane stosunki prawne wytworzone powstawaniem podobnych zakładów i urządzeń wodnych, a w szczególności, czy istniejące przepisy prawne są dla uregulowania tych stosunków wystarczające — jeśli zaś nie, to jak powinny być uzupełnione, względnie zmienione.

Rozpatrzmy pod tym względem ustawę wodną z dnia 19-go września 1922 r., a dla porównania sięgnijmy do najbliższych jej duchem obcych ustaw wodnych.

W ustawie wodnej z 1922 r. nie spotyka się powszechnie już przyjętej nomenklatury „zapora”. Termin „zbiorniki wodne” użyty jest dwukrotnie (art. 21 ust. 3 i 50). Zasadnicze przepisy material-

ne, dotyczące zapór i zbiorników wodnych, zawarte są w rozdziale IV, części drugiej (art. 65 do 74) ustawy wodnej. („Szczegółowe przepisy dla zakładów piętrzących wodę”). Szersze zatem pojęcie „zakładów piętrzących wodę” zawiera inclusive w sobie pojęcie węższe — zapór i zbiorników. Przepisy formalne zawarte są w części szóstej ustawy wodnej art. 184 do 229.

Przejdziemy pokrótce najważniejsze z tych postanowień, uwidatniając te z nich, które mają szczególniejsze znaczenie dla zapór i zbiorników, względnie — wobec mniej częstego w porównaniu z innymi stosowania ich w praktyce — są czynnikiem zainteresowanym mniej znane.

Jak każdy zakład wodny większego znaczenia, zaporą względnie zbiornik wody potrzebuje pozwolenia z art. 45 U. W. i to bądź pozwolenia z ust. 1 punkt 4 („do obniżania lub podnoszenia zwierciadła wody, zwłaszcza trwałego zbierania wody przez wstrzymywanie odpływu”), bądź także z punktu 3 („do istotnej zmiany łożyska lub brzegów wody płynącej”). Pozwolenie takie w myśl art. 45 ust. 3 zbyteczne o ile ma być wykonana budowa zapory lub zbiornika przez państwo lub związki samorządowe na podstawie projektu zatwierdzonego przez Ministra Komunikacji, postępowanie zaś wod-

no-prawne ograniczyć się winno w tym wypadku do rozprawy i orzeczenia co do zarzutów i żądań stron zainteresowanych. Na tej ostatniej podstawie prawnej (art. 45 ust. 3) przeprowadza się budowę zbiornika w Rożnowie oraz oprze się budowę innych projektowanych, a wyżej wymienionych zapór. Gdyby jednak projektowany zbiornik względnie zapora nie miały warunków podciągających go pod powyższy art. 45 ust. 3 i potrzebowały normalnego pozwolenia, mogłyby ze stanowiska prawnego zejść przeciwko udzielaniu pozwolenia przeszkody wskutek brzmienia art. 54 ust. 3. W myśl tego artykułu, w wypadkach, gdy o używanie wody ubiega się kilka przedsiębiorstw wzajemnie się wykluczających, prawo pierwszeństwa przysługuje Państwu, związkowi samorządowemu i spółkom wodnym — i to nawet przed takimi przedsiębiorstwami innymi, które ze względu na swój rozmiar miałyby od przedsiębiorstw poprzednio wymienionych znacznie większe znaczenie dla dobra publicznego, względnie znaczenie gospodarcze. Wprawdzie nie zapowiada się obecnie w Polsce — przynajmniej na czas najbliższy — budowa zapór i zbiorników przez przedsiębiorstwa prywatne, więc bezpośredniego niebezpieczeństwa powstania takiej kolizji interesów na razie nie ma. Jednak w niedalekiej stosunkowo przeszłości wypadek taki mógł zejść, a to w czasie starań i to, jak się wówczas zdawało będących bliskich realizacji, tak zwanej grupy Harrimana o udzielenie koncesji na elektryfikację Polski południowo-zachodniej, przy czym w razie otrzymania koncesji przedsiębiorca miał wybudować zapórę w Rożnowie (obecnie budowana przez Państwo). Otóż, gdyby o budowę zbiornika w Rożnowie wniósł wówczas podanie jeden z sąsiednich samorządów, to mimo tego, że jego zakład byłby o bezwzględnie mniejszym znaczeniu, pod względem formalnych przepisów ustawy, miałby pierwszeństwo. Jest to oczywiście pewne niedociągnięcie ustawy, które na wszelki wypadek powinno być usunięte.

Podanie o pozwolenie na budowę zapór i zbiorników ma odpowiadać wymogom art. 191 U. W. oraz wydanego na podstawie tego artykułu rozporządzenia Ministra Robót Publicznych z dn. 23. V. 1931 r., ustalającego zasady sporządzenia projektów technicznych (Dz. Ust. Nr. 67 poz. 551), w szczególności zaś §§ 1 do 7 oraz 12 i 13 tego rozp. W myśl tych przepisów podanie o pozwolenie ma być oparte na projekcie technicznym. Projekt taki musi być jak najdokładniej opracowany i musi zawierać dokładne dane o całości zakładu, jego budowie i sposobie jego przeprowadzenia oraz o utrzymaniu i prowadzeniu powstałego przedsiębiorstwa wodnego. W uzasadnieniu do analogicznego przepisu (§ 107) ustawy wodnej pruskiej z 7. IV. 1913 r. określono te wymogi następująco: „Projekt zapory musi ze stanowiska bezpieczeństwa zawierać wyczerpująco wszystkie dane, z których możnaby nabrać pewności, że zastosowano należyte techniczne gwarancje dla uniknięcia niebezpieczeństw, które przy budowie, utrzymaniu i funkcjonowaniu zapory mogą dla innych powstać”. Jak dotąd szczegółowe i jasne przepisy wspomnianego rozporządzenia z dn. 23. V. 1931 r. uważa się za dostateczne dla zachowania tej zasa-

dy, przynajmniej dotychczas ujemnych doświadczeń nie poczyniono. Jednakże zaszły w ostatnich latach w innych państwach, zwłaszcza we Włoszech i Stanach Zjednoczonych, katastrofy kilku zapór wykazują, że nie zawsze liczą się przy ich budowie ze wszystkimi możliwościami tak gwałtownego żywiołu, jakim jest wezbrana woda i że zarazem odpowiednie przepisy prawne, do których się jednak przy budowie tych zapór stosowano, nie były dostateczne.

Opisane wyżej podanie o pozwolenie poddaje się postępowaniu z rozdziału II, części szóstej U. W., dobrze już znanemu wszystkim mającym styczność ze sprawami wodnymi. Tak ważne przy budowie zapór postępowanie wywłaszczeniowe, rozciągające się nieraz na setki hektarów ziemi, ma być prowadzone nadal według zasad ustawy wodnej, gdyż prawo o postępowaniu wywłaszczeniowym z dn. 24.IX.1934 r. (Dz. Ust. Nr. 86, poz. 776) w art. 61, § 3 zachowało nadal przepisy ustawy wodnej. Było to słuszne pociągnięcie ustawodawcy, gdyż prawo o wywłaszczeniu, regulujące i normalizujące trafnie sprawę wywłaszczenia w innych działach gospodarczych, dla celów wodnych byłoby nieodpowiednie i utrudniłoby postępowanie wywłaszczeniowe, zresztą dostatecznie już uregulowane ustawą wodną. Oczywiście, formalności procedury przy konsentowaniu tak wielkich i ważnych zakładów, jakimi są zapory i zbiorniki, muszą być przeprowadzone z całą dokładnością, gdyż nawet drobne niedociągnięcia mogą mieć w przyszłości daleko sięgające konsekwencje. Coś podobnego zdarzyło się przy konsentowaniu zapory w Porąbce, gdzie postępowanie konsentujące przeprowadzone jeszcze na podstawie krajowej galicyjskiej ustawy wodnej z dn. 14.III.1875 r., a skutkiem pośpiechu niezupełnie zachowano przepisy § 82 o postępowaniu edyktalnym. Trudności, spowodowane tym niewielkim zresztą przeoczeniem, okazały się wskutek skarg postronnych zainteresowanych dopiero w kilka lat później, gdy budowa już była w pełnym toku, i tylko szczególnie szczęśliwemu zbiegowi okoliczności zawdzięczać należy, że wypadek powyższy nie pociągnął dla Skarbu Państwa większych wydatków w formie odszkodowań dla sąsiednich, a kolidujących z zaporą w Porąbce zakładów wodnych. Mniej szczęśliwie wypadło zastosowanie przy wywłaszczeniu terenu załewowego w Porąbce, postępowanie z ustawy z dn. 18.II.1878 r. (Dz. Pr. Austr. Nr. 30) „o wywłaszczeniu w celu budowania i utrzymywania w ruchu kolei żelaznych“, stosowanego za czasów Ust. Wodnej z 1875 r. również przy budowie dróg wodnych, mimo że wówczas można już było zastosować znacznie dogodniejsze i więcej celowe postępowanie wywłaszczeniowe według ustawy wodnej z r. 1922, przeciągnęło bowiem ono całe postępowanie, podrożyło jego koszty, a zwłaszcza wysokość przyznanego odszkodowania i zmusiło wreszcie Państwo, jako przedsiębiorcę budowy, do szukania rozwiązania utrudnionej w ten sposób kwestii na kosztownej drodze ugody.

Tyle co do postępowania. Dużą gwarancją, że będzie ono przeprowadzane w przyszłości przez

właściwe czynniki fachowe, daje okoliczność, że postępowanie to będzie niemal zawsze przeprowadzał Urząd Wojewódzki, a to ze względu na postanowienia art. 186, ust. 1, punkt a („wydawanie zarządzeń i orzeczeń odnoszących się do wód płynących, używanych do żeglugi i spławu tratw”), względnie ust. b. punkt 4 („wydawanie pozwoleń i zarządzeń co do zakładów o sile wodnej ponad 50 KM.”). Wyjątkowo tylko zbiorniki wodne na wodzie niespławnej i niezeglownej, bez siły wodnej lub z siłą wodną niżej 50 KM, będą podpadały pod kompetencję Starostwa powiatowego.

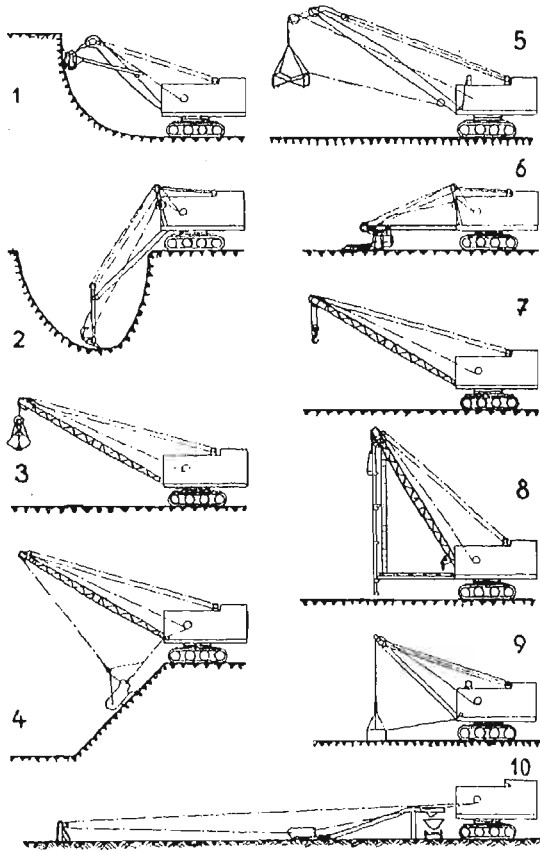
Przepisy prawa materialnego, dotyczące zapór i zbiorników zawiera rozdział IV, części drugiej U. Wodn. Są one naszym władzom i urzędem wodnym dobrze znane, gdyż stosuje się je już od lat w sprawach kilku tysięcy młynów i tartaków wodnych, mają one już zresztą swoją literaturę fachową, między innymi także w naszej publikacji „Zakłady piętrzące wodę (przepisy prawne)”. Tu nadmienić jednak należy, że wszelkie niedociągnięcia przy stosowaniu postanowień ustawowych, które nawet przy młynie, zwłaszcza większym mogą spowodować znaczne szkody, przy zaporach i zbiornikach powodować będą szkody wielokrotnie większe, a nawet być przyczyną katastrof. Przypuszcza się wprawdzie, biorąc pod uwagę rozmiar tych przedsięwzięć oraz fachowość ich kierowników, że władze wodne nie będą potrzebowały stosować kontroli co do zastosowania przepisów art. 67 o utrzymaniu zakładów w należyłym stanie, art. 71 o zakazie nagłego spuszczenia wody, art. 72 o utrzymaniu stanu wody na wysokości ustalonej, które to przepisy są głównym przedmiotem kontroli przy mniejszych zakładach wodnych. Zwrócimy tu jednak uwagę na wzajemny stosunek art. 71 i art. 72 ust. 2. W myśl nich przedsiębiorca jest obowiązany spuszczać wodę wezbraną ponad wysokość ustaloną znakiem wodnym z zachowaniem ostrożności, przewidzianych w art. 71, to jest tak, ażeby cudze grunty lub zakłady nie zostały zagrożone lub uszkodzone. Jednakże mogą zajść wypadki i to szczególnie właśnie przy wielkich zbiornikach wód, zwłaszcza zaś przy wezbraniach powodziowych, że zajdzie konieczność nagłego spuszczenia wody i to nawet bez wymaganego w art. 71 upoważnienia władzy; mimo to jednak przedsiębiorca nie powinien ponosić normalnej odpowiedzialności karno - sądowej z art. 242 ust. wod. oraz odpowiedzialności cywilnej za wyrządzone szkody. Zachodzi to mianowicie wówczas, gdy takie nagłe spuszczenie wody zostało spowodowane koniecznością uniknięcia jeszcze większego niebezpieczeństwa; w razie zatem zajścia w praktyce takich wypadków moment powyższy powinien być przez rozstrzygające w sprawach o odszkodowanie czynniki, brany zawsze pod uwagę. Oczywiście w ten sam sposób powinny być traktowane wypadki konieczności zalania obszarów wodą ze zbiorników dla ułatwienia obrony kraju, co tak skutecznie stosowano w czasie wojny światowej w Belgii i Lombardii w obronie przed ofensywami państw centralnych.

Dla porównania przytoczymy nieco przykła-

dów z obcych ustaw wodnych dla wykazania, jak kwestia zapór i zbiorników jest w nich traktowana. Zwrócimy się naprzód do ustawy wodnej pruskiej z dnia 7.IV.1913 r., uznanej już w czasie jej wydania za ostatnie podówczas słowo doświadczenia wodnego i techniki legislacyjnej, a mimo to później jeszcze poprawianej na podstawie wyników praktyki (ostatnio w roku 1934). Ustawa ta obok analogicznego do rozdziału IV części drugiej ustawy wodnej polskiej z 1922 r. — rozdziału o zakładach piętrzących wodę (§91 do 105), zawiera także osobny rozdział o zaporach (Thalsperren) (§ 106 do 112), a to ze względu na specjalne znaczenie zapór między innymi zakładami piętrzącymi wodę. Konieczność tych szczególnych przepisów uzasadnienie do ustawy wodnej pruskiej motywuje „względami na rozmiar zakładu, ilość nagromadzonej wody, zwłaszcza zaś względami na decydujące oddziaływanie zapór na stosunki wodne oraz względem na groźące i na dalekie obszary rozciągające się niebezpieczeństwo”. Rozdział powyższy zawiera głównie przepisy, wyłączające zapory z pod działania normalnie właściwych władz policyjnych i poddające je właśnie ze względu na wagę zagadnienia wyłącznie nadzorowi Prezydenta Regencji. Prezydent Regencji jest również właściwą władzą dla spółki wodnej o ile taka istnieje dla budowy i utrzymania zapory wodnej. Jak to już wspomnieliśmy wyżej, według ustawy polskiej z 1922 r., władzą właściwą dla spraw zapór i zbiorników jest Urząd Wojewódzki, system zatem co do kompetencji władz jest analogiczny w obu ustawach. Narazie przepisy ustawy z roku 1922 należy na dzisiejsze stosunki przy niewielkiej ilości istniejących zapór uznać za wystarczające; gdyby jednak przy pomyślnej koniunkturze ilość tych zapór poważnie się zwiększyła, należałoby odnośne postanowienia ustawowe nieco rozszerzyć, a przede wszystkim ująć w osobny rozdział, a to z tych samych motywów, które powyżej z uzasadnienia do ustawy pruskiej zacytowano. O ile chodzi o inne partykularne niemieckie ustawy wodne, jak bawarska, saska, würtemburska z dn. 1.X. 1900 r., wreszcie badeńska z dn. 12.IV.1913 r., to zawierają one przepisy analogiczne do ustawy pruskiej, jedynie tylko mniej rozbudowane. Zwrócić szczególną uwagę trzeba na bardzo dodatni objaw w całych Niemczech spotykany, budowania i utrzymywania zapór w wielu wypadkach przez spółki wodne, które w działalności swojej doprowadziły, szczególnie w obszarze Ruhr i na Śląsku, do zbudowania całego szeregu wielkich zapór, przyczyniając się waleśnie do opanowania niebezpieczeństwa powodzi, a przy tym do uzyskania w wielkich rozmiarach siły wodnej. U nas, niestety jak dotąd, cały ciężar tego zadania spoczywa na Państwie mimo, że ustawa wodna z 1922 r. w art. 133 ust. 1 punkt e przewidywała możliwość tworzenia spółek wodnych dla budowy i utrzymywania zakładów dla piętrzenia wody i wzyskania siły popędowej wody i budowy zbiorników wodnych. Kwestię tę omówiliśmy szerzej w publikacji naszej „Spółki wodne — prawo materialne i formalne” (wydawnictwo Ministerstwa Rolnictwa, Seria A., Nr. 27).

Kilka uwag o nowoczesnym ekskawatorze.

Polska, jako kraj środkowo-europejski, ażeby upodobnić się do swych najbliższych sąsiadów pod względem ilości, jakości i stanu swych dróg lądowych i wodnych, kultury rolnej, uregulowania rzek i usprawnienia szlaków wodnych, ujarzżenia i wyzyskania sił wodnych — ma do spełnienia



Rys. 1.

1. kopaczka łyżkowa górna; 2. kopaczka łyżkowa dolna;
3. kopaczka z kubłem chwytowym; 4. kopaczka z kubłem wleczonym;
5. kopaczka wahliwa z kubłem chwytowym; 6. kopaczka do plantowania;
7. dźwig; 8. kafar; 9. ubijaczka;
10. skreper.



Rys. 2. Podwozie koparki gaśnicowej i pierścień obrotowy.

tak wielkie zadania, zaś zaniedbania we wszystkich tych olbrzymich działach prac są tak rażące, że usunięcie ich i realizacja niezbędnego programu robót wymagać będą mobilizacji wszystkich sił narodu, wyłączenia niewyskanych zasobów jego energii oraz zdobycia środków, które byłyby mierzone na zamiary. Zamiary te bowiem wcielone w czyn być muszą, jeżeli naród polski, pracując nad rozwojem potęgi Państwa i zachowaniem wywalczonej niepodległości, ma dać dowód, że dorósł do wypełnienia swej misji dziejowej i cywilizacyjnej.

Nie od rzeczy przeto będzie zwrócić uwagę już obecnie, kiedy pierwsze jaskółki polskiej „wiosny pracy” poczynają zjawiać się na horyzoncie jako zwiastuny zapoczątkowania większych robót publicznych inwestycyjnych, na nasze dotkliwe braki w dziedzinie wyposażenia w niezbędne do tych robót narzędzia pracy. Każdy, kto bezpośrednio lub pośrednio styka się z zagadnieniem prowadzenia na terenie Polski robót budowlanych, drogowych lub wodnych, może się przekonać, że olbrzymia większość maszyn, umożliwiających należyte wykonanie pracy i pracę tę ułatwiających i przyspieszających, jest pochodzenia zagranicznego. Trudno oczywiście wymagać od krajowego przemysłu maszynowego, ażeby wkładał znaczne kapitały w zapoczątkowanie produkcji złożonych technicznie i kosztownych maszyn dla rynku tak mało chłonnego, jakim jest dotychczas Polska. Skoro jednak konieczność przystąpienia do wykonania robót inwestycyjnych na większą skalę została uznana za konieczność państwową, byłoby pożądane, ażeby równocześnie zastanowić się nad możliwością zapewnienia krajowemu przemysłowi maszynowemu określonego stałego zbytu na pewne rodzaje maszyn budowlanych. Tylko tą drogą Państwo, które finansuje roboty publiczne, przyczynić się może do powstania nowych placówek przemysłu maszynowego, względnie do rozszerzenia zakresu produkcji zakładów już istniejących na takie rodzaje maszyn, dotychczas nie wyrabianych w kraju, bez których wykonanie chociażby najskromniejszego programu robót drogowych lub wodnych jest nie do pomyślenia.

Plan inwestycyjny, który w ciągu czterech najbliższych lat ma być realizowany przez Państwo, w znacznej swej części przewiduje roboty drogowe i wodne. Oczywiście wszędzie, gdzie to tylko będzie możliwe, wykonywane one będą ręcznie, ażeby zatrudnić liczne rzesze bezrobotnych, jednak trzeba się będzie liczyć z faktem, że znaczna część tych robót będzie musiała być wykonana przez specjalne maszyny.

Mając do dyspozycji roczne programy robót i rozmiar ich, przypadający na wykonanie maszynowe, można byłoby ustalić roczne zapotrzebowanie na pewne rodzaje i typy maszyn, dziś w miarę potrzeby sprowadzanych z zagranicy. Wyniki tych ustaleń byłyby dla przemysłu krajowego niewątpliwie interesujące i mogłyby pobudzić inicjatywę prywatną do uniezależnienia naszego rynku od im-

portu zagranicznego w dziale maszyn, które będą miały zapewniony zbyte nie tylko w okresie większych robót, lecz i w latach następnych, przy konserwacji budowli już wykonanych i przy kontynuowaniu rozpoczętych.

W niniejszym artykule pragnąłbym zwrócić uwagę na jeden szczególnie interesujący rodzaj maszyn budowlanych, które mają szerokie zastosowanie przy wszelkiego rodzaju robotach ziemnych w krajach zachodniej Europy, ich koloniach oraz w Ameryce. Są to tak zwane *ekska-wa-tory* (kopaczki) *uniwersalne*, na podwoziach gąsienicowych. Uniwersalność tych maszyn polega na tym, że mogą one pracować zarówno na gruncie stałym, jak i na wodzie (na pontonach) i dają się zastosować do różnych celów, zależnie od warunków terenowych i rodzaju wymaganej pracy. Zasadnicza część maszyny pozostaje przy tym bez zmiany; wymianie ulegają jedynie narzędzia bezpośrednio wykonywujące pracę. Posiadając komplet tych narzędzi i maszynę odpowiedniej mocy, można użyć kopaczki uniwersalnej do usuwania wzniesień terenu na trasie roboczej i przebijania w nich przekopów, do budowy kanałów nawadniających lub osuszających i kanałów żeglugi, do pogłębiania koryt rzek i usuwania przeszkód z nurtu. Kopaczka pracować może również jako dźwиг, kafar, maszyna do plantowania (skreper) i ubijania nawierzchni dróg. W zależności od swego przeznaczenia zasadniczego kopaczki dzieli się na cztery rodzaje:

1. kopaczka łyżkowa górna — do przekopywania wzniesień terenu (Hochlöffelbagger — pelle sur chenilles);
2. kopaczka łyżkowa dolna — do wykopów wgłębnych (Tieflöffelbagger);
3. kopaczka z kubłem chwytowym (Greifbagger — grue à benne preneuse).
4. kopaczka z kubłem wleczonym (Eimerseil — względnie Schürfkübel — względnie Schleppkübelbagger — dragline).

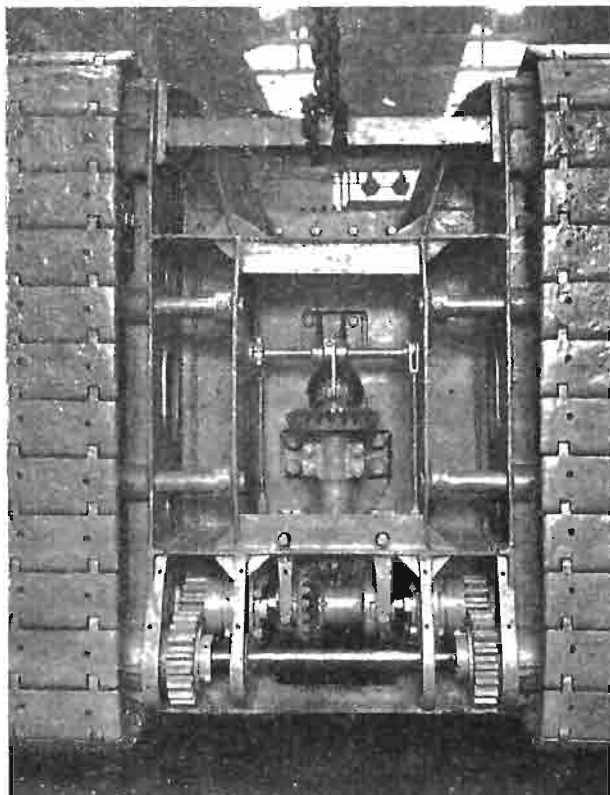
Na rys. 1 przedstawiono powyższe rodzaje istniejących kopaczek. Uwidaczniają one charakterystyczne odrębności każdego z tych typów, polegające jednak wyłącznie na odmienności samych narzędzi pracy, stykających się z materiałem.

Część główna kopaczki, składająca się: a) z podwozia, spoczywającego na taśmach gąsienicowych z ogniw stalowych, które pozwalają kopaczce posuwać się po różnorodnym terenie i b) z nadwozia obrotowego, w którym są umieszczone wszystkie mechanizmy kopaczki, służące do kopania, obrotu całego nadwozia wraz z wysięgnicą i do jazdy samej kopaczki — pozostaje ta sama.

Ażeby przekształcić ekskawator łyżkowy na kopaczkę z kubłem chwytowym lub wleczonym wystarczy wymienić wysięgnicę i zastosować odpowiedni kubeł. Sposoby przekształcania kopaczki dla innych zastosowań ilustrują szkice 5 — 10 rys. 1.

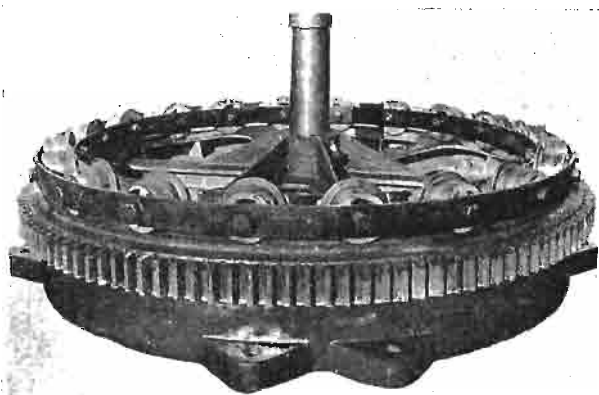
Kopaczka mechaniczna nie jest bynajmniej maszyną nową. Prototyp jej, skonstruowany w r. 1840, pracował przy budowie kolei żelaznej we wschodnich hrabstwach Anglii. W następnych dziesiątkach lat ubiegłego stulecia były one stopniowo ulepszone, zachowując przeważnie napęd parowy bądź o jednym silniku, wspólnym dla wszystkich

mechanizmów kopaczki, bądź o trzech silnikach, odrębnych dla mechanizmów kopania, obrotu i nacisku, przekazywanego łyżce roboczej. Były to maszyny o średniej wydajności kilkudziesięciu m³ na godzinę z kubłami roboczymi o pojemności 1,0 — 1,5 m³ i znajdowały zastosowanie przy robotach o charakterze publicznym i państwowym (budowa dróg żelaznych, kanałów i t. p.). W miarę zawojowywania rynku przez silniki spalinowe, wytwórnice ekskawatorów zaczęły stosować dla nich napęd benzynowy, ostatnio zaś — ropowy.



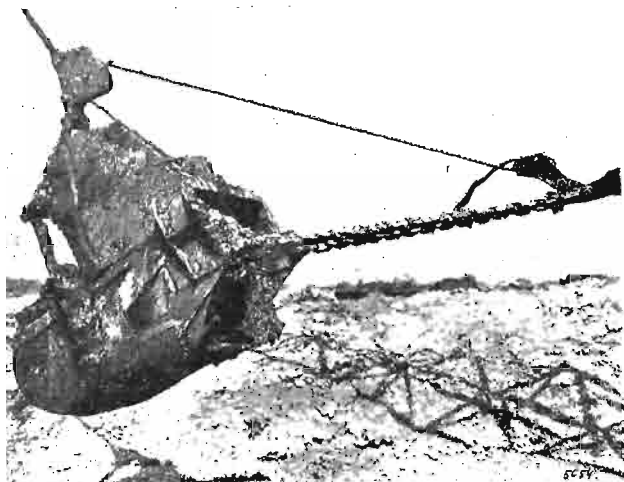
Rys. 3. Podwozie kopaczki na gąsienicach — widok z dołu.

Amerykańscy przedsiębiorcy byli zainteresowani w uzyskaniu takiego typu maszyny, który dawałby się bez trudu i konieczności demontażu przerzucać na różne nieraz bardzo odległe miejsca robót kontraktowych. Zjawily się przeto maszyny montowane na platformach typu wagonowego, do-



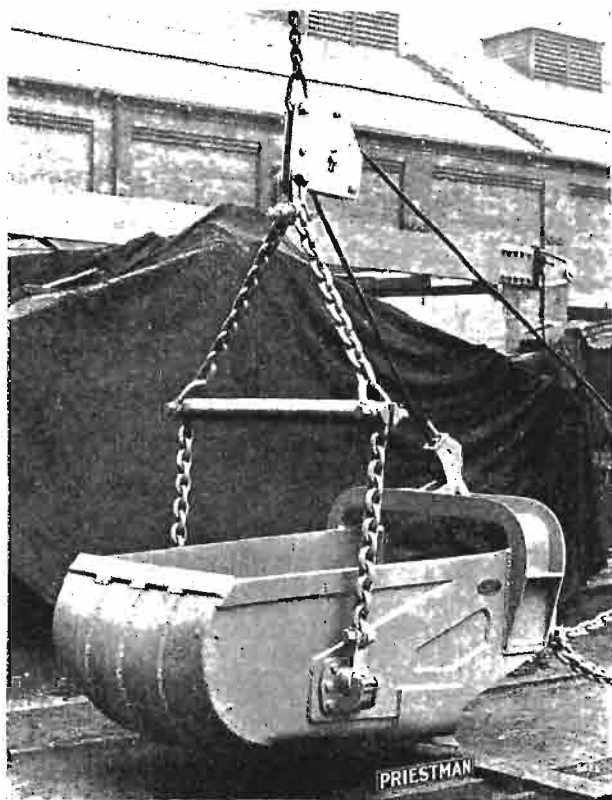
Rys. 4. Pierścień obrotowy.

czepiane do pociągów. Ujemnymi cechami tych maszyn był ograniczony kąt obrotu wysięgnicy i związane z torami kolejowymi.



Rys. 5. Kubeł wleczony w pracy.

Stale zwiększający się rozmiar robót ziemnych w Ameryce i koloniach angielskich przyczynił się do zwiększenia zakresu zastosowania kopaczek mechanicznych i postępu w ich budowie. Zjawily się maszyny o pełnym obrocie wysięgnicy, umieszczone na podwoziach ze zwykłymi kołami. Dodatnie wyniki otrzymane w praktyce przy użyciu tych maszyn spowodowały zjawienie się na rynkach zagranicznych coraz większych i potężniejszych kopaczek tego typu, które stopniowo wyparły maszyny typu wagonowego. Właściciele zwirowni, kamieniołomów i kopalń rud, którzy używali z po-



Rys. 6. Kubeł wleczony.

wodzeniem ekskawatorów do wykopów odkrywkowych, przyczynili się do powstania nowych typów maszyn, które mogły nie tylko wykonywać 'odkrywkę, lecz pracować również nad wydobywaniem głównego surowca. Stosunkowo niedawno zaczęto produkować małe ekskawatory z kubłami o pojemności 0,35 m³, ponieważ okazało się korzystnym zamienić ręczną pracę, pracą maszynową nawet przy takich robotach, jak wykopy fundamentowe pod większe gmachy. Ogólna pojemność wykopów w niektórych poszczególnych wypadkach takich robót nie przekracza 150 m³; przy robotach drogowych głębokości wykopów nie przewyższają 30 cm. Zdawałoby się, że problem bezrobocia, tak dotkliwy wszędzie, powinien wykluczać zastępowanie pracy ręcznej przez maszyny w podobnych wypadkach, a jednak praktyka zachodnio-europejska wskazuje na co innego.

Dzięki wprowadzeniu posuwu na gąsienicach, zwiększyła się wydajność kopaczek, przy równoczesnym zmniejszeniu ilości rąk roboczych, niezbędnych do ich obsługi; zdolność przewyższania trudności terenowych i posuwu po najbardziej prymitywnych drogach, otworzyła przed kopaczką uniwersalną szerokie pole działania.

Ogólnie się przypuszcza, że idea posuwu gąsienicowego jest nowa w technice, i wiąże się ją z wynalazkiem tanku (czołgu), który odegrał tak wielką rolę w wojnie światowej. W rzeczywistości idea ta jest już bardzo dawna. Jeden z najstarszych patentów udzielonych przez Brytyjskie Biuro Patentowe jeszcze w r. 1610 za nr. 277 był wydany Anglikowi Edisburry i głosi w starej angielszczyźnie co następuje: „Willamowi i Mary, którym się to poświęca. Niniejszym Hendrik Edisbury w swym pokornym wniosku przedstawił nam, że z wielkimi trudnościami i z dużą stratą czasu wynalazł on i ujawnił: nowy sposób czyli wynalazek rolek, które można używać, stawiając pod kadłubami, wozami i wózkami, zamiast kół, ulepszając przy tym i utrzymując w porządku zarówno drogi szosowe jak i ziemie prywatne; powyższy wynalazek nigdy dotąd nie był w Anglii używany. Wynalazca zaś prosił nas o wydanie patentowego przywileju na wyłączne wykorzystanie jego wynalazku na okres lat 14-tu”.

Aczkolwiek patent jest dość mglisty, należy przypuszczać, że wynalazca zdawał sobie sprawę z zalet samoukładającej się kolei i przewidywał łańcuch bez końca oraz rolki dla przekazania ciśnienia na grunt zamiast zwykłych kół. Następną wzmianka o samoukładającej się kolei znajduje się w specyfikacji Brytyjskiego Patentu nr. 953 z r. 1770, wydanego Ryszardowi Laval Edgeworthowi.

Specyfikacja ta daje już jasne pojęcie o podstawowej zasadzie budowy dzisiejszych posuwów gąsienicowych i wyraża je w doskonałym i przejrzystym ujęciu:

„Mój wynalazek polega na wykonaniu przenoszonych kolei dla wozów w taki sposób, aby kilka drewnianych części było przymocowanych do wozu, który posuwając się, porusza również te części tak, że niezbędna długość kolei pozostaje zawsze nieruchoma, żeby koła mogły po niej iść. Wówczas, kiedy koła podchodzą do końca tego od-

cinka kolei, ruch kół samoistnie układa naprzód nową częstkę kolei, a drewniane części, które się podnoszą z tyłu, stopniowo przesuwają się naprzód, ażeby ustawicznie mieć w pogotowiu kolej, po której mogłyby toczyć się koła”.

Pierwsze praktyczne zastosowanie posuwu gąsienicowego nastąpiło w czasie wojny anglo-boerskiej w Afryce południowej, dla przewozu ciężkich armat oblężniczych. W roku 1908 wypróbowano traktory gąsienicowe zbudowane dla Brytyjskiego Ministerstwa Wojny. Próby, dokonane w równinie Salisbury podczas manewrów, dały wynik bardzo pomyślny. Wreszcie wojna światowa spopularyzowała tę ideę. Pierwszy tank był zaprojektowany i zbudowany przez Kompanię William Foster — Lincoln w Anglii, która jest przeto słusznie uważana za ojczyznę czołgów.

W dobie obecnej w Niemczech, Anglii, Francji i Ameryce istnieje szereg wielkich firm, które produkują nowoczesne ekskawatery wszelkich typów i wielkości, poczynając od najmniejszych do wielkich, wyposażonych w kubły kilkumetrowej pojemności. Do jakich rozmiarów mogą dochodzić kopaczki mechaniczne, można osądzić z faktu, że w r. 1932 amerykańska firma „Marion” zbudowała elektryczny ekskawator model 5600 z kubłem o pojemności 20 jardów³, co jest równoznaczne 15,2 m³. Uciąg liny roboczej wynosi 130 tonn, maszyna spoczywa na 4-ch parach gąsienic i w jej kadłubie mieści się 20-to tonnowy dźwиг mostowy dla montażu. Największe zastosowanie mają jednak kopaczki wymiarów mniejszych lub średnich z kubłami o pojemności od 0,35 do 2 m³. Waga własna tych maszyn waha się od 10 do 100 tonn.

Z firm budujących ekskawatery, bardziej znanych w Polsce, należy wymienić wytwórnie angielskie: Ruston-Bucyrus Ltd. i Priestman Brothers Ltd, z amerykańskich: Bucyrus-Erie Co., Northwest, z niemieckich: Orenstein i Koppel, Menck i Hambrook, Demag, Weserhütte; wszystkie te firmy posiadają w Polsce swoje przedstawicielstwa.

Zaznaczyć należy, że większość wytwórni ekskawatorów przeszła w ostatnich czasach na napęd popowy, stosując silniki systemu Diesla. Napęd ten posiada szereg zalet, z których najważniejszymi są:

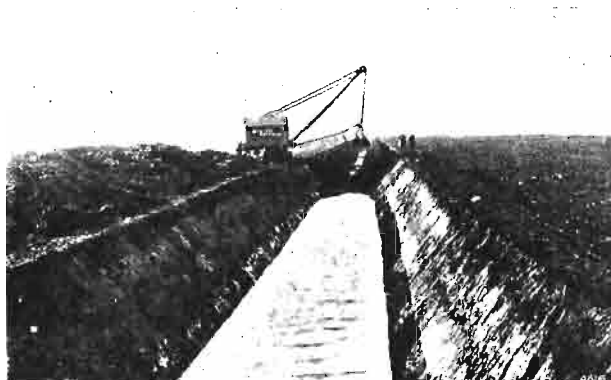
- a) odpada wydatek na specjalnego palacza;
- b) odpada strata czasu na podnoszenie pary przed początkiem pracy i na płukanie kotła po upływie tygodnia roboczego;
- c) koszt transportu dla ropy naftowej wypadają niższe aniżeli dla węgla i wody;
- d) koszt rozchodu ropy na 1 m³ wykopu w maszynach napędzanych silnikami Diesla wypada niżej od kosztu spalanej węgla na 1 m³ wykopu dokonanego ekskawatorem parowym.

Do ujemnych stron natomiast tych kopaczek należą:

- a) ich wysoka cena;
- b) wymagają one bardziej wykwalifikowanej obsługi;
- c) są mniej elastyczne aniżeli parowe, zużywają więcej części zamiennych i wymagają troskliwszej opieki.

Wybór właściwego napędu zależy częstokroć od warunków lokalnych: w miejscowościach odda-

lonych od kolei a obfitujących w tani opał drzewny — wskazanem jest np. zastosować ekskawator parowy z kotłem opalany drzewem, oczywiście pod warunkiem, że okolica nie będzie pozbawiona



Rys. 7.

wody przydatnej do zasilania kotła, w przeciwnym razie odpowiednim będzie ekskawator o napędzie ropowym. Maszyny napędzane benzyną są drogie w eksploatacji; przechowywanie benzyny wymaga przy tym zachowania środków ostrożności i niejednokrotnie budowy specjalnych składów.

Dla tych powodów znajdują one coraz mniej nabywców.



Rys. 8.



Rys. 9.

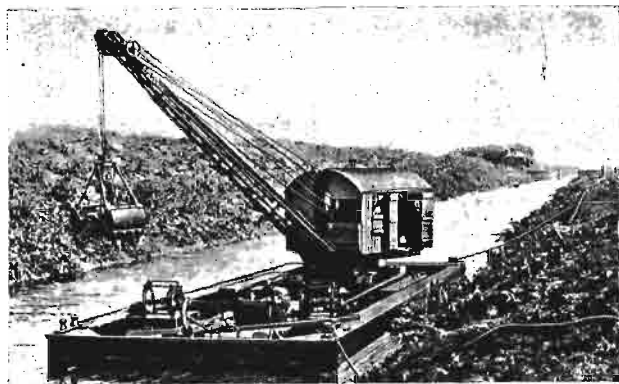
Ekskawatory z napędem elektrycznym buduje się albo jako maszyny uzależnione od obcego źródła prądu, przeznaczone być mogą do robót w takich miejscowościach, gdzie dopływ prądu jest zapewniony i praca koncentruje się na niewielkiej stosunkowo przestrzeni, lub też posiadają wbudowaną własną stację elektryczną, napędzaną za pomocą silników Diesla. Stosuje się ten kombinowany napęd przeważnie w maszynach o większych rozmiarach.



Rys. 10.

Kilka przykładów robót, wykonanych przy zastosowaniu ekskawatorów z rozmachem naprawdę imponującym, przytaczam poniżej.

W Indiach angielskich przestrzeń 11.520.000 ha, równa połowie obszaru Wielkiej Brytanii, zrasza się za pomocą kanałów nawadniających. Istnieją nadto dwa schematy nawadniania, z których pierwszy przewiduje przeszło 2 miliony ha przestrzeni zraszanej, drugi zaś ok. 3 milionów ha. Główne kanały tych systemów dochodzą do imponujących rozmiarów. System Lloyd Barradge np. posiada 7 głównych kanałów o długości 1288 km z szerokością koryta 105 — 76 m i głębokością 3—3,7 m. Przepływ każdego z trzech największych kanałów tego systemu równa się niemal przepływowi Tamizy i wynosi 336 m³/s. (Tamiza — 420 m³/s, Dolna Wisła — minimum 230 m³/s). System ten posiada nadto 1233 km rozgałęzień kanałów, ok. 6430 km kanałów rozdzielczych i dziesiątki tysięcy kilometrów rowów nawadniających. Wszystkie te prace były wykonane przez ekskawatory.



Rys. 11.

Z otwarciem tamy Sukkur w Indiach zakończono największą z wykonanych dotychczas na świecie robót tego rodzaju: 90.000.000 m³ materiału wydobyły 46 kopaczek gąsienicowych z kubbami wleczonymi, zapewniając stałe zasilanie wodą obszarowi o 2.600.000 ha powierzchni, który przed tym był pustynią.

Sudan jest również pokryty siecią kanałów irygacyjnych. Tama w Sennarze, o długości 3,22 km i mająca 40 m wysokości, otwarta w r. 1926 powstrzymuje wody Nilu Niebieskiego, skąd mnóstwo kanałów kieruje je na 121.500 ha pól, zasiewanych bawełną.

Z czasem zasięg zraszania ma objąć obszar 1.215.000 ha.

Z tych kilku przykładów, które stanowią zaledwie cząstkę wyróżniających się prac, wykonanych przez ekskawatory wynika, że kopaczka mechaniczna zasługuje na szczególną uwagę, jako potężny czynnik, umożliwiający zdobywanie dla kultury olbrzymich przestrzeni, które wskutek bądź braku niezbędnej wilgoci, bądź jej nadmiaru są nieużytkami. Jeżeli dodać do tego, że maszyna ta pracować może przy budowie szlaków komunikacyjnych lądowych i wodnych, przy eksploatacji kopalń rud i glin, w zwirowniach i kamieniołomach, to przyznać trzeba, że jest ona jedną z najbardziej pożytecznych zdobyczy nowoczesnej techniki.

W krajach przedsiębiorczych i zamożnych zdobyła ona należyte uznanie i prawo obywatelstwa już od dawna — produkuje się ich tam tysiące sztuk rocznie — miejmy nadzieję, że i w Polsce nadejdzie wreszcie era ekskawatora, tym więcej, że zagadnienie obronności naszego państwa powinno również przyczynić się do zrozumienia wielostronności i doniosłości zalet tej maszyny i celowego jej wykorzystania w naszych warunkach.

Ciekawe są wyniki kopania, uzyskane przez maszyny Rustona, wyposażone w wysięgnice o długości 30 m i kubły wlezione 6 m³ pojemności, które pracowały przy opisanych wyżej robotach kanałowych na terenie Indyj. Zaznaczyć wypada, że przy kopaniu kanałów o najszerszym korycie (105 m) wysięgnice tych maszyn wydłużono za pomocą wstawek do 48 m, zmniejszając równocześnie rozmiar kubłów roboczych do 3,8 m³.

Otóż w ciągu jednego miesiąca pracy 2 takich maszyn, pracujących równolegle, z wysięgnicami po 30 m i kubłami po 6 m³ pojemności, na trzy zmiany po 6 godzin każda — otrzymano następujące rezultaty:

- a) wydobyte rzeczywiste — ok. 195.300 m³
- b) wydobyte pożyteczne (wg. obmiaru kanału) — ok. 188.500 m³
- c) ogólna ilość godzin roboczych — 791
- d) ilość godzin pracy kopania — 512
- e) wykorzystanie czasu pracy — $\frac{d}{c} \cdot 100 = 65\frac{1}{2}\%$
- f) przeciętna wydajność na godzinę, w odniesieniu do ogólnej ilości godzin roboczych — 247 m³/g.
- g) rozchód węgla — 3,25 kg na 1 m³ wydobytego materiału.

Dwie inne maszyny, podobne do opisanych wyżej, lecz o mniejszych rozmiarach (wysięgnice po

21 m, kubły 3 m³) dały w ciągu 2 miesięcy następujący efekt:

- a) przeciętne wydobycie przez każdy ekskawatorem — 64600 m³
- b) przeciętna ilość godzin roboczych w ciągu miesiąca — 400
- c) przeciętna ilość godzin kopania w ciągu mies. — 294
- d) wykorzystanie czasu roboczego — 73%^o
- e) rozchód węgla — 2,52 kg/m³
- f) przeciętna wydajność na godzinę — ok. 160 m³/g.

Maszyny były obsługiwane przez tubylców, wyszkolonych uprzednio przez specjalistów europejskich.

Główny inżynier, prowadzący budowę tamy w Sukkur, wspomnianej wyżej, podaje następujące ciekawe zestawienie kosztów eksploatacji (bez amortyzacji i procentów od kapitału inwestowanego) 11 maszyn z napędem Diesla, produkcji firmy angielskiej Ruston-Bucyrus, które pracowały na trzy zmiany, również z obsługą złożoną z miejscowych sił roboczych:

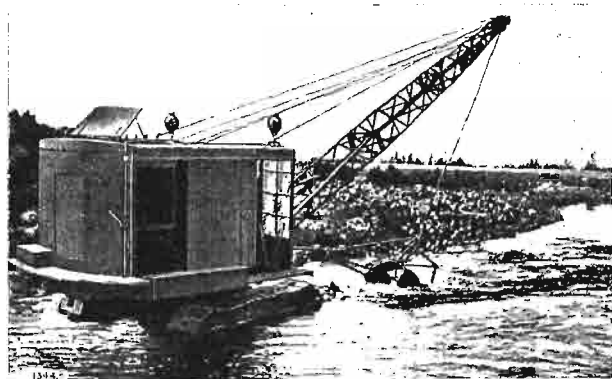
Nr. maszyny	Nazwa	Pojemność kubła wleczzonego w m ³	Koszty eksploat. w pensjach ang. na jard sześć.	Ekwiwalent w groszach nam ³
1.	Castor	1,150	0,920	12,9
2.	Pollux	1,150	0,925	13,0
3.	Pahilwan	1,150	1,020	14,3
4.	Snippet	1,150	0,925	13,0
5.	Old Bill	1,150	1,150	16,2
6.	Shovellor	1,150	1,260	17,7
7.	Rama	0,765	1,03	14,5
8.	Laxman	0,765	1,025	14,4
9.	Widgeon	0,765	0,98	13,8
10.	Teal	0,765	0,82	11,4
11.	Herod	0,765	0,81	11,4

Przeciętne łączne koszty eksploatacji 11 kopaczek z napędem Diesla w ciągu miesięcznej pracy (bez amortyzacji i oprocentowania kapitału) 0,99 13,9

W ostatnich kilku latach były prowadzone w Polsce na ziemiach wschodnich, w niewielkim zakresie, roboty pogłębiarskie i kanałowe, przy których zastosowano ekskawatery gąsienicowe z kubłami wleczonymi i chwytowymi, o napędzie parowym z kotłami opalanymi drzewem. Ze względu na bagnisty, grząski teren trzeba było ograniczyć się do maszyn mniejszych, o wadze roboczej nie przekraczającej 30 — 35 tonn. Maszyny takie mają kubeł roboczy typu wleczonego o pojemności 0,8 m³, chwytowy zaś — 0,6 m³ i wysięgnicę ok. 12 m długości.

Niektóre z maszyn pracowały w bardzo trudnych warunkach — przesuując się na specjalnych rusztach (materacach) z drewnianych bali z powodu grząskości gruntu. W ciągu jednej zmiany wypadało kilkakrotnie przerzucać ruszt. Maszyna skutecznie ten przerzut sama, pracując wówczas jako dźwig obrotowy; oczywiście pociąga to za sobą pewną stratę czasu. Pomimo tak niekorzystnych warunków, wyniki uzyskane z pracy ekskawatorów,

obsługiwanych przez personel świeżo przeszkolony, są dobre. Koszty eksploatacyjne, przypadające na 1 m³ wydobytego materiału (torf i mokry ściśły piasek — praca częściowo z pod wody) nie przekraczały 22 groszy, z uwzględnieniem zaś amortyzacji i oprocentowania wartości — 32 groszy. Wydajność ekskawatora waha się dla tej samej maszyny w dużych granicach i zależy nie tylko od twardości wydobywanego materiału, lecz i od głębokości kopania, stopnia wilgotności gruntu i wa-

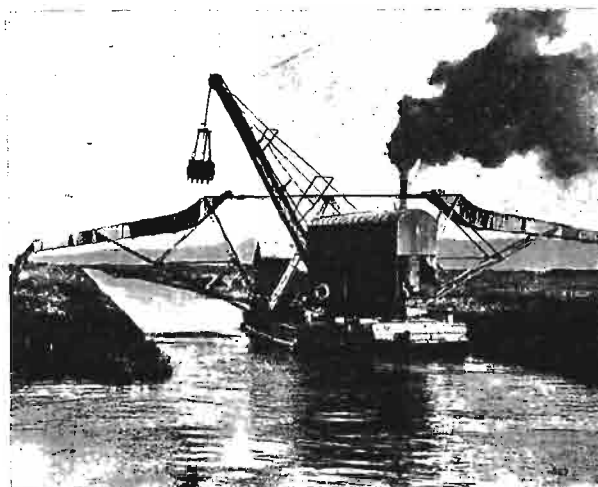


Rys. 12.

runków wyładunku. Jest to ponadto typowa maszyna, służąca do uwielokrotnienia siły i sprawności mięśni człowieka, który nią kieruje. Stąd pochodzi zależność wydajności od stopnia wyszkolenia i doświadczenia obsługi.

Dla zorientowania czytelnika w przeciętnych wydajnościach kopaczek z kubłem wleczonym, najczęściej stosowanych rozmiarów, podaję poniższą tabelę, zestawioną na podstawie wyników, uzyskiwanych przez te maszyny w normalnych warunkach pracy, a mianowicie:

- a. obsługa dostatecznie sprawna i doświadczana,
- b. materiał wydobywany suchy lub średnio wilgotny,
- c. głębokość kopania do 3—4 m,
- d. wysokość wyrzutu do 3 m,
- e. wyładunek wolny lub do wagonów dużej pojemności w stosunku do wymiarów kubła,



Rys. 13.

f. kąt obrotu wysięgnicy dla wyładunku nie przekracza 120°,

g. długość wysięgnicy normalna dla danego rozmiaru maszyny (w/g. katalogu względnie w/g. danych producenta).

Tabl. I.

Wydajność kopaczek z kubłem wleczonym w ciągu 8-mio godzinowego dnia pracy według obmiaru wykopu w ciełe zwartym.

Pojemn. kubła (teoret.) m ³	Piasek sypki, żwir m ³	Glina lekka m ³	Glina śr. tw. m ³	Glina twarda m ³	U w a g i
0,4	230	170	130	—	Kopaczki z lekkimi kubłami wleczonymi mniejszej pojemności niż 0,8m ³ do kopania twardego materiału nie nadają się.
0,6	345	270	210	—	
0,8	420	345	305	150—260	
1,0	500	420	360	270—300	
1,2	575	500	420	300—360	
1,5	720	600	570	380—460	
2,0	850	690	630	470—540	

Zestawiając przytoczone wyżej ogólne wiadomości o ekskavatorach, konstatujemy, że nowoczesna kopaczka służyć może dla co najmniej dziesięciu różnych typowych zastosowań i co najważniejsza, w każdym specjalnym zastosowaniu zachowuje się tak, jak gdyby tylko dla tego właśnie rodzaju robót była zaprojektowana. Czy to jako kopaczka

łyżkowa, czy jako chwytak, czy też wyposażona w kubel wleczony lub inne narzędzia bezpośredniej pracy — jest ona zawsze pełnowartościową maszyną danego typu i rodzaju. Ponieważ nadto ekskavatory jednołyżkowe budują się na wszelkie rodzaje paliwa napędowego i we wszelkich rozmiarach i wydajnościach, należy uznać, że jest to pierwszorzędny instrument pracy, dający się z korzyścią zastosować przy każdej poważniejszej robocie ziemnej. Aby jednak wyniki pracy ekskavatora były istotnie dobre, należy wybór typu maszyny tak pod względem napędu, jak rodzaju i wielkości kubła roboczego, rodzaju wysięgnicy i jej długości i t. d. oprzeć na gruntownej analizie warunków, w jakich praca będzie się odbywała.

Zamieszczone w tekście ilustracje dają pogląd na sposoby wykonywania robót kanałowych i pogłębiarskich przy użyciu kubła wlezonego względnie chwytaka. W Polsce, niestety, niewiele robót takich dotychczas prowadzono, a te, które się prowadzi, nie mają charakteru inwestycyjnego. Olbrzymie obszary bagien i błot, setki i tysiące kilometrów potrzebnych kanałów, dróg żelaznych i bitych, czekają dotychczas na „polską wiosnę pracy”, która nadejść musi. Nowoczesny ekskavator odegra wówczas i u nas niemniej wielką rolę od tej, jaką spełnił i spełnia w krajach szczęśliwszych od naszego, gdzie twórcza myśl i wola znajduje potrzebne środki dla wcielenia w czyn potężnych zamierzeń.

Inż. Dr. Kazimierz Wóycicki

Budowa Zakładu Wodnego na Dnieprze pod Zaporozem.

Zarówno projekt, jak i wykonanie tej potężnej budowli wodnej nie są szablonowymi, a ze względu na swoje rozmiary zasługują na omówienie.

Rz. Dniepr pod względem wielkości obszaru zlewni jest trzecią rzeką w Europie. Na długości 2255 km swego biegu od źródeł, położonych około 250 m nad poziomem morza, do Morza Czarnego zbiera wody z dorzecza 510.534 km².

Pod względem topograficznym i geologicznym zlewnia Dniepru dzieli się na dwie części. Partia górna, powyżej ujścia rzeki Dżisny (rys. 1), o terenie płaskim, charakteryzuje się głębokimi śladami okresu lodowcowego, po którego ustąpieniu wytworzyły się pomiędzy osadami morenowymi liczne jeziora i błota. Część tego obszaru pokrywają rozległe przestrzenie leśne. Partia południowa natomiast jest pagórkowata i pokryta bogatym czarnoziemem.

Umiarkowany klimat i żyzność gleby sprzyjają rozwojowi rolnictwa, jednak na wysokość plonów wpływa niedostateczność oraz nieregularność opadów atmosferycznych. Wysokość ich, wynosząca rocznie w części górnej około 700 — 800 mm, nie przewyższa w części dolnej średnio 400 — 500 mm¹⁾ przy dużych odchyłkach w poszczególnych latach. Znaczną też przestrzeń z tego powodu zajmują stepy, które przy racjonalnym nawodnieniu

¹⁾ Smoleńsk średnio $H = 645$ mm. Cherson — 316 mm.

dałyby się przemienić w jedne z najżyźniejszych gruntów.

W biegu średnim, w pobliżu Dniepropietrowska (dawniejszy Jekaterynosław) rzeka przerywa się przez skrajny występ wschodni granitowego łańcucha Karpat. Na przestrzeni około 65-kilometrowej długości przełomu rzeki (rys. 2) ciągną się słynne Porohy, rozpoczynające się mniej więcej w odległości 430 km od jej ujścia, a utworzone z 9-ciu szypotów i 25-ciu małych wodospadów. Rzeka na tej długości obniża swój poziom o 30 metrów. Gdy poniżej i powyżej przełomu spadek jednostkowy nie przenosi 0,01‰, w partii przełomowej osiąga wartość średnią 0,47‰. Wielkość zlewni Dniepru powyżej porohów wynosi 460.000 km², co stanowi około 91% całości.

Przepływy charakterystyczne wynoszą:

Woda	m ³ /s
najniższa	194
b. niska	386
niska zwykła	845
średnia niska	1010
średnia wysoka	1632
wysoka	2942
śr. wielka	7847
najwyższa	20395

Poziomy wody poniżej porohów wahają się od 12,7 m do 22,6 m ponad poziom Morza Czarnego. Rzekę charakteryzuje fala powodziowa wiosenno-letnia oraz stany niskie jesienno-zimowe.

Górny bieg Dniepru przed przeszło stu laty połączony został przy pomocy licznych kanałów z sąsiednimi dorzecziami, Dźwiny Zachodniej, Niemna i Wisły, rzekami basenu morza Bałtyckiego. Żegluga rozwijała się na wielkich długościach tego kompleksu dróg wodnych, ale nie mogła sięgnąć Morza Czarnego z powodu przerwy, wywołanej zamknięciem odcinka Dniepru pomiędzy Dniepropietrowskiem i Zaporoziem przez porohy, uniemożliwiające bezpośrednie dogodne połączenie drogą wodną mórz Bałtyckiego i Czarnego.

Konieczność zmiany tego stanu rzeczy zrozumianą już była oddawna. Projekty uzeglownienia Dniepru sięgają przeszło 100 lat wstecz. W roku 1796 opracowany był pierwszy projekt przez inż. Desuryolant. Około 20-u projektów powstało przed wojną, rozwiązując zagadnienie przez budowę zapór i kanałów lateralnych. Ostatni z nich, opracowany przez inżynierów Golliez i Chappuis, przewidywał na rzece dwie zapory i dwa kanały lateralne, z zakładami wyciskującymi łącznie 400.000 KM. Z projektów przedwojennych wyróżniały się dwa opracowane przez miejscowych specjalistów ze względu na swoją koncepcję, były to projekty prof. Timonowa (1905) i prof. Bachmietiewa (1914).

Liczne projekty 18 i 19-go stulecia nie mogły być zrealizowane z uwagi na nie wytrzymałe gospodarczej kalkulacji wysokie koszty ich wykonania. Dopiero postęp nowoczesnego wyciskania sił wodnych z jednej strony, dalej zaś gwałtowny rozwój południowo-rosyjskiego przemysłu umożliwiły rozwiązanie tego zagadnienia z punktu widzenia gospodarczego przez wykorzystanie olbrzymiej energii wodnej rzeki. Wykonanie projektu przed wojną natrafiło również na dużą trudność z powodu nadmiernych żądań odszkodowawczych przez posiadaczy przybrzeżnych posiadłości, które uległyby zalaniu. Całkowita zmiana warunków własności po wojnie i daleko sięgające plany szybkiego rozwoju ukraińskiego ciężkiego przemysłu usunęły ostatecznie przeszkody.

Należy wspomnieć, że w ubiegłym stuleciu zapoczątkowane były niektóre roboty dla polepszenia warunków żeglugi, nie doprowadziły one jednak do pożądanego wyniku. W r. 1805 zbudowana została przez pułkownika Falijewa śluza, nie spełniwszy jednak swej roli — uległa zniszczeniu. Wyszadzono też kilka progów dla pogłębienia koryta.

W roku 1920 rząd sowiecki zaaprobował generalny projekt prof. Aleksandrowa, przewidujący budowę dużej przegrody w km 10-ym poniżej porohów w pobliżu osady Kiczkas. Spiętrzona woda pokrywałaby cały odcinek porohów, umożliwiając łodziom przy zanurzeniu do 4,25 m przejście z Morza Czarnego w głąb kontynentu. Żeglugę umożliwiałoby się przez budowę przy lewym przyczółku przegrody śluz komorowych, gdy zakład wodno-elektryczny pozwalał wyciskać energię wody na skoncentrowanym przez zaporę spadzie. Zasadniczo prof. Aleksandrow projektował 3-y przegrody i zakłady o sile wodnej. Obydwa stopnie dolne mają spąd oraz moc znacznie mniejsze i mają służyć

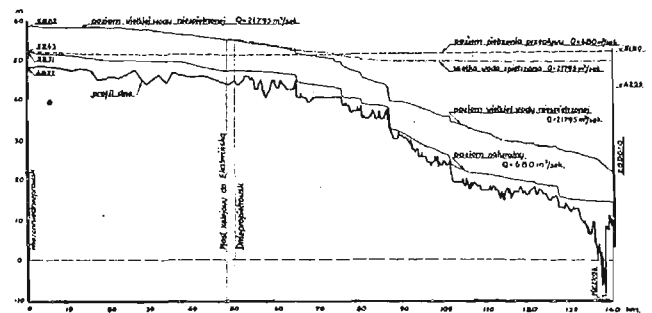
głównie celom żeglugowym oraz stworzeniu dogodnej drogi dla wielkich statków morskich i nawodnienia północno-tauryjskich obszarów stepowych.



Rys. 1.

Zakład wodny, którego projekt i budowa omówione będą dalej dokładnie, jest największym zakładem wodno-elektrycznym w Z. S. R. R. i Europie, a obecnie z uwagi na zainstalowaną moc jednym z największych w świecie. Położony on jest ok. 70 km poniżej centrum przemysłowego Dniepropietrowska, pomiędzy potężnym rejonem złóż mineralnych Kriwoj Rog, bogatym w żelazo i mangan, a rejonem Donieckim, obfitującym w pokłady węgla (ok. 60 miliardów ton).

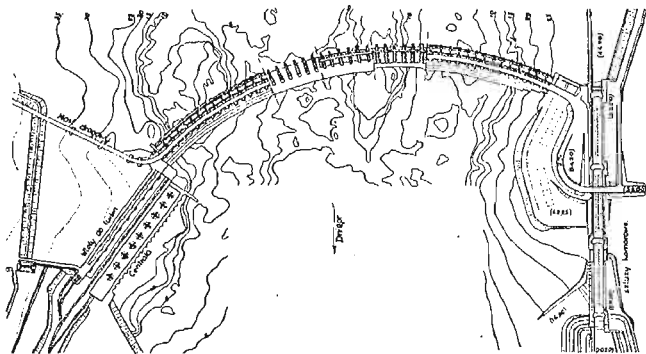
Ostateczny projekt, wybrany z pośród wielu wariantów, poddany został ocenie amerykańskich fachowców pod przewodnictwem H. Cooper'a.



Rys. 2. Profil podłużny odcinka Dniepru od Wierchnie-dniepropietrowska do osady Kiczkas.

W przekroju wybranym przegroda przekracza dwie wyspy większą i mniejszą. Kształt zapory w planie lekko łukowy (rys. 3) dla zmniejszenia robót ziemnych pod siłownią, umieszczoną w przedłużeniu zapory na prawym brzegu rzeki. Śluzy komorowe usytuowano na brzegu lewym. Rozplanowanie takie miało za zadanie jak największe ułatwienie robót przy budowie, wobec istnienia dwóch wysp i stosunkowo małych głębokości, przy

bardzo dobrej jakości skalistego podłoża. Szerokość doliny nie jest tu najwęższą, lecz konieczność przeprowadzenia wód wielkich bez nadmiernego piętrzenia poziomu wody zdecydowała o umieszczeniu zapory w tym przekroju.



Rys. 3. Sytuacja zapory, zakładu i służ komorowych.

Rozmieszczenie urządzeń przewidzianych w projekcie ostatecznym wykazuje rys. 3.

Zbiornik.

Ustalony poziom maksymalny piętrzenia zapewnia żeglugę na całym odcinku porohów bez zatopienia jednocześnie w czasie powodzi miasta Dniepropietrowska. Chcąc zapewnić zasadnicze minimum głębokości 4,25 m nad skalistym dnem w czasie niskich przepływów rzeki, trzeba było ustalić poziom piętrzenia w zbiorniku na wysokości 51,20. Odpowiada to w sąsiedztwie miasta Dniepropietrowska poziomowi niższemu, niż osiąga Dniepr w czasie zwykłych wód powodziowych bez wpływu niekorzystnego na okolicę.

Przy przepływach ponad 700 m³/s, poziom piętrzenia na zaporze jest obniżany. Dla utrzymania pod Dniepropietrowskiem przy 20.500 m³/s, niezmiennego poziomu 51,20 należy obniżyć piętrzenie na zaporze do poziomu 48,76. Światło więc przelewów tak obrano, aby przepuścić przy tym piętrzeniu wody wielkie. Poziom piętrzenia 51,20 na zaporze odnosi się tylko do przepływów nieprzekraczających 700 m³/sek.

Zalew rozciąga się w górę na odległość około 140 km, a pojemność jego dochodzi okrażli do 3 miliardów m³. Pojemność, którą uzyskuje się do regulacji przepływów w warstwie 6 m wynosi 1,1 miliarda m³. Zalew pokrywa powierzchnię 165 km². Około 20 miejscowości, znajdujących się na terenie zalewowym zostało przebudowanych.

Zapora.

Zaporę zastosowano typu ciężkiego, w planie lekko łukową (o promieniu 600 m). Cała fundamentowana jest na podłożu granitowym.

Liczne sondowania i próby laboratoryjne pozwoliły określić bardzo dobrą jakość skały.

Wysokość maksymalna piętrzenia równa jest 39 m, wysokość zaś maksymalna budowli, od najniższego poziomu fundamentu aż do górnego mostu służbowego dla zasuw — 62 m, maksymalna szerokość 39,5 m.

Długość zapory wynosi 760 m. Całkowita zaś długość urządzeń piętrzących 1400 m. Zapora na

całej swej długości posiada przelew na wielką wodę, dzielony filarami o grubości 3,25 m na 47 przeseł po 13 m w świetle, co daje w sumie 611 m. Może on przepuścić przy wysokości przelewającej się wody 6,50 m — 20500 m³/s.

Obliczenia statyczne przeprowadzono dla poziomu piętrzenia do wysokości 51,20 przy uwzględnieniu wyporu zmiennej liniowo, przyjmując go w wartości 50%, przy przyjęciu współczynnika tarcia betonu i skały 0,70, parcia lodu o sile 20 t/m². Uwzględniono również parcie wywołane przez możliwe przy zaporze stałe osady aż do poziomu 14. Dla obranego profilu maksymalne naprężenia osiągają wartość 17 kg/m² od strony odwodnej w wypadku zbiornika próżnego i 12 kg/cm² od strony powietrznej przy zbiorniku pełnym.

Profil poprzeczny zapory charakteryzuje się stroną odwodną pionową, oraz stroną powietrzną paraboliczną (rys. 4). Kształt ostatni został ustalony na podstawie wyników badań doświadczalnych modelu zapory, wykonanych w laboratorium hydrodynamicznym w Moskwie, i składa się z dwóch krzywych parabolicznych o równaniu:

$$y = 0,044 x^2 (1 + 0,063 - 0,0044 x^2)$$

$$y = 0,032 x^2 + 0,324 x - 1,206$$

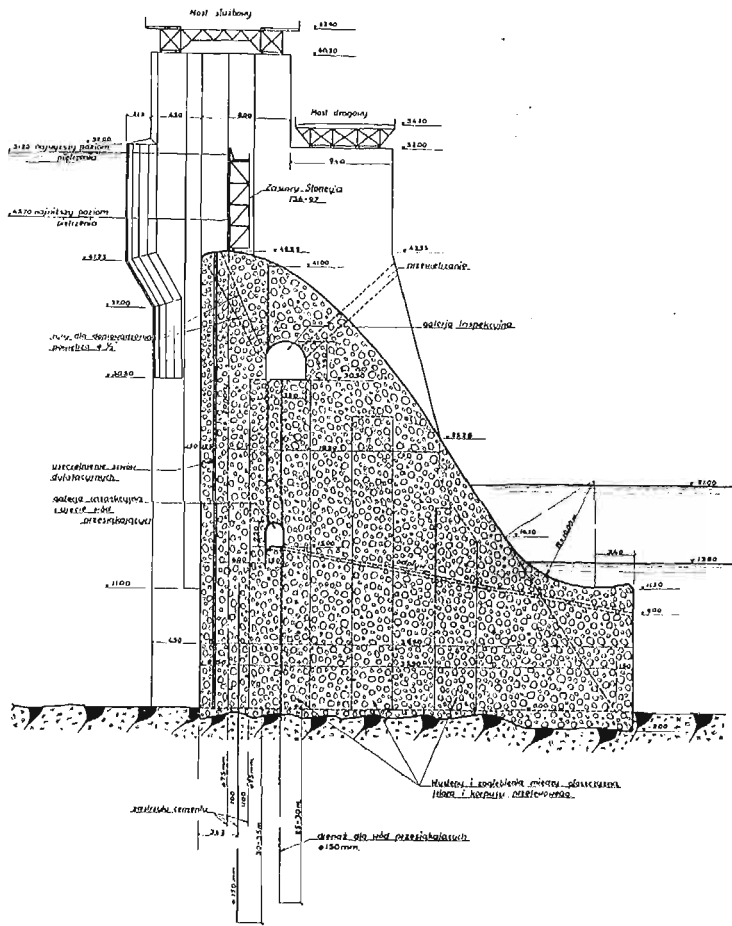
Od poziomu 25,28 do 16,10 profil wyraża styczna paraboli z nachyleniem 57% do poziomu, przechodząc u spodu w łuk o promieniu 10 m, za którym zapora kończy się stopniem pionowym. Takie ukształtowanie profilu powoduje wyrzucenie strugi spływającej wody, przez co ochrania się przed erozją skałę przy stopie zapory; żadnej ochrony dodatkowej nie przewidziano.

Wzdłuż zapory wykonane są dwie galerie. Pierwsza — w poziomie 30,50 o szerokości 3,50 m, druga — w poziomie 15,00 o szerokości 1,50 i do nich doprowadzono wyloty rur drenujących średnicy 0,15 m. Są one ustawione w dwóch pionowych szeregach, pierwszy o 6 m od strony odwodnej, drugi 7,50 m. Odległość pozioma drenów wynosi 2 m. Rury bliższe stronie odwodnej wychodzą z galerii dolnej i, przechodząc górną, sięgają u góry rzędnej 41,0 w sąsiedztwie powierzchni przelewu, dalsze zaczynają się w galerii górnej, sięgając włąb fundamentu.

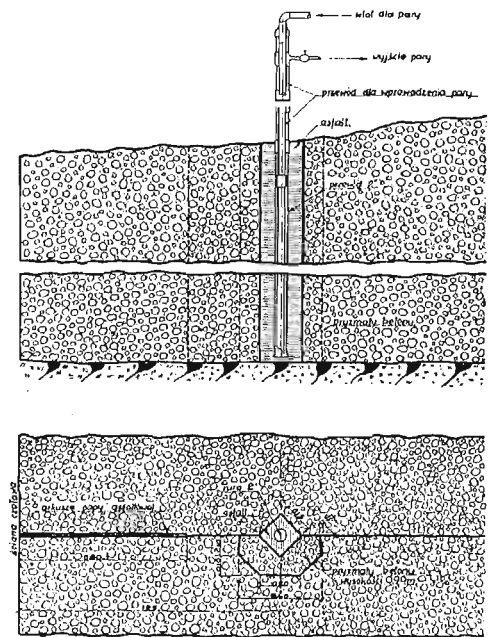
Sączące się wody są ujęte w galeriach przez kinety, które przechodząc w kanaliki 0,2 × 0,3 m wychodzą w stopie zapory na poziomie 9,0.

Galeria dolna komunikuje się z górną przy pomocy dwóch szybów pionowych 0,8 × 1,0 m. Chodnik górny wentylowany jest przez przewody prostokątne, otwarte w filarze i wychodzące na powierzchnię od strony dolnej wody. Z galerii wychodzą rury do powierzchni przelewu przed zasuwą, dla wprowadzenia pod ciśnieniem powietrza, wywołującego poruszenie wody przy zasuwach, dla ochrony przeciwko tworzeniu się przy nich lodu. Tutaj znajdują się też aparaty dla badań nad zaporą — tensometry i termometry elektryczne.

Według projektu obliczano całkowitą kubaturę zapory na 732.000 m³ przy zastosowaniu do budowy betonu plastycznego, o stosunku wody i cementu 0,62 i dozowaniu normalnym 285 kg P. C. (1:3:5). Przy tym stosunku wytrzymałość betonu po 28 dniach wynosiła ok. 320 kg/cm²; przesiąkli-



Rys. 4. Przekrój zapory.



Rys. 5. Fuga dylatacyjna.

wość (na ciśnienie 5 atm przez kostkę o wymiarach boków 15 cm) w większości wypadków żadna. W masie betonu miały być umieszczone bloki granitowe w proporcji nieprzekraczającej 4%. Zbrojenia żelazne dano tylko u stopy i w obrębie nisz filarów.

Fugi dylatacyjne oddzielają filary od części przelewowej, oraz przedzielają na pół każdą część przelewową. W ten sposób podzielono zapórę na bloki o szerokościach, odpowiadających grubościom filarów 3,25 m i połowie światła między nimi 6,5 m. Te bardzo niewielkie odległości pomiędzy fugami są uwarunkowane sposobem wykonywania budowli.

Konstrukcja fug (rys. 5) jest następująca. Na głębokość od powierzchni zewnętrznej 0,80 m (głębokość, na której najbardziej dają się odczuwać wahania temperatury zewnętrznej) są ułożone pomiędzy obie płaszczyzny betonu arkusze papy asfaltowej w ilości zmiennej, zależnie od temperatury, przy której blok był wykonywany. W odległości 2,50 m pozostawiono szyb pionowy o wymiarach 0,15 × 0,15 m, wypełniany asfaltem. W środku jego umieszczona jest rura z dwoma otworami u góry, schodząca aż do szybu, wewnątrz jej siedzi druga rura, służąca do wprowadzenia pary. Asfalt rozgrzany do stanu płynnego zapełnia wszystkie powstałe otwory i szczeliny, zapewniając szczelność fugi.

Filary mają grubość 3,25 m i występują ponad czoło zapory w wodę na 4,50 m od podstawy do poziomu 30,50, powyżej wyprofilowany jest wspornik, wystający o 7,0 m do poziomu 52,0. Podtrzy-

mują one od strony dolnej wody most drogowy, przekraczający zapórę, a wyżej w poziomie 60,5 most służbowy dla zasuw i zamknięć prowizorycznych.

W filarach umieszczono wnęki dla 47 zasuw Stoney'a 9,7 × 13,6 (dla maksymalnego efektywnego piętrzenia 8,95 m). Z przodu wykonano wnęki dla zamknięcia prowizorycznego, a przedłużono je w dół aż do poziomu 11,0 dla zamykania otworów w czasie budowy części przelewowej zapory.

Ściany zakładane są wykonane w postaci szkieletu stalowego o klatkach zamykanych przy pomocy małych zasuw. Zarówno zasuw Stoney'a, jak i ściany zakładane poruszają się przy pomocy ruchomego dźwigu z mostu górnego.

Na lewym brzegu zapórę złączono ze słuzą komorową przy pomocy ciężkiego muru, poniżej którego znajduje się teren przygotowany na rewizję i reperację zasuw zapory. Dla przejścia ryb nie przewidziano żadnego urządzenia. Mimo zarzutów, Naukowy Instytut Gospodarki Rybnej stwierdził na podstawie swych badań, że roboty Dnieprostroju nie spowodują szkód dla warunków życia jesiotra, gdyż migracja tych ryb nie miała już od dawna miejsca.

Na prawym brzegu zapora łączy się z ujęciem wody do centrali.

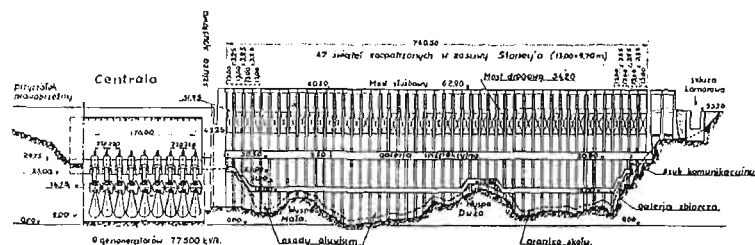
Centrala i ujęcie wody.

Centrala hydro-elektryczna, budowle ujęcia i doprowadzenia wody pomieszczone są w prawym

brzegu Dniepru (rys. 6), pozostawiając całe główne koryto rzeki dla przeprowadzenia wód powodziowych.

Na ujęciu wykopano basen, ponad którym przechodzi most drogowy o trzech przęsłach łącznej długości 186 m, opartych na filarach betonowych. Na filarach umocowane są pływające belki drewniane, przeznaczone dla zatrzymania ciał płynących (drzewo, lód i t. p.), niesionych przez wodę. Wloty do przewodów turbinowych umieszczone są w murze oporowym, łączącym się z jednej strony z przyczółkiem zapory, z drugiej z przyczółkiem prawobrzeżnym. Płynące ciała mogą być wypuszczane w dół przez zaporę przy pomocy śluzy o świetle 5 m i koronie progu w poziomie 46,0, umieszczonej w prawym końcu zapory.

Usytuowanie i ilość filarów mostu, jak również ukształtowanie dna awankamery i kierunek budo-



Rys. 6. Przekrój podłużny przez zaporę i zakład wodny.

wli łączącej z zaporą — były określone na podstawie rezultatów doświadczeń, wykonanych na modelu w Centralnym Laboratorium Hydrodynamicznym w Moskwie.

Ściana betonowa, w której umieszczono wloty, ma koronę w poziomie 54,0, szerokość 6,20 m i nachylenie ściany od strony dolnej wody 0,55. Wymiary wlotów stosownie do zasuw zamknięciowych wynoszą 13,0 m na szerokość i 9,50 m na wysokość.

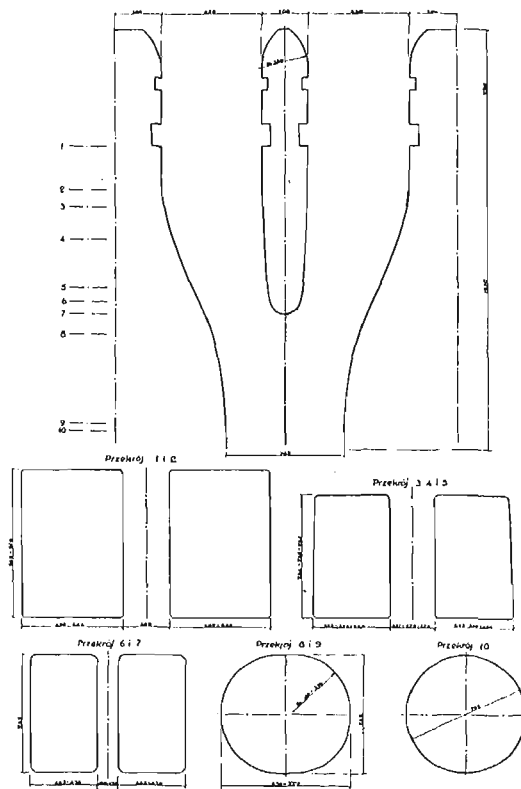
Otwory ujęcia dla 9 zespołów głównych ochroniono żelaznymi kratami. Poniżej nich znajdują się wnęki na ściany zakładane dla zamknięć rezerwowych, a dalej wnęki dla zasuw Stoney'a $7,80 \times 10,23$ m. Obydwa zamknięcia mogą być poruszane przy pomocy dźwigu ruchomego, zaopatrzonego w dwa haki po 30 tonn i trzeci 20 tonn. Uruchomienie zasuw jest ułatwione przez obejście. Osobne ujęcie zaopatruje grupę turbo-generatorów użytku lokalnego, gdy dwa wloty inne stanowią ujęcie wody do obsługi centrali.

Ujęcie dla zespołu obsługi lokalnej ma swój próg na wysokości 36,50, ochronione jest kratą i może być zamknięte zasuwą Stoney'a, chodzącą we wnękach, przed którymi znowu znajdują się wnęki na ściany zakładane.

Wszystkie przewody, zaopatrujące zespoły główne, mają wlot dzielony na dwie części filarem, po czym przechodzą stopniowo (rys. 7) na długości 27 m z przekroju prostokątnego w kołowy o średnicy 7,62 m. Przewody wykonane z żelbetu łączą się ze spiralą turbiny.

U wlotu do rurociągu dochodzi przewód powietrzny, zaś u dołu wylot spustowy. Szybkość maksymalna przepływu wody nie przekracza 4,2 m/s.

Masyw betonowy, w którym umieszczono wloty ujęcia i obejmujący rurociągi, oddzielony jest od masywu fundamentu centrali fugą konstrukcyjną,



Rys. 7. Wloty na ujęciu i przekroje przewodu do turbin.

równoległą do osi zakładu. Cały maszynowy poza tym podzielono fugami poprzecznymi na 9 bloków o szerokości 22 m (każdy odpowiada jednemu wlotowi i rurociągowi jednego zespołu) i na 2-a mniejsze szerokości 10,5 i 7 m, odpowiednio do ujęcia dla zespołu małego i ujęcia wody dla celów własnych centrali. Fugi tegoż samego rodzaju jak w zaporze. W łączności z nimi założono drenaż z rur o średnicy 0,15 m, które dochodzą do galerii inspekcyjnej, umieszczonej w progu wlotu na poziomie 25,0. Galeria ta biegnie wzdłuż całego przyczółka, łączącego się z zaporą i komunikuje się z górną galerią inspekcyjną w zaporze.

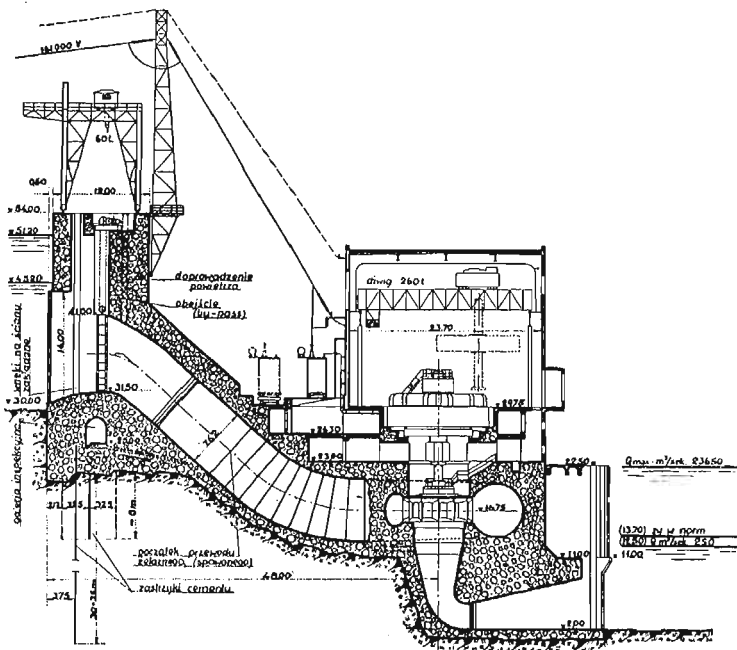
Długość budynku centrali wynosi 231 m. Jest on podzielony w sposób wskazany przez konstrukcję ujęcia i rurociągów na 11 bloków.

W centrali zainstalowano, jak wspomniano, dziesięć zespołów turbogeneratorów o osi pionowej i mocy 91000 KM każdy, oraz jedną grupę o osi poziomej 3500 KM. (Początkowo projektowano nieco większą ilość zespołów o mocy po 50000 KM).

Przewody żelbetowe przechodzą w pewnym miejscu (rys. 8) w przewody żelazne, bezpośrednio złączone z metalową komorą spiralną turbiny. Jest ona zatopiona w betonie przy oddzieleniu górnej połowy obudowy metalowej od betonu warstwą elastyczną, składającą się z filcu 3/4" grubości i kartonu smołowca.

Turbiny Francis'a posiadają średnicę wejściową 4,83 m i wyjściową 5,84 m. Moc maksymalna jednostki przy całkowitym otwarciu i spadzie wynosi 102000 KM, przy otwarciu 85% — 91000 KM. Liczba obrotów na minutę 88,2 i sprawność gwarantowana — 90,6%. Waga wirnika 160 tonn.

Turbiny wraz z akcesoriami były wystudowane i skonstruowane przez „Newport News Shipbuilding and Dry Dock Co. Virginia U. S. A.”.



Rys. 8. Przekrój przez zakład wodny.

Generatory umieszczone osiowo z turbinami. Konstrukcję niosącą wykonano całkowicie z profili stalowych, jedyną część laną stanowi rotor wagi 440 tonn. Łożysko jest obciążone maksymalnie ciężarem 900 tonn (z czego około 2/3 wynosi waga części ruchomych). Podczas dłuższych okresów postoju łożysko odciąża się przez podniesienie rotora i oparcie go na specjalnych cokołach metalowych. Podtrzymywanie prowadzenia umieszczono poniżej pomiędzy generatorem i turbiną. Z dziesięciu generatorów głównych 5 zbudowano w Ameryce przez „General Electric Co”, 4-y pozostałe przez Elektrosiłę w Leningradzie. Moc każdego generatora wynosi 77500 KVA, prąd trójfazowy o 50 okresach i napięciu 13800 V.

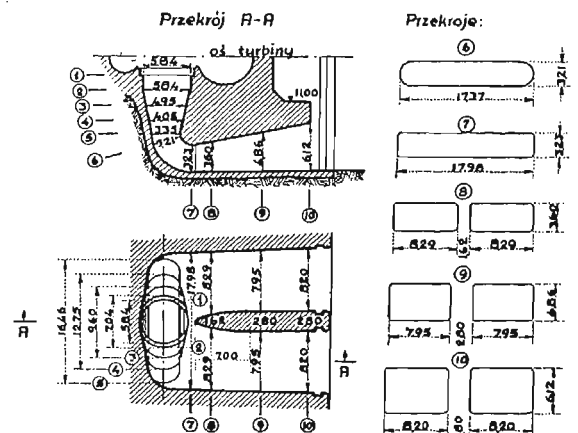
Sprawność gwarantowana waha się w granicach minimum 0,968 dla obciążenia średniego przy $\cos\varphi = 0,8$, oraz maksimum 0,984 dla pełnego obciążenia przy $\cos\varphi = 1$. Wzbudzenie jest zapewnione przez 10 grup (jedna rezerwowa) dynamomaszyn 375 KW.

Kształt przewodów ssących przedstawiono na rys. 9. Szybkość maksymalna wody wynosi 6,60 m/s u wlotu.

W filarach dzielących przewody ssące, przy ich wylocie umieszczone są wnęki na ściany zakładane dla ewentualnego zamknięcia rezerwowego. Do zakładania ścian służy dźwig 40 tonn ruchomy na szynach.

Część górną centrali wykonano jako konstrukcję żelazną ramową, podtrzymującą dwa ruchome dźwigi 260 tonnowe. Wymiary sali maszyn uwzględniają możliwość przesunięcia rotora wzdłuż hali. Dach budynku płaski z dwóch płyt żelbetowych, oddzielonych żużlem i warstwą smołowca.

Ogrzewanie hali maszyn osiąga się przez doprowadzenie ciepłego powietrza z wentylacji generatorów, oświetlenie uzyskuje przez okna, umieszczone u góry i z szerokiego wykuszu w poziomie posadzki, a to w celu uniknięcia zbytznego nagrzewania się hali podczas okresu letniego.



Rys. 9. Przekroje przewodu ssącego.

Na poziomie 23,30 umieszczono halę sprężarek, zaopatrujących w powietrze wspomniany wyżej system rur, założonych w zaporze dla ochrony zasuw przed tworzeniem się lodu.

Każdy z generatorów połączono z grupą trzech transformatorów jednofazowych 26.000 KVA, które transformują napięcie z 13800 V na 161.000 V. Są one połączone w trójkąt dla niskiego napięcia, a w gwiazdę od strony wysokiego napięcia. Transformatory ułożono od górnej strony centrali.

Przewody, zawieszane na portalach zakotwiczonych w zaporze, doprowadzone są do stacji rozdzielczej powietrznej na prawym brzegu. Z niej wychodzi 11-cie linii przeniesienia, zaopatrujących poszczególne centra przemysłu.

S ł u z y k o m o r o w e .

Słuzy usytuowano na lewym brzegu rzeki, a składają się one z trzech komór, umożliwiających łodziom o maksymalnej szerokości 16 m i długości 106,5 m pokonanie spadku 37,4 m w trzech stopniach po 12,47 m.

Słuzy obliczono na transport roczny 1,9 mili. tonn¹⁾ (z czego 1,350 w dół; 0,550 w górę); w tym zawarty jest także spław drzewa. Przewidziano możliwość wykonania w następnym okresie drugiej, równoległej linii słuzy.

Długość komór wynosi 120 m, światło 18,0 m, głębokość najmniejsza nad progiem 3,6 m (zagłębienie łodzi kursujących w dolnym i górnym biegu Dniepru wynosi 2,84 m). Słuzy są zbudowane z murów pionowych o koronie 0,80 m wyżej ponad osiąganą najwyższy poziom wody, wysokość murów 18,9 m. Przytykają one do przyczółka zapory, którego długość wynosi 20,5 m.

Komorę środkową całkowicie wykuto w skale, pierwszą i trzecią częściowo. Obydwa mury dwóch pierwszych słuzy są zdrenowane systemem, złożonym

¹⁾ W górę przeważnie nafta, w dół przeważnie zboże i drzewo.

z 3 rur o średnicy 0,25 m, w ostatniej śluzie założono tylko jedną rurę.

Wjazd do śluz od góry ochrania moło długości 226 m.

Budowle projektowane u wylotu dolnej śluzy były przedmiotem starannych badań w laboratorium hydrodynamicznym w Moskwie, miały one za zadanie ustalić rodzaj urządzenia, które pozwoliłoby na żeglugę w tym odcinku, aż do przepływu 8000 m³/s (dla wartości większych nie jest możliwa żegluga na całym odcinku powyżej zapory). Wybudowano dla tego celu moło długości 224,6 m od dolnej głowy śluzy.

Odrzwia śluzy górnej mają wysokość 7,40 m i szerokość 9,66 m, ciężar ich wynosi 36 t. Obracają się one na oparciu sferycznym w dole i są podtrzymywane w górze przez stalowe ścięgno, oś obrotu jest lekko pochylona dla ułatwienia czynności otwierania i zamykania. Szczelność uzyskano u dołu przez drażek gumowy średnicy 110 mm przyciskany przy zamknięciu pomiędzy krawędzią dolną odrzwi i płaszczem metalowym progu.

Odrzwia śluzy środkowej i dolnej mają wysokość 18,20 m i szerokość 11,20 m oraz wagę 129 tonn — konstrukcja analogiczna. Uruchomienie następuje przy pomocy kół zębatych, poruszanych motorami elektrycznymi.

Dla ewentualnych reperacyj śluz przewidziano zamknięcia rezerwowe. Są to walce z blachy o średnicy 1,50 m, zakładane w specjalne wnęki. Miejsce styku (rys. 10) dla uzyskania szczelności wykonano z belek dębowych. Otwory w płaszczu pozwalają na wypełnienie wnętrza wodą dla opuszczenia walca. Wnęki zaopatrzone są w zęby, zapewniające przy skończonym opuszczeniu kontakt pomiędzy belkami uszczelniającymi dwa nałożone na siebie walce. Zakładanie odbywa się przy pomocy derricka o udźwigu 20 tonn.

Przeciwko uderzeniom łodzi zastosowano urządzenie ochronne (łańcuch bezpieczeństwa) pierwszych i drugich odrzwi. Wykonane jest ono jako łańcuch nawinięty na bębny pływające, umieszczone we wnęce muru śluzy zaraz powyżej odrzwi. Łańcuch jest napięty przez przeciwwagę o wadze po 21 tonn. Jeśli łódź uderzy w łańcuch, ten się roz-

wija, wywołując gwałtowny obrót wału i podniesienie przeciwwagi. Przy przewidzianej szybkości maksymalnej łodzi 0,6 m/s, będzie ona zatrzymana w odległości 6,5 m. W czasie przejazdu łodzi łańcuch zostaje opuszczony.

Pływaki metalowe, suwające się na kołach we wnękach pionowych, umieszczone w ilości 3 dla każdego muru śluzy, pozwalają na zamocowanie liny łodzi w czasie przejazdu. Belki dębowe, umocowane na murze w odległościach 6 m jako odbojnice, chronią ścianę śluzy od uszkodzeń.

Czynność napełnienia i opróżnienia śluzy osiąga się przez dwa przewody o średnicy 3,0 m, przebiegające równoległe pod dnem śluzy i komunikujące się ze sobą przy pomocy 42 otworów prostokątnych o wymiarach stopniowo zmniejszających się od góry w dół.

Dopływ do przewodów odbywa się przy pomocy wlotów, rozpoczynających się tuż przed wnękami zamknięć rezerwowych. Wloty o wymiarach 2×3 m ochronione są przy wejściu kratami. Zamknięcie wykonano w postaci klapy motylkowej o średnicy 2,50 m.

Holowanie łodzi, przechodzących przez śluzy, odbywa się przy pomocy traktacji elektrycznej, dwoma motorami umieszczonymi na koronie śluzy w jej dolnym końcu. Czas potrzebny na napełnienie komory wynosi ok. 10 minut, przejście łodzi przez wszystkie trzy śluzy trwa ok. godziny.

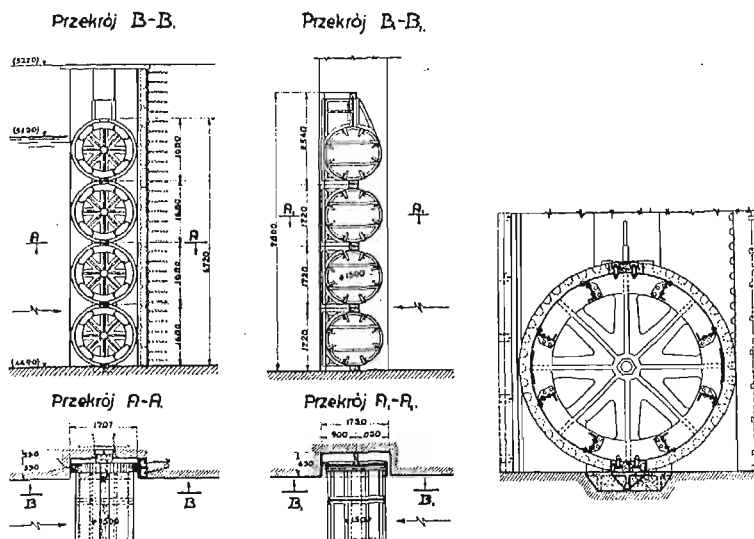
Produkowana energia.

Na rys. 11 przedstawiono krzywe czasu trwania przepływu i spadów brutto w miejscu zapory, oraz krzywą czasu trwania mocy centrali.

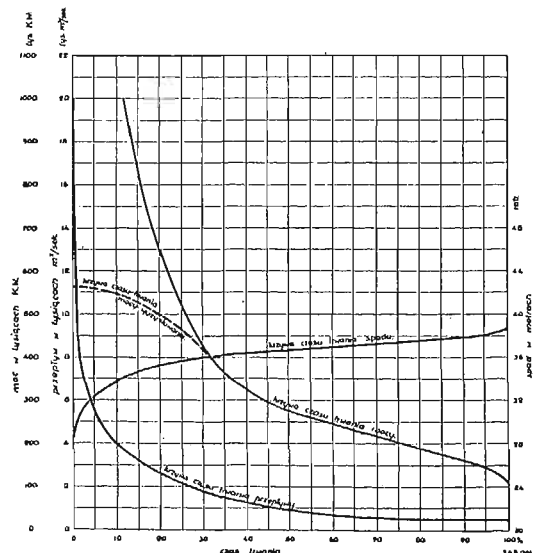
Maksymalna moc wynosi ok. 560.000 KW przy przepływie w rzece 2150 m³/s, któremu odpowiada spąd brutto 35,27 m.

Minimalna moc gwarantowana na podstawie obserwacji (okres 50 lat) równa się 140000 KW.

Energia produkowana w roku hydrologicznym średnim wynosi ok. 3 miliarda KWh, w suchym ok. 2,5 miliarda KWh, a w mokrym 4,4 miliarda KWh. Dla porównania warto przytoczyć, że cał-



Rys. 10. Zamknięcie prowizoryczne śluz.



Rys. 11. Krzywe czasu trwania przepływu, spadów i mocy.

kowe roczne zużycie energii elektrycznej w Polsce wynosi według ostatnich zestawień 2,816 miliardów kWh.

Z energii produkowanej w roku średnim 45% odpowiada mocy stałej, ok. 55% stanowi moc rozporządzalną tylko w niektórych miesiącach roku.

Zakład jest przeznaczony do współpracy z pobliskimi centralami ciepłowodnymi. Średni współczynnik wyzyskania przyjęto 0,6¹⁾.

B u d o w a.

Według programu, miano wykonać w ciągu okresu około 5-ciu lat wszystkie roboty, których rozmiar wykazują następujące cyfry:

Roboty ziemne	1.480.000 m ³
Wykopy skalne	1.900.000 "
Betony	1.190.000 "
Nasypty kamienne	440.000 "

Olbrzymia ilość betonu rozdzielona była następująco: zapora 820.000 m³, centrala 220.000 m³, słuzki komorowe 150.000 m³.

Okres pięciu lat budowy należy uważać za bardzo krótki, gdyż w okolicach tych często temperatura w czasie miesięcy XI—III spada do —20° C, a czas, w którym można prowadzić roboty betonowe, ogranicza się tylko do 7—7½ miesięcy w roku.

Długość linii powietrznej od ujścia Dniepru do źródeł wynosi więcej niż 1000 km, z tego względu wiosenny wzrost temperatury nie następuje jednocześnie na całym obszarze dorzecza, co w konsekwencji powoduje niejednolite topnienie śniegów. Z tego też względu dość długo trwa w biegu dolnym okres powodzi wiosennej. Przy projektowanych wysokościach grodz przewidywano zatapanie robót w czasie okresu powodzi, ograniczało to prowadzenie robót przy budowie dolnej części zapory do nie więcej niż 3—4 miesięcy rocznie.

P r o g r a m r o b ó t.

Kierownictwo naczelne budowy oddane zostało inżynierowi rosyjskiemu A. Winterowi. Program i sposób wykonania robót miał być przedstawiony przez zaproszone firmy: niemiecką Siemens—Bauunion i amerykańską Hugh L. Cooper Co. N. Y.

Z uwagi na wysokość przepływów nie było możliwym przerzucenie wód na czas budowy do innego koryta i należało zaprojektować wykonanie fundamentów na całym odcinku robót pod ochroną grodz.

Zagadnienie ich konstrukcji było szczególnej ważności ze względu na wymiary, jakie należało im nadać. Ponieważ wody powodziowe niekiedy przekraczają 20.000 m³/s, nie można było myśleć o wykonaniu grodz takiej wysokości, aby nie były one przelane w czasie najwyższych stanów wiosennych. Przyjęto wobec tego, że grodze zapory będą zalewane przez przepływy większe niż 2000 m³/s i w tym czasie zawieszane wszystkie roboty przy budowie zapory. Natomiast grodze, chroniące cen-

tralę miały być nie zalewane nawet w okresie wód najwyższych.

Wysokość grodz miała przekraczać 15—20 m, gdy ich całkowita długość od góry i dołu zapory miałyby osiągnąć ok. 8000 m. Ustawienie konstrukcji w bieżącej wodzie zwiększało trudności wykonania.

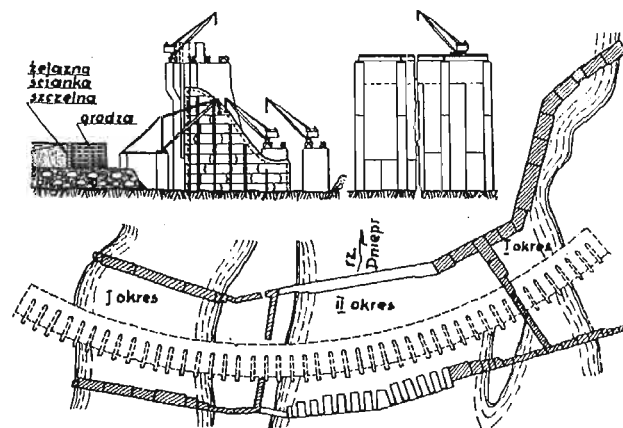
Według programu przedstawionego przez Siemens-Bauunion wykonanie robót miało się odbyć pod ochroną grodz betonowych, zakotwionych w skale teownikami Grey'a. Na grodzach miały się wznosić filary, podtrzymujące most służbowy. Odległość grodz od krawędzi zapory wynosiłaby po 3-y m. Całość wykopu możliwie zwężona, gdyż ponad nim wznosiłyby się dźwigi portalowe, oparte na mostach służbowych. Przeprowadzenie robót rozpoczęte byłoby z obu brzegów rzeki, co wymagałoby założenia dwóch placów budowy.

Dla przepuszczenia wody w czasie budowy część grodz w miejscu głównego koryta miała być wykonana z elementów oddzielnych, między którymi pozostawały wolne światła, zamykane ściankami szczelnymi, przez to ułatwiała się znacznie wykonanie grodz. Projektowano dla przepuszczenia przepływu w korpusie zapory 10 otworów o przekroju 6×9 m, umieszczonych odpowiednio do światła grodz. Otwory te po ukończeniu budowy zapory miały być zabetonowane.

Według propozycji Cooper'a, prace przy zaporzach miały być prowadzone tylko od brzegu prawego i tu miały się koncentrować wszystkie urządzenia potrzebne dla budowy słuz komorowych.

Program przewidywał w pierwszym okresie budowę filarów jeden za drugim, aż do poziomu 29,50, posuwając się od brzegu prawego ku lewemu i pozostawiając wolnymi, na całej wysokości ponad dnem rzeki, każde co drugie światło pomiędzy filarami. Stopniowo, postępując z obu brzegów, w sposób podobny miały być podwyższone filary do poziomu początkowo 50,0, a później 58,50, jednocześnie miały być wykonywane partie pomiędzy co drugim filarem.

Po skończeniu mostu na poziomie 50,0, dla budowy pozostałych partii przelewowych zapory miały być światła pomiędzy filarami zamknięte przy pomocy diafragm, utworzonych z dużego szkieletu, który miał stanowić oparcie dla mniejszych zasuw, a to dla zmniejszenia wagi opuszczonych partii metalowych.



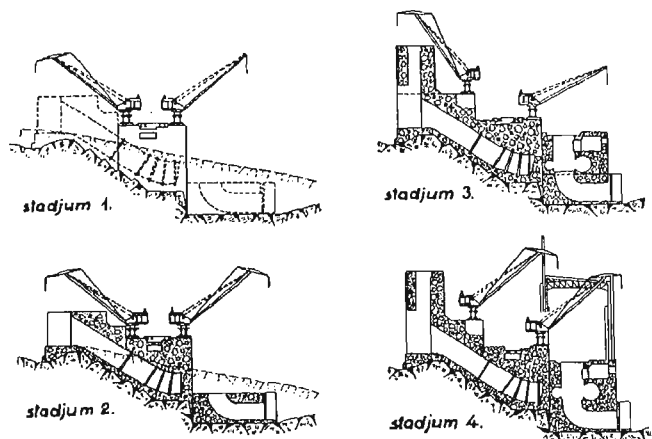
Rys. 12. Sposób wykonania zapory.

¹⁾ Współczynnikiem wyzyskania nazywamy stosunek sumy rocznego rozbioru energii do sumy energii możliwej do wyzyskania.

Grodze miano usunąć z jednego ramienia rzeki przez wyciągnięcie ścianki szczelnej i podniesienie kaszyc. W ramieniu tym filary doprowadzono tylko do rzędnej 29,50 i nie kończono partyj przelewowych. W pierwszym okresie miała być pozostawiona wolną lewa strona rzeki — w następnym okresie prawa strona od centrali. Przepływ wody odbywałby się początkowo przez wolne ramie rzeki, następnie przez pozostawione otwartymi światła między filarami. Przy stopniowym zamykaniu poziom zw. wody powyżej budowy stopniowo by wzrastał.

Grodze zaprojektowano z jednego lub dwu szeregów kaszyc drewnianych, wypełnionych kamieniem. Szczelność osiągnięto przez umieszczenie przed kaszycami, opierając o nie od strony wody, żelaznych ścianek szczelnych. Spód ścianki miał być obsypany kamieniem. Przed ustawieniem kaszyc należało wybagrować z dna osady piasku. Odstęp grodz od zapory tak wielki, aby umożliwić dużą swobodę w instalacji i manewrowaniu środkami pracy, składającymi się zasadniczo ze stałych derricków i ruchomych dźwigów.

Derricki ustawiano na podstawach z drzewa w dwu rzędach, wzdłuż stopy od góry i dołu zapory (rys. 12). Dźwigi ruchome miały posuwać się po moście służbowym umieszczonym na już wykonanych filarach. Zastosowano beton plastyczny ubijany. Zakończenie robót przewidywano po pięciu okresach budowlanych (od 1928 do 1932 r.).



Rys. 13. Sposób wykonania zakładu w/g propozycji Cooper'a.

Do wykonania wykopów pod centralę miały być użyte dźwigi ruchome, operujące z mostu służbowego, opartego na specjalnych filarach ustawionych w przerwach między rurociągami (rys. 13). Te same dźwigi miały służyć do robót betonowych.

Przyjęta metoda pracy.

Ze względu na brak dokładnych danych o układzie skalistego dna i licząc się z ewentualną potrzebą budowy podłoża u stopy zapory, wypadła konieczność oddalenia grodz od zapory na 25—40 m. Wobec tego racjonalniejszą okazała się organizacja robót proponowana przez firmę amerykańską, jak również urządzenie placu budowy według konsultacji amerykańskiej.

Co się tyczy grodz, zdecydowane było pierwotnie przez kierownictwo robót zastosowanie

grodz kaszycowych w ramieniu prawem rzeki i dookoła miejsca budowy centrali, natomiast grodz betonowej, typu proponowanego przez Siemens-Bauunion w części środkowej i lewej. Ostatecznie zdecydowano jednak budowę grodz kaszycowych na całej długości budowy. Propozycję amerykańską zmieniono o tyle, że przyjęto budowę tylko jednego szeregu kaszyc, powiększając w miarę potrzeby ich wymiary.

Wymiary zastosowane dochodziły do 26 m szerokości i 64 m długości. Dla ułatwienia konstrukcji, grodz górna w korycie głównym była zaprojektowana z elementów oddzielnych ze światłami zamykanymi przez ścianki (rys. 12).

Na grodzach miały być umocowane mosty słuźbowe dla utworzenia stałego połączenia pomiędzy obu brzegami, wreszcie według propozycji Siemens-Bauunion, na każdym z brzegów byłyby zbudowane urządzenia mniej więcej równej wydajności dla przygotowania betonu.

Urządzenie placu budowy.

W roku 1927 rozpoczęto roboty przy urządzeniu placu budowy. Na brzegu prawym zostały wykonane budynki mieszkalne dla 15000 ludzi zatrudnionych przy budowie, składające się z 440 domów, 108 baraków i 80 budynków dla inżynierów oraz techników. Dużą uwagę zwrócono na urządzenia dla celów higieny i rekreacji: jak kąpiele, szpitale, kluby, kina, szkoły, tereny sportowe itp. Każde mieszkanie zaopatrzone było w światło elektryczne i bieżącą wodę.



Rys. 14. Grodz na prawym brzegu.

Do zaopatrzenia placu budowy w energię elektryczną była przeznaczona centrala parowa mocy 13000 KW, z której przy pomocy linii niskiego napięcia, ogólnej długości 50 km zaopatrywano 500 motorów ogólnej mocy 16000 KM.

Na placu budowy zainstalowano: 3 agregaty dla wytwarzania płynnego tlenu do robót ziemnych przy fundowaniu o wydajności 100 kg/godz., 17 sprężarek powietrza o wydajności łącznej 270 m³/minutę, 2 urządzenia dla łamania kamienia, 6 betoniarni, z których 5 w ruchu, jedna rezerwowa. Dalej wielki warsztat mechaniczny, gisernię, tartak i stolarnię.

Do robót ziemnych i ładowania wagonów materiałem z urządzenia łamiącego przeznaczono parowe ekskawatory łyżkowe o pojemności łyżki 1,3—1,5 m³ i elektryczne 3 m³. Dla wierceń w terenie skalistym używano maszyn wiertniczych Sanderson, konstrukcji niedosięgniętej przez inne systemy. Świdry miały średnicę do 20 cm.

Zgodnie z propozycją amerykańską urządzenia mechaniczne dla budowy reprezentowane były głównie przez dźwigi ruchome i derricki. Pierwsze w liczbie 30, o ciężarze 90 t, miały udźwąg maksymalny 40 t, zredukował się on do 5 tonn dla maksymalnej długości ramienia 21 m. Derricki, używane głównie do robót betonowych, postawione i zakotwione w wykopie, miały udźwąg 5—10 tonn, przy maksymalnym zasięgu 25—35 m. Koszt maszyn, wyłączając betoniarnie i urządzenie łamiące kamień, wynosił 3,5 mili. dolarów.

Transport betonu odbywał się przy pomocy kubłów o pojemności 1,5 m³ z otwieranym dnem, każdy pociąg składał się z 2 do 3 wagonów, na których ustawiano kubły w ilości do 5. Stosowano również wagony wywrotne o pojemności 15 m³.

Długość torów kolejowych na placu budowy łącznie z odnogą do sąsiedniej linii wynosiła 90 km.

Dla określenia najstosowniejszej mieszanki betonu dla zapory robiono w przeciągu blisko roku w świetnie wyposażonym laboratorium betonowym liczne próby. Jako spoiwo stosowano specjalny rodzaj portland-cementu, z wymaganą wytrzymałością 250 kg/cm² po 28 dniach. Przy używanym temencie osiągnęto wytrzymałość 320 kg/cm².

G r o d z e.

Grodze zapory zalewane, o koronie w poziomie 19 i 18,50 od górnej wody oraz 17,0 i 17,5 od dolnej wody — i niezalewane grodze zakładu z poziomem 22, różniły się konstrukcją jedynie w niektórych szczegółach, dotyczących się obsypu stosowanego od strony wody.

Elementem nośnym były klatki z drzewa, konstruowane sposobem następującym. Na brzegu, względnie na części już wykonanej skrzyni kładziono krzyżujące się belki o przekroju 24×24 cm w ten sposób, by tworzyły się klatki 2—3 m długości. Belki wieńcowe dolne, nie używane powtórnie, zmocowywano w miejscach skrzyżowania gwoździami, górne — przy pomocy bolców.

Dolna część każdej skrzyni była dostosowywana kształtem do dna, które określano przez dokładne sondowanie.

Po wykonaniu dolnej partii grodzy, po ułoże-

niu 7—8 warstw belek, była ona spławiona na wodę i obciążana częściowo przy zamkniętym dnie, poczem następowała budowa części wyższej. Przy pomocy urządzeń holowniczych i kotwicznych na rzece, kaszycę przesuwano w miejsce stosowne i opuszczano aż do oparcia się o dno (wybagrowywane w miarę potrzeby), obciążając ją tylko w ¼ części klatek.



Rys. 15. Roboty ziemne w partii środkowej.

Po skonstruowaniu całości grodzy wypełniało się klatki do reszty kamieniem i zabijało się w dno skaliste od strony wody ścianką szczelną typu Lachkawana. Obsypanie ścianki szczelnej, do poziomu 12 stosownie do pierwotnego programu było wykonane z piasku i podniesiono je aż do krawędzi górnej kaszycy.

W ogólności grodze kaszycowe okazały się konstrukcją dobrą i sztywną. Zostały potwierdzone ich znaczne zalety w stosunku do grodz betonowych. Szczelność konstrukcji okazała się bardzo dobrą, tak że dla osuszenia wykopu wystarczała niewielka pompa.

Jak zaznaczono, grodza od góry w łozysku głównym rzeki skonstruowana była z elementów oddzielnych, urządzone u czoła wnęki pozwalały zamknąć światła przy pomocy płyt żelbetowych. Poza zamknięciami przychodziło częściowe zapełnienie kamieniem.

B u d o w a z a p o r y.

Budowa grodzy dla zapory zaczęta była w lipcu 1927 r. w prawym ramieniu rzeki, a w listopadzie tegoż roku w ramieniu lewym. Zamknięcie poszczególnych odcinków robót było wykonane przy pomocy grodz poprzecznych. Przepływ wody miał swobodne przejście korytem głównym.

Po osuszeniu odcinków wykopu rozpoczęto roboty ziemne. Należało usunąć warstwę alluwiiów o grubości zmiennej, średnio 2,5 m — 3,0 m, oraz warstwę rumowiska w ilości całkowitej ok. 74.000 m³, a nadto ok. 170.000 m³ części górnej skalistego podłoża dla odkrycia zdrowej skały. W przeciwieństwie do tego co stwierdzono na podstawie badań poprzednich¹⁾, grubość warstwy znacznie spękanej

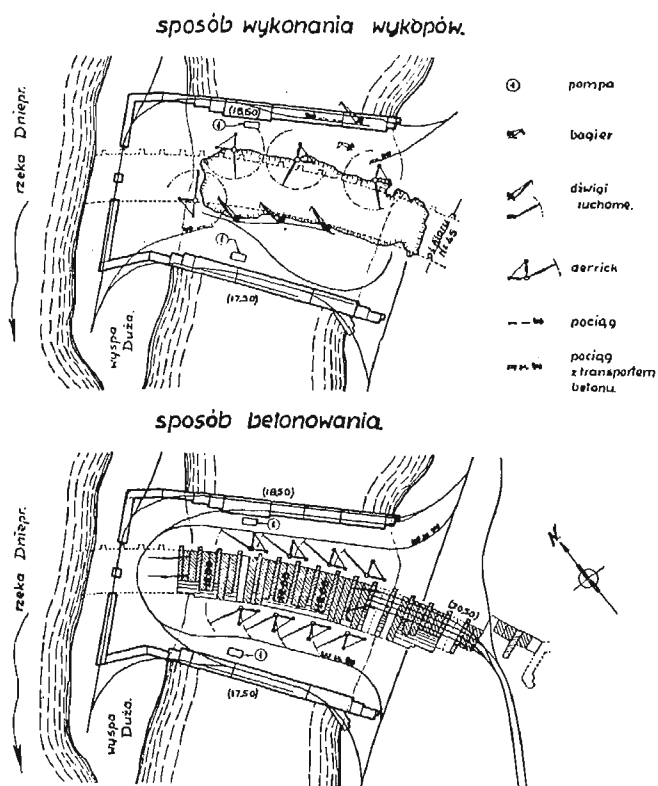
¹⁾ Dla zbadania podłoża wykonano 700 wierceń.

i skruszałej skały była większą, sięgała 6—7 m w ramieniu lewym i prawym rzeki oraz 4,5—5,0 m w partii środkowej.

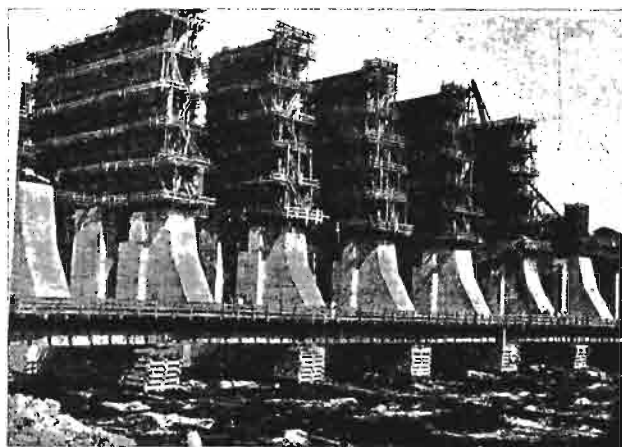
Alluvia aż do skały były wybrane w większej swej części ręcznie i odtransportowane konno. Dla warstwy niższej usunięcie materiału rozkruszonego minami było wykonane przy pomocy koszy o 1,5—3,0 m³ pojemności, podnoszonych derrickami, oraz dźwigami ruchomymi.

W miesiącu lipcu 1929, po przejściu fali wiosennej, skończeniu robót osuszających i oczyszczeniu terenu, mogły być rozpoczęte roboty betonowe w ramieniu prawym i lewym.

W partii brzegu lewego i wyspy większej zostało zainstalowanych 8 derricków ustawionych mniej więcej symetrycznie w stosunku do fundamentu zapory (rys. 16).



Rys. 16.



Rys. 17. Budowa filarów pomiędzy brzegiem lewym a wyspą.

Betonowanie filarów od poziomu 18 do poziomu 30,50 było wykonane przy pomocy dwóch dźwigów ruchomych, które przesuwało wzdłuż mostów, opartych na filarach po ich podniesieniu. Betonowanie prowadzono w warstwach 4 m wysokości. Dwa drugie dźwigi były umieszczone przy końcu odcinka w kierunku rzeki i przeznaczone jak i derricki dla robót części dolnej.

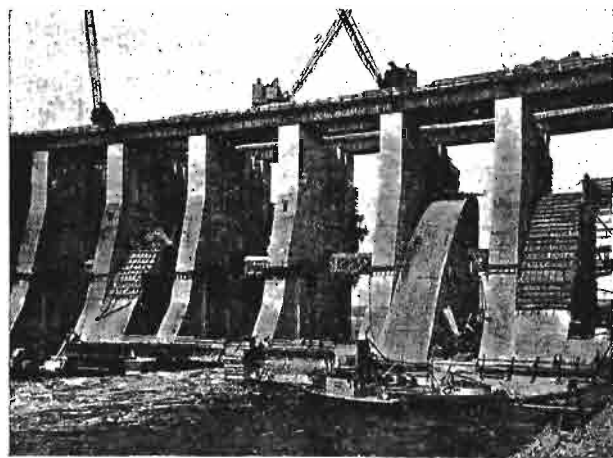
Transport betonu do derricka odbywał się wzdłuż linii roboczej niskiego poziomu, opartej na filarach drewnianych w przestrzeni zamkniętej grodzą, do dźwigów ruchomych wzdłuż wspomnianego wyższego poziomu.

W 1929 ułożono w budowlu 147.500 m³ betonu.

Jednocześnie skonstruowano w łozysku głównym rzeki grodzę od góry z elementów oddzielnych i przygotowano się do usunięcia grodzki z ramienia lewego, pozostawiając jedynie elementy potrzebne dla podtrzymania torów roboczych. W styczniu 1930 zostały przepuszczone wody przez lewe ramię, zamykając przy pomocy płyt światła pomiędzy elementami grodzki części środkowej. Po osuszeniu terenu wykonano podstawy dla 8 derricków do prac przy wykopach. Dalsze prace były zatrzymane przez wiosenną falę powodziową.

Pierwsze roboty przy wykopach mogły być rozpoczęte w lipcu z jednoczesnym, jak uprzednio, przygotowaniem fundamentów. W pobliżu podstawy od dołu zapory oparto na filarach drewnianych linię kolejową roboczą dla przesuwania dźwigów. Do robót betonowych były użyte derricki wzdłuż podstawy od góry i dźwigi ruchome od dolnej wody. Ruchome dźwigi przesuwało od brzegu prawego w kierunku środka rzeki na moście, stopniowo podnosząc filary i połowę prawej części korpusu przelewowego (rys. 18). Jednocześnie w ramieniu lewym rzeki, dwa derricki ruchome wzdłuż mostu, ustawione jeden w kierunku środka rzeki, drugi w kierunku prawego brzegu, służyły do budowy filarów, podnosząc stopniowo most służbowy.

W czasie sezonu budowlanego 1930 było położonych w zaporze 313.000 m³ betonu, całości zaś na całym terenie budowy 518.000 m³, co stanowi rekord światowy. Maksymalna kubatura miesięczna osiągnięta w miesią-



Rys. 18. Budowa filarów i korpusu przelewowego od strony brzegu lewego.

cu październiku wynosi 110.000 m³; w jednym dniu 5.300 m³ betonu.

W czasie zimy 1930-31 usunięto grodze już więcej niepotrzebne dla prowadzenia robót i zrobiono podpory dla torów roboczych.

W sezonie budowlanym 1931 transport betonu odbywał się po mostach wyższych, opartych na filarach w poziomie 54,20. W połowie lata ukończono betonowanie filarów aż do tegoż poziomu i złączono mosty górne. Biegły po nich cztery tory, z których dwa zewnętrzne służyły dla ruchu dźwigów ruchomych, obsługujących betonowanie, a dwa zewnętrzne dla transportu betonu.

Po przejściu fali wiosennej w marcu 1931 r., podczas której zanotowano maksymalny dotychczas obserwowany przepływ 23400 m³/s, rozpoczęto zamykanie światła (względnie półświatła), pozostawionych swobodnymi pomiędzy filarami, podnosząc stopniowo korpus przelewowy. Ponieważ w partii zapory ramienia lewego rzeki betonowanie korpusu pomiędzy filarami zostało doprowadzone do poziomu 12, niższego niż poziom wód niskich (ok. 14 dla góry zapory), koniecznym było od górnej i dolnej wody dla każdego światła (części przelewowej), wykonanie zamknięcia. Pod ochroną zasłon wykonano betonowanie połowy korpusu przelewowego, a następnie drugiej połowy. Zamknięcie od góry było wykonane z dużej specjalnej ramy szkieletowej i zamknięciami partii ażurowych przy pomocy zasuw, założonych po wstawieniu ramy. Założenie ramy wagi 40 ton dla światła 13 m było dość trudnym, zaś uzyskanie szczelności wymagało nie małych wysiłków.

Ponieważ w korycie środkowym rzeki prawą połowę korpusu przelewowego wykonano aż do poziomu znacznie wyższego od poziomu wód niskich, a połowę lewą aż do poziomu 15, stan robót betonowych przedstawiał się teraz analogicznie na całej długości zapory. Można było wykończyć konstrukcję, podnosząc stopniowo każdą połowę przęsła. Użyto do tego celu podobnych ram szkieletowych o rozmiarach połowy poprzednio używanych, co znacznie ułatwiło ich założenie. Ramy stopniowo przenoszono z jednej połowy do drugiej, wykonywując betonowanie warstwami wysokości 3 m.

Podczas sezonu budowlanego 1931 było położonych 186.000 m³ betonu. Budowa korpusu przelewowego zapory była skończona w marcu 1932. Fala kwietniowa przelała się już przez wykonaną zaporę.

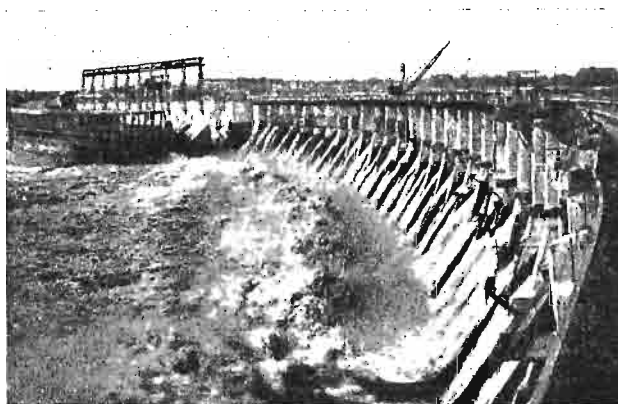
Ubijanie betonu odbywało się przy pomocy udeptywania nogami przez partię 6—8 ludzi. Ten niepraktykowany sposób dawał bardzo dobre rezultaty. Miarodajnymi dla wyboru takiego sposobu pracy były przyczyny socjalne, zaś z punktu widzenia technicznego nie można było zrobić zarzutów.

Do szalowania stosowano gotowe, duże, ciężkie tafle, używane parokrotnie. Powierzchnie desek smarowano naftą dla łatwiejszego obejmowania ich od betonu.

Budowa centrali.

Grodzę ochronną dla odcinka robót przy centrali wykonano do wysokości wyższej niż poziom

maksymalnego przewidywanego przepływu 20.500 m³/s. Fala marcowa 1931 — 23.400 m³/s, spowodowała zalanie wykopu, lecz bez specjalnych szkód. Roboty mogły być prowadzone dalej po 3-ch tygodniach przerwy.

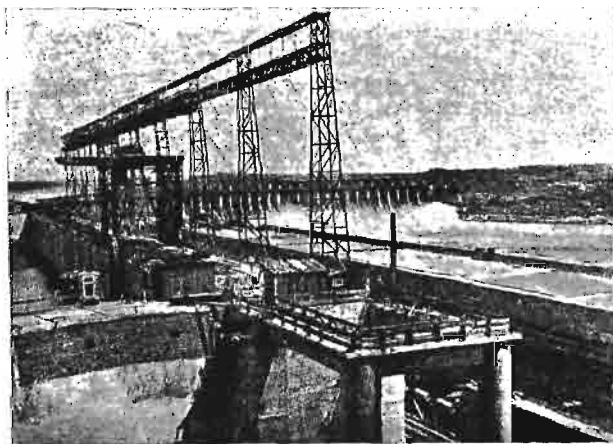


Rys. 19. Przejście fali powodziowej w kwietniu 1932 r.

Wykop dla uporządkowania partii przed ujęciem, ze względu na kruche podłoże był wykonany częściowo przy pomocy ekskawatorów, częściowo ręcznie.

Duże trudności powstały przy wykonywaniu wykopów w skale pod fundament zakładu i kanału odpływowego. Roboty rozpoczęto w czerwcu 1928 r. Aż do połowy września były wykonywane bez użycia urządzeń mechanicznych. Następnie po zainstalowaniu sprzężarek uruchomiono świdry, oraz ekskawatery parowe i elektryczne o pojemności łyżki 1,33 do 3,0 m³, wagony wywrotne 18 m³ oraz inne rodzaje środków dla mechanizacji robót. Wykopy początkowo prowadzono ręcznie przy ładowaniu ręcznym materiału w kosze, podnoszone przez dźwigi, które wysypywały je do podstawionych wagonów. Dalej większą część robót wykonano przy pomocy ekskawatorów, ładujących materiał bezpośrednio na wagony.

W lipcu rozpoczęto betonowanie fundamentów. Z powodu konfiguracji odcinka robót, znacznych różnic poziomów pomiędzy piętrami pracy, powodującymi trudności instalacji i wykonania linii transportowych, zwrotnic, mijanek i t. p., użyto 5 derricków, zakotwiczonych w wykopie, o nośności



Rys. 20. Budowa zakładu i linii wysokiego napięcia.

15 tonn i ramieniu 35 m. Były one wzniesione na filarze murowanym wysokości 21 m, ulegającym następnie zburzeniu. Wysokość derricka tak dobrano, aby można było wykonać część stalową budynku centrali i urządzeń manewrowych zasuw ujęcia.

Ponieważ z drugiej strony same derricki nie pozwoliłyby skończyć betonów na przyjęty termin, zastosowano również dźwigi ruchome, w liczbie zmiennej od 5 do 25, ustawione wzdłuż linii obsługi przed wylotami do przewodów.

Dla dostarczenia betonu pod dźwigi służyły dwie linie obsługi: w poziomie 6,0 poniżej wylotu kanałów odpływowych i poziomie 33,4 na dnie basenu przed ujęciem, trzecia linia o podwójnym torze w poziomie 33,16 obsługiwała dowóz zarówno do derricków, jak i dźwigów.

Ilości betonu ułożone w poszczególnych sezonach budowy są następujące: w 1929 — 33400 m³, 1930 — 134.000 m³, 1931 — 102.000 m³.

Stwierdzono racjonalność robót i dobroć wybranych środków pracy przez możliwość wykonywania robót betonowych i montażowych z maksymalną szybkością i elastycznością.

W kwietniu 1932 nastąpił odbiór pierwszego zespołu turbo-generatorów. Centrala była skończona w październiku tegoż roku.

Budowa śluz komorowych.

Śluz komorowe. Budowę śluz projektowano na okres krótszy od pozostałych obiektów, z tego względu traktowano ją do pewnego stopnia jako robotę rezerwową, na okresy przymusowych przerw, względnie zwolnienia tempa roboty w innych odcinkach.

Z tego względu wykonanie nie nosi charakteru organizacji i racjonalizacji, jak dla poprzednio omówionych części konstrukcji Dnieprostroju.

Wykonanie śluz wymagało poruszenia znacznych ilości mas, ziemi ok. 685.000 m³ i wykopu skalnego ok. 770.000 m³. Śluzy są prawie całkowicie wykute w skale. Roboty rozpoczęto w marcu 1927 roku.

Materiał uzyskany z wykopu i z komór śluz częściowo użyto jako materiał do betonu, częściowo zaś do wykonania grodz zapory oraz grobli, która ogranicza od rzeki kanał wylotowy ze śluz.

Zmechanizowaną pracę przy robotach ziem-



Rys. 21. Montaż spiral turbin.

nych prowadzono sposobem zastosowanym w partii zakładu, to jest przy pomocy bagrów łyżkowych, z nakładaniem bezpośrednim na wagony. Ze względu na trudność linii roboczej, przy piętrowych robotach stosowano ładowanie materiału w kosze, podnoszone do góry dźwigiem i wysypywanie materiału do podstawionego pociągu biegnącego górą.

Betonowanie rozpoczęto w czerwcu 1929. Beton przychodził przygotowany z sąsiedniej betoniarni, umieszczonej na brzegu lewym, transport jego z uwagi na duże różnice poziomów do pokonania sprawiał znaczne trudności. Odbywał się w częściach górnych przy pomocy derricków stałych, używanych wyłącznie w pierwszym okresie.

W sezonach budowlanych ułożono dość różne ilości betonu w związku z charakterem robót rezerwowych, za jakie uważano budowę śluzy, a mianowicie w 1929 — 6400 m³, w 1930 — 63000 m³ i w 1931 — 48000 m³.

Do wykonania poważnej ilości ruchu ziemi ok. 2 mili. m³, koniecznego dla uporządkowania kanału wjazdowego z góry, łącznie z portem, zastosowano na dużą skalę bagry. Równolegle do tych urządzeń stosowano dla terenów lżejszych urządzenia hydrauliczne. Strumieniami wody pod ciśnieniem 20 atmosfer uderzano w czoło wykopu. Dzięki korzystnej konfiguracji terenu usunięcie materiału odbywało się bez budowy specjalnych kanałów. Część materiału, usuniętego hydraulicznie, użyto do wykonania obsypu z tyłu grobli kamiennej, która oddziela od brzegu kanał wjazdowy. Sposób hydrauliczny okazał się w tym wypadku bardzo praktycznym.

Roboty przy zastrzykach.

Stan podłoża skalistego fundamentu okazał się gorszym niż spodziewali się geolodzy, w szczególności stwierdzono warstwę dość silnie spękaną, przy zmniejszaniu się spękań z głębokością. Dla uniemożliwienia przesiąkania pod zaporą wykonano w stopie budowli od góry zastrzyki cementu.

Prace iniekcyjne wykonano w dwóch okresach. Po przygotowaniu wykopu fundamentowego i usunięciu warstw wierzchniej skały wykonano otwory na głębokość 8 m o średnicy 50 mm w odległościach 3—4 m w jednym lub więcej rzędach i wstrzyknięto cement pod ciśnieniem odpowiednio do wagi warstwy skały. Po ułożeniu betonu fundamentu do poziomu 8 lub nieco wyżej, wykonano serię otworów średnicy 150 mm, w odległości 2,75 — 3,25 m, sięgających 25—30 m w skałę. Ściany otworów 150 mm były starannie zbadane przy pomocy specjalnego peryskopu, składającego się z tuby, zaopatrzonej w otwór. Oświetlająca lampa elektryczna poprzez otwór ściany tuby i zwierciadło pod 45° pozwalały zbadać strukturę przy pomocy lunety, umieszczonej u góry tuby. Wysokość ciśnienia stosowanego określano w zależności od ciężaru skały i betonu. Łącznie z otworami dla iniekcji wykonywano otwory kontrolne, dla poznania zakresu działania poszczególnych zastrzyków oraz wykonania próby szczelności.

W otwory te wtłaczano powietrze pod ciśnieniem równym ciśnieniu zastrzyków cementowych,

cementację uważano za zadawalną, jeśli w ciągu pierwszych 10 minut ciśnienie nie spadało więcej niż o 15%. W otworach kontrolnych, sięgających aż do 30 m w skałę, ciśnienie 9 atm. spadało średnio po 10 minutach na 7,5 atm. Jeśli próby nie dawały wyników zadawalnych to otwory kontrolne uszczelniano i wiercono nowe dla dalszych prób. W ten sposób od brzegu do brzegu pod stopę od strony górnej wody stworzono płaszcz nieprzepuszczalny na długość około 1400 m i na głębokość 30—35 m.

Wtłaczana mieszanina była złożona z cementu i wody w stosunku wagowym 1:1. Z postępowaniem cementacji konsystencję zmniejszono do wartości cement : woda = 0,5. Ogólna długość wymienionych otworów wyniosła 24 km, zaś na zastrzyki zużyto 600 tonn cementu.

Kierownictwo robót i wykonanie robót.

Wszystkie roboty konstrukcyjne zakładu na Dnieprze i kombinatu przemysłowego były wykonane pod kierownictwem naczelnym inż. A. Wintera (rosjanina) i jego pomocnika inż. B. Wedeneewa.

Kierownictwo robót na Dnieprze spoczywało w rękach inż. I. Kandałowa i G. Wesełego.

Firma amerykańska H. Cooper i Sp. opracowała program wykonawczy, oraz była zaproszona na rzeczoznawcę dla robót konstrukcyjnych. Sześciu inżynierów tej firmy pozostawało stale na miejscu w czasie wykonywania robót.

Inż. Jan Szowhenow

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

(dokończenie)

Po ustaleniu przepływu wysokich wód o pożądanym prawdopodobieństwie oraz obraniu współczynników szorstkości tak dla głównego koryta, jak też dla terenów zalewowych, mamy częstą potrzebę wyznaczyć na pewnym odcinku rzeki, na przykład między wałami, rzędne zwierciadła wysokiej wody. Jeśli łóżysko nie jest regularne, wtedy dla stałego przepływu Q ruch wody będzie nierównomierny, lecz ustalony, dla którego można napisać:

$$\Delta h = \left(\frac{Q}{C}\right)^2 \frac{P}{F^3} \Delta l + \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_d^2} - \frac{1}{F_g^2}\right) \dots (13)$$

$$\text{lub } \Delta h = \left(\frac{Q}{CF}\right)^2 \frac{1}{R} \Delta l + \alpha \left(\frac{V_d^2}{2g} - \frac{V_g^2}{2g}\right) \dots (14)$$

$$\text{lub } \Delta h = \frac{i_1 + i_2}{2} \Delta l + \alpha \left(\frac{V_d^2}{2g} - \frac{V_g^2}{2g}\right) \dots (15)$$

gdzie Δh — absolutny spadek w metrach między sąsiednimi przekrojami,
 Q — wyznaczony w sposób wyżej opisany przepływ w m³/s.

Z małymi wyjątkami roboty wykonywano akordowo. Zapał do pracy nie pozostawiał nic do życzenia. Panowało ogólne zawodnictwo. Co wieczór wywieszano świetlnie osiągnięte wydajności. Praca odbywała się na 3 zmiany po 7½ godzin. W roku 1928-1929 było zatrudnionych przy budowie 9000 ludzi, liczba ta stopniowo wzrastała osiągając maksimum 25000 w sezonie budowlanym 1931 r.

Literatura.

1. J. Aleksandrow: Le Projet d'utilisation du Dniepre The Transactions of the first Word Power Conference, London 1924 Vol 2 str. 251.
2. O. Walch. Der Ausbau der Wasserkraftanlage „Dnieprostroi“, Siemens Jahrbuch 1928.
3. O. Walch. Die Wasserkraftanlage „Dnieprostroi“ mit besonderer Berücksichtigung der Zerkleinerungs und Mischanlagen. Die Bautechnik 1929 str. 417.
4. S. Steuermann. Die Baustelleinrichtung der Wasserkraftanlage Dnieprostroi. Bauingenieur. 1931 str. 781.
5. P. Bergeon. Les aménagements hydroélectriques du Dniepr. Revue Générale De L'Electricité 1931 str. 874.
6. Vogeler. Der Bau der Dniepr-Staumauer in Süd Russland. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1930 str. 191.
7. Marquardt. Vom Bau der Dnjepr — Wasserkraftanlage. Die Bautechnik 1931 str. 794.
8. K. Pohl. Das neue Wasserkraftwerk am Dnjepr. E.T.Z. 1932 str. 741.
9. C. Marcello. L'impianto idroelettrico sul fiume Dniepr a Kichkas (Dnieprostroi). Energia Elettrica 1935 str. 249.
10. U.R.S.S. en construction.
11. C. Krasiuskij. Nasze Hidroelektroostroitelstwo. Moskwa. 1933.
12. American Methods Win Fight To Control Russian River. Engineering News-Record. 1932. str. 877.

- F_d — powierzchnia przekroju dolnego w m²
 F_g — powierzchnia sąsiedniego przekroju górnego.
 V_d — średnia szybkość w przekroju dolnym w m/s,
 V_g — średnia szybkość w przekroju górnym w m/s,
 F — powierzchnia przekroju średniego dla badanego odcinka.
 P — obwód zwilżony przekroju F .
 R — promień hydrauliczny = $\frac{F}{P}$
 Δl — odległość między profilami w m.
 α — współczynnik = 1,1.
 i_1 — spadek zwierciadła wody w profilu dolnym,
 i_2 — spadek zwierciadła wody w profilu górnym.

Jeśli przekrój poprzeczny rzeki nie jest zwarty, a więc, składa się z głównego koryta oraz terenów zalewowych, wtedy przed rozpoczęciem obliczeń należy ustalić wartość współczynników szorstkości; dla głównego koryta n_1 i dla terenu zalewowego n_2 ewentualnie n_2 i n_3 . Dalej zaś postępujemy w taki sposób: W pierwszym z dołu profilu przyjmujemy ruch równomierny, spadek zaś i_1 — bezpośrednio zaniwelowany lub średni wyrównany. (Pewny błąd w przyjęciu pierwszego spadku nie ma praktycznego znaczenia). Obliczamy wypełnienie koryta dla przepływu danego Q_{max} , a

więc rzędną zwierciadła wody w pierwszym profilu tj. Z_a ; następnie przez próbę ustalamy rzędną zwierciadła wody w profilu drugim Z_g i dla tej rzędnej obliczamy F_g, P_g i R_g ; ażeby sprawdzić teraz, czy przyjęta rzędna Z_g jest słuszna, należy wyznaczyć podział przepływu Q_{max} między korytem głównym a terenem zalewowym oraz spadek i_2 w profilu drugim. Odnalezienie wspomnianych wartości dokonywane się zwykle w drodze szeregu uciążliwych prób, które zabierają dużo czasu. W celu ułatwienia tych czynności proponuję sposób następujący: Przyjmujemy znów, że w profilu górnym odbywa się ruch równomierny, dla którego można napisać, korzystając ze wzoru Manning'a:

a) dla koryta głównego przy współczynniku szorstkości n_1

$$Q_1 = \frac{1}{n_1} R_1^{2/3} F_1 I_1^{1/2} \text{ lub } = M_1 I_1^{1/2} \dots (16)$$

b) dla części obszaru zalewowego ze współczynnikiem n_2

$$Q_2 = \frac{1}{n_2} R_2^{2/3} F_2 I_2^{1/2} \text{ lub } M_2 I_2^{1/2} \dots (17)$$

c) dla innej części obszaru zalewowego ze współczynnikiem n_3

$$Q_3 = \frac{1}{n_3} R_3^{2/3} F_3 I_3^{1/2} \text{ lub } M_3 I_3^{1/2} \dots (18)$$

przyjmujemy zwykle $I_1 = I_2 = I_3 = I$

Więc, $Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q_{max} = (M_1 + M_2 + M_3) I^{1/2}$

$$\text{Skąd } I^{1/2} = i_2^{1/2} = \frac{Q_{max}}{M_1 + M_2 + M_3} = N \dots (19)$$

$$i_2 = N^2; i_2^{1/2} = N \dots (20)$$

Jeżeli teren zalewowy ma charakter jednaki, wtedy $n_2 = n_3$

$$Q_1 + Q_2 = Q_{max} = (M_1 + M_2) I^{1/2}$$

$$I^{1/2} = i_2^{1/2} = \frac{Q_{max}}{M_1 + M_2} = N$$

Po wyznaczeniu $i_2^{1/2}$ obliczamy:

$$Q_1 = M_1 i_2^{1/2}; Q_2 = M_2 i_2^{1/2},$$

ewentualnie $Q_3 = M_3 i_2^{1/2}$;

$$\text{następnie } V_1 = \frac{Q_1}{F_1}, V_2 = \frac{Q_2}{F_2}, V_3 = \frac{Q_3}{F_3} \text{ } ^1)$$

$$\Delta h = \frac{i_1 + i_2}{2} \Delta l + \alpha \frac{V_3^2 - V_1^2}{2g}$$

Jeżeli Δh nie będzie równe przyjętej różnicy rzędnych $Z_g - Z_a$, wtedy należy rzędną Z_g odpowiednio zmienić, obliczenia zaś powtórzyć.

Dokonane obliczenia należy przedstawić w tabeli, jak to podano niżej dla przykładu.

Wartości dla przekroju np. Nr. 6 otrzymano z następujących obliczeń:

$$Q_1 = \frac{1}{0,025} 255 \times 3,65^{2/3} I^{1/2} = 24160 I^{1/2};$$

$$Q_2 = \frac{1}{0,040} 801 \times 1,86^{2/3} = 30250 I^{1/2};$$

$$Q_1 + Q_2 = 1186 = 54410 I^{1/2}; I^{1/2} = 0,0218;$$

$$I = 0,000475 = 0,475 \text{‰}; Q_1 = 24160 \times 0,0218 = 527;$$

$$Q_2 = 30250 \times 0,0218 = 659;$$

$$V_1 = \frac{Q_1}{F_1} = \frac{527}{255} = 2,07 \text{ m/s}; V_2 = \frac{659}{801} = 0,82 \text{ m/sek};$$

reszta danych tabeli nie potrzebuje wyjaśnień.

Część przekroju	Przekrój F m ²	B m	t m	Q m ³ /sek	V m/s	$\frac{\alpha V^2}{2g}$ m	i ‰	$\frac{i_1 + i_2}{2}$ ‰	Δl m	$\frac{i_1 + i_2}{2} \cdot \Delta l$ m	$\Delta \alpha \frac{v^2}{2g}$	h	H	Wartość n
Odcinek rzeki Warty od do $Q_{max} = 1186 \text{ m}^3/\text{sek}$.														
Przekrój Nr. 5.														
f_1	304	69	4,41	445	1,46	0,121	0,170	—	—	—	—	—	94,47	$n_1 = 0,025$
f_2	1261	531	2,37	741	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	
Przekrój Nr. 6, przyjęto rzędną 94,65 $n_2 = 0,040$														
f_1	255	70	3,65	527	2,07	0,240	0,475	0,322	960	0,309	-0,119	0,19	94,66	$n_2 = 0,040$
f_2	801	430	1,86	659	0,82	—	—	—	—	—	—	—	—	
Przekrój Nr. 7, przyjęto rzędną 95,00														
f_1	222	61	3,64	447	2,00	0,224	0,449	0,461	730	0,336	+0,016	0,352	95,01	$n_2 = 0,040$
f_2	877	439	2,00	739	0,83	—	—	—	—	—	—	—	—	

¹⁾ Zamiast promienia hydraulicznego R można brać dla szerokich przekrojów rzecznych średnią głębokość $t = \frac{F}{B}$.

¹⁾ Z powyższego też wynika: $\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{M_1}{M_2} = M$;
 $Q_2 + Q_1 = Q$; $Q_2 = \frac{Q}{1+M}$; $Q_1 = Q - Q_2$.

Przedłożony wyżej sposób ustalenia spadku l_2 oraz rozdzielania przepływów między korytem głównym a obszarem zalewowym daje w ogóle dobre wyniki we wszystkich wypadkach, gdzie zmiana powierzchni przekrojów odbywa się bez nagłych zmian.

Obliczenie Q_1 , Q_2 i Q_3 wzorami 16, 17 i 18 nie przedstawia żadnych trudności i może być dokonywane za pomocą linii logarytmicznej.

Przy projektowaniu rozstawy oraz podwyższenia korony wałów należałoby zastanowić się jeszcze nad dwoma kwestiami, które mają, przynajmniej w pewnych wypadkach, doniosłe znaczenie, a mianowicie: a) nad podwyższeniem zwierciadła wody w rzece na skutek zatoru lodowego i b) nad zamuleniem łożysk rzecznych między wałami.

Zatory lodowe mogą w pewnych warunkach podnieść poziom wody w rzece nawet wyżej katastrofalnych, które zdarzają się bez zatoru. Jeśli warunki przejścia lodów pozostają i nadal bez zasadniczych zmian, wtedy podwyższenie zwierciadła wody, wywołane przez zator, należy brać pod uwagę, obliczyć cofkę na skutek zatoru oraz przyjąć za miarodajny ten poziom wody, który okaże się wyższym.

Inż. Kazimierz Dębski

Roczne maxima odpływu, ich objętość i częstotliwość

Znajomość największych przepływów rzecznych jest podstawowym elementem racjonalnego projektowania otworów mostowych, obwałowań, przegród dolin, upustów i wielu innych budowli hydrotechnicznych.

Zagadnieniu poznania wielkich wód poświęciłem kilka prac kolejno po sobie następujących. Starłem się w nich zbadać właściwości szeregów rozdzielczych, utworzonych z rocznych maximów odpływu, w zakresie umożliwiającym ekstrapolację wyników bezpośrednich pomiarów przepływu poza obszar dokonanych sprostżeń, przede wszystkim w odniesieniu do rzek płynących na obszarze naszego Państwa.

Szeregi rozdzielcze, jak wiemy, dają się scharakteryzować za pomocą trzech miar, a mianowicie:

- miary położenia,
- miary zmienności (dyspersji),
- miary skośności (asymetrii).

Jako miara położenia ugrupowań tego rodzaju przyjmowaną bywa najczęściej średnia arytmetyczna. W odniesieniu do szeregów rozdzielczych, utworzonych z rocznych maximów odpływu, miara ta wykazuje liczne niedogodności.

Dogodniejszą miarą położenia jest tu wartość środkowa, t. zw. zwyczajne roczne maximum odpływu, inaczej wielka woda doroczna.

Miarą tą zajmowałem się w pracy¹⁾, referowanej na Międzynarodowym Kongresie Geogra-

Zamulenie łożyska rzek obwałowanych można obserwować na wielu rzekach. Pomiary przekrojów na Wiśle, Rabie, Wisłoku i Dunajcu, dokonane przez urzędy wojewódzkie w 1935 i 1936 r., wykazały, że na poszczególnych odcinkach tych rzek zaszły w ciągu dziesiątków lat po obwałowaniu dość poważne zmiany, jednak suma zmian dodatnich i ujemnych, t. j. zamuleń oraz pogłębień nie jest zbyt duża i wyraża się w liczbach następujących: na Wiśle, od km 103 do km 247 nastąpiło na ogół zamulenie, które wyniosło przeciętnie 5,3 m/m w ciągu roku na całej szerokości między wałami; na Rabie nastąpiło zamulenie do 3,4 m/m w ciągu roku na całej szerokości; na Wisłoku około 5 m/m. Powyższe dane wypośredkowano za okres czasu od 21 do 52 lat. Z tego wynikałoby, że zamulenie między wałami odbywa się, chociaż i dość powolnie; średnie podwyższenie łożyska i terenu zalewowego w ciągu roku można przyjąć 4—5 mm na całej szerokości między wałami. W ciągu 100 lat podwyższenie całego koryta między wałami może osiągnąć 0.40 — 0.50 m, które to podwyższenie należałoby brać pod uwagę, przynajmniej na obszarach zalewowych.

ficznym w Warszawie, w 1934 roku. Dla rzek polskich podałem wówczas formułę ogólną w brzmieniu:

$$\log q = c - 0,3 \log A \quad (1)$$

Oznacza tutaj: q — wartość środkową szeregu maximów rocznych, w l/skm^2 , będącą zarazem miarą położenia szeregu, A — powierzchnię dorzecza w km^2 , c — wielkość zależną od właściwości poszczególnych rzek i odcinków rzecznych, którą nadal nazywać będziemy parametrem miary położenia.

Orientację, co do liczbowych wartości tego parametru znajdziemy w zestawieniu 1.

Dokładniejsze dane dotyczące wielkości c podałem w pracy wymienionej pod [1], gdzie znajduje się plan isolinij tej wielkości na obszarze Polski oraz tabela szczegółowa odnośnych wartości liczbowych, obliczonych dla 201 przekrojów rzecznych.

Dla przekrojów w tej tabeli nieuwzględnionych oznaczyć można liczbową wartość parametru miary położenia metodą bezpośrednią, gdy porządkujemy wynikami pomiarów przepływu i sprostżeń wodowskazowych, lub metodą pośrednią, gdy brak nam tych wyników.

Przykłady obliczeń z tego zakresu podałem w „Wiadomościach Służby Hydrograficznej”¹⁾.

¹⁾ Inż. Kazimierz Dębski. Zwyczajne roczne maxima odpływu. Warszawa 1934. [1]

¹⁾ Inż. Kazimierz Dębski. Roczne maxima odpływu pojawiające się raz na 25 lat i częściej w przecięciu wieloletnim. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Zeszyt 2. Warszawa 1935. [2].

ZESTAWIENIE 1

Dorzecze	Rzeka, odcinek rzeki	Wielkość c	
		od	do
Warta	Warta, dorzecze Warty do Neru i Prozny (włącznie)	2,40	2,69
	Dorzecze Warty poniżej Neru i Prozny	2,12	—
Wisła	Dunajec do ujścia Popradu, Soła i jej dorzecze	3,44	3,64
	Wisła do ujścia Bugu, jej górskie dopływy	3,14	3,26
	Dolna Wisła, Czarna Nida, Nida	2,95	3,04
	Dorzecze górnego Bugu do Huczwy (włącznie)	2,75	—
	Bug poniżej Huczwy, jego dopływy poniżej ujścia Krzny, prawe dopływy Narwi, lewe dopływy Wisły od Przemszy do Bzury, Wieprz	2,41	2,64
	Muchawiec z dopływami, dopływy Wisły poniżej Drwęcy z Drwęcą włącznie	2,08	2,26
	Dzwina i Niemen	Dzwina i Druja, Dzisna, Niemen, Wilia, Wilejka.	2,86
Dniepr	Dzitwa, Zelwa, Serwecz	2,57	2,74
	Słucz, Horyń poniżej Słuczy	2,79	2,94
Dniestr	Prypeć, Stochód, Styr, Pina	2,61	2,69
	Wyżewka, Turia, Horyń, lewe dopływy Prypeci do Słuczy Litewskiej	2,40	2,48
	Stryj, Opór	3,53	3,58
	Dniestr	3,24	3,39
	Lewe dopływy Dniestru, do Seretu włącznie	2,54	2,72

W tym miejscu je pokrótce powtórzę.

Przykład I.

Obliczenie wielkości c sposobem bezpośrednim, dla przekroju Wisły w Krakowie.

Roczne maxima stanów wody z okresu 1919 — 1933, wymienione w porządku chronologicznym są tu następujące: + 208, + 252, ± 0, + 178, + 214, + 236, + 408, + 222, + 72, — 46, + 58, + 132, + 317, + 16, + 38 cm.

Środkowa wartość wybrana z pośród wymienionych wynosi + 178 cm. Według krzywej konsumpcyjnej Wisły w Krakowie temu stanowi wody odpowiada przepływ 731 m³/s, czyli przy zlewni 8021 km² odpływ jednostkowy 91,0 l/skm².

Podstawiając tę ostatnią wielkość w równanie (1) znajdziemy bezpośrednio

$$c = 3,132.$$

Przykład II.

Obliczenie wielkości c sposobem pośrednim, dla rzeczki Sirotki, dopływu Giełczwi, w dorzeczu Wieprza. Z tabeli szczegółowej w pracy [1] znajdujemy dla Wieprza $c = 2,506$.

Poprawkę, którą należy dodać do tej wielkości, ażeby otrzymać odpowiednią wielkość odnoszącą się do Sirotki, obliczamy z formuły interpolacyjnej:

$$\Delta c = 2.73 \Delta \log P + 0.36 \Delta \log H + 0.18 \Delta \log I \quad (2)$$

Oznacza w tej formule: P — opad roczny; H — wysokość

terenu lub zwierciadła wody, w badanym przekroju rzeczonym; I — przeciętny spadek na odcinku od działu wodnego w okolicy źródeł do badanego przekroju.

Zmienne powyższe mogą być określone z dokładnością wystarczającą na podstawie mapy rozkładu opadów rocznych oraz map szlabowych dorzecza, w jednostkach dowolnych.

Zmienne te określamy dla przekroju, którego wielkość c jest znana, następnie dla tego przekroju, którego wielkości c szukamy. Logarytmujemy je, parami odejmujemy pierwsze logarytmy od drugich i znalezione różnice logarytmów podstawiamy w równanie (2). W wyniku otrzymujemy szukaną poprawkę.

Bieg obliczenia wskazuje tabelka.

Oznaczenie przekroju		P	$\log P$	H	$\log H$	I	$\log I$
Przekrój	L. p.	mm		m		‰	
Wieprz w Łęcznej	(1)	585	2,767	156	2,194	1,09	0,038
Sirotki przy ujściu	(2)	560	2,748	180	2,256	7,00	0,845
Różnice $\Delta \log$		(2) — (1)	—	—	+0,062	—	+0,807

$$\Delta c = - 2.73 \times 0,019 + 0.36 \times 0,062 + 0.18 \times 0,807 = + 0,116.$$

Stąd dla Sirotki przy ujściu

$$c = 2,506 + 0,116 = 2,622.$$

Drugą miarą charakteryzującą badane ugrupowania jest miara zmienności (dyspersji).

Wobec przyjęcia wartości środkowej za miarę położenia najstosowniejszą miarą zmienności staje się odchylenie ćwiartkowe.

W szeregach rozdzielczych symetrycznych lub umiarkowanie asymetrycznych odchylenie ćwiartkowe jest równe połowie różnicy wartości ćwiartkowych górnej i dolnej.

Szeregi utworzone z rocznych maximów odpływu odznaczają się przeważnie bardzo dużym stopniem asymetrii. Znika ona, gdy szeregi rozdzielcze tak zmodyfikujemy, że zamiast bezwzględnych wartości maximów przyjmujemy logarytmy ich stosunków do wartości środkowej. Te to zmodyfikowane szeregi służą za podstawę dalszych wywodów.

Jeśli stosunek pewnego maximum do wartości środkowej w szeregu maximów oznaczmy symbolem k , a procent prawdopodobieństwa pojawienia się tego maximum, względnie odnośnego stosunku (razem z wyższymi) oznaczmy za pomocą indeksu u dołu tego symbolu, wówczas będzie oznaczać:

$$\log k_{25} \text{ — górną wartość ćwiartkową}$$

$$\log k_{75} \text{ — dolną wartość ćwiartkową,}$$

w zmodyfikowanym szeregu rozdzielczym rocznych maximów odpływu.

Stąd wzór na odchylenie ćwiartkowe, jako miarę zmienności w badanym ugrupowaniu przybierze brzmienie:

$$v = \frac{\log k_{25} - \log k_{75}}{2} \dots (3)$$

Wzór ten może znaleźć zastosowanie w tych wypadkach, gdy obydwie wartości ćwiartkowe dają się obliczyć bezpośrednio ze znanego szeregu rozdzielczego.

Gdy szeregu rozdzielczego nie posiadamy, może pomóc do obliczenia miary zmienności formuła empiryczna w brzmieniu następującym:

$$v = 0,0289 c - 0,0193 \log A + 0,385 x \quad (4)$$

Formułę tę uzasadniłem w referacie¹⁾ przedstawionym IV Kongresowi Geografów i Etnografów Słowiańskich w Sofji, w roku 1936.

W formule tej oznacza: v — odchylenie ćwiartkowe, x — wielkość, zależną od właściwości poszczególnych dorzeczy, którą nadal nazywać będziemy parametrem miary zmienności.

Liczbowe wartości tego parametru podaje zestawienie 2.

ZESTAWIENIE 2.

Numer	Grupa regionalna Dorzecza i rzeki	Wielkość x
I	Dorzecze Warty	0,321
II	Wisła od Krakowa do ujścia	0,283
III	Wisła od źródeł do Dworów (powyżej ujścia Skawy), górskie dopływy Wisły	0,347
IV	Lewobrzeżne dopływy Wisły od Przemszy do Bzury	0,279
V	Bug i jego dorzecze poniżej ujścia Ługu	0,355
VI	Dopływy Wisły od Drwęcy do morza	0,217
VII	Dorzecze Niemna	0,366
VIII	Dorzecze Dźwiny (Dzisiaj)	0,203
IXa	Prypeć i jej lewe dopływy (w stanie obecnym)	0,356
IXb	Prypeć i jej lewe dopływy (po zniesieniu retencji)	0,476
X	Dorzecze Wieprza — całkowite, Bugu — od źródeł po ujście Huczwy, Prypoci — prawobrzeżne, Dniestru od Wereszycy — lewobrzeżne	0,596
XI	Dniestr od źródeł do Kornałowic, górskie dopływy Dniestru	0,369
XII	Dniestr od Czajkowic do Zaleszczyk	0,304

Formuły (3) i (4) dają możliwość obliczenia odchylenia ćwiartkowego metodą bezpośrednią lub pośrednią, zależnie od warunków. Sposób korzystania z formuł wskazano na przykładach.

Przykład III.

Obliczenie odchylenia ćwiartkowego v metodą bezpośrednią, dla przekroju Wisły w Krakowie, na podstawie spostrzeżeń stanów wody i pomiarów przepływu z lat 1919 — 1933.

Obliczenie przeprowadzono w układzie tabelarycznym. W kolumnie 1, zestawienia 3, wymieniono roczne maxima stanów wody, uporządkowane według wielkości. Jest to szereg rozdzielczy stanów wody. W kolumnie 2 wymieniono korespondujące z tymi stanami objętości przepływu, oznaczone przy pomocy krzywej konsumpcyjnej przekroju. Jest to szereg rozdzielczy rocznych maximów przepływu. Średkowa wartość tego szeregu wy-

¹⁾ W przygotowaniu do druku w pracach Kongresu, p. t. „Zwyczajne roczne maxima odpływu jako podstawa do obliczenia przepływów największych” [3].

nosi 731 m³/s. Dzielać przez nią poszczególne wyrazy w kolumnie 2 zestawiono kolumnę 3. Jest to szereg rozdzielczy stosunków $k_p = Q_p : Q$. Procent prawdopodobieństwa poszczególnych wielkości tych stosunków podano obok w kolumnie 5, obliczając go z wzoru

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

w którym oznacza: m — ilość wyrazów większych lub równych badanemu, n — całkowitą ilość wyrazów w szeregu, p — procent prawdopodobieństwa (częstość) pojawienia się razem z wyższymi w procentach.

W kolumnie 4 jest miejsce na zmodyfikowany szereg rozdzielczy maximów. Wpisano tu tylko te wyrazy, które były potrzebne do obliczenia wartości ćwiartkowych.

ZESTAWIENIE 3.

Stan wody cm	Objętość m ³ /s	Stosunek k_p	$\log k_p$	Prawdopodobieństwo $p\%$
1	2	3	4	5
408	1610	2,20	.	3,3
317	1210	1,66	.	10,0
252	970	1,33	.	16,7
236	910	1,24	0,094	23,4
222	865	1,18	0,072	30,0
214	830	1,13	.	36,7
208	795	1,09	.	43,3
178	731	1,00	.	50,0
132	590	0,81	.	56,6
72	445	0,61	.	63,5
58	415	0,57	-0,244	70,0
38	365	0,50	-0,300	76,7
16	320	0,44	.	83,5
0	280	0,38	.	90,0
-46	215	0,29	.	96,7

Za pomocą interpolacji liniowej znajdujemy wielkości $\log k_p$ dla prawdopodobieństwa 25% i 75%, a mianowicie:

$$\log k_{25} = 0,086$$

$$\log k_{75} = -0,286.$$

Za pomocą formuły (3) obliczamy stąd odchylenie ćwiartkowe

$$v = 0,186.$$

Jest to wielkość przywiązana do zbadanego, krótkiego okresu piętnastu lat. Badając szereg maximów z 96-letniego okresu spostrzeżeń, w tym samym przekroju, otrzymałem w sposób analogiczny wielkość $v = 0,127$, oczywiście więcej wiarygodną od pierwszej, obliczonej tu jedynie dla przykładu.

Przykład IV.

Obliczenie odchylenia v dla tego samego przekroju metodą pośrednią.

Korzystamy z formuły (4).

Parametr miary położenia, jak obliczono w przykładzie I wynosi $c = 3,152$.

Powierzchnia dorzecza $A = 8021 \text{ km}^2$, stąd

$$\log A = 3,904.$$

Parametr miary zmienności dla rzek grupy II odczytujemy z tabeli podanej wyżej w zestawieniu 2.

$$x = 0,283.$$

Po podstawieniu w równanie (4) otrzymujemy stąd

$$v = 0,124$$

Wielkość ta dorównywa w przybliżeniu tej, jaką można znaleźć bezpośrednio, badając szereg liczący 96 spostrzeżeń, z okresu 1831 — 1932.

Znając odchylenie ćwiartkowe w szeregu symetrycznym lub umiarkowanie asymetrycznym obliczyć możemy maximum przepływu o dowolnym stopniu prawdopodobieństwa.

Użyjemy w tym celu równania:

$$\log k_p = \frac{l_p}{l_{25}} v \quad \dots (5)$$

uzasadnionego w pracy wymienionej pod [3].

W równaniu tym oznacza: k_p — stosunek szukanego maximum odpływu do zwyczajnego rocznego maximum odpływu, l_p — odległość dla podziałki prawdopodobieństwa ¹⁾.

Odległości l_p oraz stosunki $l_p : l_{25}$ dla najważniejszych, spotykanych w praktyce wartości p , zestawione są poniżej.

$p\%$	l_p	$l_p : l_{25}$
50.0	0.000	0.00
25.0	0.674	1.00
10.0	1.282	1.91
5.0	1.645	2.45
4.0	1.750	2.60
2.0	2.054	3.05
1.0	2.326	3.46
0.5	2.575	3.83
0.2	2.878	4.28
0.1	3.090	4.59
0.05	3.291	4.88
0.02	3.540	5.26
0.01	3.718	5.52

Jeśli oznaczymy: Q_p — objętość przepływu wyrażona w m^3/s , która jako maximum roczne posiada prawdopodobieństwo pojawienia się razem z wyższymi (częstotliwość) $p\%$, Q — zwyczajne roczne maximum przepływu wyrażone w m^3/s , k_p — stosunek $Q_p : Q$ wówczas korzystając z formuły (5) i na wstępie podanej formuły (1) ustawić możemy równanie szukaney objętości Q_p .

Z równania (1), w którym odpływ wyrażony jest w l/skm^2 wyprowadzić się daje równanie

$$\log Q = c + 0,7 \log A - 3,0 \quad \dots (6)$$

w którym odpływ podany jest w m^3/s .

Mamy zarazem związek wynikający ze znaczenia symbolów:

$$\log Q_p = \log Q + \log k_p \quad \dots (7)$$

Celem uproszczenia formuł podstawiamy:

$\alpha = \log Q$, obliczając je z równania (6), oraz

$\beta = \log k_p$, które oblicza się z równania (5).

Po wprowadzeniu nowych symbolów otrzymujemy szukany wzór empiryczny w prostej postaci:

¹⁾ Szczegółową tabelę tych odległości znajdzie czytelnik w pracach:

Prof. M. Rybczyński, Prof. Dr. K. Pomianowski, Doc. Dr. K. Wóycicki, Hydrologia, Część I. Opad — odpływ, Warszawa 1933.

Allen Hazen, Flood flows, a study of frequencies and magnitudes, New York 1930.

$$Q_p = 10^{\alpha + \beta} \quad \dots (8)$$

Korzystanie z tego wzoru nie nastęca trudności, jeśli znany jest parametr miary położenia i parametr miary zmienności.

Rozpatrzmy to na przykładzie.

Przykład V.

Obliczenie objętości przepływu Wisły w Krakowie, o częstotliwości pojawiania się razem z wyższymi raz na 100 lat ($p = 1.0\%$).

Znane: $A = 8021 km^2$

$c = 3,132$

$x = 0,283$

Obliczamy wykładnik potęgowy równania (8).

$$\alpha = \log Q = c + 0,7 \log A - 3,0$$

$$\alpha = 2,865$$

$$\beta = \log k_p = \frac{l_p}{l_{25}} v$$

dla $p = 1\%$ odczytujemy z tabelki

$$l_p : l_{25} = 3,46$$

$v = 0,124$ (z obliczenia w przykładzie IV),

$$\beta = 0,429$$

$$\alpha + \beta = 3,294$$

Podstawiając do wzoru (8) znajdujemy

$$Q_{1,0} = 1965 m^3/s$$

Wynik ten możemy porównać z rezultatem obliczenia bezpośredniego. W szeregu rocznych maximumów sianów wody, notowanych w Krakowie w latach 1831—1860, 1867—1932, liczącym razem 96 sprostżeń, zanotowano maximum w r. 1903 przy stanie +452 cm. Na podstawie wyników pomiarów młynkowych wielkiej wody z r. 1925, po uwzględnieniu wpływu zmian koryta przepływ z r. 1903 ocenić się daje na 1780 m^3/s . Przepływ większy mógł się zdarzyć raz tylko, a mianowicie w r. 1813, poczem w ciągu 123 lat nie był ani razu osiągnięty. Wiadomości o wezbraniach tej miary z okresu wcześniejszego nie posiadamy. Przyjmując dla obliczenia częstotliwości wezbrania z r. 1903, razem z wyższymi, w odnośnej formule $m = 2$, $n = 123$ znajdujemy $p = 1.22\%$. Wynikałoby stąd, że

$$Q_{1,22} = 1780 m^3/s.$$

Wynik ten zgadza się stosunkowo dobrze z wynikiem obliczenia poprzedniego, w którym znaleziono

$$Q_{1,00} = 1965 m^3/s.$$

Zadanie wyznaczenia objętości przepływu Q_p za pomocą równania (8) komplikuje się wówczas, gdy badane ugrupowanie nie jest symetryczne, ściśle mówiąc, gdy asymetria jest tak duża, że w rachunku nie może pozostać bez uwzględnienia.

Wypadki takie zaliczają się do wyjątków, o ile rozpatrujemy wyłącznie szeregi zmodyfikowane.

W pracy wymienionej pod [3] udowodniłem, że asymetria, na jaką wskazuje analiza szeregów o małej ilości wyrazów, nie jest wyrazem prawa przyrody lecz z reguły bywa wynikiem przypadkowego układu zjawisk. Przekonywującym jest pod tym względem następujące zestawienie:

Średnia ilość spostrzeżeń w szeregu	Ilość szeregów zbadanych n	Średnie odchylenie ρ
10	65	0,103
30	39	0,083
58	28	0,052
103	11	0,032
(274)	(5)	(0,015)
Razem	148	0,084

W zestawieniu tym oznacza: $\rho = \sqrt{\frac{[r^2]}{n}}$,
przy czym

$$r = \log k_{25} + \log k_{75} \quad (9)$$

W szeregu zmodyfikowanym, symetrycznym $r=0$; w szeregach asymetrycznych $r \neq 0$. Badając średnie odchylenie ρ wielkości r od zera, w ugrupowaniu zmiennych r , podzielonym na klasy w zależności od ilości spostrzeżeń, z których złożone są odnośne szeregi rozdzielcze, stwierdzamy, że odchylenie ρ , w miarę wzrostu przeciętnej ilości spostrzeżeń, w szeregach przynależnych do danej klasy zmiennych r , zdecydowanie zbliża się do zera.

Wynika stąd wskazanie, że stwierdzenie za pomocą równania (9) pewnej asymetrii szeregu nie jest jeszcze dowodem, że asymetria taka w rzeczywistości istnieje¹⁾.

W takich wypadkach należałoby rozważyć przede wszystkim:

a) czy materiał podstawowy, z którego zbudowaliśmy szereg, jest tak dokładny i ścisły, że zasługuje na zupełne zaufanie,

b) czy ilość wyrazów w szeregu jest wystarczającą, by wykluczyć możliwość zniekształcenia tegoż szeregu przez wpływy przypadkowe,

c) czy charakter dorzecza i warunki przepływu wód w przekroju badanym istnienie asymetrii uzasadniają, chociażby co do znaku algebraicznego, wskazanego przez obliczenie.

Dopiero, gdy na te pytania znajdziemy zadowalającą odpowiedź, wolno nam dążyć do zwiększenia dokładności dotychczasowego rachunku, przez uwzględnienie wpływu asymetrii, bez obawy, że popełnimy przy tym błąd większy od tego, jaki pragniemy usunąć.

W idealnie symetrycznym ugrupowaniu zmiennych $\log k$ sumy wyrazów jednakowo oddalonych od obydwu końców szeregu rozdzielczego są równe zero.

W asymetrycznym ugrupowaniu mogą być one różne od zera. Wyrazimy to równaniem:

$$r_{px} = \log k_p + \log k_{100-p} \geq 0 \quad (10)$$

Prawdopodobieństwo pojawienia się wielkości r_{px} oblicza się z równania $p_x = \frac{p^2}{100}$.

Rozpatrując bieg wielkości r_{px} przywiązanych do pewnego szeregu rozdzielczego zmiennych

¹⁾ Uwaga ta dotyczy również innych, będących w użyciu metod obliczenia asymetrii.

$\log k$ stwierdzamy, że zmiany kolejnych wielkości r_{px} są wybitnie przypadkowe.

W wypadku rzeczywistej asymetrii ugrupowania, w miarę wzrostu odległości od środka szeregu t. j. w miarę malenia indeksu p_x winny wzrastać wielkości r_{px} — według pewnej reguły ciągłości.

Ilość szeregów, jakimi mogłem rozporządzać, okazała się za małą, by regułę tę dostatecznie wyświetlić. Na zasadzie analizy 38 szeregów można było sformułować tylko pewne kryterium orientacyjne.

Opiewa ono:

$$r_{px} = 0,6 r l_{px}^{1,24} \quad \dots \quad (11)$$

Obliczając dla pewnego szeregu, składającego się z dostatecznie dużej ilości wyrazów, wielkości r_{px} i odnośne l_{px} oraz podstawiając je następnie w równanie (11) otrzymujemy dla szeregu o ilości wyrazów $2n$, ilość równań n o jednej niewiadomej r .

Obliczamy ją z równania

$$r = \frac{1,67 \sum_1^n l_{px}^{1,24} r_{px}}{\sum_1^n l_{px}^{2,48}} \quad \dots \quad (12)$$

Wielkość r jest parametrem miary asymetrii. Miara asymetrii według wywodów zawartych w pracy [3] oblicza się z równania

$$s = \frac{r}{v} \quad \dots \quad (13)$$

Równanie (5) po uwzględnieniu wpływu asymetrii przybiera postać

$$\log k_p = \frac{l_p}{l_{25}} v + 0,3 r l_p^{1,24} \quad \dots \quad (14)$$

stosownie do uzasadnienia podanego w pracy [3].

$$\text{Podstawiając: } \gamma = 0,3 r l_p^{1,24} \quad \dots \quad (15)$$

znajdujemy w sposób podobny jak przedtem równanie (8), pełne równanie objętości przepływu, o dowolnym prawdopodobieństwie pojawienia się, przeciętnym w dłuższym szeregu lat:

$$Q_p = 10^{\alpha + \beta + \gamma} \quad \dots \quad (16)$$

W wykładniku potęgowym tego równania składnik α jest funkcją miary położenia, β jest funkcją miary zmienności, γ jest funkcją miary skośności (asymetrii).

Zasięg wpływu tej ostatniej funkcji zbadamy na przykładzie.

Przykład VI.

Zakładamy:

$$\rho = 0,1\%$$

$$r = 0,103$$

Odczytujemy z tabelki powyżej $l_p = 3,09$.
Obliczamy stąd $l_p^{1,24} = 4,04$, po czym $\gamma = 0,125$,
oraz $10^\gamma = 1,33$.

Wpływ asymetrii wyrazi się zmianą wielkości wynikającej z równania (8) około $+33\%$.

Jak wynika z zestawienia średnich odchyleń ρ , asymetria wyrażona parametrem $r = 0,103$ jest bardzo wysoka, a w szeregach o ilości 100 spostrzeżeń prawie nie osiągalna ($3\rho = 0,096 < 0,103$). Wnosimy stąd, że wpływ asymetrii na zmianę wielkości wynikających z równania (8) jest z reguły mniejszy od tego, który obliczono w ostatnim przykładzie.

Z robót wodnych w kraju

Odbudowa upustu w Kurkulu na kanale Augustowskim.

W bieżącym roku ukończono w m. Kurkul odbudowę upustu w miejscu zrujnowanego.

Betonowe przyczółki upustu są fundowane na palach, zabijanych w gruncie piaszczystym do głębokości 4,0 m między ścianami szczelnymi, bitymi do głębokości około 5,0 m.

Ponur i poszur na długości przyczółków wykonano w płycie betonowej, opartej również na palach, a oddzielonej od przyczółków szparą dylatacyjną, wypełnioną blachą miedzianą grubości 1 mm.

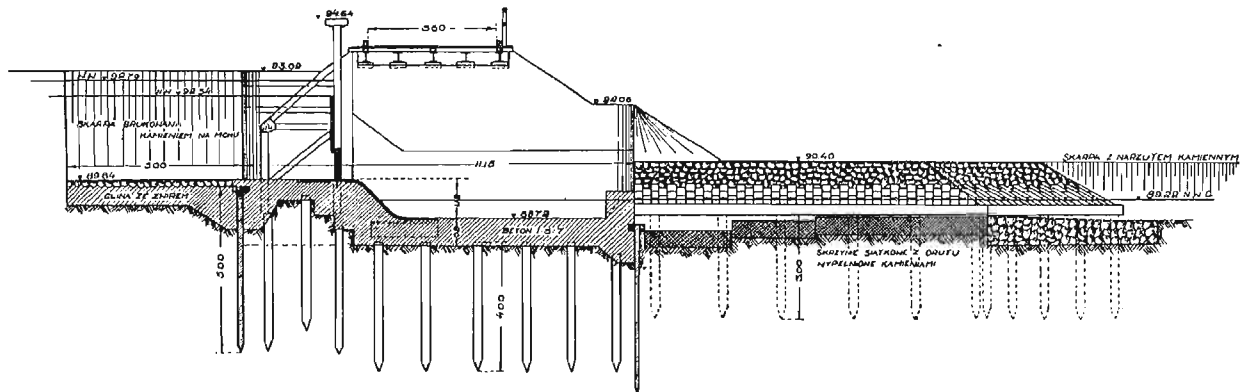
Światło upustu jest podzielone na 5 otworów po 1,65 m. Słupy stawidłowe dla zastawek, połączone z izbicami, wykonane są z żelaza.

Zastosowano zastawki dwudzielne, wysokości 1,7 m \pm 0,8 m.

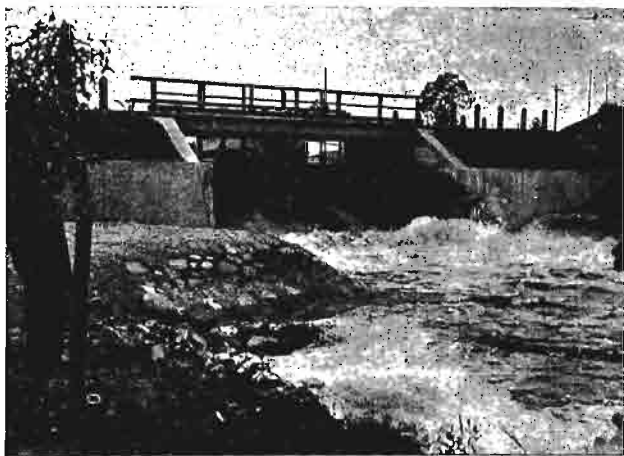
Różnica poziomów górnego i dolnego zwierciadła wody normalnej wynosi 3,12 m.

Ponur i poszur w obrębie progu na pewnej szerokości wyłożono klinkierem. Wodę przepuszcza się najpierw dołem, w miarę potrzeby otwiera się po tym górną zastawkę.

Próg upustu jest wyżej od dolnego zwierciadła wody normalnej o 0,62 m, przechodzi on łagodnie w podłoże, które w obrębie przyczółków ma zagłębienie wodne, czyli tak zwaną poduszkę wodną. Na końcu podłoża są wykonane amortyzatory, których zadaniem, łącznie z poduszką wodną, jest ni-



Rys. 1.



Rys. 2.

szczenie energii wypływającej wody. Poniżej betonowego podłoża koryta kanału odpływowego na długości 10,30 m jest ubezpieczone kamieniami ułożonymi w siatkach rzecznych, wykonanych z drutu pocynkowanego. Siatki o wymiarach $2,5 \times 5,0$ ułożone są w 3-ch poziomach, najniższy jest najbliżej podłoża betonowego.

Skarpy kanału odpływowego w obrębie koryta umocnionego siatkami są ubezpieczone blokami betonowymi, opartymi w dole na drewnianym oczepe słupów ścianki zakładanej, która ubezpiecza te same skarpy na części poniżej zwierciadła wody normalnej.

Urządzenia te dobrze spełniają swoje zadanie. Woda spokojnie odpływa po zniszczeniu swojej energii w odrębnie podłoża betonowego i koryta umocnionego.

Od strony górnej wody przyczółki są wyłożone na linii wody normalnej blokami granitowymi 60 cm wysokości, a to dla zabezpieczenia murów przed uderzeniami kry. Objętość betonu w przyczółkach i podłożu wynosi 381,10 m³. Największa

wysokość przyczółków liczona od podeszwy fundamentów wynosi 5,74 m.

Koszt budowy upustu wraz z kosztem mostu na żelaznych dźwigarach nad upustem wynosi 62.000 zł.

Inż. M. Smietanko.

Regulacja i obwałowanie rzeki Warty w województwie łódzkim¹⁾.

W pierwszych latach po odzyskaniu niepodległości opracowano generalny projekt regulacji i obwałowania rzeki Warty na przestrzeni od Uniejowa do ujścia Proсны.

Projekt ten, opracowany przez Inż. Rożankowskiego, ówczesnego kierownika Inspekcji Dróg Wodnych w Śremie, posłużył jako punkt wyjścia dla późniejszych projektów szczegółowych, opracowywanych w powstałym w międzyczasie Państwowym Zarządzie Wodnym w Koninie.

W latach 1929—1931 wymieniony Zarząd opracował na podstawie zdjęć w terenie, wykonanych przez swoje partie pomiarowe, zdjęć lotniczych wykonanych przez Lot, oraz niwelacji zwierciadła wody i pomiarów objętości przepływu, wykonanych przez byłe Biuro Hydrograficzne dorzecza Odry w Łodzi, szczegółowe projekty regulacji najbardziej zdziczałych odcinków rzeki (głównie w pobliżu miast Sieradza, Koła i Konina) oraz wykonał pewną ilość robót regulacyjnych (ostróg i tam równoległych). Z robót wałowych wykonano jeszcze przed rokiem 1929-ym wał prawobrzeżny Sucha-Mnichów w pobliżu Sieradza (z inicjatywy b. Oddziału Wodnego Dyrekcji Robót Publicznych w Łodzi), a następnie niektóre odcinki w powiatach: kolskim i konińskim.

W roku 1932, w związku z restrykcjami budżetowymi i zwinięciem Ministerstwa Robót Publicznych, rozwój prac regulacyjnych na Warcie został wstrzymany. Państwowy Zarząd Wodny w Koninie, którego personel został zredukowany do minimum, zajął się konserwacją wykonanych robót i plantacji wiklinowych oraz sprawami administracyjnymi.

W 1935 roku zaszła w tym stanie zmiana na lepsze; Zarząd Wodny w Koninie, przydzielony w międzyczasie do Urzędu Wojewódzkiego Poznańskiego otrzymał pewne kredyty z Ministerstwa Komunikacji i z Funduszu Inwestycyjnego, a równocześnie Wydział Rolnictwa i Reform Rolnych Urzędu Wojewódzkiego Łódzkiego, któremu w 1932 roku zostały przydzielone sprawy, związane z obwałowaniem Warty, przystąpił do budowy wałów na wielką skalę. (W roku 1935 wykonano wał od Mnichowa pod Sieradzem do szosy Warta—Szadek, od Kozubowa do Koła i od Koła do ujścia Kanału Krapińskiego czyli Grójeckiego). Na skutek uzgodnienia programów budowlanych obu zainteresowanych ministerstw, roboty regulacyjne zostały w roku 1935 wykonane w takich miejscach, by mogły obok spełnienia własnych zadań służyć również ochronie nowo wzniesionych wałów przed podmy-

ciem. Z tych względów Wydział Rolnictwa i Reform Rolnych uczestniczył w kosztach robót regulacyjnych, opłacając z własnych funduszy 3 druzyny junaków o składzie 240—300 ludzi. Państwowy Zarząd wodny ze swej strony zatrudniał 3 taniarzy i 60 robotników.

Przy pomocy wymienionych wyżej środków, wykonano szereg ważnych prac, opisanych w dalszym ciągu; porównując obecny stan rzeki w odcinkach uregulowanych ze stanem z lat 1928—1931 należy stwierdzić, że dzięki regulacji osiągnięto ustalenie brzegów, które dawniej były zrywane z dnia na dzień, koncentrację koryta, które dawniej rozlewało się licznymi ramionami oraz skasowanie mielizn, które w miejscach, gdzie dziś przejeżdżają bez trudu statki parowe, motorówki i galary materiałowe, dawniej uniemożliwiały przejazd nawet lekkimi łodziami.

Rzeka sama intensywnie współdziałała z budowlami regulacyjnymi, zasypując szybko przestrzenie między ostrogami, usuwając progi i mielizny i realizując przekopy. W tych warunkach dalsza regulacja wydaje się przedsięwzięciem bardzo wdzięcznym i celowym.

Roboty wykonano w następujących miejscach:

1) W pobliżu Patrzykowa (km 61—64 od ujścia Proсны w górę) wykonano 4 przekopy o długościach 270, 200, 80 i 150 m łącznie z zamknięciami starego koryta, obudową brzegów i koncentracją łączyska na odcinkach między przekopami za pomocą ostróg. W przekopach wykonano kinetę o szerokości 4 m i głębokości 0,4 m; po zrealizowaniu się przekopów w czasie wyższych stanów obudowano brzegi. Na tym odcinku wykonano 20000 m³ robót ziemnych i 30000 m³ faszynady (ryc. 1 i 2).

2) W pobliżu miasta Koła wykonano dla ochrony prawobrzeżnego wału Koło—Wola Podłęzna przed podmywaniem 8 ostróg, które spowodowały również poprawę żeglowności.



Ryc. 1. Przekop rzeki Warty pod Patrzykowem.

¹⁾ Szczegółowe informacje oraz możliwość zwiedzenia wykonanych robót zawdzięczam Panu Inż. Władysławowi Duninowi, Kierownikowi Zarządu Wodnego w Koninie.

3) Między km 64 a 70 wykonano w 4 miejscach lokalne zabezpieczenia brzegów za pomocą ostróg.

4) Pod miastem Wartą wykonano podobne ubezpieczenie wału.



Ryc. 2. Prądówka, używana do czyszczenia koryta Warty.

Wymienione wyżej ostrogi wykonano jako budowle faszynowe, balastowane kamieniem, o szerokości korony do 2 m, nachyleniu skarpy górnej 1 : 1 i dolnej 1 : 2. Na razie wykonano tylko części główne ostróg ujmujące wodę sześciomiesięczną; we właściwym czasie ostrogi zostaną zakończone głowicami o nachyleniu 1 : 4 (podobnie jak skarpy opasek i tam równoległych), które ujmą wodę jedenastomiesięczną.

Roboty melioracyjne wykonane w r. 1935/36.

Roboty wodno-melioracyjne, wykonane przez organy techniczne Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych w r. 1935/36, przedstawia według sprawozdań urzędowych tabela I.

Niestety sprawozdania nie posiadają pożądanej jednolitości, wskutek czego ujęcie w przejrzystą, porównawczą tabelę wszystkich ważnych i interesujących danych nie jest możliwe. Z tego też powodu powyższe zestawienie nawet w ograniczonej liczbie kolumn zawiera pewne luki.

Do podanego zestawienia można dodać następującą

Współpraca Państwowego Zarządu Wodnego w Koninie i Wydziału Rolnictwa i Reform Rolnych w Łodzi rozwijała się także w dziale zdjęć polowych, które rozdzielono między partje pomiarowe obu urzędów, a wyniki wykorzystano zarówno dla projektu regulacji jak i obwałowania. (Zdjęcia wykonano na odcinku od Konina do ujścia Proсны).

W roku 1935 wykonano w P. Z. W. projekt generalny regulacji Warty na przestrzeni od Sieradza do Uniejowa, rozpoczęto projekt szczegółowy odcinka Konin—ujście Proсны i opracowano typy przepustów dla jazów, położonych na przestrzeni od Działoszyna do Sieradza.

Dane hydrologiczne w postaci wyników pomiarów objętości przepływu i spostrzeżeń stanów wody dla projektów regulacji oraz obszernej operatów, omawiających warunki przepływu wód wielkich i zjawiska retencji dolinowej, zostały Państwowemu Zarządowi Wodnemu w Koninie i Ministerstwu Rolnictwa względnie Urzędowi Wojewódzkiemu Łódzkiemu dostarczone przez Instytut Hydrograficzny Ministerstwa Komunikacji.

Prace, wznowione tak pomyślnie w 1935 roku, prowadzi się równie intensywnie w roku bieżącym; w czteroletnim planie inwestycyjnym przewidziano również kredyty na ich ukończenie.

Inż. Otton Faust.

ogólną charakterystykę robót wykonywanych w poszczególnych województwach. Na terenach woj. poznańskiego i pomorskiego prace melioracyjne w ostatnich latach zmniejszają się, przeważnie zaś roboty sprowadzają się do konserwacji istniejących urządzeń. W woj. krakowskim zupełnie nie było robót melioracyjnych związanych z przebudową ustroju rolnego, natomiast wykonywano roboty regulacyjne na mniejszych rzekach i potokach. Koszty jednostkowe tych robót wynosiły za 1 m³ faszyny w tamie 1,30—1,50 zł., 1 mb. płotka jednostronnego — 0,20 do 0,25 zł., 1 m² darniowania skarp — 0,10 do 0,15 zł. Również tylko nieznaczne roboty prowadzo-

TABELA I

WOJEWÓDZTWO	Melioracje w związku z przebudową ustroju rolnego:			Melioracje podstawowe:			
	km rowów	tys. m ³ wykopu	ha odwodnionych	obwałowania rzek		regul. rzek	kanal. ścieki
				km wałów	tys. m ³ nasypów	km biegu	tys. m ³ wykopu
Warszawskie	200	—	4.000	3	—	80	—
Lubelskie	411	813	—	3	104	26	159
Kieleckie	102	207	1.818	14,5	475	—	38
Poznańskie	7	15	—	17	258	20	—
Pomorskie	—	—	1.647	—	—	—	—
Łódzkie	b r a k s z c z e g ó ł o w y c h d a n y c h						
Białostockie	251	545	—	—	—	—	—
Wołyńskie	291	734	11.000	—	—	29	211
Poleskie	b r a k s z c z e g ó ł o w y c h d a n y c h						
Krakowskie	—	—	—	6	375	17	—
Lwowskie	b r a k s z c z e g ó ł o w y c h d a n y c h						
Stanisławowski	1,6	5	—	3,5	30	—	—
Nowogrodzkie	473	942	9.350	—	—	—	—
Wileńskie	b r a k s z c z e g ó ł o w y c h d a n y c h						

ne były w woj. stanisławowskim. W pozostałych województwach prace wodno-melioracyjne wykonywane były zarówno w związku z pracami scaleniowymi, jak też w dziedzinie melioracji podstawowych.

Odwodnienie Pelcowizny.

Pelcowizna położona na prawym niskim brzegu Wisły była dzielnicą stale zagrożoną wodami powodziowymi. Po wybudowaniu wału ochronnego, choć wody wylane już bezpośrednio jej nie zagrażały, to jednak wy-

soki stan wód gruntowych oraz brak kanalizacji nie pozwalały na należyty rozwój tej dzielnicy. Wody opadowe i ściekowe odprowadzane były dotychczas do Wisły rowem otwartym wzdłuż ulicy Toruńskiej i Oliwskiej. Ścieki te zatrzymywały wokół powietrze, stwarzając wielce nieodpowiednie warunki sanitarne.

Zarząd Miejski przystąpił w roku ubiegłym do uporządkowania tej dzielnicy, zaczynając przede wszystkim od odwodnienia. Istniejący rów ma być ujęty na całej długości w kanał kryty, do którego będą doprowadzone kanały boczne z ulic już uporządkowanych, bądź tych, które w najbliższym czasie zostaną zabrukowane.

Z literatury technicznej

Przegląd czasopism obcych

Drogi wodne, żegluga

Rozbudowa Wschodnio-Pruskiej sieci dróg wodnych.

Skutkiem wprowadzenia przez Polskę w lutym 1936 roku niektórych, wywołanych przez kwestie rozrachunkowe, obostrzeń w tranzytowej komunikacji przez polskie Pomorze, powstał w Niemczech projekt przerzucenia towarowych transportów tranzytowych z dotychczas używanej drogi kolejowej na drogę wodną z Prus przez Wisłę, Noteć i Wartę w kierunku Berlina. Wynaga to powstania sieci wodnej komunikacji od wybrzeża i Wisły do wschodnich i południowych granic Prus Wschodnich. Jako jedno z ogniw tej sieci odżywa sprawa Kanału Mazurskiego.

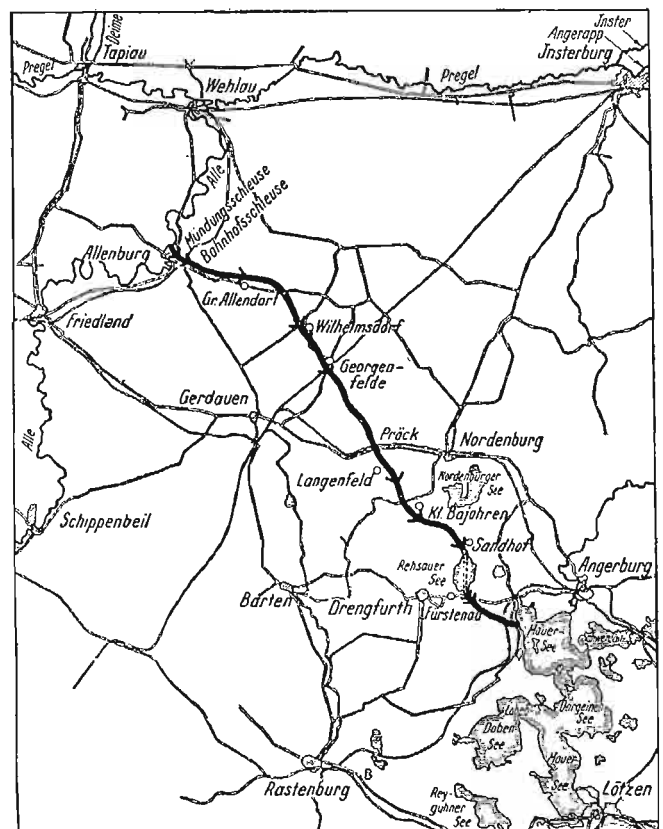
Jeziora Mazurskie (rys. 1) mają wprowadzić istniejące połączenie z rzeką Pregolą przez Angerburg, jednakże połączenie to z powodu bardzo krętej trasy rzeki jest zarzucone i już przed 600 laty zaprojektowano kanał. Kanał ten zaczyna się od jeziora Mauer See, przechodzi przez jezioro Rehsauer See, następnie biegnie do Allenburgu, gdzie przez służę ujściową łączy się z żeglowną rzeką Alle, wpadającą do Pregoli w miejscowości Wehlau. Kanał (łącznie z przekopem) ma 50 km długości, oraz różnicę spadów 111 m. Różnica ta jest pokonywana przez 10 śluz komorowych z wysokościami od 5.80 do 17.2 m. Woda do śluzowania pobierana jest z jezior, przy czym śluzy wyższe niż 8 m otrzymują zbiorniki oszczędnościowe. Stany wody na rzekach Pregole i Dejmnie, płynących przez niskie tereny, nie będą podniesione. Kanał byłby przeznaczony dla barek 250 t, jako dla najbardziej przystosowanych do wschodnio-pruskiej komunikacji wodnej.

Wymiary śluz są: długość 45 m, szerokość 7,5 m. Kanał ma obustronne ścieżki holownicze.

Istniejące na śluzach różnice spadów nie mogą być wykorzystane dla wytwarzania energii elektrycznej, ponieważ małe opady atmosferyczne nakazują oszczędzanie wody. Cała sieć kanału Mazurskiego wraz z odgałęzieniami wynosi 225 km, w połączeniu zaś z systematem Niemen—Pregola—Wisła, około 330 km. Spodziewany obrót towarowy na kanale ocenia się na 200.000 t. W stronę Królewca główny przewóz stanowi drzewo i zboże, w drugą zaś stronę węgiel, nawozy i przewozy drobniocowe.

Budowę kanału rozpoczęto w 1911 roku; po przerwie

wojennej prowadzono roboty od 1919 do 1922 roku, po czym z braku funduszy prace wstrzymano. W okresach tych wykonano 20 km kanału, zapoczątkowano dalsze 10 km, wykończono wybrzeża ładunkowe na jeziorach Mauer See i Rehsau Sec, wrota śluzowe na Mauer Sec, 11 mostów żelaznych (pozostało 2), 11 mostów betonowych (pozostał 1), wszystkie przepusty i syfony, 19 domków strażniczych i śluzowych, 1 służę komorową i jedną służę ujściową (przy Allenburgu).



W latach 1934 i 1935, po wznowieniu budowy przez obecny rząd, prowadzono roboty ziemne na dalszych 28 km, oraz zaczęto budowę 3 nowych śluz komorowych, które z przyznanych na ten cel na 1936 rok 5,5 mil. RM., powinny być wykonane.

(Zeitschrift für Binnenschifffahrt. 1936, nr. 4/5).

Inż. P. Wroński.

Kanał żeglugi między Elsterą a Saalą.

Kanał ten ma na celu połączenie miasta Lipska z siecią niemieckich dróg wodnych. Całkowita długość kanału wynosi 20 km. Dolny, łączący się ze Saalą odcinek jest obwałowany z uwzględnieniem wahań stanów wody w rzece; przejście do stanowiska szczytowego odbywa się przy pomocy schodków śluzowych, złożonych z 2 śluz o spadzie po 11 m każda, rozdzielonych stanowiskiem pośrednim o długości 360 m.

Wymiary śluz umożliwiają żeglugę statkami o wyporności 1000 t. Celem zmniejszenia długości głowic i uniknięcia budowy kanałów obiegowych zaprojektowano w górnych głowicach wrota klapowe, w dolnych zaś zasuwowe.

Ze względu na brak wody zaprojektowano przy śluzach zbiorniki oszczędnościowe o wydajności 50%.

Kanał wymaga około 5 milionów m³ wykopów w trasie i 900.000 m³ wykopów z rezerw materiałowych; na szczególną uwagę zasługuje 2,5 km długi odcinek w pobliżu Dölzig, przebiegający w nasypie o największej wysokości 14 m i szerokości u podstawy 150 m.

Dla odcinków kanału, położonych w nasypach, przewidziano uszczelnienie za pomocą warstwy gliny o grubości 0,4—0,6 m, chronionej od uszkodzeń mechanicznych narzutem żwirowym o grubości 0,5—1 m.

Skrzyżowania z 13 drogami, jedną koleją żelazną i siedmioma potokami wymagają budowy kosztownych obiektów. W Lipsku kanał kończy się portem, w którym na razie będzie wykonany jeden basen o długości 1 km.

Kosztorys kanału (bez portu) wynosi 25 milionów marek, a mimo to przedsięwzięcie jest uważane za rentowne; dniówek roboczych potrzeba 1,5 miliona.

Roboty rozpoczęte w 1933 roku, trwają w dalszym ciągu.

(Gerstenberger, Deutsche Wasserwirtschaft, 1936, Nr. 7).

Inż. O. Faust.

Obecny stan projektu kanału Łaba—Szprewa—Odra.

Dla połączenia Dolno-Łużyckiego Zagłębia Węglowego (węgiel brunatny) z rzekami Łabą, Odrą i drogami wodnymi w Marchii Brandenburskiej oraz dla stworzenia nowego, ważnego gospodarczo i geograficznie środka komunikacyjnego pomiędzy środkowymi i Wschodnimi Niemcami, zaprojektowano w swoim czasie kanał Łaba—Szprewa—Odra.

Kanał ten w miejscowości Riesa oddziela się od Łaby, przechodzi przez Elsterwerda, Senftenberg, Chocieborz (Cottbus), Schwielochsee, Beskower Spree i łączy się z kanałem Odra—Szprewa.

Projekt, opracowany jeszcze w 1929 roku, uznany był jako technicznie dobry, tani i zapewniający dobrą opłacalność. Taniść przedsięwzięcia uzyskano przez wykorzystanie dla trasy kanału długiego odcinka uregulowanej już dawniej Czarnej Elstery, naturalnych jezior i odcinka Szprewy, już przystosowanej do ruchu barek. Część kanału na północ od Chocieborza ma też duże znaczenie melioracyjne.

We wrześniu 1933 roku, w związku z konieczną ochroną od powodzi Spreewaldu i zamierzonego podniesienia minimalnego przepływu w rzece Szprewie, Państwo Niemieckie, Królestwo Pruskie, Prowincja Berlińska i miasto Berlin uzgodnili swe stanowisko, skutkiem czego projekt kanału od 1935 roku znowu jest przeglą-

dany przez władze wodne, zwłaszcza w zakresie rozdziału kosztów pomiędzy zainteresowane czynniki. W jesieni roku bieżącego przeglądanie to ma być ukończone.

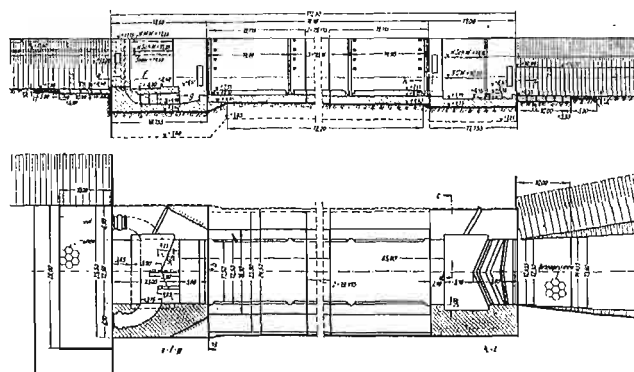
Wobec nadawania w Niemczech w ostatnich latach coraz większego znaczenia kresom wschodnim (naszym zachodnim) doniosłość kanału jest teraz bardziej jeszcze podkreślana. (Stand der Planung des Elbe-Spree-Oder-Kanals. Zeitschrift für Binnenschifffahrt, 1936, nr. 4/5).

Inż. P. Wroński.

Budowa zapasowej śluzy komorowej na Wezerze pod Dörverden.

W latach 1909/10 wybudowano na Wezerze pod Dörverden śluzę komorową dla pociągu statków. Z biegiem lat śluz ta doznała licznych uszkodzeń, których naprawa wymaga czasowego wypompowania wody.

Ponieważ żegluga na Wezerze nie powinna doznać uszczerbku, przeto zdecydowano budowę śluzy zapasowej dla pojedynczych statków o wymiarach 85 × 12,5 m. Przejmie ona ruch na czas przebudowy dużej śluzy.



Śluzę zapasową zaprojektowano jako budowlę stałą, która będzie utrzymana i później w związku z tym, że żegluga w Niemczech zarzuca w nowszych czasach pociągi holowane, a przechodzi na pojedyncze statki o własnym napędzie, dla których szkoda zużywać znacznych ilości wody, potrzebnych dla napelnienia dużej śluzy.

W nowej śluzie zasługują na uwagę urządzenia do napelniania, zaprojektowane przy pomocy rozległych doświadczeń laboratoryjnych z myślą o jak najspokojniejszym i najszybszym przebiegu śluzowania.

Są to 2 krótkie kanały o trasie eliptycznej (w rzucie poziomym), mieszczące się w całości w ścianach górnej głowicy. Wloty ich (o przekroju 5 m²) znajdują się w ścianie czołowej na poziomie dna głowicy, a wyloty prowadzą do zbiornika, umieszczonego pod dnem, przedzielonego kilkoma ściankami. W zbiorniku tym następuje zniszczenie energii wody, która pod ciśnieniem dostaje się do komory śluzy.

Opróżnianie komory odbywa się przez cztery otwory, umieszczone bezpośrednio w dolnych wrotach i zamknięte (podobnie, jak wyżej opisane kanały) klinowymi zasuwami na walkach.

W głowicach przewidziano prowizoryczne zanknięcia iglicowe celem umożliwienia ich opróżnienia.

Budowę wykonano na sucho w wykopie, z którego odprowadzono wodę gruntową za pomocą studzien zbiorczych, połączonych rurociągiem i 2 pomp podwodnych o sile 15 KM i sprawności 180—200 m³/godz. Dobowa objętość pompowania wynosiła 21600 m³.

Podłogę i ściany śluzy wykonano z betonu (w dolnych częściach zbrojonego). Skład betonu ustalono na podstawie doświadczeń laboratoryjnych i budowlanych przy przebudowie jazu pod Dörverden. Wyrób betonu odbywał się maszynowo, a układanie przy pomocy wieży rozdzielczej, przesuwanej wzdłuż śluzy. Przez cały czas budowy pobierano próby betonu do badań laboratoryjnych, a w ścianach umieszczono termometry dla kontroli przebiegu wiązania i tężenia betonu.

Budowa trwała od sierpnia 1933 do listopada 1935 r. Natychmiast po ukończeniu budowy otwarto ruch przez śluzę. Przy pomocy wyciągów, umieszczonych po obu stronach śluzy i holowników, dylzurujących stale w basenach postojowych, uzyskano czas ślizowania około 15 minut.

(T h i e n u. G e r h a r d t. Zentralblatt der Bauverwaltung, 1936, nr. 24).

Inż. O. Faust.

Przebudowa jazu pod Dörverden na Wezerze.

Jaz ten, wybudowany jeszcze przed wojną światową, doznał tak poważnych uszkodzeń, że w 1930 r. zdecydowano się na wybudowanie całkiem nowego jazu.

Nowy jaz usytuowano powyżej starego, w odległości niewielkiej, umożliwiającą pozostawienie istniejącego zakładu energetycznego i przepławki dla ryb. Dla organizacji budowy takie usytuowanie jazu nie było wygodne, bo większość robót musiano wykonać w spiętrzonej wodzie.

W nowym jazie wybudowano (tuż przy zakładzie) małą śluzę komorową o wymiarach $28 \times 6,5$ m, która — mogąc obsłużyć cały labor roboczy przynależnego zarządu wodnego i żegluge sportowej — stanowi poważne odciążenie dla właściwych śluz komunikacyjnych i daje znaczną oszczędność w zużyciu wody. W czasie pochodu ryb na tarło i z powrotem, śluza ta służy ponadto do przepuszczania ich z jednego poziomu na drugi (obok istniejącej przepławki dla ryb).

Światło jazu (108 m) podzielono na 2 przęsła po 41,7 m, wystarczające do odprowadzenia lodów, i 3-cie w świetle 24,6 m, służące do regulowania wysokości piętrzenia. Przęsła większe są zamykane zasuwami żelaznymi o przekroju pionowym skrzynkowym, mniejsze podobną zasuwą o przekroju trójkątnym. Zasuwę poruszają się na łożyskach wałkowych w niszach filarów jazu.

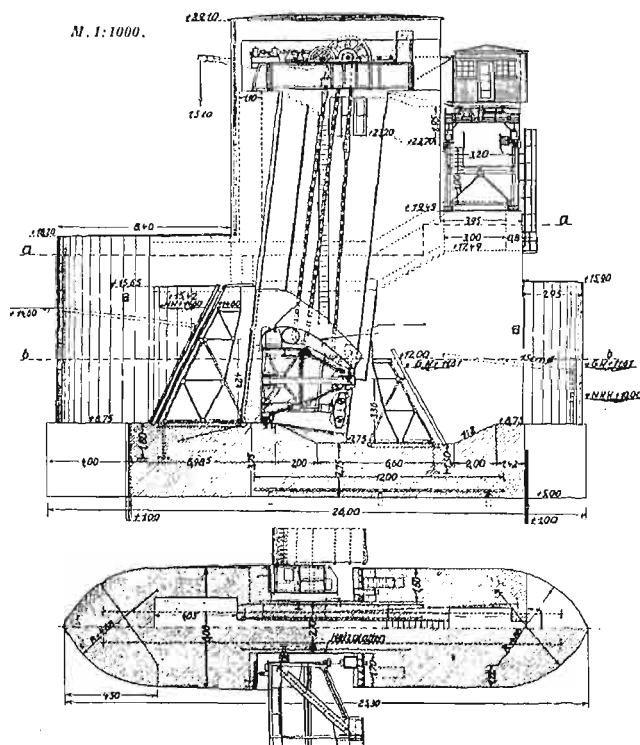
Otwieranie i zamykanie przęsła odbywa się przy pomocy wyciągów elektrycznych; dla bezpieczeństwa przewidziano również obsługę ręczną. Mechanizmy wyciągów mieszczą się w kioskach, wzniesionych na filarach.

Na szczególną uwagę zasługują urządzenia do elektrycznego ogrzewania nisz, łożysk i wogóle tych części jazu, przy których ze względu na bezpieczeństwo ruchu nie można dopuścić zamarzania. Oddośne transformatory mieszczą się we wnętrzu filarów, a przełączniki i regulatory we wspomnianych wyżej kioskach.

Część stałą jazu stanowi płyta betonowa o szerokości 26,0 m i grubości największej 3,70 m, otoczona ze wszech stron żelaznymi ściankami szczelnymi, zagłębionymi na 4 m poniżej spodu płyty. Dla niszczenia energii spadającej wody założono w płycie poduszkę wodną o przekroju trapezowym (wysokość 1 m, szerokość u podstawy 6,6 m, u góry 10,6 m).

W miejscu, gdzie zasuwę dotykają płyty, umieszczono próg ze stali zlewnej o szerokości 28 cm. Fundament starego jazu zachowano, uzyskując w ten sposób mocne

podłoże jazu. Przestrzeń między starym fundamentem a nowym, wypełniono brukiem z sześciokątnych bloków betonowych o grubości 1,5 m, ułożonych na podkładzie z kamienia o grubości 0,5 m.



Filary jazu połączone są stalową kładką, która umożliwia komunikację między brzegami i budowlami na poszczególnych filarach. Na kładce porusza się dźwig elektryczny o zasięgu 13,5 m i nośności 1,5 t. Przy pomocy tego dźwigu można w razie potrzeby ustawić w dowolnym przęśle jazu zamknięcia iglicowe na kołach od strony górnej i dolnej wody; z zamkniętej w ten sposób przestrzeni można wypompować wodę i wykonać następnie potrzebne roboty konserwacyjne na sucho.

Przy budowie jazu wykonano $35,500 \text{ m}^3$ robót ziemnych, zużyto $18,100 \text{ m}^3$ betonu, 824 t stali na zasuwę i kładki oraz 1100 t na ścianki szczelne. Budowa trwała 3 lata, stan zatrudnienia wynosił 70—140 ludzi.

(F i s c h e r. Zentralblatt der Bauverwaltung 1936, nr. 24).

Inż. O. Faust.

Regulacja rzek

Regulacja rzeki Inn w austriackim Tyrolu.

Rzeka Inn, mająca źródła w Alpach Engadyńskich, wkracza w granice Tyrolu pod Hochfinstermünz, gdzie powierzchnia zlewni wynosi 1964 km^2 , opuszcza zaś Tyrol pod Kufstein (187 km z biegiem wody), gdzie zlewnia wynosi już 9582 km^2 .

Jest to rzeka górską, pozostająca pod wpływem lodowców. Wezbrania powstają na niej późną wiosną pod wpływem tania lodów i śniegów, rzadziej w jesieni z powodu katastrofalnych opadów plynnych.

Ze względu na równomierne rozmieszczenie dopływów fale wezbrań nie spotykają się w rzece, a — co za tym idzie — powodzie katastrofalne Innu nie bywają naogół ani tak częste, ani tak gwałtowne, jak na innych rzekach. W okresie systematycznych obserwacji stanów

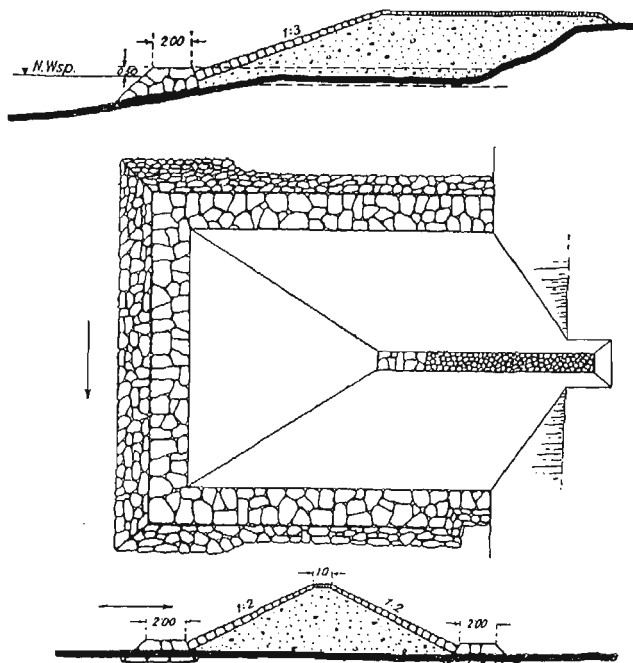
wody na Innie, największa powódź wydarzyła się w 1871 r.; według obliczeń teoretycznych wyniósł wtedy największy przepływ w Innsbrucku, przy zlewni ok. 5800 km², 1310 m³/s. (W Tropiu na Dunajcu, przy zlewni ok. 4900 km², największy przepływ w lipcu 1934 r. oceniono na 3600 m³/s).



Rys. 1.

Mimo to szkody, wyrządzane przez żywioł w dolinie Innu były znaczne, tak że ludność z dawien dawna wznosiła budowle ochronne o lokalnym znaczeniu. Systematyczne roboty regulacyjne przeprowadzono w latach 1884—1896 na odcinku Kolsass—Terfens i w latach 1894—1904 na odcinku Telfs—Zirl. Jako typ budowli przyjęto ostrogi kamienne, (rys. 1 i 2) o skarpach brukowanych i głowicach, ubezpieczonych ławą kamienną. Budowle te spełniły w zupełności postawione im zadania, to też w nowym, generalnym projekcie regulacji Innu, opracowanym w latach 1909—1911, znalazły pełne zastosowanie.

Projekt ten dotyczy odcinka rzeki od Haiming do Kufstein (125 km), podzielonego na 8 części. Na całym odcinku przewidziano tylko 2 przekopy zakoli pod Jenbach i Rattenberg. Natomiast przewidziano znaczne ilości przekopów, nie związanych ze skróceniem biegu, a ma-



Rys. 2.

jących na celu przebicie się przez progi i stożki usypowe, powstałe przy ujściach dopływów i powodujące niepożądane załamania spadku podłużnego.

Profil normalny obrano dwudzielny, trapezowy, posługując się doświadczeniami, zebranymi przy poprzednich robotach i przy obserwacji naturalnych, zrównoważonych odcinków rzeki.

Koronę budowli przyjęto na poziomie 70 cm ponad wezbraniowy stan wody z 1901 r., co po uwzględnieniu ogólnej poprawy warunków przepływu wskutek regulacji zezwoli na pomieszczenie w korycie objętości, odpowiadającej powodzi z 1871 roku.

Projektowane roboty uruchomiono na większą skalę dopiero po wielkiej wojnie, w 1920 roku. Do przekopów wykonano dwie duże i bardzo wydajne pogłębiarki łańcuchowo-kubelkowe. Roboty pogłębiarskie rozplanowano w ten sposób, że materiał wydobywany z wykopów, zużywano do budowy ostróg, opasek lub wałów oraz do zasypywania odciętych przestrzeni.

Ostrogi lub tamy równoległe wykonywano w miejscach o małych głębokościach i szybkościach od razu według ostatecznych wymiarów i kształtów; w miejscach głębokich lub w nurcie wykonywano ze względów oszczędnościowych naprz. budowle palowo-zastonowe systemu Wolfa, a dopiero po odepchnięciu nurtu i zasypaniu głębin budowano definitywne ostrogi.

W przekopach zastosowano dla ubezpieczenia dna drewniano-kamienne budowle progowe; zamknięcia starych koryt wykonano z bloków betonowych.

W chwili obecnej ukończono już regulację 49 km rzeki, na dalszych 45 km roboty są w toku, a pozostały odcinek oczekuje podjęcia prac.

Budowle wykonywano z funduszu publicznych różnego rodzaju (między innymi z funduszu bezrobocia).

Od 1921 r. wykonano kosztem 16 500 000 szylingów, 462 ostrogi, 9 km tam równoległych, 9 km wałów, 10 km budowli Wolfa i 400.000 m³ wykopów.

(In g. H u s s a k. Wasserwirtschaft und Technik 1936. Nr. 28—30).

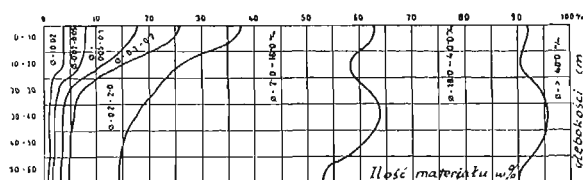
Inż. O. F.

Melioracje

Nawodnienie gruntów w Theresienfeld w Austrii.

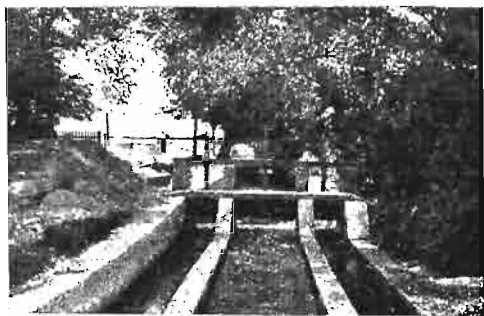
Theresienfeld leży nieco na północ od Wierc Neustadt na gruntach, które do roku 1763, to jest do czasu wykonania pierwszych urządzeń nawadniających, były kamienistą pustynią. Potężna rzeka, spływająca niegdyś od strony gór, utworzyła tu rozległy stożek usypowy. Z czasem układ sieci wodnej został zmieniony, pozostały złoża kamieni i żwiru, przykryte cienką warstwą gleby. Rys. 1 wskazuje procentową zawartość w glebie ziarn o różnej grubości, na różnych głębokościach.

Z powodu wielkiej przepuszczalności podglebia woda gruntowa leży tu bardzo głęboko. Opady atmosferyczne oceniane są najwyżej na 600 mm w roku przeciętnym, z czego na okres wegetacyjny wypada około 70%. W tych



Rys. 1.

warunkach roślinność zawsze cierpiała tu na brak wilgoci. Urządzenia nawadniające, wielokrotnie uzupełniane i poprawiane okazują się ciągle niewystarczające.



Rys. 2.

Schemat sieci nawadniającej jest nieskomplikowany. Ujęcie leży na potoku Piesting, około 3 km na zachód od granicy gminy. Kanał nawadniający idzie stąd po grzbiecie stożka ku wschodowi, a po wejściu na teren nawadniany, rozdziela swą wodę na główne kanały rozprowadzające. Służą rozdzielczą, dla podziału wody w stosunku 1:2:1, wykonaną w czasie rekonstrukcji urządzeń w r. 1936, wskazuje fotografia (rys. 2). Następna fotografia przedstawia widok kanału rozprowadzającego, wykonanego również w r. 1936 (rys. 3).

Nawodnienie poletek następuje w kolejności od wyżej do niżej położonych. Powierzchnia poletek ukształtowana jest w bruzdy podłużne, które napelniane są wodą, wsiąkającą następnie w głęb gruntu.

Na niektórych poletkach bruzd nie wykonano. Stosuje się tu zwykle zalewanie. Jest to sposób bardzo nieekonomiczny.

Pobór wody przez poszczególne działki gruntowe odbywa się według porządku czasu. Każda osada ma wyznaczoną ilość godzin poboru wody w ciągu tygodnia i otrzymuje ten kontyngent w 3 ratach. Nad utrzymaniem porządku czuwają 4 komisarze wodni i 1 nadzorca. Obszar uprawniony do nawodnienia liczy 700 ha, istniejące urządzenia wystarczają do nawodnienia obszaru liczącego zaledwie 300 ha. Rozporządzalna ilość wody wyniosła w r. 1931 zaledwie 330 l/s w przecięciu rocznym. Rekonstrukcja urządzeń dokonana w latach 1935—1936 miała na celu usprawnienie sieci kanałów i rowów rozprowadzających wodę.

Obecnie prowadzone są doświadczenia co do możliwości i sposobu nawodnienia całego obszaru uprawnionego. Współdziałają tu liczne instytucje naukowe i gospodarcze kraju. Badane są sposoby zmniejszenia strat wody w rozprowadzalnikach, rozszerzenia zasięgu sieci rozprowadzającej, najkorzystniejsze metody i instalacje zraszające, wpływ zraszania na jakość plonów.



Rys. 3.

W tym ostatnim zakresie charakterystycznym jest przesunięcie dokonane w okresie 1779—1936 r. Z początkiem tego okresu 83,4% powierzchni uprawnej zajętych było pod uprawę owsa i żyta, z końcem okresu 87% powierzchni było pod kukurydzą, kartoflami i żytem. Wpływ nawodnienia na ilość plonów wyraził się następującymi stosunkami ilości plonów (kg/ha) na obszarze nienawodnionym i nawodnionym:

dla żyta 630:1220, dla owsa 81:1090, dla kukurydzy 480:1640, dla jęczmienia 375:1650, dla kartofli 7000:12000, dla sianokosów 300:3000.

(I n g. E. G ü n t s c h l. Wasserwirtschaft und Technik. 1936, nr. 20—22).

Inż. K. Dębski.

Przegląd czasopism polskich

Zabudowanie górskich potoków w dorzeczu Dunajca.

W nr. 18 „Czasopisma Technicznego” z 25 września r. b. prof. S. Hubicki opisuje szereg zabudowanych potoków w dorzeczu Dunajca. Omawiając zabudowanie pot. Smolnika, autor podkreśla celowość zastosowanego zabezpieczenia stoków bezpośrednio poniżej zapory, począwszy od kierownic aż do jej korony. Zabezpieczenie to wykonano w postaci bruków kamiennych, które chronią zaporę przed podmyciem, w razie gdyby wielka woda nie zmieściła się w gardle zapory i przelała się przez jej skrzydła. Poniżej zapór na Smolniku wykonano regulację progową z ubezpieczeniem brzegów opaskami systemu Seelinga. Trasa utrzymana została w długich prostych, bowiem długoletnie doświadczenie wykazało, że regulacje progowe, trasowane w prostych lub bardzo łagodnych łukach, utrzymują się w dobrym stanie. Na jednym z dopływów Smolnika, na pot. Gródek w parlii o spadku 19‰ odstąpiono od zwykłych typów progów, zaś zastosowano skrzynie siatkowe wypełnione kamieniami. Korona tych skrzyń znajduje się na równej wysokości z dnem łóżyska. Doświadczenie wykazało, że system ten daje dobre rezultaty. Wyboje, które wytwarzają się poniżej skrzyni, są mniejsze od tych, które powstają poniżej zwykłych progów. Omawiając następnie grubość warstwy bruków poniżej zapór, prof. Hubicki wypowiada się za stosowaniem grubości 0,5—0,6 m, natomiast proponuje grubość poduszki wodnej zwiększyć, bowiem dno basenu będzie tem lepiej chronione przed zniszczeniem, im grubsza warstwa wody będzie go przykrywać. Zastanawiając się nad wykonanymi zabudowaniami, autor podkreśla — jako błędy — stosowanie w niektórych wypadkach zbyt ostrych łuków kamiennych łóżysk, względnie stosowanie kilku krótkich łuków odwrotnie po sobie następujących. Za największy jednak błąd prof. Hubicki uważa przejście z kamiennego przekroju trapezowego w przekrój ziemny znacznie szerszy, o mniejszym przy tym spadku.

Głębokość i rozstawa drenowania według najnowszych doświadczeń polskich.

Sześcioletni okres doświadczeń melioracyjno-rolniczych, przeprowadzonych na polu doświadczalno-drenarskim w Kościelcu (pow. Kolski), pozwolił wysnuć pewne wnioski o najodpowiedniejszej głębokości i rozstawie drenowania. Dr. St. Bac opisując te doświadczenia, streszcza ich wyniki następująco. Dla poszczególnych odmian roślin, uprawianych na polu doświadczal-

nym (jęczmień, pszenica ozima, mieszanka, buraki cukrowe) przy stosowaniu jednakowej uprawy i nawożenia, decydujący wpływ na wysokość plonów wywiera głębokość drenowania, a nie rozstawa sączków. Zaobserwowano przy tym, że największy wpływ wywiera drenowanie na pszenicę ozimą, której plony zwiększają się o ok. 30%. Na poletkach nienawożonych zwiększenie plonowania wskutek zabiegów drenarskich w większym stopniu daje się zaobserwować przy uprawie jęczmienia, pszenicy i buraków cukrowych, natomiast w mniejszym — przy uprawie mieszanki.

Najwłaściwszą głębokością drenowania dla wszystkich wspomnianych roślin na polach nawożonych i nienawożonych okazała się głębokość 1,00 m, przy tym zwiększenie tej głębokości wywoływało stopniowe obniżenie plonów, a przy głębokości 1,50 plony pszenicy i mieszanki nie wykazały już żadnej nadwyżki w stosunku do plonów z poletek niedrenowanych. Głębokość drenowania nie może być zmniejszana przez stosowanie węższej rozstawy drenów.

Doświadczenia przeprowadzone z przewietrznikami, umieszczonymi na końcach ciągów drenarskich, nie dały wyraźnych wyników.

Na zakończenie swego artykułu dr. St. Bac wyjaśnia, że doświadczenia opisane przez niego mogą znaleźć zastosowanie w warunkach glebowych i klimatycznych podobnych, jak w Kościelcu. Jeśli więc chodzi o glebę, to można je stosować na bielicach terenów równych. (Przegląd Melioracyjny, 1936, Nr. 3).

Badanie ilości ścieków oddawanych do rz. Rawy na Górnym Śląsku.

Wysokość opłat członków Związku Rawy za odprowadzanie ścieków do rzeki zależy od ilości tych ścieków i stopnia ich zanieczyszczenia.

Badanie ilości i stopnia zanieczyszczenia ścieków spływających do Rawy przeprowadził inż. W. Olszowski z Katowic.

Objętości przepływu mierzono metodą przelewową, przy pomocy aparatów, kreślących poziom zwierciadła wody przed przelewem.

Ustalenie opłat od objętości ścieków nie przedstawia żadnej trudności, natomiast ustalenie opłaty za zanieczyszczenie, co nie jest rzeczą łatwą, rozwiązuje inż. Olezanowski trafnie i bardzo dobrze. W porozumieniu ze Związkiem Rawy przyjęto jako zasadę, że uwzględniając stopień i rodzaj zanieczyszczenia zwiększa się odpowiednio procentowo objętość odpływu i t. np. dolicza się za każdy stopień ogólnej twardości wody powyżej 50 stop. niem. $0,2\%$ objętości, za gnilność wyrażoną w mg O_2/l za każdy miligram $O_2/l = 3\%$, za każdy $0,1 \text{ cm}^3$ w litrze grubej zawiesiny = $0,5\%$, za każdy miligram w litrze wysuszonej drobnej zawiesiny $0,1$. Ustalono 12 stopni zanieczyszczeń. (Biuletyn Wodociągowo-kanalizacyjny, 1936, Nr. 3).

Wiadomości gospodarcze i prawne

Przetarg na urządzenie stacji pomp dla wodociągu miejskiego w Równem.

W dniu 15 września b. r. odbył się w Zarządzie Miejskim w Równem przetarg na urządzenie stacji pomp i hydroforów dla wodociągu miejskiego.

Największa w Polsce pompa podwodna.

W roku bieżącym Fabryka Maszyn „Sirius” w Warszawie podjęła się wykonania dla wodociągów m. Łodzi pompy podwodnej o wymiarach dotąd w Polsce nie-stosowanych. Wydajność pompy wynosi ok. 110 l/s przy wysokości podnoszenia ok. 100 m i ok. 1460 obrotów na minutę. Do napędu pompy służy silnik elektryczny o mocy 250 KM. Zarówno silnik, jak i łożyska pracują w dzwonię powietrznym, wskutek czego nigdy nie mogą być zalane wodą. Dokonane próby odbiorcze wykazały sprawność pompy dochodzącą do 72,8%. (Gaz i Woda, 1936, Nr. 9).

Powłoki i domieszki uszczelniające.

Wszystkie środki uszczelniające, znajdujące się na rynku, można podzielić na 4 grupy: 1) wyroby w arkuszach i zwojach, 2) okładziny, 3) powłoki i 4) domieszki uszczelniające. W Nr. 10 „Przeglądu Budowlanego” z października r. b. znajdujemy interesujący artykuł inż. T. Konica omawiający własności, zakres stosowania i sposób użycia różnych materiałów wilgociochronnych. W artykule tym zestawione zostały wszystkie domieszki wodoszczelne znane pod różnymi nazwami patentowymi. Materiały pierwszych dwóch grup przychodzą na budowę w stanie gotowym do wbudowania, wskutek czego zbadanie ich wartości jest stosunkowo łatwe. Inaczej rzecz się przedstawia w wypadku grup 3 i 4-ej. Poniżej podajemy krótkie wiadomości o najważniejszych materiałach o charakterze powłok i domieszek. Powłoki dzielą się na środki powlekające powierzchnię danego obiektu i środki nasycające jego powierzchnię. Środkami powlekającymi mogą być: 1) wyprawa cementowa, posiadająca cementu 400 kg/m³ zaprawy; należy ją nałożyć na świeży beton warstwą 2,5 cm; większą szczelność uzyskuje się przez natryskiwanie; 2) parafina w 10% roztworze z czterochlorkiem węgla; 3) asfalt stosowany na gorąco i na zimno; 4) zaprawa asfaltowa z piaskiem; materiał ten stosujemy w wypadku izolacji pionowej, gdy zachodzi obawa ściekania czystego asfaltu; 5) zaprawa asfaltowa-azbestowa. Środki nasycające powierzchnie obiektów po nałożeniu przenikają w głąb i, wchodząc w reakcję z materiałem budowlanym, powodują powstanie nowych związków nierozpuszczalnych i wypełniających pory. Do tej kategorii należą następujące materiały: 1) szkło wodne, 2) testalin, 3) szare mydło. Wreszcie osobną grupę stanowią domieszki wodoszczelne. Działają one mechanicznie, wypełniając pory, lub chemicznie, wytwarzając w zetknięciu ze składnikami betonu, względnie zaprawy nowe związki uszczelniające. Główniejszymi domieszkami krajowej produkcji są: castor, betonit, (do zapraw cementowych), granitol (do tamowania silnego wycieku wody), tricosal, sikurit i inne. Ponieważ praktyka wykazała zmniejszanie się skuteczności niektórych domieszek po dłuższym okresie czasu, inż. Konic proponuje przy badaniach tych materiałów przeprowadzać próby stałości cementu z domieszką. (Przegląd Budowlany, 1936, Nr. 10).

Przetarg obejmował dostawę i montaż: 1) rurociągów ssących i tłocznych w obrębie budynku stacji pomp wraz z armaturą, 2) 2 agregatów pompowych o osi pionowej o wydajności 720 l/min przy wysok. podnoszenia 62 m i ilości obrotów 1450/min, 3) 2 silników elektrycznych o osi pionowej, 4) 2 zbiorników wodnopowietrz-

nych z kompletną armaturą o pojemności każdy ok. 6.50 m³, 5) kompresora powietrznego z silnikiem elektr. o wydajności 120 l/min sprężonego powietrza przy ciśnieniu 6 atm., 6) wodomierza Venturi'ego, 7) aparatów elektrycznych i baterii rozdzielczej, potrzebnej do obsługi silników automatycznej stacji pomp i 8) wszelkich potrzebnych materiałów i przewodów.

Do przetargu stanęły następujące Firmy:

1. Antoni Kunz, Lwów	za ceną ofertową	28.444 zł.
2. Ekonomia, Bielsko	„ „	29.614 „
3. Ochsner Bielsko	„ „	27.617 „
4. Stocznia Gdańska	„ „	28.765 „
5. Zakłady Ostrowieckie	„ „	31.691 „

Zarząd Miejski oddał dostawę firmie Antoni Kunz za kwotę 27.617 zł. po udzieleniu zniżki przez tą firmę.

Ulgi w kredycie melioracyjnym.

Jak wiadomo, rolnicy, którzy zaciągnęli w Państwowym Banku Rolnym pożyczki na melioracje rolne, uzyskali w latach 1934—35 ulgi, polegające na częściowym umorzeniu kapitału pożyczek, obniżce oprocentowania oraz bezprocentowym odroczeniu na okres 3-letni zaległości powstałych przed 1 lipca 1934 r. Z ogólnej sumy około 110 mil. zł. kredytu w obligacjach melioracyjnych umorzono dotychczas 25 milj. zł. i odroczo- no 17,5 milj. zł. zaległych rat.

Ulgi te okazały się niedostateczne wobec bardzo wysokiego obciążenia gospodarstw rolnych tymi pożyczkami, udzielonymi w okresie wyjątkowo wysokich kosztów robót melioracyjnych.

W najbliższym czasie ukaże się rozporządzenie, które dłużnikom tego rodzaju kredytu udzieli dalszych ulg, na bardzo poważną sumę około 47 milj. zł. Ulgi te idą zasadniczo w 2-ch kierunkach: częściowego umorzenia kapitału oraz rat z lat ubiegłych i wstrzymania bieżących spłat kapitału pożyczek do dnia 30 czerwca 1939 r.

Z kapitału pożyczek udzielonych w obligacjach melioracyjnych zostanie umorzona ta część, która przekracza przyjętą w nowym rozporządzeniu normę zadłużenia 500 zł. na 1 ha meliorowanych gruntów. Od tej normy istnieją pewne odchylenia. Wyższa norma zadłużenia—1000 zł. na 1 ha przewidziana jest dla gospodarstw, które uzyskały pożyczki na przebudowę i budowę gospodarstw rybnych oraz uprawę wikliny. W pewnych wyjątkowych wypadkach umorzenia mogą iść dalej (poniżej normy), np. wówczas, gdy gospodarstwo meliorowane obciążone jest poza pożyczką w obligacjach melioracyjnych, również pożyczką w listach zastawnych P. B. R. i łączna kwota tych obciążeń przekracza 2/3 szacunku, ustalonego przez Państwowy Bank Rolny przy udzielaniu pożyczki w listach zastawnych.

Całkowicie umorzone zostaną te pożyczki, które obciążają grunty jedynie z tytułu kosztów zawiązania spółek wodnych i sporządzania projektu urządzeń melioracyjnych.

Równoległe i odpowiednio do zmniejszenia kapitału i oprocentowania ulegną również zmniejszeniu nie tylko raty bieżące, ale i wymierzone w okresie od 1.I. 31 r. do dn. 30.VI. 1936 r. Przy bonifikatach rat z tego okresu przyjęto zasadę generalnego ich stosowania bez względu na to, czy zostały one zapłacone, czy też stanowią zaległość. W tych wypadkach, gdy wszystkie raty zostały zapłacone, odpowiednia bonifikata zostanie zaliczona na przedterminowe umorzenie kapitału pożyczki.

Ponadto dla wszystkich pożyczek w obligacjach melioracyjnych zastosowany będzie okres karencyjny z terminem prekluzyjnym 30.VI. 1939 r., w którym dłużnicy spłacać będą tylko oprocentowanie i dodatek administracyjny (bez spłaty kapitału pożyczek).

Dzięki tym wszystkim ulgom, ogólna suma pożyczek, udzielonych w obligacjach melioracyjnych, po odjęciu pożyczek spłaconych, wynosząca około 110 milj. zł., zmniejszy się do około 55 milj. zł. Roczna rata amortyzacyjna, która przed rokiem 1933 w okresie karencyjnym wynosiła około 8,5 milj. zł., a w amortyzacyjnym około 14,5 milj. zł., obecnie wynosić będzie zaledwie około 2,9 milj. zł., względnie 3,9 milj. zł.

Ulgi, przewidziane w omówionym rozporządzeniu, Państwowy Bank Rolny będzie stosował z urzędu i bez potrzeby zwracania się o nie poszczególnych dłużników.

Orzecznictwo w sprawach wodno-prawnych.

Na Konferencji Kierowników Oddziałów Wodno-Melioracyjnych Urzędów Wojewódzkich, zwołanej w r. b. przez Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych, interesujący referat na temat „Orzecznictwo w sprawach wodno-prawnych” wygłosił dr. Cz. P a w l i k o w s k i.

Prelegent na wstępie zaznaczył, że od chwili wejścia w życie ustawy wodnej upłynęło już przeszło 13 lat, zaś od przewidzianego art. 253 tej ustawy terminu zgłoszeń dawnych uprawnień do księgi wodnej — lat 7, mimo to jednak dotąd nie nastąpiło prawne uregulowanie starych praw wodnych i, jak z biegu tych spraw w poszczególnych Urzędach Wojewódzkich wynika, jeszcze wiele czasu upłynie zanim dawne prawa wodne zostaną wszystkie wpisane do ksiąg wodnych. W niektórych starostwach Księga Wodna nie wykazuje dotąd jeszcze żadnego wpisu, a w jednym ze starostw dotąd — mimo istnienia w powiecie przeszło stu zakładów wodnych — ani jednego nie uregulowano prawomocnym orzeczeniem.

W dalszym ciągu dr. Pawlikowski omówił jakim warunkom winno czynić zadość orzeczenie wodno prawne.

Orzeczenie władzy wodnej, załatwiające żądanie strony interesowanej, powinno być bezwzględnie zgodne z przepisami prawnymi, pod względem treści wyczerpujące t. j. załatwiające całe zagadnienie, które jest przedmiotem sprawy, ze stanowiska i interesu publicznego, przedsiębiorcy, oraz praw, żądań i roszczeń osób trzecich. Nie jest rzeczą dopuszczalną, chociażby nawet w interesie publicznym, naruszać prawa nabyte przedsiębiorcy. Jeżeli interes publiczny wymaga bezwzględnie, aby dane przedsiębiorstwo nie było wykonywane, lub było wykonywane w innym rozmiarze, wówczas można cofnąć uprawnienie, lub je ograniczyć, ale tylko w sposób prawem przepisany i w razie zaistnienia warunków z art. 63 lub 64 ustawy wodnej. Inny sposób postępowania jest niedopuszczalny.

Orzeczenie władzy powinno być celowe, a nie t. zw. papierowe. Władza wodna powinna się starać swym orzeczeniem załatwić sprawę merytorycznie. Dr. Pawlikowski podał następnie przykład takiego niewłaściwego załatwienia. Instytucja państwowa, jako właścicielka zakładu wodnego, wniosła podanie o wpis do księgi wodnej jej uprawnienia. Władza wodna w toku dochodzenia przyszyła do przekonania, że w danym wypadku nie może stwierdzić utrzymania w mocy dawnego uprawnienia, ponieważ nie zachodzą warunki z art. 252 ustawy wodnej, a mianowicie: zmieniono urządzenia wodne i co najwa-

niejsza — wysokość piętrzenia. Wobec tego władza wodna wydała orzeczenie odmawiające istnienia dawnego prawa. Urząd Wojewódzki dane orzeczenie zatwierdził. Sprawa, ostatecznie załatwiona, była przedmiotem skargi do Najwyższego Trybunału Administracyjnego. Najwyższy Trybunał Administracyjny w tym roku wydał wyrok, który uchylił orzeczenie Urzędu Wojewódzkiego z powodu wadliwego postępowania. Sprawa ta przeto, po uzupełnieniu postępowania, będzie przedmiotem ponownego orzeczenia Urzędu Wojewódzkiego. Orzeczenie to najprawdopodobniej będzie identyczne z poprzednim. Sprawa może się ponownie znaleźć w Najwyższym Trybunale Administracyjnym. Gdy wziąć w rachubę, że N. T. A. najczęściej załatwia sprawę ze zwłoką 3-letnią, okaże się, że jej załatwienie może trwać około 8 lat. Załatwienie jest jednakże negatywne i sprawa istniejącego zakładu wodnego nie jest prawnie uregulowana. Jeśliby Urząd Wojewódzki w toku postępowania zwrócił uwagę wspomnianej Instytucji Państwowej, że sprawa jej zakładu może być załatwiona wyłącznie w płaszczyźnie art. 45 ustawy wodnej, niechybnie Instytucja ta byłaby na to wyraziła zgodę i sprawa wodna byłaby już dawno załatwiona merytorycznie.

Powyżej wspomniane załatwienie było wprowadzić zgodne z postanowieniami ustawy wodnej, ale nie było o c e l o w e, a właśnie zadaniem władz administracyjnych jest rozwijanie swobodnej inicjatywy w granicach obowiązujących ustaw. Władza wodna winna była przeto do niniejszego wypadku zastosować taki przepis ustawy wodnej, który w danych okolicznościach był najbardziej właściwy.

Przytaczając powyższy przypadek dr. Pawlikowski zwraca uwagę na potrzebę życiowego traktowania spraw wodno-prawnych. To życiowe traktowanie spraw wodno-prawnych winno jednak bezwarunkowo mieścić się w granicach obowiązujących przepisów prawnych. Władza wodna powinna w myśl postanowień ustawy wodnej wezwać, względnie zaprosić do rozprawy obok przedsiębiorcy również interesowane osoby, faktyczne i prawne, a zatem również zainteresowane władze i wszystkie zarzuty i roszczenia rozpatrzyć i załatwić orzeczeniem. Przed wydaniem orzeczenia należy treść jego uzgodnić z tymi władzami. Przede wszystkim odnosi się to do przedstawicieli państwowych zarządów wodnych i wydziałów dróg wodnych oraz zarządów lasów państwowych. Nieuzgodnienie orzeczenia z przedstawicielami tych władz powoduje niekiedy wnoszenie odwołań przez interesowane władze, lub organa państwowe przeciw orzeczeniom władz wodnych. W ostatnim czasie kilka orzeczeń władz wodnych zostało zaskarżonych do Ministerstwa przez państwowe zarządy wodne i okręgowe dyrekcje lasów państwowych. Nie wdając się w bliższą ocenę, czy dane władze i organy mają legitymację do wnoszenia odwołań — dr. Pawlikowski stwierdza, że rozpatrywanie przez władzę odwoławczą odwołań jednej władzy państwowej przeciw orzeczeniu drugiej władzy państwowej jest w zasadzie niewłaściwe i powinno bezwzględnie ustać. Ustanie to wtedy, gdy praca władz podwładnych będzie skoordynowana, gdy wszyscy, biorący udział w postępowaniu wodno-prawnym, bez względu na to, jaki resort zastępują, patrząc się na sprawę bardziej z punktu ogólnego, zajmą w niej jedno stanowisko. Do tego dążyć należy bezwzględnie, a jeśli porozumienie — mimo dolożenia starań — nie przyszłoby do skutku między przedstawicielami władz, biorącymi udział w rozprawie, należałoby przed wydaniem orzeczenia akta sprawy przedstawić władzy przełożonej z prośbą o in-

terwencję. Władzy przełożonej w wielu wypadkach uda się osiągnąć zgodę innej władzy i uniknąć potrzeby załatwiania odwołań. W ten sposób tok sprawy dozna przyspieszenia i odpadnie ewentualny zarzut braku koordynacji władz państwowych.

Ustawa o zalesieniu nieużytków .

W Dzienniku Ustaw R. P. Nr. 56, z dn. 22. VII. 1936 r. ukazała się „Ustawa o zalesianiu niektórych nieużytków”.

Ustawa dotyczy nieużytków niestanowiących własności Państwa, a podlegających zalesianiu w wypadkach, gdy zalesienie tych ostatnich jest wskazane ze względu na dobro publiczne, jak i w celach obrony Państwa.

W tym celu wydział powiatowy, po zasięgnięciu opinii właściwej izby rolniczej, opracuje roczny plan prac zalesieniowych, który wyłożony będzie na przeciąg jednego miesiąca do wiadomości publicznej w gminie, na obszarze której prace zalesieniowe mają być uskutecznione. Osobom zainteresowanym służy prawo zgłaszania sprzeciwów co do słuszności zakwalifikowania ich gruntów. Sprzeciwy składać należy w Zarządzie Gminy najpóźniej w dniu upływu terminu wyłożenia planu. Plan zostanie zatwierdzony przez wojewodę, który również rozstrzyga zgłoszone sprzeciwy.

Zatwierdzony plan prac zalesieniowych wykonywać będzie wydział powiatowy, który dostarczy wszelkich niezbędnych materiałów, natomiast właściciele nieużytków obowiązani są do dostarczenia potrzebnej robocizny. Nadzór fachowy nad pracami zalesieniowymi w zasadzie sprawować będzie wojewoda, który jednak może przekazać go właściwej izbie rolniczej.

Art. 5 ustawy przewiduje, iż w ciągu lat 50 od końca roku, w którym przeprowadzono zalesienie w myśl przepisów ustawy, nie opłaca się od zalesionego gruntu państwowego podatku gruntowego i związanych z nim danin samorządowych. Koszty zaś, poniesione przez właściciela gruntów zalesionych, będą potrącane od dochodu podatkowego w rozumieniu prawa o państwowym podatku dochodowym.

W ten sposób zalesione nieużytki stają się gruntami leśnymi i podlegają przepisom o ochronie lasów prywatnych. Ustawa weszła w życie z dniem ogłoszenia i stosuje się na całym obszarze Rzeczypospolitej.

Stan światowej floty handlowej w 1935 roku.

W związku ze wzmagającym się przesileniem gospodarczym rozpoczął się w 1932 roku ubytek floty handlowej na całym świecie. W 1935 roku proces ten trwał jeszcze; jeśli jednak zbadać odnośną statystykę szczegółowo, to okaże się, że w roku tym stan floty poprawił się jakościowo.

Według danych, ogłoszonych w publikacji Lloyds Register w połowie 1935 roku flota handlowa całego świata składała się z 30979 jednostek o łącznej wyporności 64,9 milj. t; w stosunku do 1931 r. oznacza to 3,45%, w stosunku zaś do 1934 r. 1,07% ubytku tonnażu. Na ubytek ten złożyły się w 1935 roku następujące pozycje: rozbiórka przestarzałych i zużytych jednostek 1,74 milj. t, zniszczenie podczas katastrof 0,32 milj. t, przyrost nowo-zbudowanych jednostek 1,37 milj. t.

Tabor floty handlowej został częściowo zmodernizowany przez zastosowanie motorów spalinowych do napędu statków (napęd bądź to bezpośrednio za pomocą motorów, bądź też za pomocą prądu elektrycznego, wytwarzanego przez poruszane tymi motorami generatory).

Statków o napędzie elektrycznym było w 1935 roku 99 o wyporności 601497 t, podczas gdy w 1925 r. było ich tylko 36 o wyporności 110304 t.

Z 1200 zamówień, udzielonych w 1935 roku, stoczniom niemieckim przypadło około 20%. Autor wylicza większe

statki, oddane do użytku w roku sprawozdawczym, wspominając między innymi o polskim motorowcu „Piłsudski” (14294 tonn).

(S c h i f f b a u u n d S c h i f f a h r t 1935. Nr. 3, 1936 r.).

Recenzje i krytyki

Prof. Dr. Maksymilian Matakiewicz i Adi. Dr. Michał Mazur: *Zasady wyzyskania sił wodnych. Pomiar i obliczenia wodne*. Lwów 1936. Budownictwo wodne. Część VII. Podręcznik dla użytku inżynierów i studentów Politechniki.

W r. 1894 wyszedł pierwszy tom zakrojonego na szeroką skalę podręcznika budownictwa wodnego z pod pióra jednego z najstarszych hydrotektów polskich ś. p. prof. Józefa Rychtera. Nie danem było prof. Rychterowi dokończyć wielkiego dzieła, przerastającego zresztą siły jednego człowieka. Oprócz pierwszego tomu, obejmującego 2 działy budownictwa wodnego, a mianowicie hydrologię, zatytułowaną „Pomiarami wodnymi” oraz „Rowy i kanały”, napisał i wydał prof. Rychter tom drugi „Fundamenty”, słusznie wcielając je do zakresu budownictwa wodnego.

Pracę, rozpoczętą przez prof. Rychtera, kontynuowali jego następcy na katedrze budownictwa wodnego Politechniki Lwowskiej, a przede wszystkim prof. dr. Maksymilian Matakiewicz. W r. 1914 wyszedł tom 3: „Zasady budowy wodociągów”, opracowany przez profesorów Ciechanowskiego, Matakiewicza i Pomianowskiego; dalsze 3 tomy wyszły wyłącznie z pod pióra prof. Matakiewicza, a mianowicie w r. 1920 „Budowa jazów”, w r. 1922 „Regulacja rzek” i w roku 1931 „Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych”.

Obecnie pojawił się tom VII, poświęcony pamięci inicjatora wydawnictwa, a opracowany również przez prof. M a t a k i e w i c z a w zakresie podanym w tytule, część trzecią tego tomu opracował adiunkt katedry budownictwa wodnego dr. Michał M a z u r.

Znaczna przestrzeń czasu, jaka upłynęła od chwili pojawienia się pierwszego tomu podręcznika, i zupełne jego wyczerpanie spowodowały zapewne autorów, że w dziele poświęconym zasadom wyzyskania sił wodnych, powtórzyli działy zawarte w pierwszym tomie wydawnictwa. Zrobili to moim zdaniem zupełnie słusznie, raz dla tego, że przy projektowaniu zakładów wodnych obliczenia hydrologiczne są rzeczą podstawową, a poza tym w okresie lat 40 zarówno metody badań hydrologicznych uległy dużemu postępowi, jak i techniczne sposoby ujęcia i doprowadzenia wody nie są już te same. To też porównując treść 1-go tomu podręcznika z częścią drugą i trzecią tomu VII znajdujemy tylko przedmiot ten sam, ale opracowanie zupełnie nowe, stojące na wyżynie dzisiejszego stanu tego działu techniki. W ten sposób, zwłaszcza w części drugiej, spełnił prof. M a t a k i e w i c z dotkliwą lukę, jaka istniała w polskim piśmiennictwie technicznym w dziale pomiarów i obliczeń wodnych, stanowiącym podstawę wszystkich projektów wodnych.

Omawiany tom podzielili autorzy na 3 części.

Część I. „Zasady wyzyskania sił wodnych” składa się z 2 rozdziałów, z których pierwszy obejmuje rozwój wyzyskania energii wodnej w różnych krajach, drugi zaś — zasady projektowania zakładów wodnych. Jednak już

w pierwszym rozdziale, dobierając umiejętnie przykłady, zaznajamia autor czytelnika z różnymi rodzajami zakładów wodnych i sposobami wyzyskania energii, wprowadzając go w ten sposób in medias res. Równocześnie daje autor pojęcie o możliwościach związanych z wyzyskaniem sił wodnych, podając zasoby tej energii w poszczególnych krajach zarówno wykorzystane, jak też drżące jeszcze bez użytku w spadkach wód. Kończy ten rozdział zastosowanie sił wodnych do elektryfikacji kolei żelaznych w różnych krajach.

Rozdział drugi, z natury rzeczy znacznie obszerniejszy, zawiera całokształt zasad wyzyskania sił wodnych. Po określeniu wielkości rozporządzalnej energii w ścieku, brutto i netto, podaje autor metodę obliczeń energii rocznej, bez magazynowania na przykładzie Dunajca w Tropiu. Dalsze ustępy poświęcone są obszernemu omówieniu roli zbiorników zapasowych i wyznaczenia ich pojemności. Jako przykład dla obliczeń posłużył autorowi projekt zbiornika w Rożnowie. Poza tym opisuje autor zbiorniki dla wyrównania w krótszych okresach czasu, jak dzienny, tygodniowy lub sezonowy, wyjaśnia znaczenie dolnych zbiorników wyrównawczych i zbiorników powodziowych. Wyjaśniewszy cel i istotę zakładów pompowych przechodzi następnie autor do opisu zakładów opartych na jeziorach naturalnych, omawiając potrzebę regulacji ich odpływów, dla lepszego wyzyskania energii i popierając swe wywody licznymi przykładami.

W dalszym ciągu znajdujemy omówienie różnych spraw natury gospodarczej. Rozpoczynając od rejestracji (katastru) sił wodnych, zastanawia się autor nad znaczeniem gospodarczym i wartością sił wodnych, nad kosztami produkcji, w porównaniu do zakładów ciepłowniczych, wreszcie nad zależnością rentowności zakładu od stopnia jego rozbudowy.

Kończy się ten rozdział rozpatrzeniem ogólnych zasad projektowania w zależności od przeznaczenia zakładu i zapotrzebowania energii, przy czym jako przykład podaje autor zakłady polskie w Gródku i Żurze.

Podane w tym rozdziale szczegóły o zakładach wodnych zawierają nie tylko zbiór potrzebnych wiadomości dla studiującej młodzieży, ale także bardzo pożyteczne kompendium dla praktykujących inżynierów.

Najobszerniejsza, bo obejmująca prawie pół tomu część druga daje podstawy hydrologiczne dla projektów zakładów wodnych. Składa się ona z 3 nierównych co do objętości rozdziałów. Najkrócej traktuje autor obliczenia pośrednie z opadów, nie mają one bowiem, poza ogólną orientacją, wielkiego znaczenia dla tego rodzaju projektów. Znacznie dłuższy jest rozdział poświęcony teorii przepływów i obliczeniom wodnym, a najobszerniej traktowany jest ostatni rozdział, zajmujący się pomiarami wodnymi. Treść przystosowana jest wprawdzie do potrzeb projektantów zakładów wodnych, jest jednak tak obszerną, że stanowi zarazem doskonały podręcznik dla wszelkich pomiarów i obliczeń wodnych.

Scharakteryzowawszy na początku pierwszego roz-

działu opady w Polsce, omawia autor wzory służące do obliczenia odpływu średniego, zarówno powszechnie znane, jak Iszkowskiego, jak też mniej dotąd używane Pareńskiego i Kollisa. Podaje także rzeczywiste odpływy średnie dla najważniejszych rzek w Polsce, a dla niektórych również przepływy charakterystyczne. Najobszerniej traktuje autor tak trudny do obliczenia odpływ katastrofalny, posługując się jako przykładem powodzią na Dunajcu z roku 1934. Kończy się ten rozdział podaniem kilku wzorów na przepływ wielkiej wody, między innymi omawianego już w „Gospodarce Wodnej” wzoru autora dla systemu Dunajec—Wisła.

W rozdziale drugim, omówiwszy krótko rodzaje ruchu wody, podaje autor najbardziej znane i najczęściej używane wzory praktyczne na przepływ jednostajny w korytach naturalnych i sztucznych, otwartych i zamkniętych pod ciśnieniem. Dla swego wzoru podaje autor liczbowe wartości funkcji spadku i głębokości, oraz nomogramy do obliczeń dla różnego rodzaju koryt. W dalszych ustępach podane są wzory na przepływ dla specjalnych wypadków n. p. sztolni pod ciśnieniem, oraz na opory w rurociągach z powodu zmian przekroju, krzywizn, specjalnych przeszkód n. p. wentyli i t. p., po czym przystępuje autor do omówienia dwóch rodzajów ruchu burzliwego: spokojnego i rwącego, przy pomocy linii energii. Ten dość trudny dział hydrauliki objaśniają przykłady przepływu wody przez przepust dla tratw, upust, próg oraz przy zwięźeniu łożyska filarami i przyczółkami. Zjawisko ruchu rwącego prowadzi do omówienia sposobów mierzenia nadmiernej energii, przy pomocy wytworzenia odsokoku i wirów o osi poziomej (wałców wodnych). I tu nie pozostaje autor na podaniu metody obliczeń, względnie przeprowadzania badań laboratoryjnych, ale daje też kilka przykładów z faktycznie wykonanych budowli.

Z jedną tylko uwagą autora niezupełnie bym się zgodził, a mianowicie, że w korytach naturalnych panuje na ogół ruch spokojny. Doświadczenia laboratoryjne wykazują, że może powstać na podłożu ruchomym prędkość większa od szybkości rozchodzenia się fal, przy spadkach niezbyt wielkich, a więc wówczas kiedy nie można jeszcze zastosować wzoru $v = 2,38 h^{0,7}$, zależy to bowiem od rodzaju podłoża, które nie dla każdej wody w jednym i tym samym miejscu ścieku jest funkcją czynników ruchu. Natomiast zgadzam się najzupełniej z autorem, że granica spadku 1:200, podawana przez wielu hydrotektów, jest przestarzała, opiera się bowiem na starym wzorze Eytelweina, nie uwzględniającym zmian oporu koryta.

Ostatnie ustępy tego rozdziału poświęcone są omówieniu najważniejszych przypadków ruchu zmiennego w czasie, a więc zjawiska fali piętrzącej i zniżającej oraz uderzeń wody w przewodach pod ciśnieniem i sposobowi ich amortyzacji w komorach wyrównawczych. I tu wywody teoretyczne objaśnione są pouczającymi przykładami.

Do tego rozdziału należy też uzupełnienie umieszczone przy końcu tej części, a traktujące o obliczeniach przepływu na zasadzie praw ruchu zmiennego. Sądziłbym, że uzupełnienie tego ustępu wzorami odnoszącymi się do cofki byłoby bardzo korzystne.

Bardzo obszerny rozdział 3 zawiera nie tylko opis metod i przyrządów pomiarowych, ale traktuje o ich wykorzystaniu dla różnego rodzaju obliczeń hydrologicznych.

Po krótkim przedstawieniu pomiarów opadu, obszerniej omawia autor przyrządy do pomiaru stanów wody, zakładanie stacji wodowskazowych, sposób prowadzenia

obserwacji, oraz charakterystykę stanów wody. Dalsze ustępy poświęcone są rozpatrzeniu związków pomiędzy objętością przepływu, stanami wody i ich czasem trwania. Krzywa objętości, częstości i sum czasów trwania znajdują tu jasne i wyczerpujące przedstawienie. Pierwszym praktycznym zastosowaniem obserwacji stanów jest prognoza wzbrań, mająca tak wielkie znaczenie nie tylko dla zakładów o sile wodnej, ale przede wszystkim dla bezpieczeństwa nadbrzeżnych mieszkańców. Ostatni ustęp w dziale wykorzystania obserwacji wodowskazowych poświęcił autor zastosowaniu teorii prawdopodobieństwa do występowania zjawisk hydrologicznych, opierając się na metodzie Grassbergera.

W dalszych ustępach wraca autor do pomiarów, omawiając najpierw krótko sondowanie głębokości i pomiar spadku podłużnego, po czym przechodząc do pomiarów prędkości, zastanawia się nad jej zmiennością w czasie i przestrzeni, t. j. nad rozkładem prędkości w przekroju, a w szczególności bardzo obszernie traktuje rozkład prędkości w pionowej, podając także wyniki swoich obszernych badań.

Z kolei otrzymujemy krótki opis pływaków, obszerniejszy nieco rurki hydrometryczne (Pitol'a) i bardzo obszerny młynków hydrometrycznych, zawierający prócz szczegółów konstrukcyjnych metody pomiaru i tarowania.

Wspomniałszy krótko o przepływie pod lodem, przechodzi autor do opisu pomiarów prędkości w przewodach pod ciśnieniem, szczegółu ważnego dla zakładów wodnych.

Następują opisy przybliżonych pomiarów prędkości przy pomocy kul i zwięźenia koryta i dokładnych pomiarów objętości za pomocą podstawionego naczynia i przy użyciu przelewów, po czym wraca autor do zużytkowania opisanych poprzednio pomiarów prędkości do oznaczenia objętości, tak na podstawie pełnych pomiarów w przekroju, jak też tylko pomiarów powierzchniowych.

Z innych metod pomiarów objętości przepływu podaje autor metodę chemiczną Allena i Gibsona i pomiar przy pomocy tarczy (prepony) Anderssona, kończąc ten bogaty w treść rozdział porównaniem dokładności różnych metod pomiarowych i zastosowaniem tych pomiarów do stwierdzenia sprawności turbin w zakładach o sile wodnej.

Przytoczyłem umyślnie dość obszernie treść części drugiej, ażeby zwrócić uwagę czytelników, że zawarte w niej wiadomości są przydatne nie tylko dla projektantów zakładów wodnych, ale i dla szerszego grona hydrotechników, o wartości dzieła mówi osoba autora sama za siebie.

Autor trzeciej części podręcznika dr. Mazur nie jest debiutantem w literaturze technicznej. Znamy jego monografie z czasopism technicznych i już tam mogliśmy skonstatować skrupulatność i dokładność w opracowaniu przedmiotu. Jeszcze bardziej cechy te występują w obecnym podręczniku, gdzie w opracowanej przez siebie części starał się autor zamieścić wszystko, co w tym niewielkim zresztą dziale robót wodnych na uwagę zasługuje.

Rozdział I traktuje o kanałach roboczych. Pierwsze jego ustępy poświęcone są obliczeniom przekrojów z uwzględnieniem ich ekonomiczności, następnie konstrukcji kanałów. Rozpoczynając od kanałów ziemnych opisuje autor ich budowę, ubezpieczenie skarp i dna, oraz uszczelnienie w razie obawy przesiąkania. Kończy się ten dział zastosowaniem maszyn do budowy kanałów i opisem kilku ciekawszych przykładów. Z kolei nastę-

pują opisy kanałów murowanych, betonowych, drewnianych, rur drewnianych i żelazobetonowych, przy czym fabrykacja tych ostatnich została szczegółowo opisana. I tu znajdujemy przykłady ciekawszych urządzeń, wziętych jak i poprzednie z praktyki zagranicznej. Kończy się ten rozdział opisem sztolni i kilkoma uwagami o trasie kanałów.

Rozdział 2 poświęcony jest ważnej sprawie ujęcia, oczyszczania i wprowadzenia wody do kanałów. Autor rozpoczyna od opisu wlotu i jego urządzeń, traktuje obszernie urządzenie, obliczenie i utrzymanie kral. Wszystkie opisy objaśniają przykłady faktycznie wykonanych urządzeń.

Dalsze ustępy poruszają ważną dla ujęcia sprawę ochrony przed rumowiskiem. Zwróciwszy uwagę na potrzebę badań laboratoryjnych przy konstrukcji trudniejszego ujęcia, opisuje autor działanie osadników, wykonywanych według najróżnorodniejszych systemów, w zależności od charakteru rzeki. Kończy się ten rozdział podaniem sposobu obliczenia wielkości osadnika w związku z prędkością opadania.

Rozdział 3 zawiera opis trzech odrębnych konstrukcyj, a mianowicie rur pod ciśnieniem (cisnących), syfonów (lewarów) i akweduktów.

Po wstępnych uwagach o wpływie ciepłoty i o potrzebnej ilości rur, opisuje autor urządzenie wlotów, prowadzenie trasy ciągów, obliczenie statyczne opór, po czym przystępuje do szczegółowego traktowania rur żelaznych i ich armatury, kończąc podaniem metod obliczenia statycznego. Zwięźle traktowane są syfony i akwedukty, po podaniu bowiem ogólnych zasad projektowania syfonów poprzestaje autor na opisie kilku przykładów obu rodzajów budowli.

W omówionym podręczniku zyskuje polska literatura techniczna bardzo poważny przyrządek w dziedzinie budownictwa wodnego, a p. prof. M a t k i e w i c z o w i należy się szczerza wdzięczność inżynierów polskich, na tym polu pracujących, za doprowadzenie niemal do końca dzieła zapoczątkowanego przed 42 laty przez ś. p. prof. Rychtera.

Mieczysław Rybczyński.

Ż y c i e t e c h n i c z n e

Konferencja ekonomiczna w sprawie projektowanej budowy kanału Warta—Gopło.

Z inicjatywy Ministerstwa Komunikacji dn. 13 października r. b. odbyła się w Koninie Konferencja ekonomiczna przedstawicieli samorządu powiatowego i gospodarczego województw poznańskiego i łódzkiego z udziałem przedstawicieli Ministerstwa Komunikacji oraz delegatów zainteresowanych województw. Po omówieniu możliwości transportowych w rejonie projektowanego kanału, Konferencja jednomyślnie uznała budowę drogi wodnej Warta—Gopło—Wisła za gospodarczo uzasadnioną i pilną. Podniesiono przy tym rolę rzeki Warty, która stanowiąc naturalne przedłużenie kanału, winna być doprowadzona do stamni żeglowności poczynając już od Sieradza w dół. Ze stanu tego skorzysta nie tylko rolnictwo, prawie pozbawione tutaj innych tanich dróg komunikacyjnych masowego przewozu, lecz także częściowo skorzysta przemysł łódzki, wyzyskując nową drogę wodną dla przewozów niektórych surowców z Gdyni przez Wisłę, kanał i rzekę Wartę do Uniejowa, stąd zaś drogą lądową do Łodzi lub miast przemysłowego rejonu.

Konferencja przyjęła jednomyślną rezolucję o konieczności jak najszybszego przystąpienia do realizacji drogi wodnej Warta—Gopło—Wisła. Rezolucja ta przedłożona będzie Ministerstwu Komunikacji.

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

W roku bieżącym Koło Wodno-Melioracyjne przy Stowarzyszeniu Techników Polskich w Warszawie odbyło szereg posiedzeń, na których wygłaszane były referaty.

Dn. 17. I. wygłosił referat nac. inż. J. Misiaczek p. t. „Melioracje w przebudowie ustroju rolnego”.

Dn. 31. I. wygłosił referat p. J. Kaniewski p. t. „Ustawa o świadczeniach w naturze”.

Dn. 13. II. omawiana była sprawa działalności Koła na przeszłość.

Dn. 28. II. inż. T. Tillinger wygłosił referat p. t.

„Kanał Bug—Wisła i odwodnienie prawego brzegu Wisły”.

Dn. 6. III. Komisja Prasowa złożyła sprawozdanie ze swej działalności, a następnie uchwalono wydawać czasopismo „Przegląd Melioracyjny”.

Dn. 20. III. inż. H. Herbich wygłosił referat p. t. „Nasze zbiorniki karpackie, ich znaczenie retencyjne, energetyczne i żeglugowe”.

Dn. 1. V. inż. A. Rundo wygłosił odczyt p. t. „Zagadnienia hydrologiczne, związane z pracami wodno-melioracyjnymi”.

Dn. 14. V. inż. K. Mysłakowski podzielił się wrażeniami z wycieczki naukowej do Niemiec.

Po przerwie wakacyjnej na pierwszym posiedzeniu Koła dn. 29. X. rozpatrywany był Memorial Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, przedłożony Panu Prezesowi Rady Ministrów w sprawie robót inwestycyjnych. Na posiedzeniu tym omówiono opinię Koła w sprawie powyższego Memorialu. Niżej podajemy treść tej opinii:

Po rozważeniu tez, wysuniętych w powołanym memoriale, dotyczących zagadnień z zakresu gospodarki wodnej oraz ogólnych wytycznych organizacyjnych przy pracach inwestycyjnych, Koło Wodno-Melioracyjne przeżyła poniższe swoje uwagi:

1. **W y s u n i ę t y p r o g r a m p r a c w o d n y c h** i melioracyjnych, wyczerpująco ujmujący typy robót oraz szeregujący ich wzajemne znaczenie i realną możliwość wykonania, należałoby u z u p e ł n i ć jedynie podkreśleniem konieczności stałego dokonywania p r a c k o n s e r w a c y j n y c h przy robotach już wykonanych. Konserwacja robót stanowić będzie poważną pozycję zarówno w sumach na ten cel potrzebnych, jak i w zaabsorbowaniu aparatu techniczno-administracyjnego.

Zaniechanie, czy tylko zaniedbanie należytej konserwacji, szkodliwe w każdym dziale inwestycji — przy robotach wodnych, mających do czynienia z żywiołem, jest często wręcz katastrofalne, a tempo zniszczenia robót niekonserwowanych jest niespotykane w innych dziedzinach.

2. Wypośrodkowana wysokość dotacji 100 milionów zł. rocznie na roboty wodne zapewnia realny i widoczny postęp w wykonywaniu programu wodnego w skali państwowej. Suma taka może być przebudowana w sposób technicznie i gospodarczo racjonalny, przy należytych jednak i oszczędnym wyzyskaniu istniejących fachowych sił hydrotechnicznych.

Biorąc pod uwagę wyjątkowe opóźnienie w Polsce prac hydrotechnicznych oraz realną możliwość ich wykonywania, należy uznać sumę 100 mili. zł. jako minimum rocznej dotacji.

W razie możliwości uruchomienia większych kredytów, kwota ta mogłaby być podniesiona do granicy 120—150 mili. zł.

3. Teza utworzenia Ministerstwa Spraw Technicznych, czy reaktywowania b. Min. Robót Publicznych, z punktu widzenia należytej organizacji pracy w dziale inwestycji publicznych nie nasuwa żadnych zastrzeżeń.

4. Obserwowana w dziale inwestycji gwałtowność nieuzasadnionych skoków w kolejnych rocznych sumach asygnowanych zmusza do podkreślenia nadzwyczajnej wagi zasady ciągłości i równomierności w ustalaniu corocznych dotacji na roboty wodne, opartych na wieloletnim programie.

Niezakończenie rozpoczętej regulacji rzeki, przerwanie budowy zapory dolinowej, zaniechanie konserwacji robót wykonanych, powstrzymanie kredytów etc. powoduje bezużyteczne unieruchomienie włożonych kapitałów oraz zniszczenie części robót niezakończonych.

Zmienność rozmiaru corocznych programów powoduje w skutkach swych niemniej szkodliwą dezorganizację i tak skąpego w dziale hydrotechniki fachowego aparatu technicznego.

5. Poruszona sprawa wyboru sposobu wykonywania inwestycji systemem gospodarczym, czy przez powierzanie robót przedsiębiorcom jest przy robotach wodnych specjalnie ważna.

Dający się odczuwać raczej pewien brak sił technicznych, zwłaszcza o większym doświadczeniu, każe dokładać wszelkich starań, by z istniejących kadr technicznych wydobyć maksymalny efekt pracy.

Pod tym względem system wykonywania prac przez przedsiębiorców jest w wielu wypadkach korzystniejszy. Należy przeto przy wykonywaniu poszczególnych kategorii robót badać, jakie roboty należy wykonywać sposobem gospodarczym, a jakie przez przedsiębiorców.

6. Wspomniana w memoriale kosość robot wykonywanych przez bezrobotnych na robotach w zarządzie publicznym winna być specjalnie podkreślona. Niewątpliwie dziś uprzywilejowanie, t. zw. „bezrobotnego” robotnika przydzielonego do robót, w stosunku do robotnika zwykłego (nieregistrowanego w B. P. P.), który również jest bezrobotny — jest rażące i demoralizujące.

Wydaje się, że przywrócenie koniecznej pod tym względem równowagi znacznie łatwiej będzie osiągnięte przez przedsiębiorców prywatnych, niż przez państwowe lub samorządowe zarządy robót; w każdym zaś razie uzyskane być może jedynie przy czynnej współpracy Inspektorów Pracy, którzy w decyzjach swoich winni uwzględnić w wyższym, niż obecnie stopniu zasady należytej wydajności pracy i jej dyscypliny.

20-lecie Koła Inżynierii Wodnej S. P. W. i Zjazd Inżynierów Wodnych R. P.

W początkach lipca b. r. powstał w Warszawie Komitet, mający na celu zorganizowanie 20-lecia Koła Inżynierii Wodnej Politechniki Warszawskiej i Zjazdu Inżynierów Wodnych R. P.

Do Komitetu weszli przedstawiciele Koła Wodno-Melioracyjnego przy Stowarzyszeniu Techników Polskich, Stowarzyszenia członków Kongresów Gospodarki Wodnej, założycieli tworzącego się Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych, Koła Inżynierii Wodnej P. W. i niestowarzyszeni.

W dniu 20 lipca wybrano Prezydium Komitetu Organizacyjnego w następującym składzie: inż. Witold Kozłowski — przewodniczący, inż. Waclaw Bayer, inż. L. Malinowski, inż. Andrzej Szczawiński, kol. Benon Lisowski — wiceprzewodniczący, inż. Stanisław Zimnoch — sekretarz.

Na szereg odbytych posiedzeń Komitet postanowił:

1. urządzić obchód Jubileuszu 20-lecia Koła Inżynierii Wodnej P. W. w dniu 6 grudnia b. r.

2. urządzić Zjazd Inżynierów Wodnych R. P. w dn. 7 grudnia b. r.

Na program Jubileuszu złożą się: nabożeństwo, akademii i raut. Jubileusz i Zjazd odbędą się w Warszawie w Politechnice.

W programie Zjazdu przewidziano wygłoszenie następujących referatów: inż. Edwarda Romańskiego, Dyr. Biura Dróg Wodnych Min. Komunikacji pod tytułem „Gospodarka wodna w Polsce”; inż. Juliusza Misiaczka, Nacz. Wydziału Melioracji i Budownictwa Min. R. i R. pod tytułem „Roboty Wodno-Melioracyjne z zakresu Ministerstwa Roln. i R. R.”; dyr. Możdżeńskiego, Dyr. Departamentu Morskiego Min. Przem. i Handlu; referat na temat zagadnień wodociągowo-kanalizacyjnych i referat informacyjno-organizacyjny.

W dniu Zjazdu przewidziano w godzinach popołudniowych, zebranie organizacyjne Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych R. P., którego członkami mogliby być wszyscy inżynierowie wodni i inżynierowie, poświęcający się sprawom wodnym.

W dniu 24 października odbyło się zebranie Komitetu Honorowego obchodu 20-lecia i Zjazdu, w skład którego weszli: Rektor prof. Józef Zawadzki, dyr. Karol Brodowski, dyr. Alfons Hoffman, prof. Maksymilian Matakiewicz, prof. Jerzy Michalski, prof. Sławomir Mikłaszewski, naczelnik Juliusz Misiaczek, dyr. Możdżeński, prof. Otto Nadolski, prof. Melechior Nestorowicz, prof. Karol Pomianowski, prof. Antoni Ponikowski, dyr. Włodzimierz Rabczewski, prof. Ignacy Radziszewski, nacz. Kazimierz Rodowicz, dyr. Edward Romański, prof. Adam Rożański, prof. Mieczysław Rybczyński, prof. Czesław Skotnicki, inż. Zygmunt Słomiński, dyr. Bronisław Stawski, prof. Stefan Straszewicz, inż. Tadeusz Tillinger, prof. Edward Warchałowski. Prezydium Komitetu Honorowego ukonstytuowało się w następującym składzie: Rektor prof. Józef Zawadzki — przewodniczący, prof. Czesław Skotnicki i dyr. Edward Romański — wiceprzewodniczący, inż. Tadeusz Tillinger — sekretarz.

Na zebraniu tym postanowiono zwrócić się o objęcie protektoratu nad obchodem 20-lecia i Zjazdem do Panów Ministrów: Spraw Wewnętrznych, Wyznań Religijnych i Oświecenia Publicznego, Komunikacji, Przemysłu i Handlu, i Rolnictwa i Reform Rolnych, jako do najbardziej związanych z gospodarką wodną.

W związku z organizacją obchodu i zjazdu, przewi-

dziane jest uzyskanie zniżek kolejowych i zwolnienie uczestników z pracy, na dzień 7 grudnia.

Zgłoszenia uczestnictwa i wszelką inną korespondencję w sprawie Obchodu i Zjazdu należy nadsyłać do Politechniki Warszawskiej pod adresem Komitetu Organizacyjnego.

Wycieczka parlamentarna w Rożnowie.

Wycieczka parlamentarna, która zwiedzała w październiku r. b. roboty inwestycyjne w kraju, przybyła również do Rożnowa dla zapoznania się z pracami przy budowie zapory. Z okazji pobytu posłów i senatorów w Rożnowie Dyr. Biura Dróg Wodnych inż. E. Romański wygłosił przemówienie, które podajemy niżej w streszczeniu.

Rozkład opadów w czasie i przestrzeni, mówił Dyr. Romański, i w związku z tym — przepływów wód powierzchniowych przeważnie jest tego rodzaju, że nie odpowiada potrzebom człowieka i stąd powstaje konieczność gospodarowania, rządzenia wodą. Tym bardziej, że tak nadmiar wody, jak i jej brak może spowodować klęski. Przeciwnie umiejętne gospodarowanie wodą wzbogaca kraj.

Właściwie zagospodarowanie każdego terenu na kuli ziemskiej, a więc i terytorium państwa, zasadniczo rozpoczynać się winno od uporządkowania gospodarki wodnej. Idzie tu mianowicie o wykorzystanie wszelkich dobrodziejstw, pochodzących z umiejętnego opanowania żywiotu wodnego, jak tani transport, tania energia, zwiększenie urodzajów przez zmeliorowanie terenów i t. p. oraz o złagodzenie, jeśli nie usunięcie, szkodliwego działania wody.

Wydaje się w ogólnych zarysach słuszną definicję celu gospodarki wodnej, wypowiedziana na ostatnim międzynarodowym kongresie żeglugi w Brukseli, która mówi, że „celem gospodarki wodnej jest odprowadzenie do morza spadającej na ziemię wody, przy ograniczeniu do minimum jej szkodliwego działania i przy wyzyskaniu do maksimum jej działania pożytecznego, jako środowiska, materii i masy”¹⁾.

Z tego olbrzymiego zakresu zagadnień wodnych na Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji przypada przeważna ich większość, tym bardziej, że głównymi kolektorami dla przyjęcia wszystkich wód całej Polski są właśnie rzeki żeglowne i spławne — nasze naturalne drogi wodne. Z nimi bezpośrednio łączą się sztuczne drogi wodne — kanały, które uzupełniają sieć dróg wodnych.

Z początkiem wieku bieżącego, przy rozwiązaniu problemów wodno-komunikacyjnych, regulacyjnych, irygacyjnych, przeciwpowodziowych i innych, gdzie tylko jest przepływ wody i spiętrzenie, wprowadza się czynnik energetyczny, przy czym energia wodno-elektryczna stała się doskonałym współpracownikiem energii cieplnej przy równoległej pracy elektrycznych centrali na wspólną sieć.

Otoczający nas sąsiedzi, w zupełności doceniając znaczenie gospodarki wodnej, od szeregu lat prowadzą odpowiednią politykę wodną, wiążąc wykonywanie w wielkim stylu robót wodnych z rozwiązaniem najważniejszych problemów społecznych i państwowych, jak obrona kraju, elektryfikacja, zdobycie najtańszych środków transportu, zatrudnienie bezrobotnych i t. p.

Wykonane w ostatnich nawet latach i wykonywane obecnie takie roboty, jak Mittellandkanal, kanały Hitlera, Musoliniego, Alberta, Juliana, Białomorski, zakłady o sile wodnej — „Dnieprostroj”, „Wołchowstroj”, setki i tysiące zapór wodnych i zakładów o sile wodnej w krajach europejskich i za oceanem, stwarzają tak potężny obraz postępu w dziedzinie gospodarki wodnej, że jest absolutnie nie do pomyślenia już nie ze względów prestiżowych, lecz ze względów ekonomicznych z najżywotniejszych względów bytu, pozostawanie na stanowisku biernego obserwatora tej niesłychanie intensywnej akcji zabudowy wodnej dokoła naszego Państwa.

¹⁾ Tu należy zauważyć, że na kulę ziemską opada według danych inż. A. Rundo i J. Murzay'a 451.10³ km³, z czego na ląd 112.10³ km³.

Według Johnson'a tylko rzeki na kuli ziemskiej odprowadzają 56.000 km³ rocznie.

Niestety, drogi wodne w Polsce nie zawsze miały szczęście. Statystyka porównawcza wyraźnie to potwierdza. Widzimy z niej, jak nikły jest udział wody w transportach kraju, widzimy zanik żeglugi na Wiśle. Z drugiej strony widzimy, jak się rozwijają w szalonym tempie drogi wodne w innych państwach.

Wykresy, dotyczące finansowania budownictwa wodnego, wykazują kolosalne upośledzenie tej dziedziny gospodarstwa narodowego.

Jak wyglądają w rzeczywistości nasze drogi wodne?

Okazuje się, że Polska jest bogato wyposażona przez naturę w możliwości stworzenia najtańszych środków lokomocji, które to możliwości obecnie nie są wykorzystywane.

Historia natomiast wskazuje, że w różnych okresach dawnej państwowości polskiej doceniano znaczenie dróg wodnych, dbano o ich utrzymanie w należytym stanie i wykorzystywano w wyższym niż obecnie stopniu, pomimo znacznie mniejszego zaludnienia i uprzemysłowienia kraju.

Komisja ekspertów technicznych Ligi Narodów w osobach pp. J. Case, G. P. Nijhoff i Watier, wypowiedziała się jeszcze w r. 1926, że „Polska, ze względu na swe warunki orograficzne, klimatyczne i hydrologiczne, nadaje się szczególnie do stworzenia dobrej sieci dróg wodnych”.

Rzeczywiście trudno sobie wyobrazić lepszego podkładu dla rozwoju dróg wodnych. Mamy jak gdyby oś współrzędnych, mianowicie oś Wisły, łagodnie wygiętą, następnie oś drogi W. Z., do której wchodzi Frypec, kanal Królewski, Bug, Wisła i Noteć, a w przyszłości Warta. To są szlaki główne, mające znaczenie nie tylko lokalne, lecz i międzynarodowe. Węzeł ten z jednej strony przez Wisłę, z drugiej przez Dniepr, łączy Bałtyk z Morzem Czarnym.

Musimy te możliwości wykorzystać, jeśli nie chcemy, żeby ubiegły nas Niemcy, które w tempie gwałtownym stwarzają drogę Ren — Men — Dunaj.

Cześć noszą się też z zamiarem ominięcia Polski przez stworzenie drogi wodnej, łączącej Bałtyk, Morze Północne i Morze Czarne przez Odrę, Łabę i Dunaj.

Nasza droga jest najkrótsza i po jej usprawnieniu powstaną wielkie możliwości tranzytów międzynarodowych, łatwo osiągalne wobec możliwości wytrzymania konkurencji.

W dalszym ciągu przemówienia Dyr. Romański wyjaśnia, że do wspomnianych osi współrzędnych ciągną się dopływy i kanały, jako boczne drogi dojazdowe, często nadzwyczaj korzystnie usytuowane.

Niestety, sprawa wygląda dobrze tylko w potencjale, faktycznie zaś tych dróg wodnych jeszcze nie mamy.

Na Wiśle pomiędzy odcinkami faktycznie żeglownymi istnieją pewne przerwy, które wymagają robót regulacyjnych.

Do tego dodać należy, że źródła zasilania Wisły leżą na Podkarpaciu, z jego nieuregulowanymi, gwałtownymi potokami i rzekami, które albo mają bardzo mało wody, albo mają jej za dużo i noszą przy tym ze sobą w czasie wzebrań wielką ilość rumowiska, które po drodze wyrządza swą niszczytelką siłą wielkie szkody, a wpadając do Wisły zagraża wałom, zniekształca koryto rzeki i psuje drogę żeglowną. Ten stan rzeczy jak gdyby sam nasuwa program robót koniecznych.

Ministerstwo Komunikacji, wykorzystując w całości te spostrzeżenia, opierając się następnie na studiach i projektach oraz na całym dotychczasowym dorobku technicznym, po przeprowadzeniu głębszej analizy koniecznych potrzeb i technicznych możliwości, opracowało wieloletni plan robót inwestycyjnych.

W założeniu tego planu leży przede wszystkim stworzenie możliwości w najkrótszym czasie lepszych warunków żeglugi na Wiśle przez koncentrację koryta rzeki w części nieuregulowanej, przez konserwację i konieczne roboty uzupełniające na odcinkach już częściowo uregulowanych, przez opanowanie w miarę posiadanych możliwości szkodliwego działania górnego biegu Wisły i jej górskich dopływów (budowa zbiorników retencyjnych, zabudowanie potoków górskich). To jest w ogólnych zarysach wielki centralny problem wodny, który jest równocześnie częścią problemu przeciwpowodziowego i melioracyjnego oraz częścią zadania elektryfikacyjnego. Osią zaś pozostaje stworzenie środka taniego transportu lokalnego i eksportowego i stworzenie w ten sposób wielkiego zaplecza dla naszych portów morskich.

W tej perspektywie Rożnow jest małym fragmentem całego programu.

Drugim zadaniem jest uporządkowanie dróg wodnych na wschodzie, w celu podniesienia gospodarczego wschod-

nich połąci kraju, ułatwienia wymiany towarowej oraz przetrzucenia na wodę masowych towarów, których ulgowy przewóz koleją jest deficytowy (kamień, drzewo).

Tu mamy na oku przebudowę kanału Królewskiego, użegłownienie Bugu, usprawnienie Prypeci, a ponadto użegłownienie Horynia i wybudowanie kanału Kamiennego. Inne drogi wodne wschodnie będą usprawnione stopniowo w tempie powolniejszym. Na zachodzie mamy w programie przeważnie roboty konserwacyjne, zaś z inwestycyjnych — kanał Gopło — Warta, który połączy Wartę z Wisłą, zwiększy zaplecze portów Gdyni i Gdańska, ponadto ma głębsze znaczenie państwowe.

Poza tym na zachodzie mają być kontynuowane roboty regulacyjne na Warcie.

W końcu musimy sobie utrwalić w pamięci, że roboty wodne mogą być racjonalnie wykonywane tylko przy zachowaniu ciągłości programowej i przy następnym konserwowaniu wybudowanych obiektów.

Mamy jaskrawe przykłady z przeszłości chociażby na terenach b. Galicji, gdzie wskutek przerwania robót wodnych w czasie wojny, uległy zniszczeniu budowle na dziesiątki milionów złotych. Nie powtarzajmy więc zauważonych błędów, zakończył Dyr. inż. E. Romański.

Zjazd Kierowników Oddziałów Wodno-Melioracyjnych Urzędów Wojewódzkich.

Wiosną roku bieżącego w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych odbył się Zjazd Kierowników Oddziałów Wodno-Melioracyjnych Urzędów Wojewódzkich. Program Zjazdu obejmował: sprawozdanie poszczególnych kierowników z wykonywanych prac melioracyjnych, sprawy orzecznictwa wodno-prawnego, gospodarki finansowej w związku z wykonywanymi robotami, programu prac w związku z przebudową ustroju rolnego oraz sprawę szarwarku. Po zagajeniu konferencji przez

List do Redakcji

W sprawie pomiarów rzeki Nidy w r. 1902.

Umieszczony w Nr. 4 „Gospodarki Wodnej” artykuł p. Aleksandra Mikołajenki „Przełożenie ujścia rzeki Nidy”, omawiający zasługujące na uwagę roboty z tym przełożeniem związane, zawiera następujące zdanie: „Do opracowania projektu Zarząd posiadał zaledwie sytuację dolnego odcinka Nidy, od Wisły do Chrobrza, wykonaną przez były rząd rosyjski w r. 1902”.

Wobec tego pozwalam sobie podać ściślejsze wiadomości odnoszące się do pomiarów z r. 1902.

Wykonane przez parlię pomiarową z Sandomierza w r. 1902 pomiary rzeki Nidy od ujścia do Wisły do Chrobrza na przestrzeni 46-ciu km polegały nie tylko na zdjęciu planu sytuacyjnego, lecz i na całym szeregu innych zdjęć (głównie przekrojów) i spostrzeżeń, szczegółowo w sprawozdaniu opisanych. Ich wyniki oraz opracowane (przez podpisanego) sprawozdanie, zawierające opis rzeki, opis wykonanych pomiarów, zestawienia spostrzeżeń wodowskazowych, obliczenia przepływu wody i t. p. odlitografowano w r. 1908.

Dyr. Krawulskiego, dłuższy referat na temat programu gospodarki wodą w zakresie potrzeb rolnictwa wygłosił Naczelnik Wydziału Melioracji i Budownictwa inż. J. Misiaček. Na konferencji podniesiono, jak wielkie znaczenie w rozwoju akcji melioracyjnej posiada zarządzenie powołania do życia w województwach centralnych i wschodnich referatów wodno-melioracyjnych, jako technicznych organów pierwszej instancji. Zarządzeniem tym nie będą objęte dzielnice zachodnie i południowe. W województwach zachodnich referaty te już istnieją i będą wymagały tylko pewnej reorganizacji, natomiast województwa południowe wymagają specjalnego rozwiązania. Na zakończenie prac Konferencji przybył p. Minister Rolnictwa Juliusz Poniatowski i wygłosił krótkie przemówienie.

I Międzynarodowy Kongres Geomechaniki i Techniki Fundamentowania w Bostonie.

W końcu czerwca r. b. odbył się w Stanach Zjednocz. Am. Półn. w Bostonie I Międzynarodowy Kongres Geomechaniki i Techniki Fundamentowania. Na Kongres zgłoszono 156 referatów, które poruszały następujące zagadnienia: badania gruntów oraz przyrządy z tym związane, właściwości gruntów, rozkład naprężeń w gruntach, osiadanie budowli, nośność pali i próby ich obciążenia, ruchy wody gruntowej, działania mrozu na różne kategorie gruntów oraz zagadnienie powiększenia spistości wewnętrznej gruntów.

Obrodam Kongresu przewodniczył znany specjalista w dziedzinie geomechaniki prof. dr. inż. Karol Terzaghi z Wiednia.

W artykule swym w Nr. 4 „Gospodarki Wodnej” p. Mikołajenko umieszcza pod Nr. 2, 3 i 4 te same rysunki, które są podane we wspomnianym sprawozdaniu. Z tego wnosić należy, że Zarząd (Tarnowski) posiadał nie tylko plany sytuacyjne, lecz i całe sprawozdanie ze wszelkimi załącznikami, litografowane w roku 1908, a dotyczące pomiarów Nidy, wykonanych w roku 1902.

Jan Kwiatkowski.

SPROSTOWANIE.

W notatce „Doświadczenia przy zabudowaniu górskich pólków w Austrii”, umieszczonej w Nr. 3 „Gospodarki Wodnej” z r. b. na str. 108, w kolumnie 2-giej, wiersz 21, 22, 23 myśl autora nie została dość ściśle oddana. Zdanie wzmiankowane winno brzmieć:

„wzajemny odstęp tych zapór ma być tylko tak duży, by woda oraz rumowisko spadające z powyżej położonej zapory nie oddziaływało szkodliwie na zaporę niżej położoną”.

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Wł. Kollis.

Wydawca: Stowarzyszenie Członków Kongresów Gospodarki Wodnej.

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący prof. M. Rybeżyński, członk.: inż. inż. Barcikowski, Gumiński, Herbich, Kollis, Misiaček, Mysłakowski, Prokopowicz, Rodowicz, Romański, Rundo, Sienkowski, prof. Skotnicki, Tillinger, prof. Turczynowicz, Zubrzycki.

6616 Drukarnia Gospodarcza, Warszawa, Al. Jerozolimskie 79. Tel. 8-84-12, 8-28-02.