

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK

Rok III

Warszawa, Marzec – Kwiecień 1937 r.

Nr. 2

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

Treść: Od Redakcji. — Wspomnienia pośmiertne. — *Wisłocki S. inż.* Regulacja rzeki Wilii w obrębie m. Wilna na małą i wielką wodę (dok.). — *Misiaczek J. inż.* Roboty wodno-melioracyjne z zakresu działalności Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych. — *Romański E. inż.* O pracach Biura Dróg Wodnych w roku bieżącym. — *Górniewicz Z. mgr.* Utrzymanie wód i ich brzegów (dok.). — *Kollis W. inż.* Połączenie sieci polskich dróg wodnych z Bałtykiem w Gdyni. — *Wóycicki K. doc. dr. inż.* Zapory wodne budowane przez Rząd Federalny Ameryki Północnej. — *Wokroj J. inż.* Zejście lodów i tworzenie się zatorów w dorzeczu Wisły w roku 1937. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Życie techniczne. — Listy do Redakcji.

Sommaire: Avant-propos de la Rédaction. — Nécrologues. — *Wisłocki S. ing.* L'amélioration de la rivière Wilia dans Wilno pour les crues et les étiages (fin). — *Misiaczek J. ing.* Améliorations agricoles administrées par le Ministère de l'Agriculture et des Réformes Agraires. — *Romański E. ing.* Sur les travaux entrepris par le Bureau des Voies Navigables en année courante. — *Górniewicz Z. mgr.* L'entretien des cours d'eau et des rives (fin). — *Kollis W. ing.* La jonction des voies navigables polonaises à la mer Baltique par Gdynia. — *Wóycicki K. doc. dr. ing.* Constructions des barrages entreprises par le Gouvernement Fédéral des États Unis. — *Wokroj J. ing.* La descente des glaces et les engorgements dans le bassin de la Vistule en 1937. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Chronique. — Correspondance.

Od Redakcji.

Zgodnie z wytycznymi, nakreślonymi przy powstaniu »Gospodarki Wodnej«, dążymy stale do utrzymania pisma na poziomie, odpowiadającym wadze poruszanych zagadnień w całości kształcie gospodarki naszego kraju.

Powyższe skłania nas do czynienia co pewien czas przeglądu i krytycznej oceny materiału którym pismo dysponuje. Stwierdziliśmy pewną – dotychczas niewypełnioną należycie – lukę, polegającą na tym, że narazie jeszcze zbyt mało pisze się o robotach wodnych, wykonywanych obecnie w kraju.

Roboty we wszystkich gałęziach gospodarki wodnej w Polsce stale się rozwijają; wymiana zaś rzeczowa zdań kolegów daje nie tylko zadowolenie z przedstawienia projektu lub opisu budowy – jest to z jednej strony dobrze zrozumiany obywatelski i zawodowy obowiązek wzajemnego porozumiewania się w celu najlepszego wykonania ciężących na nas zadań, z drugiej – jest to jeden ze środków przekazywania nabytego doświadczenia szerokim zastępom naszych młodszych kolegów.

Wzywamy przeto kolegów – inżynierów wodnych, jak również w ogóle działaczy na polu gospodarki wodnej, do nadsyłania materiału (w postaci artykułów, sprawozdań, notatek) o pracach i robotach w kraju, jak również o zamierzeniach, studiach, projektach z dziedziny budownictwa wodnego w najszerszym tego słowa znaczeniu – z dziedziny dróg wodnych oraz portów rzecznych i morskich (budowa, utrzymanie, żegluga), melioracji, regulacji rzek i potoków górskich, robót ochronnych – przeciwpowodziowych, wykorzystaniu sił wodnych, robót wodnych z dziedziny techniki sanitarnej, prawa wodnego, ekonomii, turystyki wodnej i t. p.

Materiał ten prosimy uzupełniać rysunkami i fotografiami, dotyczącymi momentów najbardziej charakterystycznych.

Jednocześnie przypominamy kolegom, że pismem naszym interesuje się świat techniczny nie tylko polski; mając już prenumeratorów i czytelników w innych krajach, musimy podawać materiał równowartościowy materiałowi pism zagranicznych.

Nade wszystko zaś niech prawdziwe zamiłowanie do nauki i sztuki inżynierskiej łącznie z głębokim zainteresowaniem się naszym dorobkiem technicznym ujawnia się na łamach naszego pisma – wtedy stanie się ono nie tylko wysoce pożyteczną, lecz również przyjemną lekturą.

Dziękując tym kolegom, którzy omawiane wyżej materiały już nam nadsyłają, oczekujemy dalszego zasilania naszego pisma, w szczególności zaś działu »Z robót wodnych w kraju«.

ŚP. Inż. Tadeusz Zubrzycki.



Hydrografia i hydrologia polska zostały dotknięte bolesnym ciosem. Dnia 26 marca r. b. zmarł we Lwowie po ciężkich cierpieniach śp. inż. Tadeusz Zubrzycki, Kierownik Instytutu Hydrograficznego przy Ministerstwie Komunikacji. Urodzony w roku 1881 w Stanisławowie, kończy w roku 1905 Wydział Inżynierii b. Szkoły Politechnicznej we Lwowie i bezpośrednio po tym rozpoczyna pracę zawodową w Krajowym Oddziale Hydrograficznym b. Namiestnictwa galicyjskiego. Jako stały adiunkt budownictwa zostaje w końcu roku 1908 przydzielony do b. Ministerstwa Robót Publicznych w Wiedniu celem wzięcia udziału w studiach nad retencją wielkiej wody Wisły między ujściem Przemyśla a Krakowem. W roku 1910 otrzymuje stały przydział do Departamentu studiów hydrologicznych Centralnego Biura Hydrograficznego w Wiedniu, w którym pozostaje na służbie — ostatnio w stopniu radcy budownictwa — do końca roku 1918.

Po powrocie do kraju, po odzyskaniu Niepodległości, w marcu 1919 r. zostaje przez Ministerstwo Robót Publicznych powołany do zorganizowania państwowej służby hydrograficznej. Zadanie to spełnił chlubnie: w myśl wytycznych wskazanych przez jednego z największych współczesnych hydrotechników — świetlanej pamięci prof. Narutowicza, naówczas Ministra Robót Publicznych, opracował ramy ustrojowe służby hydrograficznej, nacechowane szerokim poglądem na zadania tej służ-

by — poglądem, wykraczającym daleko poza słu-
by graniczne resortu.

Od tej chwili nieprzerwanie — przez długich 18 lat szarej, często niewdzięcznej pracy — trzymał w swym ręku ster tej służby a właściwie różnorodne stery jej komórek składowych — administracyjnych, technicznych i naukowych. Poprzez wszystkie zmiany, jakim w okresie swego istnienia służba ta ulegała, zmiany zarówno ustrojowe jak i funkcjonalne — zachował niezachwianą wiarę w doniosłość roli państwowej służby hydrograficznej jako busoli przy badaniach rozległych bogactw wodnych naszego kraju i jako podstawy ich racjonalnego wykorzystania.

Dążył wytrwale do rozwoju tej służby i postawienia jej na poziomie, dorównującym poziomowi starszych instytucji, pracujących w tym zakresie za granicami naszego kraju. W jakiej mierze cel ten został osiągnięty? Nie nam, towarzyszym Jego pracy, przysługuje prawo oceny jej wyników. Z głosów obcych — tych, którzy warsztat tej pracy zwiedzali, pozwoliłbym sobie przytoczyć głos jeden¹⁾ — z kraju ludzi skąpych na słowa, twardych jak granit ich ładu: „To, co nam tu okazano, świadczy o tym, że prowadzona jest tu praca pilna i rzeczowa, rzekłbym bohaterska, aby nadrobić to, czego nie można było

¹⁾ Z przemówienia prof. Wittning'a, dyrektora Instytutu Talassologicznego w Helsingforsie, na zamknięciu III Konferencji hydrologicznej państw bałtyckich w Warszawie w roku 1930 (Compte rendu etc. str. 96).

dokonać w ciężkich latach przeszłości z przyczyn zewnętrznych".

Zadań służby hydrograficznej Zmarły nie ograniczał do zbierania materiału obserwacyjnego, lecz w miarę rozporządzalnych środków popierał prace o charakterze syntetycznym. W pracach własnych stopniowo ewoluje od ujmowania zjawisk z punktu widzenia opisowego (hydrografia) do analizy ich spójni wewnętrznej (hydrologia). Za zasługi w dziedzinie organizacji służby hydrograficznej Zmarły w r. 1927 został odznaczony Krzyżem Oficerskim orderu „Odrodzenia Polski”.

Działalność Zmarłego rychło zdobyła Mu również uznanie kół naukowych: w roku 1922 otrzymał tytuł korespondenta Państwowego Instytutu Meteorologicznego, w r. 1923 został powołany na współpracownika Komisji Geograficznej Polskiej Akademii Umiejętności, w roku 1927 — również z ramienia P.A.U. na członka Komitetu Narodowego Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej²⁾, wreszcie w roku 1932 Akademia Nauk Technicznych w Warszawie wybrała Go swym członkiem - korespondentem.

Zmarły był jednym z założycieli powstałego w roku 1929/30 z inicjatywy prof. A. B. Dobrowolskiego Towarzystwa Geofizyków w Warszawie, w którym piastował godność członka Zarządu i sekretarza generalnego aż do ostatnich chwil życia; brał również udział w życiu Warszawskiego Oddziału Polskiego Towarzystwa Geograficznego, do Zarządu którego należał w okresie 1933/34.

Poza przedstawicielstwem urzędowym w szeregu placówek zajmujących się sprawami wodnymi — o dość szerokim diapazone specjalności — Komisja w sprawie udziału Polski w Stałej Międzynarodowej Radzie Badań Morza, konferencje w sprawie zmeliorowania i zagospodarowania Polesia, Polski Komitet Energetyczny — Komisja Wodna i in., Zmarły uczestniczył w pracy krajowych zrzeszeń technicznych — Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej, Polskie Towarzystwo Politechniczne i Związek Inżynierów Budownictwa Państwowego ziem południowo-wschodnich.

Głębokie przekonanie Zmarłego o doniosłej roli prasy fachowej spowodowało, że brał żywy udział w jej komórkach organizacyjnych; w myśl tego w różnych okresach uczestniczył w komitetach redakcyjnych: „Czasopisma Geograficznego” (Lwów), „Gospodarki Wodnej” (Warszawa), „Prac Meteorologiczno-Hydrograficznych” (Warszawa), „Wiadomości Służby Geograficznej” (Warszawa).

„Last not least należy zaznaczyć działalność Zmarłego na terenie międzynarodowym. Jako przedstawiciel państwowej służby hydrograficznej Ministerstwa Robót Publicznych (ostatnio z ramienia Ministerstwa Komunikacji) brał udział: w Zjazdach Geografów i Etnografów Słowiańskich (Praga — 1924, Warszawa — 1927), w hydrologicznych Konferencjach państw bałtyckich (Ryga — 1926, Tallin — 1928, Warszawa — 1930, Helsingfors — 1936), w Międzynarodowym Kongresie Oceanografii, Hydrografii morskiej i Hydrologii kontynentalnej (Sewilla — 1929), w Kongresach Międzynarodowej Unii Geodezyjno - Geofizycznej (Sztokholm — 1930, Lizbona — 1933, Edynburg — 1936) i w Międzynarodowych Kongresach Geografów (Paryż — 1931, Warszawa — 1934).

Na licznych tych zjazdach i konferencjach drogą systematycznie przedkładanych sprawozdań zaznajamiał obcych z organizacją i postępem prac hydrograficznych w Polsce, referatami własnymi jak również swych współpracowników przyczyniał się do wzmożenia udziału Polski w pracach międzynarodowych, zdobywając jednocześnie dla Instytutu kartę realnej przynależności do dostojnego grona państwowych placówek badawczych olbrzymiego „orbis aquarum”. W zakresie pracy organizacyjnej na tym terenie — bez przerwy od roku 1930 pełnił funkcje Kuratora na Polskę hydrologicznych konferencji państw bałtyckich oraz członka Komitetu Wykonawczego Sekcji Hydrologii Naukowej Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej; ostatnio uchwałą Walnego Zebrania Międzynarodowej Asocjacji Hydrologii Naukowej (Edynburg — 1936) została Mu przyznana wysoka godność wiceprezesa Asocjacji.

Ze praca Zmarłego na tym odcinku Jego działalności nie poszła na marne, niech świadectwem będzie zdanie, wyjęte z jednego z licznych nadesłanych do Instytutu Hydrograficznego pism kondolencyjnych — z listu dra L ü t s c h g ' a, prezesa Międzynarodowej Asocjacji Hydrologii Naukowej: „Równie głęboką jak nasza żałoba jest nasza wdzięczność za to, czym dla nas był i co nam dał i co na długo Go przeżyje...”

Od nas tutaj, towarzyszy Jego pracy, odszedł przewodnik światły, pełny umiaru i taktu, człowiek wysokiej kultury duchowej, któremu nic ludzkiego obce nie było.

Cześć Jego pamięci!

Alfred Rundo.

²⁾ Po przejęciu funkcji powyższego Komitetu przez Komitet Naukowy Geodezyjno-Geofizyczny przy Radzie Nauk Ścisłych i Stosowanych, Zmarły był członkiem tego ostatniego z ramienia Ministerstwa Komunikacji.

Spis ważniejszych prac śp. inż. Tadeusza Zubrzyckiego.

1) Wezbrania w dorzeczu Wisły (*Cz. Techn.* 1925, Nr 3). 2) Przebieg i charakter wezbrań Dniestru (*Cz. Techn.* 1925, Nr 15, 16). 3) Letnia powódź na Wiśle w 1925 r. (*Przeł. Techn.* 1925, Nr 37). 4) Stosunki odpływu w górnym biegu Dniestru (*Prace Meteor. Hydrogr.* 1925/26, zes. 2). 5) Okres lodowy na wodach płynących Polski (*Prace Meteor. Hydrogr.* 1927, zes. 4). 6) Przebieg powodzi w południowo-wsch. województwach 30 i 31 sierpnia 1927 (*Wiad. Met.*

Hydrogr. 1928, luty), 7) Periodyczne wahania rzek polskich (*Cz. Techn.* 1927, Nr. 23, 24; vide również: *Bericht d. II Balt. hydrol. u. hydrometr. Konferenz*, Tallinn, 1928), 8) Allgemeine Betrachtungen über das hydrographische Netz Polens und seiner Nachbargebiete (*Bericht d. II Balt. hydrol. u. hydrometr. Konferenz*, Tallinn, 1928), 9) Powódzie na zlewniach polskich (*Pamiętn. I-go polsk. Zjazdu Hydrotechn.*, Warszawa, 1929), 10) Über die einheitliche Anordnung des

hydrographischen Dienstes im Bereiche der Erforschung der Binnengewässer (*Bericht d. III hydrol. Konferenz d. Balt. Staaten*, Warszawa, 1930), 11) Największy znany przepływ Dniestru pod Haliczem i Zaleszczykami (*Cz. Techn.* 1930, Nr 9), 12) Conditions de l'aménagement des cours d'eau en vue de la navigation et de la production de l'énergie électrique (*Résumé des Comm. du Congrès Int. de Géographie*, Paris, 1931; vide również: *Przegl. Techn.* 1932, Nr 9—10), 13) Skrajne wartości stanów wody i objętości przepływu (Cz. Techn. 1932, Nr 5), 14) Rzut oka na stosunki odpływu Prypeci (*Prace Biura Melior. Polesia*, Brześć n/B 1933), 15) Charakterystyka odpływu rzek polskich przy niskich stanach wody (*Wiad. Sl. Geogr.* 1933, zes. 2; vide również: Dates comparatives concernant le débit d'étiage des fleuves du bassin de la mer Baltique en Pologne, *Compte Rendu de la IV-ème Conf. Hydrol. des États Balt.*, Leningrad, 1933), 16) Hydrologiczny régime polskiego Polesia (*Przegl. Geogr.* t. XIV, 1934) Die Fortpflanzung der Hochwasserwellen

im oberen Weichsellaufe (*Bericht d. V Hydrol. Konferenz d. Balt. Staaten*, Helsingfors, 1936; vide również: *Wiad. Sl. Hydrogr.* 1936, zes. 3).

Poza tym do dorobku śp. inż. Zubrzyckiego należy szereg referatów i komunikatów, zamieszczonych w następujących wydawnictwach:

Polska Współczesna 1922, Przegląd Geograficzny 1922 i 1930, Czasopismo Techniczne 1925 i 1929, Przegląd Techniczny 1927, Protokolle u. Referate d. I hydrolog. u. hydro-metr. Konferenz d. Balt. Staaten, Riga 1926, Comptes Rendus de la II-ème Confér. Balt., Tallinn 1928, Pamiętnik Konferencji w sprawie zmeliorowania i zagospodarowania Polesia, Warszawa 1928, Pamiętnik I polskiego Zjazdu Hydrotechn., Warszawa 1929, Wiadomości Geograficzne 1930, Biuletyn Tow. Geofizyków w Warszawie 1932, Wiadomości Służby Geograficznej 1932, Gospodarka Wodna 1935.

A. R.

ŚP. Profesor Tadeusz Sikorski.



W końcu stycznia zmarł w Krakowie jeden z wybitnych hydrologów naszych śp. Profesor Tadeusz Sikorski w wieku lat 86.

Po skończeniu gimnazjum i Politechniki we Lwowie Zmarły specjalizował się w melioracjach rolnych pod kierunkiem prof. Dünkelberga w Bonn-Popelsdorf. Po powrocie do kraju śp. Prof. Sikorski wstąpił do Biura Melioracyjnego Wydziału Krajowego, stąd po dwuletnim pobycie został przeniesiony na samodzielne stanowisko kierownika Ekspozytury tegoż Biura w Tarnowie, skąd po 5 latach wrócił już na wyższe stanowisko do Lwowa.

Mając umysł twórczy, nie ograniczył się śp. prof. T. Sikorski do pracy czysto zawodowej, opracowując projekty tak szczegółowych jak i podstawowych melioracyj¹⁾, lecz wynalazł przyrząd, ułatwiający wykreślanie warstwic (isohypsograf), skonstruował przyrząd, umożliwiający przeprowadzanie mechanicznej analizy gleby na miejscu robót („flaszka Sikorskiego”), opracował projekt ulepszonego

¹⁾ Projekty regulacji Kisieliny i Nowego Brnia; obwałowania lewego brzegu odcinka Dunajca; zdjęcia i studia szczegółowe do projektu regulacji Pełtwi.

pieca do wypalania rurek drenowych z wyzyskaniem ciepła odlotowego do suszenia materiału itd.

Oceniając zdolności i pracowitość swojego ucznia, prof. Dünkelberg zaproponował osobę, śp. T. Sikorskiego na profesora w Królewcu (w r. 1880), lecz Zmarły nie przyjął ofiarowanej Mu katedry, choć czuł do pracy profesorskiej powołanie, czego dowiódł, przyjmując w dziewięć lat potem katedrę inżynierii rolnej na Uniwersytecie Jagiellońskim na Studium Rolniczym i pełniąc związane z tym obowiązki aż do r. 1924, kochany przez słuchaczy, szanowany i uznawany przez kolegów i wszystkich, z kim wypadło Mu się zetknąć w Jego — w różnorodnych dziedzinach — prowadzonej pracy. Niezmordowany poświęcał się całej pracy, którymi obdarzano Go obficie, ufając Jego rozumowi i sercu: był czynnym w Towarzystwie Rolniczym, w Towarzystwie Technicznym, w różnych komisjach Zarządu m. Krakowa (wodociągowej i ochrony miasta od powodzi — opracował swój projekt zabezpieczenia), później — wybrany w r. 1907 posłem do Rady Państwa w Wiedniu poświęcał wiele czasu kwestii — tak ważnej dla Galicji, — budowy kanałów, a tak zlekceważonej przez rząd austriacki! Poza tym był doradcą technicznym Dyrekcji budowy dróg wodnych w Austrii, członkiem Kuratorium Technicznego Muzeum Przemysłowego w Wiedniu itd.

Podczas wojny wiele starań i trudów musiał poświęcić Zmarły dla uratowania od zupełnego zniszczenia folwarku Mydlniki, należącego do Studium Rolniczego, potem pracom w Centrali Krajowej dla gospodarczej odbudowy Galicji, po wojnie zaś i po przejściu na emeryturę sprawom wzniesienia oraz pielęgnacji budynków uniwersyteckich. Pomimo sędziwego wieku do samej śmierci śp. Prof. T. Sikorski brał udział w różnych konferencjach zwoływanych bądź to przez władze państwowe, bądź to samorządowe lub społeczne — nigdy nie odmówił swej współpracy lub pomocy, pracując cicho, nie szukając rozgłosu ani nagrody. W uznaniu Jego zasług został odznaczony krzyżem komandorskim Polonia Restituta i złotym krzyżem zasługi. W sercach tych, którzy Go znali pozostał po Nim niczym niezmaconie świeżym wspomnienie.

Stanisław Turczynowicz.

ŚP. Dr Inż. Aleksander Pareński.



Dnia 5 lutego 1937 r. zmarł we Lwowie śp. dr. inż. Aleksander Pareński.

Urodzony w r. 1883 w Berlinie, po ukończeniu szkoły średniej we Lwowie wstępuje na Politechnikę Lwowską, którą kończy w r. 1909. W roku 1918 na podstawie pracy p. t. „O kopułach żelaznych więzarskich trójprzegubowych” uzyskuje na Politechnice we Lwowie stopień doktora nauk technicznych. Przez krótki czas jest asystentem prof. Boguckiego, zajmując się projektowaniem budowli żelaznych, następnie przechodzi do państwowej służby administracyjno-technicznej. W końcowym okresie swej służby państwowej poświęca się pracy w dziale budownictwa wodnego, jednocześnie żywo interesuje się zagadnieniami teoretycznymi - naukowymi. W tym też czasie, jako kierownik referatu zbiorników retencyjnych w lwowskim Urzędzie Wojewódzkim, opracowuje generalne projekty szeregu zbiorników w górskich dorzeczach wschodniej Małopolski. Prace te śp. dr. Pareński publikuje w „Czasopiśmie Technicznym”. W r. 1929 ukazuje się praca p. t. „Zbiorniki retencyjne i użytkowe w górnym dorzeczu Sanu”, w r. 1930 — „Zbiorniki

powodziowe i użytkowe w dorzeczach rzek Świcy i Łomnicy”. Po likwidacji Ministerstwa Robót Publicznych przechodzi na emeryturę, poświęcając się wyłącznie pracy naukowej. W okresie tym ukazują się liczne publikacje Zmarłego w lwowskim „Czasopiśmie Technicznym”, w „Przeglądzie Technicznym”, w „Inżynierze Kolejowym” a z chwilą powstania „Gospodarki Wodnej” zasila również i to czasopismo.

Ogłoszone drukiem prace śp. dr. Pareńskiego stanowią poważny wkład do skarbnicy wiedzy technicznej.

Niezwykle czynne usposobienie Zmarłego nie pozwala mu usunąć się do zacisza domowego. W r. 1935 rozpoczyna działalność pedagogiczną jako wykładowca w Państwowej Szkole Technicznej we Lwowie, od razu zyskując miłość i przywiązanie młodzieży. Żadna z dziedzin hydrotechniki nie była dla śp. dr. Pareńskiego obcą. Jako inżynier wybitnie uzdolniony, odznaczający się przy tym niezwykłą pracowitością, interesuje się, a często też bierze udział w rozwiązywaniu zagadnień z innych dziedzin inżynierii. Wśród wielostronnych zainteresowań warto podkreślić matematyczne zamiłowania Zmarłego, do ostatnich chwil swego życia czynnego członka Polskiego Towarzystwa Matematycznego.

Znając usposobienie i wybitną aktywność śp. dr. Pareńskiego, doprawdy trudno było uwierzyć, że ciężka choroba tak dalece podcięła siły fizyczne. Hydrotechnika polska przedwcześnie straciła wybitnego fachowca, koledzy i przyjaciele — wypróbowanego i serdecznego druha.

Jako jeden z tych przyjaciół spełniam smutny obowiązek uczczenia pamięci Zmarłego krótkimi słowami o Jego życiu. Wyrazy żalu nie będę próbował objawić w słowach, kryją je niewątpliwie serca wszystkich tych, którzy pracę śp. dr. Pareńskiego i oddanie Jego sprawom polskiej hydrotechniki mieli sposobność poznać z bliska. Cześć Jego pamięci!

Władysław Kollis.

Inż. Stanisław Wisłocki

Regulacja rz. Wilii w obrębie m. Wilna na małą i wielką wodę.

(dokończenie)

REGULACJA NA WIELKĄ WODĘ.

Przy wykonaniu regulacji rzeki na małą i wielką wodę hydrotechnicy ubiegają się o to, aby w miarę możliwości kierunek prądu wielkiej wody odpowiadał kierunkowi prądu niskiej wody, aby wielka woda nie przecinała pętli i zakoli rzeki przy niskiej wodzie, gdyż w przeciwnym razie może łatwo nastąpić zasypanie szlaku wodnego rumowiskiem,

unoszonym przez rzekę podczas wezbrania. Otóż Wilia na znacznej przestrzeni posiada w dużym stopniu powyższe dodatnie warunki, gdyż jej koryto jest ujęte w wysokie brzegi prawie równoległe do kierunku biegu niskiej wody, a jej zakola odpowiadają zakolom wysokich brzegów. Wyjątek, przynajmniej w obrębie m. Wilna, stanowi odcinek rzeki między mostem Zielonym a ujściem Wilenki, na którym wysoka woda posiada koryto bardziej prostoli-

nijne, niż woda mała, która tworzy tu łuk bardzo estry, skutkiem czego rzeka na wiosnę składa rumowisko i namuły przy prawym wypukłym brzegu, tworząc odsypisko. Walkę z tym zjawiskiem rozpoczęły roboty regulacyjne na rzece.

5. Spadek z zwierciadła wielkiej wody. Objętość przepływu.

Niwelacja zwierciadła wody rz. Wilii podczas największego wezbrania nie była wykonana. Spadek zwierciadła w. wody może być ustalony na podstawie śladów powodziowych z r. 1931 na budynkach nadbrzeżnych (wmurowane tabliczki żeliwne).

TABLICA I.

L. p.	Opis topograficzny położenia znaków.	Rzędne nad poz. morz. Bałtyc.	U w a g i
1	Ul. Białokórna, b. fabryka „Union” dom Nr 5, brzeg lewy	91,55	Tabl. żeliw.
a	Lewobrzeżny przyczółek mostu Zwierzynieckiego	91,30	Stopa łuku
b	Nie oznaczony tabliczką przypuszczalny grzbiet spiętrzenia przed most. Zwierzynieckim	91,79	
2	Ul. Zwierzyniecka, dom murywany Nr 16, brzeg prawy	92,47	Tabl. żeliw.
c	Wodowskaz przy moście Zielonym, brzeg lewy	92,39	Łata wodowa.
3	Ul. Zygmuntowska, murywany filar bramy domu Nr 24, brzeg lewy	92,89	Tabl. żeliw.
4	Ul. Arsenalska, dom murywany Nr 2, brzeg lewy (daleko od rzeki)	93,01	„
5	Ul. Arsenalska, dom murywany Nr 6, brzeg lewy (daleko od rzeki)	92,96	„
6	Ul. Zygmuntowska b. pałac hr. Tyszkiewicza, brzeg lewy	92,99	Rysa bez tabl.
7	Koszary 1-go pułku artylerii, brzeg prawy	92,86	Tabl. żeliw.
8	Szkoła handlowa żeńska, dom Nr 8, wybrzeże rz. Wilenki	93,02	„
9	Ul. Tad. Kościuszki, dom Komendy m. Wilna brzeg lewy	93,16	„
10	Brzeg Antokolski, dom murywany Nr 21 brzeg lewy	93,45	„
11	Ul. Pióromont, dobra Tuskułany, murywany filar stodoły, brzeg prawy	93,43	„
12	Ul. Obozowa, port, warszt. stolarskie, dom Nr 86, brzeg prawy	93,92	„
13	Trynopol, murywane ogrodzenie kościelne, brzeg prawy	95,30	„
14	Niemenczyn, prawobrzeżny przyczółek mostowy	—	Znaku nie zaniwelow.

Z tej tabeli, dla odcinka rzeki od mostu Zwierzynieckiego do ujścia rz. Wilenki, należy wykorzystać rzędne punktów a, c, 3, 6 i 9. Punktu 1-go nie bierzemy pod uwagę, gdyż leży on poza obrębem projektu regulacji. Punkt 2 został prawdopodobnie mylnie określony; rzędna jego — 92,47 jest większa od rzędnej przy moście Zielonym — 92,39, co jest niemożliwe gdyż most Zielony leży powyżej p-tu 2.

Punkty 4 i 5 przy ul. Arsenalskiej nie nadają się, gdyż leżą daleko w inundacji. Punkt 7 leży na prawym brzegu prawie naprzeciwko punktu 6-go (b. pałac Tyszkiewicza), przy czym rzędna punktu 7-go 92,86 znacznie się różni od rzędnej p. 6-go 92,99 i z tego powodu rzędna p. 7-go nie nadaje się do obliczenia spadku, który na całej przestrzeni odcinka rzeki, z wyjątkiem p. 2-go, odnosi się do lewej strony rzeki.

Następnie punkt 8 tabeli nie nadaje się do obliczenia spadku, gdyż leży na wybrzeżu rz. Wilenki daleko od rz. Wilii.

Bieg wody pod mostem Zwierzynieckim był bardzo burzliwy i spiętrzenie rzeki przed tym mostem duże. Również i przed mostem Zielonym zaobserwowano spiętrzenie rzeki.

Między mostami mamy więc dwa wyrównane spadki jednostkowe, jeden między punktem b (grzbiet spiętrzenia), a mostem Zwierzynieckim (p. a), który wynosi: $i_a = 2,390\text{‰}$ i drugi między mostem Zielonym — punkt c i punktem b (grzbiet spiętrzenia), który wynosi $i_b = 0,349\text{‰}$.

Idąc dalej od mostu Zielonego w górę Wilii obliczamy poszczególne spadki w. wody: między mostem Zielonym a p-tem 3 — $i_c = 2,247\text{‰}$, między p-tem 3-im a 6-ym — $i_d = 0,270\text{‰}$ oraz pomiędzy p-tami 6-ym i 9-ym — $i_e = 0,360\text{‰}$.

Dla określenia spadku katastrofalnej wody na odcinku: ujście rz. Wilenki — m. Pośpieszka służą tabliczki żeliwne w p-tach 9, 11, 12 i 13. Punkty 11, 12 i 13 leżą na prawym brzegu rzeki. P-tu 7-go nie brano pod uwagę, gdyż rzędna jego — 92,86 jest mniejsza od rzędnej p-tu 3-go — 92,99, pomimo, że p-t 7 jest prawie o $\frac{1}{2}$ km powyżej p-tu 3-go. Wartość więc rzędnej p-tu 7-go 92,86 budzi wątpliwość, podobnie jak i p-tu 2-go przy ul. Zwierzynieckiej.

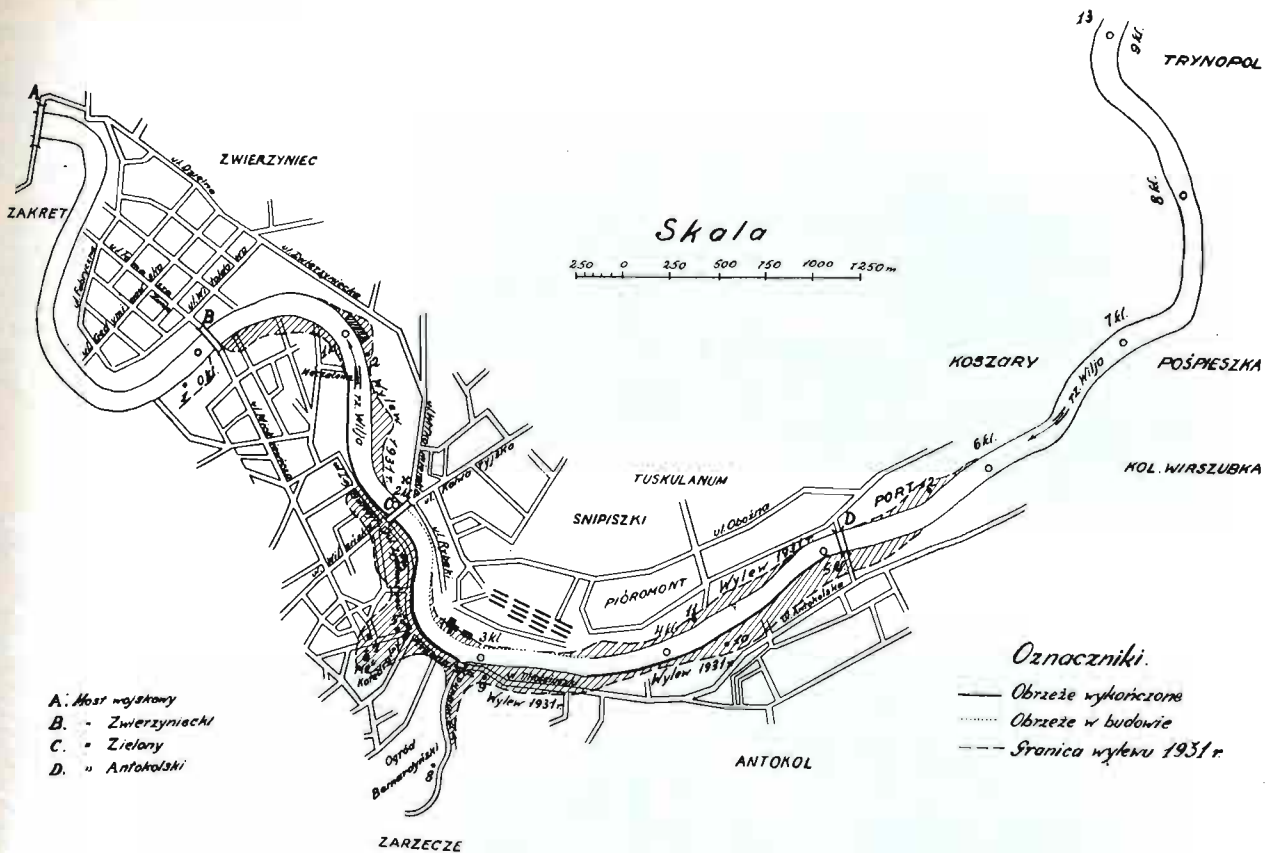
Spadki pomiędzy poszczególnymi p-tami wynoszą: p-ty 9 i 11 — $i_f = 0,242\text{‰}$, p-ty 11 i 12 — $i_g = 0,338\text{‰}$ oraz p-ty 12 i 13 — $i_h = 0,413\text{‰}$.

Spadek wyrównany pomiędzy p-tem 3-im i 9-ym wyniesie — $i = 0,321\text{‰}$, pomiędzy zaś p-tami 9-ym i 13-ym — $i = 0,362\text{‰}$.

Na podstawie pomiarów objętości przepływu w rz. Wilii (przy moście Zielonym) sporządzono krzywą konsumcyjną i z niej odczytano maksymalny przepływ przy stanie +824 cm — $Q = 1700 \text{ m}^3/\text{sek}$. Odpowiada to średniej prędkości ok. 2,9 m/sek. Dla odcinka Wilii powyżej ujścia Wilenki przyjęto wartość przepływu katastrofalnej wody $Q = 1700 - 180 = 1520 \text{ m}^3/\text{sek}$. Wartość 180 m^3/sek jest to pomierzony przepływ Wilenki, odpowiadający momentowi największego wezbrania Wilii.

6. Wysokość i rozstaw wałów ochronnych — bulwarów.

Normalne (średnie) wiosenne powódzie nie zalewają, albo zalewają bardzo niewiele, wysokie brzegi rz. Wilii przynajmniej w obrębie m. Wilna. Tylko taka nadzwyczajna powódź, jaka miała miejsce w r. 1931, zalała nawet dość wysokie tereny miejskie.



Rys. 1.

Przy opracowywaniu projektu wałów ochronnych, które miały odgrywać również rolę bulwarów komunikacyjnych, kwestia wzniesienia korony wałów przy ul. Zygmuntowskiej nad powierzchnią katastrofalnej wody stawała się zadaniem dosyć skomplikowanym i sprawa ta nie została dotychczas rozwiązana. Pierwotnie w projekcie przewidziane było wzniesienie korony wałów w ogóle, prócz ul. Zygmuntowskiej, o 1 m nad wodą katastrofalną. Później na technicznym posiedzeniu w Urzędzie Wojewódzkim wzniesienie to zmniejszono do 0,5 m, ale sprawa wału przy ul. Zygmuntowskiej pozostała bez rozwiązania. Ze względu na wąską przestrzeń pomiędzy krawędzią brzegu, a linią gmachów przy tej ulicy, nie przedstawiało się możliwym zbudować bulwar o szerokości 15 m w koronie i wznoszący się o 0,5 m nad najwyższą wodą, gdyż wtedy bulwar swoją podstawą zająłby całą przestrzeń wybrzeża, uniemożliwiając dojazd do gmachów.

Omijanie wysświetlenia sprawy budowy bulwaru przy ul. Zygmuntowskiej jest to omijanie najważniejszej sprawy spośród spraw budowy bulwarów na innych odcinkach rzeki, gdyż w wypadku powtórzenia wielkiej powodzi, takowa, z braku wału ochronnego, dotknie najbardziej ulicę Zygmuntowską z jej gmachami i wtargnie również na plac katedralny. Proponowałem rozwiązanie zadania w taki sposób: a) wykorzystać do budowy wału nie tylko wybrzeże, ale również szeroką bieżnię wzdłuż ul. Zygmuntowskiej, urobioną z gruntu wybagrowanego z odsypiska przy elektrowni, b) na-

sypać nie wysoki wał ochronny (bulwar) nad bieżnią i c) zbudować na krawędzi wału od strony rzeki żelbetową ścianę oporową. Taka ściana razem z wałem tworzyłaby budowlę wznoszącą się nad zwierciadłem katastrofalnej wody, tak jak wały na innych odcinkach brzegu. Wreszcie możnaby koronę wału ograniczyć mniejszą szerokością i zamiast 15 m nadać koronie szerokość 10 m, albo mniejszą.

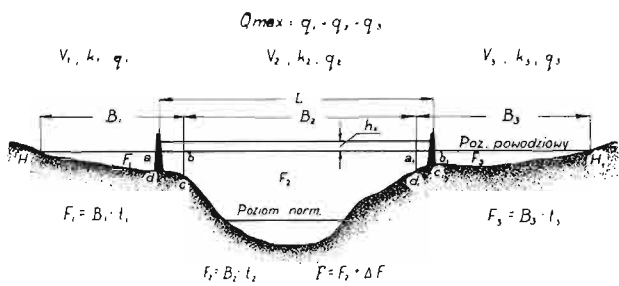
W kwestii rozstawu wałów powodowałem się rzeczywistą odległością między obu brzegami w tych punktach, gdzie obydwie brzegi są wysokie i nie zalewane podczas katastrofalnej powodzi. Ale takich punktów jest bardzo mało, zaledwie kilka w pobliżu mostów Zielonego i Zwierzynieckiego. Odległość między brzegami w tych punktach w poziomie najwyższej wody stanowi 100 — 110 m.

Zdjęte przekroje inundacyjne rz. Wilii na przestrzeni między mostem Zwierzynieckim a więzieniem wojskowym posłużą do obliczenia rozstawu wałów. Każdy przekrój zalewowy składa się z 3-ch części: środkowej, odpowiadającej normalnemu korytu rzeki, i 2-ch bocznych, zalewanych podczas powodzi. Zalane wodą przestrzenie wybrzeży nie wszystkie nadają się do obliczeń, mianowicie zalewy wzdłuż ulic prostopadłych do kierunku rzeki, zalewy ogrodów, placów, gdzie niema prądu wody, nie mogą być brane pod uwagę przy dokonywaniu odnośnych obliczeń.

Oznaczając (rys. 2) przez F_2 przekrój części środkowej koryta, ΔF — pole $abcd + a'b'c'd'$ rys. 2, możemy napisać, że średnia głębokość w korycie pomiędzy

wałami będzie: $t'_2 + h_x$, gdzie $t'_2 = \frac{F_2 + \Delta F}{L}$,

zaś h_x jest to spiętrzenie, wywołane obwałowaniem.



Rys. 2

Średnia prędkość wyniesie wtedy — $v'_2 = k_2 \sqrt{t'_2 + h_x} \cdot \sqrt{i_m}$ — przy założeniu (wobec małej zazwyczaj wartości h_x), że spadek i_m i spółcz. k_2 w obwałowanym korycie będą takie, jak i przed obwałowaniem w środkowej części koryta. Wychodząc z równości przepływów otrzymujemy:

$$Q_{\max} = L \cdot (t'_2 + h_x) \cdot v'_2 = L(t_2 +$$

$$h_x) \cdot k_2 \sqrt{t'_2 + h_x} \cdot \sqrt{i_m} = L \cdot k_2 \cdot \sqrt{i_m} (t'_2 + h_x)^{3/2},$$

a stąd:

$$h_x = \left(\frac{Q_{\max}}{L \cdot k_2 \cdot \sqrt{i_m}} \right)^{2/3} - t'_2.$$

Rozstaw wałów — L należy dobrać taki, aby spiętrzenie rzeki między nimi — h_x było mniejsze od przyjętego wzniesienia korony wałów ponad najwyższą wodą.

Wobec braku pomiarów prędkości w poszczególnych 3-ch częściach przekrojów nie było można określić ze wzorów Chézy spółczynnik k_1 , k_2 i k_3 , odpowiadających 3-em wskazanym częściom przekrojów zalewowych. Chodzi tu głównie o wielkość

k_2 , wchodzącą do wzoru na h_x . Obliczając zaś ogólny spółczynnik k dla całkowitego nieobwałowanego przekroju wiel. wody i zakładając, że wartość k nie zmienia się dla koryta obwałowanego, otrzymujemy rezultaty nieprawdopodobne, mianowicie, że pomiędzy wałami zwięzającymi znacznie rzekę nie będzie nie tylko spiętrzenia, ale otrzyma się wartość h_x ujemną, co jest niemożliwe.

Wobec tych wyników, spowodowanych przyjęciem (na skutek braku pomiarów prędkości w poszczególnych częściach przekroju) zamiast spółcz. k_2 — wartości k , odpowiadającej całemu, nieobwałowanemu przekrojowi koryta, ucieknęłam się do empirycznej formuły prof. Matakiewicza (Regulacja

$$\text{rzek — str. 108) — } v = \frac{116 \cdot i^{0,493 + 10 i}}{2,2 + t_m^{2/3} + \frac{0,151}{t_m^2}}$$

posiada spółcz. k . Formuła ta wyprowadzona została dla obliczenia średnich prędkości w funkcji spadku i głębokości, bez względu na granice i_m i t_m .

Jeśli przyjąć, że formuła może być zastosowana nie tylko do całego przekroju rzeki, ale i do części przekroju, szczególnie takiej części jak płytkie na wybrzeżach zalewiska, to otrzymane wyniki (prędkości v_1 , v_3) pozwolą na obliczenie spiętrzenia pomiędzy wałami przy zadanym rozstawie wałów.

Mianowicie mając obliczone prędkości dla bocznych części przekroju zalewowego (v_1 i v_3) znajduję spółcz. k_1 i k_3 (ze wzoru Chézy), następnie objętości przepływu w tychże częściach. Przepływ w głównym korycie będzie $q_2 = Q_{\max} - q_1 - q_3$, średnia zaś

$$\text{prędkość wyniesie wtedy } v_2 = \frac{Q_{\max} - q_1 - q_3}{F_2}, \text{ oraz}$$

$$\text{spółcz. } k_2 = \frac{v_2}{\sqrt{t_2 \cdot i_m}}. \text{ Teraz dopiero, mając wy-}$$

znaczone k_2 , odpowiadające nie całemu korytu lecz środkowej jego części, korzystam ze wzoru:

$$h_x = \left(\frac{Q_{\max}}{L \cdot k_2 \cdot \sqrt{i_m}} \right)^{2/3} - t'_2 \text{ i obliczam spiętrzenia między wałami w poszczególnych przekrojach rzeki.}$$

Przebieg tego obliczenia dla odcinka rzeki pomiędzy mostami Zwierzynieckim a Zielonym ująłem w poniżej podane tablice II i III:

TABLICA II.

Przekrój	Średni spadek $i/100$	Wylew na lewym brzegu						Wylew na prawym brzegu						Koryto główne						U w a g i	
		F_1	B_1	t_1	v_1	q_1	k_1	F_3	B_3	t_3	v_3	q_3	k_3	q_2	F_2	B_2	t_2	v_2	k_2		
4a	2.390	78	92	0.85	1.414	110	31.4	—	—	—	—	—	—	1590	697	120	5.8	2.28	19.5	Prawy brzeg wysoki	
13	0.349	141.5	90	1.57	0.974	138	39	—	—	—	—	—	1562	755	120	6.3	2.07	41	„		
15	„	141	91	1.55	0.979	137	39	—	—	—	—	—	1563	688	120	5.73	2.27	47.5			„
23	„	22	29	0.76	0.57	12.5	32.8	57	54	1.06	0.73	41.6	35.4	1646	702	120	5.85	2.34			
30	„	—	—	—	—	—	—	48	90	0.53	0.413	20	28.3	1680	640	105	6.1	2.63	53.2	} Lewy brzeg wysoki	
36	„	—	—	—	—	—	—	34	45	0.76	0.57	19	32.8	1681	575.5	110	5.23	2.92	64		} Lewy brzeg wysoki
40	„	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1700	719	118	6.0	2.36	48.2	Oba brzegi wysokie		

TABLICA III.

Nr. przekroju	4a	13	15	23	30	36	40
Zwiększenie przekr. $\Delta F \text{ m}^2$	—	—	—	—	16,2	16,5	—
Powierz. przekr. między wałami $F = F_2 + \Delta F \text{ m}^2$	697	755	688	702	592	656	719
Średnia głębok. między wałami $t'_2 = \frac{F}{L} \text{ m}$	5,8	6,3	5,73	5,85	4,93	5,47	6,0
Spiętrzenie według równania $h_x = \left(\frac{Q_{\max}}{L k_2 \sqrt{im}} \right)^{2/3} t'_2 \text{ m}$	0,15	0,38	0,33	0,14	0,04	0,15	0,00

Prowadząc obliczenia dla dalszych odcinków rzeki, otrzymałem wartości spiętrzenia h_x w poszczególnych przekrojach rzeki (tabl. IV).

TABLICA IV.

Odcinek rzeki	Nr przekroju	Założony rozstaw wałów m	Spiętrzenie h_x m
most Zwierzynicki — most Zielony	4a	120	0,15
	13		0,39
	15		0,33
	23		0,14
	30		0,04
	36		0,15
	40		0,00
most Zielony — ujście Wilenki	15 ¹⁾	100 (brzeży zabudowane)	0,21
	19 ¹⁾		0,29
	44		0,00
	50		0,06
	68		0,15
ujście Wilenki — Pośpieszka	1	120	0,07
	5		0,32
	8		0,10
	14		0,39
	19a		0,03
	27		0,04
	34		0,57
	38—52 m		0,42

Przekroje 15 i 19 na odcinku most Zielony — ujście Wilenki odnoszą się do miejsca, w którym było odsypisko naprzeciwko elektrowni. Omówię pokrótce przekrój 15.

Linia kreskowana $abcde\dot{f}gh$ oznacza kontur przekroju po zrobieniu w r. 1931 — 32 prowizorycznego umocnienia lewego brzegu w postaci budowy ostróg i obrukowania skarpy brzegu, ale przed bagrowaniem odsypiska efg . Linia całkowita $a'b'c'd'e'f'g'h'$ oznacza kontur przekroju (pomierzonego w r. 1935) po wybagrowaniu odsypiska, zrobieniu palowego obrzeża c' , zasypaniu gruntem przestrzeni $bcde'd'c'$, po zrobieniu przez Zarząd Miejski nasypu $abc'b'a'$ oraz po ścięciu skarpy prawego brzegu według projektu. Linia kropkowana oznacza kontur

¹⁾ w/g numeracji na rys. 6 w 1-ej części artykułu (Nr 1—1937 r. G. W.).

przekroju, według pomiarów z lipca r. 1936, przy czym linią $a''b''c''d''$ oznaczono rozmycie prądem dna rzeki i linią $d''e''f''g''$ oznaczono zaniesienie rumowiskiem przez prąd wiosenny części przekroju. Z szeregu przekrojów widać, że rzeka wiosną rozmyła częściowo wyspę podwodną dzielącą koryto rzeki na dwie odnogi i zaniosła częściowo rumowiskiem prawą odnogę koryta, co jest niepożądane.

W celu obliczenia rozstawu wałów porównuję dwa kontury, jeden poprzedzający bagrowanie i drugi po wybagrowaniu i zrobieniu nasypów, nie biorąc pod uwagę wzmiankowanego zaniesienia rumowiskiem prawej odnogi koryta, gdyż po wykonaniu projektowanych przeze mnie dodatkowych budowli w rzece (progi denne — patrz 1-a część artykułu) nie będzie najpewniej miało miejsce zasypywanie rumowiskiem tej odnogi, zaś już nasypane rumowisko będzie prądem rozmyte mniej więcej do granicy oznaczonej całkowitą linią ($d''f''$). Gdyby rzeka swym prądem tego nie mogła całkowicie wykonać, to drogą bagrowania można będzie usunąć nadmiar rumowiska do potrzebnej głębokości. W tym przedświadczeniu obliczenie spiętrzenia rzeki oparłem na porównaniu przekrojów ograniczonych konturami $abcde\dot{f}gh$ i $a'b'c'd'e'f'g'h'$, odrzucając przekroje ograniczone konturami, otrzymanymi z pomiarów w lipcu 1936 r.

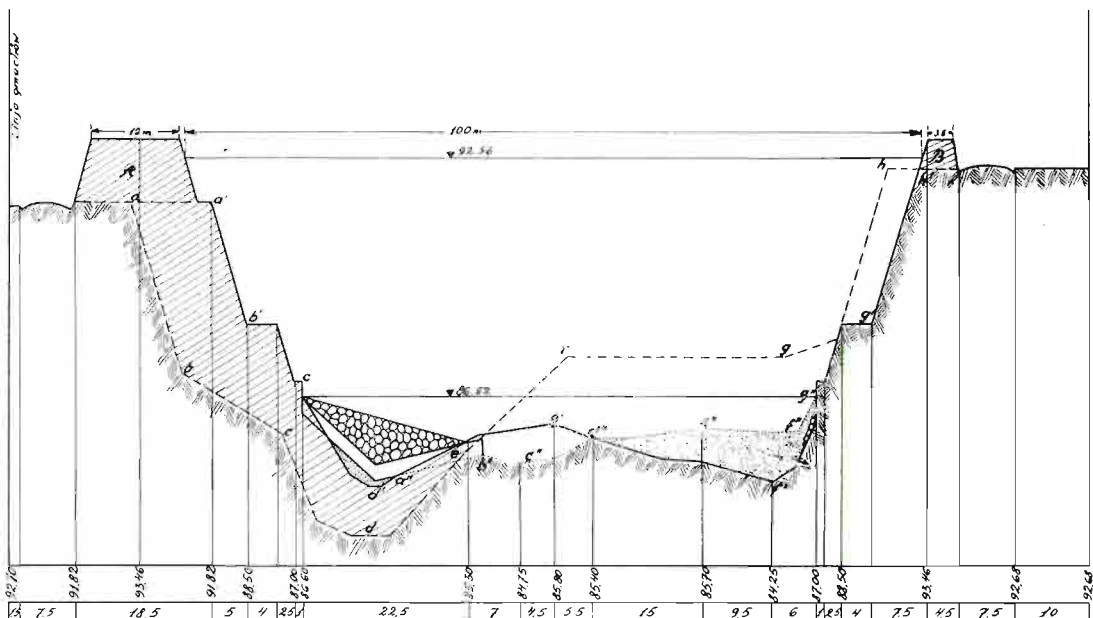
Przekroje na odcinku Wilii pomiędzy ujściem Wilenki a Pośpieszką można podzielić na dwie grupy. Do jednej grupy należą przekroje 8 i 14, gdzie na jednym albo na obu wybrzeżach są niegłębokie rozlewiska. Drugą grupę stanowią przekroje nie posiadające płytkich rozlewisk, gdzie rzeka podczas powodzi płynie bardziej zwartym i głębokim korytem; do tej grupy należą przekroje 1, 5, 19a, 27, 34 i 39 + 52 m.

Otrzymanie wartości h_x w przekrojach 34 i 38 + 52 m — 0,57 m i 0,42 m nasuwa myśl, aby przyjęte wzniesienie korony wałów nad zwierciadło w. wody — 0,50 m podwyższyć przynajmniej do 0,75 m. Okazuje się jednak, że korona wału na wybrzeżu Antokolskim była odniesiona do mylnie podanej w projekcie niwelety katastrofalnej wody, która przewyższa rzeczywistą niweletę tej wody o ok. 0,30 m. Zatem korona zbudowanego wału wznosi się nad katastrofalną wodą o ok. 0,75 m.

7. Konstrukcja wałów i ich budowa.

Jak wspomniano w I-ej części artykułu, kwestia wałów powodziowych została potraktowana łącznie z zagadnieniem komunikacji nadbrzeżnej (bulwary). Konstrukcja wałów została już omówiona przy opisie budowli regulacyjnych na małą wodę; dodam tu tylko kilka szczegółów, wyjaśniających budowę wałów na poszczególnych odcinkach rzeki.

Lewy brzeg Wilii między mostem Zielonym a szpitalem św. Jakuba nie był zalany podczas powodzi r. 1931 i na tym brzegu wału ochronnego nie budowano, przeciwnie ścięto miejscami brzeg zbyt wysoki, wyrównano i zrobiono na nim bulwar, zaś skarpe brzegu częściowo wyrównano, częściowo dosypiano ziemią i wybrukowano grubym kamieniem na mchu do poziomu 6,50 m nad zwierciadłem zera wodowskazu (rys. 7 z Nr 1).



Rys. 3. Przekrój Nr 15.

Taki sam, mniej więcej, typ umocnienia brzegu będzie kontynuowany do ul. Meczetowej. Dalej, wobec niskiego lewego brzegu, który był zalany podczas powodzi, ma być na tym brzegu wzniesiony wał ochronny wg rys. 14 — Nr. 1.

Prawy brzeg rz. Wilii niżej mostu Zielonego na przestrzeni ok. 350 m jest wysoki i prawie nie zalewany. Tu ma być zrobiony bulwar drogą wyrównania brzegu i dosypania ziemi, z koroną szerok. 12 m.

Następnie, na przestrzeni 800 m brzeg prawy jest niski i znacznie zalewany. Tu będzie zrobiony wał ochronny i zarazem bulwar o koronie szerok. 12 m.

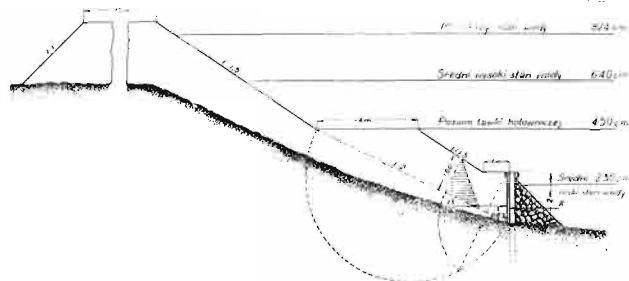
Dalej na całej przestrzeni aż do mostu Zwierzynieckiego brzeg prawy jest wysoki i nie zalewany, prócz niewielkiej przestrzeni 100 m, gdzie szeroki wąwóz w kierunku od ul. Zwierzynieckiej ku rzece przecina brzeg wysoki. Cały ten brzeg będzie wyrównany, ścięty pod bulwar o szer. 12 m, skarpa zaś brzegu umocniona. Na przestrzeni wąwozu ma być zbudowany wał-bulwar z otworem dla mostu; przez otwór mają ściekać do rzeki wody wiosenne oraz wody letnie, wzbierające podczas ulew.

Z przekroju Nr 15 widać jak może być dokonane obwałowanie brzegów na odcinku rzeki w granicach byłego odsypiska koło elektrowni. Szeroka berma nasypa w rzece przy ul. Zygmuntowskiej do wysokości palowego obrzeża, t. j. do linii *bc'*, oraz wysoki i szeroki nasyp ziemi *aa'b'b* zrobiony nad tą bermą, pozwalają zbudować na przestrzeni między ostrogami Nr I i IX wał ochronny ziemny, oznaczony literą A, o wzniosie korony 0,50 m nad katastrofalną wodą, z szerokością korony od 10 do 15 m. Na odcinku między ostrogą Nr I a mostem Zielonym, jeszcze nie uregulowanym ostatecznie, wypadnie najpewniej — jak już o tym wspominałem wyżej — zbudować wał ziemny znacznie niższy i węższy od normalnego, dopełniając potrzebną wysokość ścianką żelbetową, wzniesioną nad krawędzią wału. Podobne zastrzeżenie odnosi się również do odcinka lewobrzeżnego wału między ostrogą Nr IX a ujściem Wilenki.

Budowa wału ochronnego oraz umocnienia skarpy prawego brzegu na odcinku rzeki między mostem Zielonym a ujściem Wilenki może być wykonana według typu wskazanego na rys. 14. Z przekroju Nr 15 widać, że wobec małej szerokości korony wału oznaczonego literą B, takowy nie może służyć jako bulwar. Przy wskazanej na przekroju szerokości korony wału, stateczność jego jest zabezpieczona (Podr. prof. Matakiewicza „Regul. rzek”, str. 412).

W projekcie regulacji odcinka ujście Wilenki — Pośpieszka (wykonanym przez inż. Jacewicza) przyjęto odstęp pomiędzy wałami w poziomie katastrofalnej wody $L = 100 - 110$ m, co jest stanowczo za mało jak wskazują powyższe obliczenia; należy więc przy budowie prawobrzeżnego wału przyjęc rozstaw 120 m — jest to możliwe, gdyż prawy brzeg na tym odcinku jest mało lub zupełnie nie zabudowany.

Kończąc opis projektu regulacji rz. Wilii i wykonywanych robót uzupełnię go sprawdzeniem wytrzymałości pali ścianek kierowniczych oraz zestawieniem kosztów robót, wykonanych w latach 1931—1935.



Rys. 4.

Załączony rysunek przedstawia przekrój poprzeczny wału ochronnego i obrzeża z pali i tarcz z wykresem parcia ziemi w postaci zakreskowanego trójkąta o wymiarach $1,60 \times 1,60$ m. Naturalna pochyłość skarpy swobodnie nasypanej ziemi zmoczonej wodą stanowi 1 : 2.

Objętość napierającej ziemi piaszczystej

$$\frac{1,60 \times 1,60}{2} \times 1 = 1,28 \text{ m}^3$$

Ciężar tej ziemi $1,28 \times 1,86 = 2,38 \text{ t}$.

Zatem parcie ziemi na 1 m b ściany stanowi $N = 2,38 \text{ t}$.

Punkt przyłożenia parcia jest odległy o

$$\frac{1}{3} \times 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m od dna rzeki.}$$

$$\text{Objętość narzutu kamiennego } \frac{1,80 \times 1,80}{2} \times 1 = 1,62 \text{ m}^3$$

Ciężar kamienia $1,62 \times 2 = 3,24 \text{ t}$.

Przestrzeni pustej jest ok. 25%, co stanowi $1,62 \times 0,25 = 0,40 \text{ m}^3$, zatem masy kamiennej mamy $1,62 - 0,40 = 1,22 \text{ m}^3$.

Strata wagi kamienia w wodzie będzie 1,22 t stąd parcie kamienia na ścianę w wodzie wynosi $K = 3,24 \text{ t} - 1,22 \text{ t} = 2,02 \text{ t}$.

Siła parcia K jest przyłożona w odległości $\frac{1}{3}$ wysok. kamienia, licząc od dna rzeki.

W początku formowania nasypu parcie wody na ścianę będzie jednakowe z obu stron ściany, zatem nie wprowadzam go do rachunku.

Różnica między siłami N i K wynosi $N - K = 2,38 \text{ t} - 2,02 \text{ t} = 0,36 \text{ t}$ co stanowi parcie ziemi nasypu na pal, wywołujące jego zgięcie. Średnica pali od 20 cm do 30 cm. Bierzymy najcieńszy pal o średnicy 20 cm. Bierzymy też najdłuższy pal nad dnem rzeki = 2 m.

Parcie $N - K$ działa na pal w odległości 67 cm od dna. Ze względu jednak na pewną ruchomość dna, bierzemy punkt zamocowania pala o 33 cm niżej, a więc ramię działania siły $N - K$ przyjmujemy = 100 cm.

$$\text{Moment zginający będzie } M = 100 \times 360 = 36.000 \text{ kgcm.}$$

$$\text{Moment wytrzymałości } \bar{W} = \frac{I}{r} = \frac{\pi r^3}{4} =$$

$$= \frac{3,14}{4} \times \left(\frac{20}{2}\right)^3 = 785 \text{ cm}^3 \text{ zatem naprężenie}$$

$$\sigma = \frac{M}{\bar{W}} = \frac{36.000}{785} = 46 \text{ kg/cm}^2 \text{ co przy dopuszczalnym naprężeniu na zginanie dla drzewa sosnowego — } 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ jest wystarczające.}$$

8. Koszta robót regulacyjnych, wykonanych na rz. Wilii w latach 1931 — 1935.

L. p.	Wyszczególnienie robót.	Jednostka	Ilość robót	Koszta robót zł
1	A. Roboty wykonane przez b. Magistrat m. Wilna przy ul. Zygmuntowskiej. Roboty prowizoryczne. Związano i opuszczono na dno rzeki materaców faszynowych, załadow. kamien.	m ²	1.218	14.245

2	Zbudowano na materacach z narzutu kamiennego 11 ostróg, z których 2 dodatkowe bez materaców, ogólnej objętości	m ³	1.612	23.190
3	Zbudowano u stóp zburzonej powodzią skarpy ściany oporowej z pali i tarcz, z narzutem kamiennym przy ścianie od strony rzeki,	m. b.	147	9.073
4	Dowieziono i wyładowano na rozmytą skarpe ziemi i rumowiska	m ³	2.484	5.808
5	Wybrukowano skarpe nasypu kamieniem na mchu i bermie w dole skarpy	m ²	1.870	9.712
6	Wybagrowano wynajętym ekskawatorem gruntu z odsypiska naprzeciwko elektrowni, odwieziono barkami i wyładowano między ostrogami	m ³	4.865	11.504
7	Pomocnicze roboty, jako-to przysposobienie barek do pracy ekskawatora, praca prądówki i inne, oraz administracyjne koszta, razem	—	—	14.120
<i>B. Roboty przy ul. 1-ej Baterii Konnej i przy szpitalu św. Jakóba.</i>				
<i>Roboty wykonane przez Urząd Wojewódzki Wileński.</i>				
8	Zbudowano przy lewym brzegu ściany oporowej z pali i tarcz, z narzutem kamiennym przy ścianie od strony rzeki	m. b.	735	35.398
<i>Roboty wykonane przez Zarząd Miejski m. Wilna.</i>				
9	Dowieziono ziemi, wyładowano w nasyp i zrobiono bulwar.	m ³	19.524	40.298
10	Wybrukowano skarpy wału kamieniem na mchu bermie przy ścianie oporowej zwykłym brukiem	m ²	8 339	
<i>C. Roboty przy ul. Zygmuntowskiej i Arsenalskiej.</i>				
<i>Roboty wykonane przez Urząd Wojewódzki</i>				
11	Zbudowano kierowniczej ściany (obrzeża) z pali i tarcz, z narzutem kamiennym przy ścianie od strony rzeki,	m. b.	795	30.245
12	Związano i zatopiono w rzece przy tej ścianie 12 materaców faszyn., razem	m ²	1.250	5.171
13	Zbudowano i rozebrano dwukrotnie most prowizoryczny przez rzekę, między odsypiskiem a lewym brzegiem rzeki, z ułożeniem szyn dla wózków,	m. b.	102	6.880
14	Wybagrowano zapomocą skarbowego ekskawatora gruntu piaszczysto-żwirowego z odsypiska, odwieziono przez most i wyładowano pomiędzy ostrogami i ścianą oporcwą (obrzeżem)	m ³	39.000	68.700

L. p.	Wyszczególnienie robót.	Jednostka	Ilość robót	Koszta robót zł
15	Roboty pomocnicze oraz koszty administracyjne <i>Roboty wykonane przez Zarząd Miejski.</i>	—	—	39.180
16	Dowieziono gruntu i wyładowano w nasyp przy lewym brzegu	m ³	25.000	40.768
17	Wybrukowano skarpe nasypu kamieniem na mchu oraz bermy przy obrzeżu zwykłym brukiem.	m ² m ²	4.010 2.673	7.909
<i>D. Roboty przy wybrzeżu Antokolskim między więzieniem wojskowym a ulicą Suchą. Roboty wykonane przez Urząd Wojewódzki.</i>				
18	Zbudowano po linii lewej granicy trasy ściany kierowniczej (obrzeża) z pali i tarcz, z narzutem kamiennym od strony rzeki, <i>Roboty wykonane przez Zarząd Miejski.</i>	m. b.	1.253	57.440
19	Wykopano, dowieziono i wyładowano w nasyp, w postaci bulwaru — wału ochronnego, ziemi	m ³	119.128	172.808
20	Wybrukowano kamieniem na mchu skarp wału oraz bermy przy obrzeżu zwykłym brukiem	m ² m ²	8.125 5.407	29.106
Ogółem koszta robót				
W tej liczbie wykonano robót				
kosztem Urzędu Wojewódzkiego na sumę				243.014
kosztem Zarządu Miejskiego na sumę				378.541

Na zakończenie niniejszego uważam za swój obowiązek wyrazić uznanie Inż. Wątorskiemu, który z pełnym zrozumieniem celu prowadzonych robót brał udział w wykonaniu takowych z ramienia Zarządu Miejskiego m. Wilna i Inż. Rutkowskiemu, który kierował robotami z ramienia Urzędu Wojewódzkiego. Obu P. P. Inżynierom szczerze dziękuję za dostarczone mi materiały, potrzebne do opracowania powyższego referatu.



Rys. 5. Fragment z wykonanych robót regulacyjnych.

Celem podkreślenia objętości pracy, położonej przez panów Inżynierów przy prowadzeniu powyższych robót regulacyjnych, muszę zaznaczyć, że Inż. Rutkowski, przy udziale Inżyniera Przysieckiego, wykonał roboty pogłębiarskie, budowę mostu prowizorycznego przez rz. Wilię oraz budowę obrzeża palowego, zaś Inż. Wątorski, przy udziale Inż. Puńskiego, wykonał roboty ziemne i brukarskie, a więc budowę wałów ochronnych-bulwarów i wałów holowniczych oraz obrukowanie skarp tych budowli ziemnych.

Inż. Juliusz Misiaczek

Roboty wodno-melioracyjne z zakresu działalności Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych¹⁾.

Dla zobrazowania akcji melioracyjnej, prowadzonej obecnie w Polsce, przedstawię w ogólnych cyfrach rozmiar robót i środki finansowe, zużyte na różne melioracje od chwili odzyskania Niepodległości. Będą to cyfry bardzo przybliżone tak odnośnie rozmiarów wykonanych robót, jak i sum wydanych, względnie wartości robót. Do wartości robót wchodzi bowiem świadczenia w naturze, które trudno oszacować wedle jednolitego miernika, w wydatkach zaś gotówkowych mieszczą się sumy waluty markowej, które trzeba było odpowiednio waloryzować.

Roboty melioracyjne podzielę wedle swego typu na trzy kategorie, a to: 1) melioracje o charakterze publicznym w rozumieniu ustawy z 1921 roku, 2) melioracje związane z naprawą ustroju rolnego, 3) melioracje szczegółowe wykonane przez

S-ki wodne przy pomocy kredytu Państw. Banku Rolnego.

Na publiczne roboty melioracyjne wydatkowano do roku 1935 włącznie około 95 mil. zł.

Na roboty melioracyjne, związane z naprawą ustroju rolnego, wydano do 1935 r. około 26 mil. zł. Wykonano około 15,000 km rowów i kanałów, na obszarze około 463.000 ha.

Na melioracje szczegółowe (głównie drenowanie) udzielił Państwowy Bank Rolny do końca roku 1935 — 126 mil. zł. Wykonano za tę sumę melioracje szczegółowe na obszarze 202.000 ha.

Łącznie z wymienionych źródeł wydatkowano do końca 1935 roku około 247 milionów złotych.

W roku 1936/37 preliminowano na melioracje publiczne około 8 mil. zł. ze Skarbu Państwa; do tej sumy dochodzą udziały samorządów i zainteresowanych, tak w gotówce jak w świadczeniach w naturze oraz dotacje z Funduszu Pracy (około 1 mil. zł.). Prócz tego zatrudniono na tych robotach

¹⁾ Referat wygłoszony na Zjeździe Inżynierów Wodnych R. P. w Warszawie w dniu 30.I.1937 r.

około 1650 więźniów i 1800 junaków. Roboty prowadzone były w 148 obiektach.

Na melioracje związane z przebudową ustroju rolnego wydano w tym roku 1.960.000 zł, wartość zaś świadczeń ludności na tych robotach wynosi około 2.200.000 zł. Roboty prowadzone były w 670 obiektach na powierzchni około 60.000 ha.

Sumy na melioracje publiczne zostały podzielone tak, iż największą część otrzymały województwa centralne (ponad 40% oraz wszystkich junaków i większość więźniów), następnie województwa wschodnie (około 22%), wreszcie południowe (około 20%) i zachodnie (około 15%). Na taki rozdział sum miały wpływ przede wszystkim względy socjalne tj. konieczność zatrudnienia ludności bezrobotnej, szczególnie bliżej ośrodków przemysłowych. Nie mniej jednak województwa wschodnie, gdzie efekt przeprowadzanych robót jest największy, partycypowały w kredytach w większym procencie niż w innych latach, co przyczyniło się do złagodzenia nędzy wsi kresowej.

Roboty związane z przebudową ustroju rolnego, nie są to roboty technicznie wielkie, ale niewątpliwie ogromnie potrzebne i przynoszące duży efekt. Trudno już obecnie wyobrazić sobie racjonalne scalenie gruntów bez równoczesnego uporządkowania warunków wodnych. Ogromne tempo prac scaleniovych, wzrastające corocznie, utrudniało do lat ostatnich ściśle dostosowanie prac melioracyjnych do prac scaleniovych. Prace melioracyjne były przeważnie spóźnione, co utrudniało stosowanie szarwarku, a często i racjonalne opracowanie samego projektu technicznego. Obecnie nastąpiła pewna równowaga, a nawet bardzo często prace melioracyjne poprzedzają scalenie.

Roboty te wykonuje się wyłącznie siłami zainteresowanej ludności pod kierownictwem odpowiednich organów technicznych Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych. Żadne opłaty specjalne za wykonanie projektów technicznych, kierownictwo i dozór techniczny, nie są pobierane.

Projekty regulacji cieków i obwałowania rzek wykonuje się bądźto we własnym zarządzie, bądź też oddaje przedsiębiorcom do wykonania.

Roboty na gruncie wykonywa Ministerstwo przeważnie we własnym zarządzie, a jedynie w kilku wypadkach oddało je przedsiębiorcom do wykonania. Roboty bowiem tam szczególnie, gdzie wchodzi w grę świadczenia ludności, zasadniczo nie nadają się do oddawania ich w przedsiębiorstwo. Ostatnie oddano do wykonania roboty przy obwałowaniu Wisły na przestrzeni między Sandomierzem a Oświęcimem na warunkach kredytowych. Dzięki temu należy się spodziewać, że roboty przy obwałowaniu Wisły na wspomnianej przestrzeni, ciągnące się od 40 lat, zostaną całkowicie ukończone w roku 1938. Dzięki temu problem całkowitej ochrony nizin nadwiślańskiej od powodzi, łącznie z budową zapór wodnych na Sole i Dunajcu zbliża się do realizacji.

Akcja melioracyjna jest wycinkiem akcji agrarnej, jest jej ogniwiem i to nie tylko w rozumieniu technicznym, ale również socjalnym; ogromne obszary nieużytków zabagnionych stanowią bardzo poważny rezerwar, który należyce zagospodarowany może w pewnym stopniu zaspokoić głód zie-

mi. Akcja ta musi być bardzo szczegółowo i planowo przeprowadzona, aby zapewnić jej powodzenie, a społeczeństwo nie narazić na straty.

Celowe i powiązane z pracami agrarnymi prowadzenie akcji melioracyjnej możliwe będzie jedynie po dokładnym ustaleniu rozmiaru potrzeb melioracyjnych w Państwie. Obecnie obracamy się w ogólnikach, brak nam cyfr konkretnych, ustalających rozmiar potrzeb melioracyjnych, ich koszt, kolejność wykonania tak z punktu technicznego jak i rolniczego. Niewątpliwie wiele popełnionych błędów natury technicznej oraz nienależyte wykorzystanie rolnicze terenów meliorowanych należy przypisać brakowi takiego programu.

Dlatego też ustalenie programu melioracyjnego ogólnopństwowego musi być zasadniczym warunkiem prowadzenia celowej akcji melioracyjnej. Prace w tym kierunku są już znacznie posunięte. Została opracowana zlewnia Wisły, w toku opracowania są zlewnie Dżwiny i Niemna.

Ściśle związana z akcją melioracyjną jest sprawa badań i doświadczalnictwa melioracyjnego. Obliczanie spływów wód, oparte na wzorach empirycznych, stosowane jako zło konieczne, nie może być uważane za wystarczające. Wzory te, oparte przeważnie na wynikach badań w warunkach różniących się od warunków w Polsce, okazują wiele usterek i dopuszczają zbytnią dowolność w ich stosowaniu. Przekroje poprzeczne cieków oparte na wyliczeniach przy pomocy tych wzorów są albo dobre, albo nie — czyli są w pewnym stopniu dziełem przypadku. Zasadniczo ilości wód powinny być liczone na podstawie dłużej trwających poprzednich obserwacji w terenie. Obserwacji tych jednak dla mniejszych cieków niema. Instytut Hydrograficzny Ministerstwa Komunikacji pracuje zasadniczo na ciekach większych. Dlatego Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych przystępuje do założenia sieci punktów obserwacyjnych wodostanów tak na ciekach już uregulowanych, jak i przewidzianych do regulacji. Uzyskane rezultaty umożliwią lepsze obliczenie spływów wód, dając racjonalniejsze technicznie rozwiązanie, a przez to często znaczne oszczędności. Akcja ta musi być prowadzona w ścisłym kontakcie z Instytutem Hydrograficznym.

Dalszą kapitalną podwaliną akcji melioracyjnej jest doświadczalnictwo. Niestety stwierdzić trzeba, że ten dział pracy znajduje się u nas gorzej niż w powiśkach. Nie będę nawet próbował wymienić sum, jakie w innych krajach wydaje się na doświadczalnictwo, aby jeszcze bardziej nie uwytkłać naszej sytuacji. Ten stan jednak dalej tolerowany być nie może, doświadczalnictwo musi być zorganizowane, oparte na całym szeregu stacji badających poszczególne problemy. Całość tych prac powinna być skoncentrowana w jednej komórce należyście wyposażonej w ludzi i środki finansowe. Wydatek na te prace pozwoli poczynić oszczędności przy wykonywaniu robót.

Równie niedostatecznie jak obliczanie spływów, postawiona jest sprawa studiów do projektów. Projekty melioracyjne są to w przeważnej większości projekty osuszenia, których zadaniem jest usunięcie wody, jako czynnika szkodliwego, z terenu.

A jednak ta woda jest czynnikiem niezastąpionym i tak ją musi technik melioracyjny traktować. Dlatego projekt melioracyjny musi dawać rozwiązanie najlepszego unormowania warunków wilgoci w glebie, a także zaspokojenia innych potrzeb wodnych w terenie. Regulując ciek naruszamy równowagę wodną w zlewni; zadaniem inżyniera jest przede wszystkim równowagę tę utrzymać, choć przy innym stosunku poszczególnych czynników. To ma rozwiązać dobry projekt melioracyjny. Zabrać wodę, gdy szkodzi — dostarczyć, gdy jej brak w okresach suszy, ustalić poziom dostosowany do rodzaju kultury rolnej, wykorzystać do nawodnień wody ściekowe, pomyśleć o zaspokojeniu innych potrzeb jak poidła, baseny przeciwpożarowe, kąpieliska i t. d.

Takie ujęcie zagadnienia wymaga bardziej gruntownych studiów w terenie nie tylko hydrologicznych, lecz gleboznawczych, botanicznych i t. d. Na tych założeniach powinny być oparte projekty melioracyjne. Celem ujednostajnienia tych wymagań Ministerstwo wydaje obecnie instrukcję o opracowaniu projektów regulacji cieków.

Poruszona sprawa opracowania projektów ma niewątpliwie ścisły związek z fachowym wykształceniem inżynierów melioracyjnych. Uważam, że na studium politechnicznym melioracyjnym w niedostatecznej mierze są uwzględniane przedmioty, które mają bezpośredni związek z życiem roślin, a więc gleboznawstwo, botanika, torfiarstwo i t. d. łącznie z odpowiednimi ćwiczeniami laboratoryjnymi, i w terenie. Braki, jakie zauważyliśmy w przygotowaniu fachowym, Ministerstwo stara się usuwać przez dokształcanie pracowników melioracyjnych na specjalnych kursach; jest to oczywiście jedynie doraźna namiastka nie rozwiązująca zagadnienia radykalnie.

Po okresie świetnego rozwoju melioracji szczegółowych — szczególnie drenowania w okresie lat 1925 — 1930 — przyszła stagnacja. Melioracje wykonywa się prawie wyłącznie w związku z naprawą ustroju rolnego. Nie są to melioracje zupełne, raczej doraźne zabiegi, mające na celu udostępnienie terenów zabagnionych, wykonywane celem umożliwienia racjonalnego scalenia względnie parcelacji. Roboty te nie przyniosły zatem pełnego efektu gospodarczego w postaci zwiększonej wydajności produkcji roślinnej. Również regulacja cieków podejmowana jako publiczne przedsięwzięcie melioracyjne, rzadko uwzględniała meliorację całej nizin. Roboty te mają charakter przygotowawczy, umożliwiające przeprowadzenie melioracji szczegółowej, a następnie eksploatację rolniczą.

Tereny objęte tymi pracami nadają się zasadniczo ze względu na swój charakter na łąki i pastwiska. Obszar, na którym były wykonane, obejmuje powierzchnię około 400.000 ha, o ile chodzi o melioracje w związku ze scaleniem, a około 100.000 ha na obszarach objętych melioracjami publicznymi. Nie mamy szczegółowych danych, jakie powierzchnie zostały zagospodarowane samorzutnie przez zainteresowanych. W każdym razie będzie to procent bardzo niewielki. Tereny te bowiem muszą być dodatkowo szczegółowo zmeliorowane, a więc nie tylko szczegółowo osuszone, ale powinna być przewidziana możliwość ich nawodnienia, a następnie należy je przygotować rolniczo i obsiać.

Na prace te brak odpowiednich środków finansowych, potrzebnych głównie na nasiona i ewentualnie na nawozy sztuczne, a przede wszystkim brak należyte wyszkolonego personelu instruktorskiego (łaskarzy). Opieka nad zagospodarowaniem tych terenów należy do Izby Rolniczych, które jednak nie są w możności dotychczasowym personelem je obsłużyć. Zagospodarowanie musi iść w parze z dalszą akcją agrarną, a więc hodowlą bydła, organizacją mleczarstwa, zbytu i t. d.

Nasuwa się pytanie, czy raczej nie wstrzymać akcji melioracyjnej do czasu wyrównania tej luki, jaka powstała między zabiegami melioracyjnymi, a zagospodarowaniem. Nie wydaje się to jednak możliwe, gdyż równocześnie należałoby wstrzymać akcję naprawy ustroju rolnego, przeciw czemu przemawia znów cały szereg zasadniczych względów socjalnych. Wniosek jedyny — należy wielokrotnie wzmoczyć wysiłki w kierunku zagospodarowania, a szczególnie przygotować należyte wyszkolone zastępy instruktorów łaskarskich, zapewnić możliwość zakupu dobrych nasion, dostarczyć narzędzi, ułatwić zakup nawozów sztucznych, nie dopuszczając do spekulacji.

Dalszym problemem, wymagającym uaktywnienia, jest sprawa drenowania. Drenowanie stało się znów opłacalne, tak dzięki podwyżce ceny produktów rolnych, jak obniżce kosztów wykonania robót drenarskich. Obecnie koszt drenowania w warunkach normalnych przy niewielkich odpływach wynosi około 270 zł na 1 ha. Należy jednak zapewnić w porę odpowiednie kredyty, poddać rewizji dotychczasowy sposób udzielania pożyczek i wykonanie robót. W sprawie tej Koło Wodno-Melioracyjne przy Stowarzyszeniu Techników, opracowało memoriał złożony do zainteresowanych czynników.

O wartości drenowania ludność jest przekonana. Obawia się jednak sumiennych opiekunów z okresu dobrej koniunktury. Obserwujemy w bieżącym roku w zachodnich powiatach województwa warszawskiego i łódzkiego samorzutne drenowanie przez poszczególnych drobnych rolników przy pomocy szachmistrzów, czy też innych majsterków. Prowadzi to oczywiście do fuszerki i naraża ludność na straty. Nawet w województwie wileńskim w powiatach o glebie ciężkiej daje się zauważyć zainteresowanie drenowaniem.

Problem stał się zatem aktualny i należy wczasu nim się zaopiekować, tak celem udostępnienia kredytu, jak i wykonania robót.

Kredyt melioracyjny powinien być długoterminowy b. nisko oprocentowany. Zasadniczo powinien być udzielany tylko na zakup materiału, robociznę wykwalifikowaną i pomoc techniczną; robociznę niewykwalifikowaną powinni dostarczyć zainteresowani. Akcję należy rozwijać w uwzględnieniu produkcyjnych możliwości naszych cegielni, aby nie dopuścić do spekulacyjnej zwyżki cen na rurki.

Wykonanie robót powinno odbywać się pod ścisłą kontrolą odpowiedzialnych organów państwowych celem uchronienia ludności od strat materialnych przez złe wykonanie robót. Projekty muszą być opracowane bardziej wnikliwie nie szablonowo z uwzględnieniem specyficznych właściwości terenu.

Błędy popełnione w latach ubiegłych nie mogą się powtórzyć. Stracone zaufanie ludności mależy odzyskać solidną pracą.

Zorganizowane w roku bieżącym referaty melioracyjne w powiatach stanowiąc mają podwalinę organizacji technicznych władz wodnych I instancji. Zdają sobie sprawę, że obecnie referaty melioracyjne wobec rozmiaru zadań na nie nałożonych nie spełniają swego zadania w 100%. Jest to jednak pierwszy etap ich organizacji; nie ulega wątpliwości, że ilość ich musi być zwiększona w dążeniu, aby zasadniczo referat melioracyjny obejmował jeden powiat aktywny pod względem melioracji. Referenci ci poza pracą bieżącą mają obecnie do odrobienia zaległości z lat ubiegłych, kiedy nikt się nie troszczył o załatwienie całego szeregu spraw wodnych. Przez bliższe zetknięcie się referentów z ludnością, sprawy zagrzebane stały się aktualne. Niewątpliwie referaty te uporządkują jedną z największych bolączek, t. j. opiekę nad konserwacją wykonanych melioracji. Już w pierwszym roku swej pracy, w wielu powiatach te zupełnie zaniedbane sprawy znacznie ruszyły naprzód. Ludność okazuje zupełne zrozumienie i nie uchyla się od przeprowadzenia robót konserwacyjnych, brak było jedynie organu, któryby wydał polecenia i dopilnował wykonania.

Ustawa o świadczeniach w naturze daje możliwość uzyskania potrzebnej robocizny na przeprowadzenie konserwacji wszystkich melioracji o charakterze publicznym. Sposób wykonania tego zadania normuje instrukcja, która w krótkim czasie ukaże się jako rozporządzenie Ministra Rolnictwa i Reform Rolnych. Przyjęto zasadę, że konserwacja melioracji o charakterze publicznym, musi być wykonana przy pomocy świadczeń ludności, a jedynie nadzór — zresztą bardzo wnikliwy — spełniają organa państwowe. Konserwacja innych melioracji należy do spółek wodnych. Rok obecny był pierwszym, kiedy faktycznie zaczęła obowiązywać ustawa o świadczeniach w naturze. Okazały się różne niedociągnięcia przy jej stosowaniu; spotykaliśmy głosy krytyki posunięte nawet do twierdzenia o niecelowości tej ustawy. Są to oczywiście wszystkie sądy przedwczesne — trudno bowiem wymagać, aby ustawa odrazu idealnie działała. Ma ona jednak zasadnicze znaczenie, ponieważ: 1) uprawomocniła pobieranie świadczeń na melioracje i zaopatrzyła je w sankcje, 2) chroni ludność przed przeciążeniem świadczeniami na rozmaite cele publiczne, komasując w jednym ręku ich wymierzanie wedle pewnych określonych norm, 3) zapewniła możliwość wykonywania konserwacji melioracji, nie obciążając Skarbu Państwa. Dlatego uważam ją za bardzo poważny etap w rozwoju akcji melioracyjnej.

Jedną z wielkich bolączek była sprawa uprzywilejowania uprawnień wodnych. Mimo wszelkich okólników, zarządzeń i t. d. sprawa ta nie mogła należycie ruszyć z miejsca tak długo, jak długo nie było technicznych organów pierwszej instancji; nikt o te sprawy nie dbał, a o ile z konieczności się o nie zatroszczył, to załatwienie ich rzadko było dobre. Księgi wodne albo nie były wcale prowadzone, albo prowadzone nienależycie. Plany techniczne b. często, opracowane przez niefachowców, nie przedstawiały należytej wartości, były jednak

przyjmowane, bo nie było organu technicznego fachowego, któryby umiał je ocenić. I w tej dziedzinie należy zanotować b. poważny krok naprzód przez utworzenie fachowych referatów melioracyjnych w starostwach.

Zarzucono niejednokrotnie, że referenci ci zostali podporządkowani starostom niefachowcom, co bardzo utrudnia ich pracę. Zarzut nie wydaje się słuszny; referenci ci mają zupełną niezależność w sprawach technicznych i organizacji robót; jest zaś tendencją Rządu nietworzenie niezespolonych komórek na stopniach I i II instancji, a naodwrot komasacja niezespolonych. Jako urzędnicy starostwa mają pracownicy ci raczej pracę ułatwioną tak w stosunku do ludności, jak samorządu gminnego, czy gromadzkiego, do zarządów spółek i t. p. Starostowie jako kierownicy urzędów odpowiedzialnych za tok prac okazują większe zainteresowanie dostarczaniem świadczeń przez ludność, czy dostarczaniem udziałów samorządu powiatowego na roboty melioracyjne. Zapewne, że będą tu różne usterki, że nie zawsze tak współpraca ułoży się idealnie, ale trudno żądać ideału.

Na zakończenie chcę poruszyć sprawę organizacji inżynierów wodnych; kilkakrotnie zaczępiłem o te sprawy, nie wypuklając ich specjalnie. Jednak na tle akcji melioracyjnej wychodzą one jak kolce, które trzeba usunąć.

Mówiłem o robotach drenarskich, prowadzonych przez ludzi do tego nie powołanych. Nie chcę tu szczegółowo rozstrzygać, jakie uprawnienia powinni mieć ci pracownicy, pewne jednak jest, że Państwo ma obowiązek zaopiekować się obywatelem, aby nie był narażony na wyzysk i szkody. Tak jak do budowy domów, do robót murarskich, cieślarskich, czy ślusarskich, wymagane są pewne kwalifikacje, tak samo muszą być te sprawy uprzywilejowane przy robotach melioracyjnych.

Poruszyłem sprawę opracowania planów wodnych do koncesji dla zakładów wodnych, wykonywanych przez różnych przygodnych specjalistów, co w rezultacie prowadzi do b. częstego odrzucania tych planów, jako nie nadających się.

Powstaną kwestie, kto ma prawo opracowywać projekty melioracji czy to dla spółek wodnych czy własności prywatnej niezależnie od tego, czy korzysta z pożyczki z funduszy publicznych.

Wyłaniają się kwestie wykształcenia zawodowego tak na stopniu akademickim, jak średnim, czy niższym.

Oto kilka spraw wyłowionych doraźnie, wypuklających jednak niedociągnięcia w organizacji świata melioracyjnego. Brak jest organizacji, która dbała o zagwarantowanie tych dobrych praw pracowników hydrotechnicznych. Pracownicy ci nie powinni być w gorszej sytuacji, niż inne kategorie pracowników technicznych. Jeśli zaś jest inaczej jasnym się staje, dlaczego kandydatów na inżynierów hydrotechników, szczególnie melioratorów jest coraz mniej. A ze względu na dobro Państwa, na konieczność należytego postawienia akcji melioracyjnej należy zrobić wszystko, aby zawód ten odpowiednio postawić. Mam nadzieję, że Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych, mające skupić wszystkich inżynierów hydrotechników, potrafi stanąć w obronie słusznych praw i wywalczyć odpowiednie stanowisko dla tych pracowników.

O pracach Biura Dróg Wodnych w roku bieżącym.

Na temat wykonywanych w roku bieżącym robót wodnych mówi i pisze się na ogół dużo, przy czym rzadko się zdarza, żeby to odpowiadało, w całości istocie rzeczy, przeciwnie, często są podawane z całą powagą wręcz błędne wiadomości. Nie sposób jest stale te wiadomości prostować. Dlatego postanowiliśmy w naszym piśmie dać krótki ogólny zarys prac rzeczywiście w roku bieżącym wykonywanych, nie wdając się z nikim w polemikę co do zamieszczanych w różnych pismach wiadomości.

Pożytecznym jest przy każdej okazji przypomnieć, że uporządkowanie wód w państwie jest związane z całym szeregiem zagadnień gospodarki narodowej o wyjątkowo doniosłym znaczeniu i że gospodarka wodna u nas właśnie jest w wyjątkowym, niczym nieusprawiedliwionym zaniedbaniu.

Nie możemy poszczycić się regulacją Wisły lub innych wielkich rzek, stworzeniem żeglugi na naszych rzekach, wykorzystaniem energii wodnej, przeprowadzeniem większych planowych melioracji, dostarczeniem zdrowej wody do picia w wielu miastach i t. p.; — wszystkie te prace są obecnie zaledwie w stadium początkowym.

A przecież doceniamy — i to z każdym rokiem w coraz większym stopniu znaczenie tych robót dla kraju, i ze wzrastającym niepokojem zdajemy sobie sprawę, że nie tylko nie dotrzymujemy kroku naszym sąsiadom, lecz jesteśmy przez nich stale i co raz więcej dystansowani. Przecież uświadamiamy sobie, w szczególności my specjaliści (jak również ekonomiści), jak wielkie znaczenie ekonomiczne i obronne mają dla kraju takie poczynania, jak stworzenie środków najtańszego transportu wodnego, przystosowanego do masowych ładunków, taniej wodnej energii, odpowiednio rozlokowanej w kraju, wzmożonej na skutek melioracji produkcji rolnej i t. p.

Stopniowo coraz szersze warstwy społeczeństwa zaczynają się tymi sprawami interesować i zdawać sobie sprawę z istotnego stanu rzeczy w kraju. Wszystko to razem stwarza przeświadczenie, że wszelkiego rodzaju roboty wodne już w najbliższych latach, a nawet niezwłocznie, muszą być u nas prowadzone w tempie wzmożonym.

Dla nas jest jasnym, że jest to kwestia nawet nie jutra, a dnia dzisiejszego.

Ale jeśli poczynić próbę ułożenia najskromniejszego wieloletniego programu robót wodnych, to okaże się, że na jego wykonanie potrzebne są kwoty, na które nas na razie nie stać, bo są to liczby nie mniejsze od 150 milionów rocznie, w założeniu rzetelnego wykonania programów we wszystkich gałęziach gospodarki wodnej.

Wobec tego, że przyznawane dotychczas kredyty na roboty wodne są absolutnie niewystarczające, programy roczne muszą być odpowiednio przerabiane, przy uwzględnianiu w miarę możliwości t. zw. hierarchii celów.

Jeśli chodzi o prace Biura Dróg Wodnych, do którego kompetencji należą nie tylko drogi wodne naturalne i sztuczne, lecz również zabudowanie potoków górskich, budowa wielkich zbiorników reten-

cyjno-energetycznych, oraz różne większe roboty z dziedziny budownictwa wodnego, to tu zachowanie „hierarchii celów” jest wyjątkowo trudne, a to wskutek potrzeby wykonania wielu prac i robót, z których każda jest naprawdę b. pilną.

Główne nasze zadanie zupełnie generalnie da się ująć w pojęcie uregulowania spływu wód głównymi ciekami, bo takie uregulowanie (regulacja wraz z obwałowaniem) odpowiada zadaniom żeglugi, stwarza odpowiednie warunki dla odpływu z terenów podlegających melioracjom i zabezpiecza nadbrzeżne tereny. Następnie z uregulowaniem spływu związane są nie tylko roboty regulacyjne, wykonywane na rzekach żeglownych i spławnych, lecz również zabudowa potoków górskich i budowa zbiorników.

Wobec jednak rzecległej sieci naszych żeglownych i spławnych rzek oraz potoków górskich takie uregulowanie spływu nie mogło być dotychczas wykonywane na wszystkich ciekach równocześnie.

Zrozumieliśmy jest, że przede wszystkim najwięcej uwagi poświęcamy zagadnieniu naszej największej i najmniej przez człowieka wykorzystanej rzeki — Wisły, która przepływa przez środek Państwa i jest predystynowana do odegrania wyjątkowej roli, jako magistrali naszej sieci dróg wodnych. Wisła zresztą swoim dorzeczem obejmuje połowę Państwa, więc i pod względem melioracyjnym uregulowanie Wisły z dopływami odegra tu dominującą rolę.

To nasze główne centralne zagadnienie jest jednak za wielkie na nasze obecne możliwości i wskutek tego nie może być rozwiązywane w sposób gospodarczo racjonalny.

Poza tym, jeśli chodzi o drogi wodne, to z Wisłą wiążą się w sposób wprost organiczny z jednej strony drogi wschodnie (dorzecze Niemna i Prypeci) z drugiej zachodnie (Warta, Noteć). Zupełne pozbawienie opieki tych dróg jest z wielu względów nie do pomyslenia. Przeto problem Wisły (wraz z dorzeczami) powinien być rozwiązywany równocześnie z problemami sieci dróg wodnych wschodnich i zachodnich, tym bardziej, że sieci te zawierają szlaki wodne tranzytowe (międzynarodowe) Bałtyk — Czarne Morze i szlak pomiędzy Niemcami i Z. S. S. R. o wielkim w przyszłości dla naszego państwa znaczeniu.

Z tych zgruba tu rzuconych paru zasadniczych myśli można zrozumieć, jak wielkie i trudne do rozwiązania powstaje zadanie — ułożenie racjonalnego programu robót wodnych, trudne — wobec braku środków do wykonywania ich w sposób, który byłby gospodarczo najbardziej uzasadnio-

nym. Analiza zespołu wszystkich zagadnień (na przytoczenie której nie mamy tu miejsca) dała w wyniku program robót roku bieżącego.

Z tego programu w dorzeczu Wisły są wykonywane roboty przeważnie w górnej części dorzecza, w części zaś środkowej i na dolnej Wiśle są wykonywane minimalne roboty inwestycyjne, oraz roboty związane z konserwacją istniejących budowli wodnych i utrzymaniem szlaku wodnego.

Roboty w dorzeczu górnej Wisły są trojakięgo rodzaju, a mianowicie, — tak zwana zabudowa potoków górskich, budowa zbiorników retencyjnych i właściwa regulacja górnej Wisły (wraz z Przemszą) na długości od ujścia Przemszy do Sandomierza (Przemsza zaś — od swego ujścia do Mysłowic).

Ze zbiorników po ukończeniu w końcu roku ubiegłego Porąbki, pozostaje obecnie w budowie Rożnów na Dunajcu, zbiornik siedmiokrotnie większy od zbiornika w Porąbce i połączony z wykorzystaniem energii wodnej, oraz zbiornik mniejszy — w Kozłowej Górze na Śląsku. Inne zbiorniki, jak Czchów, Czorsztyn — są w projektowaniu. Zabudowa potoków górskich ma być prowadzona przeważnie w dorzeczach Dunajca i Soły, a to w celu całkowitego opanowania tych dorzeczy i niedopuszczenia szutrów do zbiorników. Inne rzeki i potoki górskie, tak w dorzeczu Wisły, jak i Dniestru są uwzględnione w bardzo nieznacznym stopniu.

Górna Wisła, częściowo uregulowana, musi być użeglowniona w najkrótszym czasie w związku z uaktualnieniem projektu stworzenia nowego ośrodka przemysłowego nad Sanem oraz w związku z penetracją węgla drogą wodną Wisły na rynek wewnętrzny. Do tego zagadnienia przywiązuje się wielką wagę, wobec czego należy sądzić, że w ciągu najbliższych paru lat warunki żeglugi na górnej Wiśle znacznie się polepszą.

Specjalną troską otoczona jest budowa zbiornika i zakładu wodno-elektrycznego w Rożnowie, jest to bowiem największa w Polsce i najtrudniejsza robota podobnego rodzaju. Warunki fundamentowania zapory i zakładu wodnego nasuwają niejednokrotnie bardzo trudne i delikatne zadania do rozwiązania, wobec czego Ministerstwo Komunikacji powołało do współpracy polskich i zagranicznych rzeczoznawców, którzy odbywają periodyczne narady nad sprawami, wysuwanymi przez Biuro Dróg Wodnych i Kierownictwo Budowy Zapory.

Wobec wielkiego zainteresowania się całego kraju budową zbiornika w Rożnowie uważamy za konieczne stwierdzić w tym miejscu, że wszelkie dotychczasowe trudności techniczne są stale pokonywane z powodzeniem, i że — wbrew najróżniejszym pogłoskom — Kierownictwo Budowy Zapory nie napotkało żadnych nieprzewidywanych trudności. Są rzeczy bardzo trudne, bardzo odpowiedzialne, lecz nie ma niewykonalnych. Polska technika może szczerzyć się tym, że wszystkie techniczne rozwiązania poszczególnych fragmentów w projekcie Rożnowa, wykonane przez inżynierów czy to Biura Dróg Wodnych, czy to Kierownictwa Budowy znalazły na ogół aprobatę komisji doradców technicznych. Niektóre zaś rozwiązania były specjalnie wyróżnione, jako pomysłowe i zarazem racjonalne.

Dodać należy, że są jednocześnie kontynuowane roboty w portach wiślanych (w Krakowie, Sandomierzu, Warszawie i Płocku), przy czym w Płocku (Nadbrzeziu) w roku bieżącym nastąpi otwarcie portu.

Jeśli chodzi o Wisłę i jej dorzecze, to w roku bieżącym poza wspomnianymi wyżej, znacznie większych inwestycji nie przewiduje się.

Poza dorzeczem Wisły większe roboty są wykonywane na drogach wschodnich. Na specjalną uwagę zasługuje tu rozpoczęta już w roku ubiegłym przebudowa kanału Królewskiego, polegająca na sprostowaniu kanału na odcinku Kobryń — Wygoda, pogłębieniu i wybudowaniu 10 śluz komorowych. Tak przebudowany kanał stworzy bardzo ważną część drogi wodnej pomiędzy centralną a wschodnią połacią kraju, obniżenie zaś poziomu wody na szczytowym stanowisku łącznie ze wspomnianym sprostowaniem stworzy odpowiednie warunki do odwodnienia zlewni około 300.000 ha.

Do tej drogi wodnej (Pińsk — Brześć) zostanie dołączony tak zwany kanał Kamienny, którym kamień z Klesowa i Janowej Doliny będzie dostarczany z początku w dorzecze Prypeci, a następnie, — po ukończeniu przebudowy kanału Królewskiego i usprawnieniu drogi wodnej na Bugu, — do centrum kraju.

Poza tym we wschodniej części kraju prowadzone są roboty usprawniające kanał Augustowski, Ogińskiego, rzeki Prypeć, Horyń, Styr i inne. Na zachodzie kraju już niebawem przystąpi się do realizacji kanału Gopło — Warta, łączącego na terytorium Polski dorzecze Warty z Wisłą i powiększającego tym samym zaplecze naszych portów morskich.

Nie wymieniamy tu mniejszych robót, wykonywanych w dużej ilości na innych rzekach, bo nie przedstawiają one, z powodu bardzo nikłych środków, pewnej całości.

(dok. nast.)

Mgr. Zdzisław Górniewicz

Utrzymanie wód i ich brzegów.

(dokończenie)

§ 5. UTRZYMANIE BRZEGÓW.

Obowiązek utrzymania wody rozciąga się tylko na łożysko wody, a zatem sięga do linii brzegu (w rozumieniu art. 6). Poza tą linią zaczyna się

utrzymanie brzegu. Terytorialnie za brzeg uważa się przestrzeń między zwyczajną linią brzegu a linią, do której dochodzi regularnie powtarzająca się woda powodziowa.

Obowiązek utrzymania brzegu jest koniecz-

nym uzupełnieniem obowiązku utrzymania wody. Nawet bowiem przy należyтым utrzymaniu wody, t. j. łożyska, wolny odpływ nie będzie utrzymany, jeśli brzegi zostaną zestawione swojemu losowi. Zarosną one bowiem krzewami, zaczną się usypywać do łożyska, co może poważnie zagrozić skutkom wysiłków i kosztów włożonych w samo łożysko, a nawet je całkowicie zniweczyć. Na wykonanie w praktyce przepisów dotyczących tego obowiązku, powinny władze wodne zwrócić specjalną uwagę, tak ze względu na ich praktyczną wagę, jak też i dlatego, że przepisy te są zupełną innowacją dla społeczeństwa; jeśli bowiem przed ustawą wodną o utrzymanie łożyska dbały jeszcze pewne czynniki z tych czy innych względów, to o brzegi nie dbał nikt, choćby dlatego, że do tego nie był obowiązany; stan ten zaś mimo już 14-to letniego obowiązywania ustawy wodnej, jak dotąd bardzo niewiele zmienił się na lepsze.

Obowiązek utrzymania brzegów jest podobnie jak utrzymanie wody płynącej, zobowiązaniem publiczno-prawnym. Jest on podzielony między obowiązanych do utrzymania wody a właścicieli gruntów nadbrzeżnych w ten sposób, że do pierwszych należą trudniejsze roboty, wyliczone w art-le 78, do drugich natomiast roboty łatwiejsze, wyliczone w art-le 79. Roboty wychodzące poza zakres art. 78 i 79, podpadają nie pod utrzymanie lecz pod regulację (art. 100 i nast.).

I. U d z i a ł u t r z y m u j a c e g o w o d ę w u t r z y m a n i u b r z e g ó w (art. 78).

1. Rodzaj i rozmiar robót.

Obowiązany do utrzymania wody płynącej ma przeprowadzić na gruntach przybrzeżnych roboty potrzebne:

1) dla zapobieżenia wstrzymania odpływu przez obrywanie brzegu,

2) dla usunięcia szkód powodowanych przez żeglugę lub roboty regulacyjne na gruntach nadbrzeżnych.

Chodzi tu zatem tak o środki zapobiegające wstrzymaniu odpływu, jak i o usunięcie szkód powodowanych przez żeglugę lub roboty regulacyjne. Do robót zapobiegawczych należy także ubezpieczenie t. zw. podstawy (stopy) brzegu t. j. tej części zbocza, która leży niżej linii brzegu. Roboty powyżej linii brzegu należą już do właściciela brzegu. Obowiązek utrzymującego wodę do usunięcia powstałych szkód ogranicza się do szkód brzegowych, powodowanych przez żeglugę albo przez zarządzenia zarządu wodnego przy regulacjach rzek. Z natury rzeczy obowiązek pierwszy istnieje tylko na wodach faktycznie używanych do żeglugi.

Do robót mających na celu ubezpieczenie brzegu, należą nie tylko roboty ziemne lecz także roboty innego rodzaju jako to: zabezpieczenie kamieniem, faszyną i t. d.

Pod gruntami należy rozumieć powierzchnie, które są zapisane jako jedna parcela i po jednej stronie ograniczone są linią brzegu wody. Zdarza się, że parcela taka jest tak wąska, że roboty brzegowe muszą wyjść poza nią na parcelę następną. Jeśli brzegiem prowadzi droga publiczna, utrzymywana w myśl ustawy drogowej przez kogo innego, to

nie mniej utrzymujący wodę musi i przy takim brzegu wykonać roboty obowiązujące go w myśl art. 78. O ile na wodzie płynącej znajdują się wyspy, to obowiązek utrzymania odnosi się także do ich brzegów.

O rodzaju i rozmiarze robót decyduje władza wodna. Poszkodowany przez ich niewykonanie, nie może obowiązanego pociągać do bezpośredniej odpowiedzialności.

2. Pociągnięcie do udziału w kosztach właścicieli gruntów nadbrzeżnych.

Ponieważ roboty brzegowe a zwłaszcza związane z nimi zabezpieczenie gruntów nadbrzeżnych przynoszą często ich właścicielom specjalne korzyści, przewiduje art. 78 ust. 1 zd. II. pociągnięcie tych właścicieli do udziału w kosztach tych robót zaśilkami pieniężnymi, odpowiednimi do korzyści odnoszonych z robót; mogą oni jednak zamiast gotówki dostarczyć robocizny lub materiałów budowlanych. Przyczynienia się do kosztów nie można jednak żądać przy robotach ubezpieczających brzeg, przedsięwziętych dla usunięcia lub zapobieżenia szkodom spowodowanym przez żeglugę lub roboty regulacyjne. Ciężary bowiem tego rodzaju wychodzą poza interes adiacentów w ubezpieczeniu stanu ich gruntów i z tego powodu muszą być ponoszone przez ogół. W myśl ustawy nie żąda się zwrotu całej korzyści lecz tylko przyczynienia się w miarę korzyści. Przyczynienia się można żądać dopiero po ukończeniu robót. Przed zarządzeniem robót należy wysłuchać właścicieli gruntów, tudzież przedstawicieli interesowanych samorządów przy okazaniu im planu oraz podaniu przypadających na nich kosztów przybliżonych (art. 78 ust. 2).

II. W y k o n a n i e r o b ó t p r z e z w ł a ś c i c i e l i g r u n t ó w (art. 79).

Do właścicieli gruntów należy wykonanie robót nieskomplikowanych, przeważnie w pierwszej linii im samym przynoszących korzyść i dających się wykonać przez nich tańszym kosztem, niż gdyby miał je wykonać kto inny nie własnymi siłami roboczymi.

Należą tu w szczególności roboty następujące:

1) usuwanie z gruntów takich drzew, krzaków, ogrodzeń i innych przedmiotów, które przeszkadzają odpływowi wody płynącej równo z brzegami,

2) wykonanie powyżej linii brzegu, niewymagających fachowych wiadomości ani znaczniejszych kosztów, robót dla wyrównania i zadarnienia terenu, o ile takie roboty mogą zapobiec obrywaniu brzegów, któreby wstrzymywało odpływ wody. Do robót dla wyrównania nie należy usuwanie wielkich obrywów gruntu i ścinanie za stromych brzegów; natomiast do robót dla zadarnienia należy nie tylko zasiewanie trawą lecz także nakładanie darni; jednakże zobowiązanie właścicieli do prowadzenia specjalnej kultury jest niedopuszczalne.

Przy wodach używanych do żeglugi, obowiązek utrzymania brzegu nie może być rozszerzany na powyższych właścicieli poza granice ich własnego interesu w utrzymaniu, jakim jest tylko zabezpieczenie ich posiadłości gruntowej przed zerwaniem przez wodę.

Obowiązek właścicieli brzegów do utrzymywania sięga do linii brzegów. Podstawę (stopę) brze-

gu mają zatem utrzymywać nie właściciele brzegu lecz obowiązany do utrzymywania wody i to o tyle, o ile to jest wymagane, ażeby zapobiec wstrzymaniu odpływu przez oberwanie brzegów. O ile skutek robót dla wyrównania i zadarnienia zależy od uprzedniego zabezpieczenia spodu brzegu poniżej linii brzegowej, roboty te mają być wykonane dopiero po zabezpieczeniu spodu brzegu przez obowiązanych do utrzymania wody. W razie sporu rozstrzyga władza wodna, czy warunek ten jest spełniony.

III. U t r z y m y w a n i e o b u d o w a n y c h p o d ł u g p l a n u b r z e g ó w i b u d o w l i b r z e g o w y c h (art. 79. ust. 4 i 5).

Podobnie jak przy uregulowanych wodach obowiązek utrzymania obejmuje utrzymanie stanu wytworzonego przez regulację, tak też w razie planowego obudowania brzegów, mają one być nadal utrzymywane w tym stanie, do którego zostały doprowadzone przez obudowanie t. j. przez poprawę stanu wody, wychodzącą poza granice utrzymania. Obowiązany do utrzymania jest w tych wypadkach przedsiębiorca obudowy, który najczęściej jest identyczny z obowiązany do utrzymania wody (patrz art.: 102 ust. 1 p. 2, 77 ust. 3 i § 4 ust. 1 niniejszego artykułu). Ponieważ nie ma jednak bezwzględnej potrzeby, ażeby właściciele gruntów zwalniać całkowicie od i tak niezbyt dla nich uciążliwego utrzymania, winni oni wykonać mniej kosztowne roboty, wymienione w art. 79 ust. 2, także po uregulowaniu (obudowaniu) wody, o ile oczywiście roboty takie są jeszcze przy obudowanym stanie brzegu możliwe.

Utrzymanie budowli tworzących brzeg, jako to: budynków, murów, bulwarów i t. p. lub budowli, wchodzących w wodę płynącą, należy do ich właścicieli. Zmiana własności uwalnia od obowiązku utrzymania.

§ 6. WYJATKI OD OGÓLNYCH ZASAD CO DO OBOWIĄZKU UTRZYMANIA BRZEGÓW.

I. O d m i e n n e u r e g u l o w a n i e o b o w i ą z k u w d r o d z e u m o w y (art. 80 ust. 1).

W przeciwieństwie do zasad co do obowiązku utrzymania wód (vide § 4 p. 4 niniejszego art-łu), jest dozwolona zmiana obowiązku utrzymania brzegu ze skutkiem publiczno-prawnym. Mianowicie nieraz ze względów technicznych i finansowych, jak również dla uniknięcia niejasności co do rozmiaru nałożonego adiacentom obowiązku utrzymania bywa pożądanym, ażeby woda i brzeg były razem utrzymywane. Takie odmienne od zwykłych norm ustawowych uregulowanie tej kwestii, dopuszczalne jest w drodze umowy między właścicielami brzegu i obowiązany do utrzymania wody. Umowy te mają jednak tylko wówczas skutek publiczno-prawny, jeśli zostaną zawarte za zgodą władzy wodnej; w przeciwnym razie mają tylko prywatno-prawne znaczenie. Na żądanie właścicieli gruntów, obowiązanych do utrzymania brzegu, ma obowiązany do utrzymania wody w ich zastęp-

stwie wykonać roboty wymienione w art. 79 (a omówione w § 5 ust. II niniejszego art-łu), i to za stosownym wynagrodzeniem. W razie sporu wynagrodzenie to określa władza wodna.

II. P r z e j ę c i e o b o w i ą z k u u t r z y m a n i a (art. 80 ust. 2 i 3).

W wypadkach planowego uregulowania wody, przedsiębiorcy regulacji zależy na tym, ażeby brzegi były w należytych stanie utrzymane i żeby dążące do tego celu prace powyżej linii brzegu były należycie i systematycznie wykonane. Głównie chodzi tu o te roboty dla utrzymania, które są za trudne technicznie dla obowiązanego w zasadzie do ich wykonania właściciela brzegu, skutkiem czego nie można się spodziewać należytego ich wykonania z jego strony. Dlatego też ustawa daje obowiązany do utrzymania wody płynącej, który najczęściej jest identycznym z przedsiębiorcą regulacji, prawo przyjęcia na siebie — za złożeniem deklaracji przed władzą wodną — utrzymania brzegów, w zakresie wymienionych w art. 79 ust. 2 mniej skomplikowanych i kosztownych robót. Jest to również zmiana normalnego obowiązku utrzymania wody, o skutku publiczno-prawnym. Ze względów słuszności ma obowiązany do utrzymania wody, w tym wypadku pociągnąć właścicieli nadbrzeżnych do udziału w kosztach zabezpieczenia brzegów do wysokości ciężarów poniesionych na wykonanie nieskomplikowanych robót. Jeśli jednak utrzymujący wodę przedsięwzię roboty na większą skalę, może pociągnąć właścicieli brzegów tylko według miary z art. 78 ust. 1 zd. II, a gdy chodzi o regulację brzegu — tylko z art. 111.

To samo zachodzi, gdy oprócz naturalnej wody płynącej, także jej brzegi zostały uregulowane według urzędownie zatwierdzonego planu. Jeśli regulacja ograniczyła się do samych brzegów, to prawo do objęcia nieskomplikowanych robót dla ich utrzymania przysługuje przedsiębiorcy regulacyjnemu, o ile tak utrzymanie wody płynącej, jak i uregulowanych brzegów należy do niego (art. 80 ust. 3). Jeśli jednak utrzymanie uregulowanych brzegów wyjątkowo należy do kogo innego, aniżeli do utrzymującego wodę płynącą, to ani jeden ani drugi nie może objąć utrzymania zabezpieczonych brzegów; w tym wypadku utrzymanie pozostaje zatem przy trzech czynnikach: przedsiębiorcy regulacji, obowiązany do utrzymania wody i właścicieli brzegu.

§ 7. ROZSTRZYGANIE SPORÓW O UTRZYMANIE WODY I BRZEGÓW ORAZ ZARZĄDZENIA WŁADZ W SPRAWIE WYKONANIA OBOWIĄZKU UTRZYMANIA.

Spory interesowanych o to, na kim z nich ciąży publiczno-prawny obowiązek utrzymywania wody lub jej brzegów, mają być rozstrzygane przez władze administracyjne jako władze wodne (art. 86 ust. 1).

Przedmiotem rozstrzygnięcia może być tylko ustalenie, na kim z interesowanych ciąży publiczno-prawny obowiązek utrzymania. Skarga odnośna będzie miała zatem charakter skargi o ustalenie. W tej samej drodze rozstrzyga się również skargi

interesowanych o zwrot świadczenia przeciwko jednemu z obowiązanych publiczno-prawnie do utrzymywania wody płynącej lub jej brzegów, i to bez względu na to, czy świadczenie to było dokonane na zarządzenie władzy wodnej lub bez tego zarządzenia. Skarga ta jednak musi uzasadniać, że roboty wykonane przez skarżącego należą z prawa publicznego do oskarżonego i nie wychodzą poza ramy publiczno-prawnego obowiązku utrzymania. Gdy oskarżony, uznając przypisywany mu obowiązek, zaprzecza, ażeby oskarżycielowi przysługiwało prawo do zwrotu świadczeń bądź w żądanym rozmiarze, to spór ten nie należy do władz administracyjnych lecz do zwykłej drogi prawa.

I. Rozstrzygnięcie o obowiązku Państwa do utrzymania (art. 86 ust. 2 zd. II).

Jeśli chodzi o skargę przeciw Państwu, władza wodna powołana do zarządu wód publicznych, ma wydać orzeczenie wstępne, czy i w jakim zakresie roboty podjęte przez skarżącego były potrzebne do wypełnienia obowiązku utrzymania. Takie bądź co bądź niezwykle uprawnienie władzy państwowej do rozstrzygnięcia we własnej do pewnego stopnia sprawie, opiera się na tym, że koszty utrzymania danej wody obciążają ogół; niedopuszczalnym jest zatem zasadniczo występowanie ze skargą przeciw Państwu o wykonanie pewnych robót, gdyż Państwo nie może być prywatno-prawnie zobowiązane do wykonania takich robót. Niemniej władza nie ma tu pełnej swobody oceny, gdyż podobnie jak wszyscy inni interesowani, jest jednak poddana obowiązkom z art. 76 ust. 1 odnośnie do utrzymania wód i z art. 78 co do utrzymania brzegów i winna wykonać roboty tam oznaczone.

Skargi przeciwko Państwu o zwrot świadczeń wyłożonych przez osoby trzecie w zastępstwie Państwa na utrzymanie wód, do których utrzymania zobowiązane jest Państwo, rozstrzyga władza wodna. Jest ona jednak przy rozstrzygnięciu pytania, czy i w jakim rozmiarze dokonane świadczenia były wymagane do wypełnienia obowiązku utrzymania, związana orzeczeniem wstępnym władzy wodnej, powołanej do zarządu danej wody, niezawsze identycznej z władzą wodną rozstrzygającą skargę.

II. Inne zarządzenia władzy wodnej w sprawie utrzymania (art. 86).

We wszystkich innych wypadkach, władza wodna właściwa dla danej wody, decyduje przez swe zarządzenia o rodzaju, rozmiarze i czasie robót, jakie mają być wykonane w zakresie utrzymania wód i ich brzegów. Nie może ona jednak wydawać zarządzeń dowolnych, musi się bowiem trzymać przepisów ustawowych i może żądać jedynie robót dla utrzymania przewidzianych w art. 76, 78 i 79.

Władza wodna może przy tym wydawać bądź zarządzenia w sporadycznych wypadkach, bądź też zarządzenia ogólne. Zwłaszcza wydawanie tych ostatnich jest bardzo wskazane; przyczyniają się one bowiem niezwykle do usunięcia sporów i wdrażają w interesowaną ludność świadomość, jaki ma

być normalny stan wody płynącej, który winien być stale utrzymywany.

Odnosnie do obowiązku utrzymania brzegu, ma władza wodna rozstrzygnąć zarówno o tym, czy istnieją wogóle ustawowe warunki do podjęcia ważniejszych względnie mniej skomplikowanych robót dla utrzymania, jak również o tym, jakie roboty ma obowiązany do utrzymania wykonać. Ponieważ obowiązek zabezpieczenia brzegu jest przywiązany do gruntu brzegowego, może władza stosować przymus tylko wobec każdorazowego właściciela gruntu brzegowego, a nie wobec poprzedniego właściciela tego gruntu. Adiacenci wody mogą się zatem od obowiązku utrzymywania brzegu zwolnić przez pozbycie się gruntu brzegowego.

III. Usuwanie przeszkód w odpływie przez władzę (art. 81).

W zasadzie władza wodna może wystąpić przeciwko komukolwiek, o ile tylko spowodował przeszkody w swobodnym odpływie wody płynącej i zmusić szkodnika do usunięcia szkodliwego stanu. Z natury jednak rzeczy wytworzyć się może najłatwiej praktyka, że władza będzie skłonna zwracać się w takich wypadkach do obowiązowanego do utrzymania jako jej znanego i będącego stale pod ręką, zostawiając mu już szukanie na własną rękę regresu na właściwym sprawcy przeszkody. Oczywiście wytworzenie się takiej praktyki bynajmniej nie leżało w intencji ustawodawcy. Ażeby przeto uwolnić od jej ewentualnych skutków obowiązowanego do utrzymania, który i tak już dostatecznie jest obciążony obowiązkami, nakazuje ustawa władzy wodnej pociągnąć w miarę możliwości sprawcę do usunięcia przeszkód. Jeśli sprawcy nie można wyszukać, względnie tylko z wielkimi trudnościami lub też niemożliwym jest wymóc na nim potrzebne świadczenia, to władza wodna nie ma możliwości pociągnięcia go do usunięcia przeszkód i w tych wypadkach może się od razu zwrócić z tym do obowiązowanego do utrzymania. O tym, czy istnieją warunki do pociągnięcia w miarę możliwości sprawcy, rozstrzyga władza wodna według swojej swobodnej oceny. Pociągnąć sprawcę można:

1) gdy powstała przeszkoda w odpływie wody płynącej t. zn., gdy w wodzie znalazły się przedmioty, które wstrzymują swobodny odpływ wody,

2) gdy kto inny niż obowiązany do utrzymania spowodował tę przeszkodę, przy czym jest objętne czy chodzi o świadome wprowadzenie stałych lub mulistych materii do wody płynącej, co w myśl art. 22 jest zakazane, czy też zaszedł wypadek wytworzenia przeszkód w odpływie bez zamiaru sprawcy np. przy wstrzymaniu odpływu przez wpuszczenie ścieków miejskich. Wystarczy, jeśli pociągnięty do usunięcia przeszkód, istotnie takie przeszkody spowodował.

Władza wodna jest uprawniona do wystąpienia także wówczas, gdy tylko prywatne interesy są zagrożone, gdyż zaistnienie wszelkiej przeszkody w odpływie, wytwarza zawsze stan niedozwolony ustawą wodną i przez nią też zwalczany. Władza może np. zażądać usunięcia przeszkadzającej odpływowi kraty, umieszczonej w wodzie dla niedo-

puszczenia do brzegu zanieczyszczeń, niesionych wodą.

W wypadku pociągnięcia przez władze do usunięcia przeszkód, obowiązane do utrzymania, przysługuje pociągniętemu prawo, zażądać od sprawcy zwrotu kosztów wydatkowanych na dokonane usunięcie przeszkód w odpływie. Decydują w tym kierunku postanowienia ustawy cywilnej.

Obowiązek usunięcia przeszkód w odpływie ciąży na sprawcy także w tych wypadkach, gdy przeszkody te zaistniały nie w wodzie, lecz na gruntach nadbrzeżnych. Do utrzymania brzegu w należyтым stanie jest z reguły obowiązany jego właściciel; w danym jednak wypadku nie on lecz sprawca przeszkody jest obowiązany do jej usunięcia. (Może to być np. dzierżawca, użytkownik gruntu i t. d.). Sprawca też tylko może być do tego pociągany. Podobnie jednak jak właściciel w analogicznym wypadku z art-łu 79 ust. 1, może być sprawca pociągany jedynie do usunięcia takich przeszkód, które znacznie utrudniają odpływ wody płynącej r ó w n o z brzegami.

§ 8. STOSUNEK PPAWNY MIĘDZY OBOWIĄZANYM DO UTRZYMANIA A WŁAŚCICIELAMI GRUNTÓW.

Utrzymanie wód publicznych, według art. 77 ust. 1 p. 1, 2 i 3, nie należy do właścicieli gruntów nadbrzeżnych, którzy tym samym zwolnieni są od znacznych, z tym utrzymaniem związanych ciężarów. Ze względów słuszności przeto, adiacenci ci muszą w myśl ustawy tolerować na swych gruntach pewne czynności zarządu wodnego, ponoszącego koszty i świadczenia dla utrzymania, względnie muszą dokonywać na rzecz jego pewnych świadczeń. Może to mieć miejsce na rzecz obowiązane go tak do utrzymania wody jak też do utrzymania brzegów.

I. O b o w i ą z k i w ł a ś c i c i e l i
g r u n t ó w n a d b r z e ż n y h (art. 89, 90).

1. Obowiązek zezwolenia na roboty przygotowawcze (art. 89 ust. 1 p. 1, ust. 2).

Właściciele gruntów nadbrzeżnych oraz gruntów leżących za gruntami nadbrzeżnymi, są obowiązani zezwolić obowiązanemu do utrzymania wody i jego personelowi na wykonanie robót przygotowawczych na gruntach nadbrzeżnych, przymuliskach i wyspach.

2. Obowiązek oddania gruntów pod budowy wodne (art. 89 ust. 1 p. 2 i 3).

Właściciele gruntów nadbrzeżnych i dalszych są obowiązani oddać grunt potrzebny wraz z placami roboczymi i składowymi dla wykonania opasek i obitek, ostróg, tam zamykających i innych robót konserwacyjnych oraz zezwolić na połączenie tych budowli wodnych z brzegami, również zezwolić na wykonanie na brzegu i na wodzie płynącej urządzeń pomocniczych potrzebnych dla robót konserwacyjnych, na składanie na gruntach nadbrzeżnych wykopanej ziemi, żwiru, piasku, drzewa i t. p., na przywóz i odwóz tych materiałów, tudzież materia-

łów budowlanych, wreszcie na dostęp dla robotników i osób dozoruujących.

3. Obowiązek zezwolenia na pobieranie materiałów (art. 89 ust. 1 p. 4, ust. 3).

Właściciele gruntów nadbrzeżnych i dalszych obowiązani są zezwolić na branie z tych gruntów materiałów potrzebnych do utrzymania wody płynącej, jak np. kamienia polnego i łamanego, żwiru, piasku, gliny, itd.; jednak co do miejsca wydobywania tych materiałów winien obowiązany do utrzymania wody porozumieć się z właścicielami gruntów.

4. Obowiązek zezwolenia na usunięcie przymulisk i wysp (art. 89 ust. 1 p. 5).

Właściciele gruntów nadbrzeżnych obowiązani są zezwolić na usunięcie przymulisk i wysp, o ile to jest potrzebne dla utrzymania lub przywrócenia zwykłego biegu wody. (art. 16).

Za te wszystkie ad 1) do 4) wyliczone świadczenia, mają właściciele gruntu prawo do wynagrodzenia, którego wysokość wyznacza władza wodna na podstawie opinii znawców.

Przez wspomniane wyżej zajęcie gruntów może być jednak odpływ wód płynących wstrzymany tylko za zgodą interesowanych. Zgody właścicieli nadbrzeżnych gruntów potrzeba również w wypadku, gdyby przez pobór materiałów budowlanych z tych gruntów zalanie przez wielką wodę groziło im szybciej, niż dotychczas (art. 90).

II. W y t w a r z a n i e i u z y t k o w a n i e o d s y p i s k p r z e z o b o w i ą z a n e g o d o u t r z y m a n i a w o d y (art. 91 — 95).

W łożysku wody płynącej mogą się tworzyć przymuliska, t. j. grunty powstające stopniowo przy gruntach nadbrzeżnych wód płynących skutkiem osadzania przez wodę na brzegu stałej materii — oraz odsypiska t. j. grunty wytwarzane wskutek oddalania się wody płynącej niepostrzeżenie od jednego brzegu w stronę brzegu drugiego (art. 7). Grunty te uważa się ze stanowiska prawnego za odrębny od wody przedmiot prawny wćwczas, gdy wznoszą się ponad wodę nie tylko przy niskim stanie, lecz także przy zwyczajnym (średnim) stanie wody w rozumieniu art. 6 ust. wodnej; przedtem za wzmiankowane obszary, chociaż nawet już na nich porobiły się przymuliska lub odsypiska, jedynie częścią łożyska wody i własnością tego, czyją jest woda a jeśli przeszkadzają w tym swoim stanie odpływowi lub żegludze i spławowi, obowiązany do utrzymania wody musi je znieść.

Przymuliska i odsypiska, tworzące się naturalnie na wodach płynących, przypadają w myśl art. 7 na rzecz właścicieli nadbrzeżnych. Odmienne jednak uregulowana jest sprawa odsypisk utworzonych sztucznie (art. 91). Obowiązany do utrzymania wody ma prawo je wytwarzać i o tyle umacniać, aby się utrwaliły i bez szkody dla wody płynącej mogły być użytkowane jako łąki lub pastwiska. W tym celu z mocy samego prawa wchodzi on w posiadanie i użytkowanie odsypisk; o za-

miarze wytworzenia i ustalenia odsypisk winien on jednak zawiadomić pisemnie właścicieli gruntów przyległych. Użytkowane odsypisk przez niego nie może wychodzić poza granice potrzebne dla utrwalenia odsypisk; dlatego też np. nie wchodzi on w prawo wykonywania na odsypiskach polowania i rybołówstwa, które reguluje się nadal według ustaw: łowieckiej i rybackiej.

Właściciele nadbrzeżni mogą objąć odsypiska w posiadanie za zgodą obowiązanego do utrzymania wody; a bez tej zgody¹⁾ — gdy odsypiska się utrwala lub gdy roboty konieczne dla ich utrwalenia zostały wstrzymane, albo gdy obowiązanym do utrzymania wody nie wypełnia obowiązku utrwalenia odsypiska. Wzamian za to mają zwrócić wartość odsypisk, która jednak nie może przewyższać wyłożonych kosztów.

Odsypisko zatem sztucznie utworzone, staje się odrazu własnością utrzymującego wodę i w zasadzie tylko za jego zgodą może być przez właścicieli nadbrzeżnych objęte w posiadanie.

Mogą jednak oni żądać tej zgody, gdy odsypisko się utrwala, t. j. gdy może bez szkody dla wody płynącej być użytkowane jako łąka lub pastwisko, czyli gdy pokryje się trawą. W razie odmówienia zgody ze strony utrzymującego, mogą zwrócić się o pomoc do władzy wodnej (art. 97 ust. 2). Już jednak przed utrwaleniem się odsypiska mogą żądać tej zgody, gdy utrzymujący wodę wstrzymał roboty, konieczne dla jego utrwalenia, lub gdy nie korzysta ze swego prawa do ustalenia. Oczywiście odsypisko, jakkolwiek jeszcze niedojrzałe, musi jednak istnieć t. zn. już wyłaniać się z wody.

Właściciele nadbrzeżni muszą jednak zwrócić wartość odsypiska, która nie może przewyższać wyłożonych kosztów. Jest słusznym, że odsypiska nie dostają za darmo, bo ma ono wartość gospodarczą, której uzyskanie odbyło się kosztem utrzymującego wodę. Jednak wysokość odszkodowania ma granice i nie może przewyższać wyłożonych kosztów. I to postanowienie jest słuszne; utrzymujący wodę musi już bowiem z obowiązku wykonać pewne roboty dla utrzymania konieczne a te pośrednio przyczyniają się do wytworzenia się odsypiska: do wytworzenia dopomaga także naturalna działalność wody i atmosfery bez przyczynienia się i tym samym bez kosztów utrzymującego; dość zatem jest zwrócić mu tylko koszty już wyłożone. Jeśli wartość odsypiska przypadającego właścicielowi nadbrzeżnemu koszty te przewyższa, jest to już jego czysty zysk i niejako nagroda za przykre częstokroć sąsiedztwo wody.

Jak długo obowiązanym do utrzymania wody znajduje się w posiadaniu odsypisk, musi właścicielowi lub użytkownikowi gruntów nadbrzeżnych zezwolić na dostęp do wody płynącej i umożliwić jej użytkowanie stosownie do potrzeb gospodarczych (art. 92 ust. 1).

Ze specjalnej ochrony korzystają budowle wodne konserwacyjne wykonane przez obowiązanego do utrzymania. Może on bowiem zabronić każdego takiego użytkowania odsypisk, przylegają-

cych do tych budowli, któreby budowlom mogło szkodzić (art. 93); na tej podstawie może zabronić np. wykonywania prawa polowania na tych odsypiskach.

Gdy się okaże potrzeba obsadzenia lub obsiania trawą odsypisk, objętych w posiadanie przez właścicieli nadbrzeżnych, obowiązanym do utrzymania wody ma prawo sam przeprowadzić obsadzenie i obsianie i ciągnąć stąd korzyści. Musi jednak odstąpić z powrotem właścicielowi nadbrzeżnemu powyższe użytkowanie, gdy ten zwróci mu niepokryte przez użytkownika koszty i przyjmie utrzymywanie odsypisk, oraz złoży w razie potrzeby zabezpieczenie (art. 94).

Obowiązanym do utrzymania wody i jego personel, uprawniony jest do umieszczania na przymuliskach i wyspach tudzież gruntach nadbrzeżnych i dalszych — znaków, punktów stałych, sygnałów żeglarskich i t. d.; muszą one jednak być tak widoczne, aby nie były dla gospodarki niebezpieczne. Właściciele gruntów i użytkownicy mają w tych wypadkach jedynie prawo do zwrotu szkody, jaką z tego powodu ponoszą. (art. 95)²⁾.

III. Odszkodowania i spory.

Przyznane ustawą wodną obowiązanemu do utrzymania, a w poprzednich rozdziałach I i II opisane prawo używania cudzej własności, pociąga jednak za sobą obowiązek jego do wynagrodzenia ewentualnych szkód, przy tym używaniu wyrządzonych. W wypadkach wymienionych w art. 89, przewiduje takie wynagrodzenie wyraźnie ust. 4-ty tego art-łu; w pewnych innych wypadkach — także art. 95. Natomiast jeśli obowiązek do odszkodowania nie jest w rozdziale o utrzymaniu wód wyraźnie nałożony, odpowiada obowiązanym do utrzymania tylko za takie szkody, wyrządzone innym przy wykonaniu utrzymania, którym mógł przy zachowaniu potrzebnych ostrożności zapobiec (art. 96). Dowód, że tych ostrożności nie zachowano, obciąża poszkodowanego. Obowiązanym do utrzymania jest odpowiedzialny również za szkody wyrządzone przez własny personel.

Ponieważ przy wykonywaniu uprawnień przysługujących obowiązanemu do utrzymania, może i musi on wchodzić głęboko w sferę interesów właścicieli gruntów i użytkowników, należy w wypadkach wymienionych w art. 89 — 95 wysłuchać ich przed rozpoczęciem zamierzonych robót, o ile tylko nie zachodzi niebezpieczeństwo. Wysłuchanie winno obejmować także żądania odszkodowania z ich strony. Przed przeprowadzeniem wysłuchania nie można zaczynać robót.

W razie sporów między obowiązanym do utrzymania a właścicielami brzegów w wypadkach wynikających z art. 89—95, wydaje właściwe zarządzenia władza wodna. Droga prawna jest co do tych sporów niedopuszczalna. Władza wodna rozstrzyga również kwestie czw. pewne przymulisko jest już dojrzałe (utrwalone).

²⁾ O tym, oraz o łączących się z tą kwestią zagadnieniami co do prawa własności wód i regulacji wód — patrz: autora — „Ustawa wodna wobec interesów rolnictwa” („Inżynieria Rolna” Nr. 2, 5, 6, 7, 8, 9, 11 z r. 1930, 2 i 3 z r. 1931), zwłaszcza rozdział IV, V i VI.

¹⁾ niedość wyraźnie; skutek niezbyt trafnej stylizacji, wyrażoną myśl ustawodawcy w art. 91 ust. 2 ustawy wodnej, interpretujemy — stosując analogię z odpowiadającego temu artykułowi § 140 ust. 3 ustawy wodnej pruskiej z 1913 r.

§ 9. UTRZYMANIE WÓD GRANICZNYCH

(art. 99).

Przy wodach, które nie należą wyłącznie do Rzeczypospolitej Polskiej, lecz których odcinki znajdują się w krajach innych (np. Niemen), lub które są wzdłuż swego biegu przecięte granicą (np. Dźwina, Zbrucz, Czeremosz), mogą zająć sytuację, że przeprowadzenie robót, wymaganych ustawą wodną przyniosłoby korzyść tylko państwu obcemu lub jego obywatelom. W wypadkach takich musi być według prawa retorsji dana możność, powstrzymać wykonanie przepisów ustawy wodnej co do utrzymania w stosunku do pewnych wód lub ich odcinków. Często utrzymanie takich wód na terenie Polski jest tylko wówczas celowe, gdy sąsiedni kraj również odpowiednio dba o utrzymanie wód na swych odcinkach. Nieraz znów wobec zaniedbania obowiązków utrzymania na obcym terytorium granicznym, wymaganie wykonania obowiązków utrzymania ze strony obywateli Polski, byłoby niesłusznym ich obciążeniem. W takich wypadkach mogą być przepisy ustawy wodnej o utrzymaniu wód granicznych czasowo zawieszane przez naczelną władzę wodną (art. 99).

§ 10. WŁADZE WODNE, ICH ZARZĄDZENIA, SANKCJE KARNE W RAZIE PRZEKROCZENIA OBOWIĄZKU UTRZYMANIA.

Władzami wodnymi, powołanymi do wykonania postanowień ustawy wodnej co do utrzymania wód są w myśl art. 186 ust. 1 p. a. i 187:

1) Wojewódzkie władze administracji ogólnej (Urzędy Wojewódzkie) — właściwe do wydawania zarządzeń i orzeczeń, odnoszących się do wód płynących, używanych do żeglugi i spławu tratw;

2) Powiatowe władze administracji ogólnej (Starostwa) — właściwe do wydawania zarządzeń i orzeczeń, odnoszących się do wód płynących, nieużywanych do żeglugi i sprawu tratw, a więc do wód najmniejszych, mających głównie znaczenie melioracyjne.

Władze powyższe winne wydawać zarządzenia, ustalające sposób, zakres i terminy robót koniecznych dla utrzymania wód i ich brzegów. Mogą to być albo zarządzenia dla poszczególnych wypadków albo też treści ogólniejszej. Wskazaniem jest, ażeby zwłaszcza te ostatnie były jaknajliczniejsze, gdyż przez to nie tylko zmniejszy się częstość zatargów w pojedynczych wypadkach, lecz nadto wdroży się powoli w interesowaną ludność świadomość, co to jest normalny stan wody, który winien być stale utrzymany. O ileby zarządzenia te nie zostały wykonane, służy powiatowej władzy administracji ogólnej (Starostwu) prawo wymierzania na opornych kar z art. 247, przy ewentualnym równoczesnym nałożeniu na nich na podstawie art. 249 ust. 3 obowiązku odszkodowania na rzecz poszkodowanych wskutek złego utrzymania wód, o ile ci tego zażądatają — jak również zmuszenie opornych do wykonania zaniechanych robót, które władza w interesie utrzymania zarządziła (art. 249 ust. 1).

Ustawa wodna powołała nadto ważny dla utrzymania wód czynnik nawpół obywatelski t. zw. komisje rewizyjne (art. 230 — 237), które mogą być rozporządzeniami Wojewodów tworzone dla wód

płynących. Komisje mają od czasu do czasu oglądać wody płynące i stwierdzić, czy są one wraz z brzegami należycie utrzymane, oraz czy nie zaszedł wypadek niedopuszczalnego zanieczyszczenia wody. O spostrzeżeniach i stwierdzonych brakach mają donosić władzy wodnej. Komisje rewizyjne istniały już dawniej w b. dzielnicy pruskiej i wykazały tam korzystną aktywność; ustawa wodna wprowadziła je zatem na całym obszarze Państwa.

W ten sposób omówiono całość przepisów ustawy wodnej dotyczących utrzymania wód i ich brzegów.

Oдноsny rozdział ustawy (I część i III) ma — obok niewątpliwych wad w konstrukcji, polegających na tym, że przepisy dotyczące tej samej materii, rozmieszczone są w rozmaitych miejscach, co utrudnia orientację — tę wielką zaletę, że niemal zupełnie wyczerpuje omawiany temat i na każdy konkretny życiowy wypadek znaleźć w nim można odpowiedź. Stanowi to ogromne ułatwienie w stosowaniu powyższych przepisów w praktyce. Interesujący się bowiem pewnym zagadnieniem, czy to urzędnik stosujący ustawę wodną w urzędowaniu, czy interesowany, obciążony obowiązkiem utrzymania, po pewnym zapoznaniu się z ustawą wodną i jej wyjaśniającą interpretacją, szybko dowie się, co w danym wypadku ma czynić. Specjalnie duże zadanie przy wdrożeniu społeczeństwa do wykonania prac żądanych od niego w zakresie utrzymania wód przez ustawę wodną mają władze wodne właściwe dla ogromnej ilości wód melioracyjnych t. j. Starostwa. Do nich należy — przy oparciu się na fachowej opinii organów technicznych i rolniczych — ocena, gdzie stan obecny wymaga radykalnej poprawy (a zachodzi to niemal wszędzie), ich rzeczą jest wydawać zarządzenia bądź ogólniejsze dla odcinków pewnych wód, bądź indywidualne — w celu zabezpieczenia wolnego odpływu, utrzymania i konserwacji istniejących urządzeń melioracyjnych i t. d., następnie zaś dopilnować, ażeby te zarządzenia zostały istotnie wykonane. Fachową opinię, co można i co trzeba ze stanowiska gospodarczego zrobić, otrzymują zawsze, gdyż aparat techniczny i rolniczy w administracji państwowej i samorządowej ma zrozumienie dla wagi tych spraw. Oczywiście — gdzie są warunki po temu, powinny dążyć do zakładania spółek wodnych dla utrzymania wód i istniejących urządzeń melioracyjnych. Jest to jednak już sprawa dalsza, wymagająca dłuższego czasu i odpowiedniego przygotowania ludności, która — zwłaszcza w dzielnicach wschodnich, jak doświadczenie uczy — nie może dotąd pokonać trudności skomplikowanej, a nie dość do naszych stosunków dostosowanej procedury spółkowej, co powoduje, że tak często władze muszą się uciekać do łatwiejszego w praktycznym życiu wykonywania robót melioracyjnych za pośrednictwem gmin, jakkolwiek do wykonania tych robót ustawowo powołane, a nieraz i wyłącznie uprawnione są tylko spółki wodne.

Nim jednak organizacja spółek wodnych przyjmie się w dostatecznej mierze w całym kraju, a także niezależnie i obok niej, należy w całej pełni wykorzystać daleko przystępniejsze do stosowania postanowienia ustawy o obowiązku utrzymania wód. Do władz administracji ogólnej, mającej tak żywy

i bezpośredni kontakt z ogółem ludności rolniczej i zarazem wpływ na nią przez swe zarządzenia, należy przede wszystkim przygotować tę ludność psychicznie do tego wielkiego, choć z niezliczonych, drobnych czynności składającego się zadania: poprawienia stanu gospodarki na własnych gruntach własnymi siłami. Że ludność można tak zorganizować, świadczy, dodatni wynik kilkoletniej pracy w tym kierunku w województwie lubelskim. Dotąd ludność normalnie oczekiwała w takich wypadkach pomocy, przede wszystkim zaś pomocy finansowej Rządu, który też, subwencjonując niemal całą akcję melioracyjną w kraju za pośrednictwem Banku Rolnego, pomocy tej w miarę możliwości, a nieraz nawet i ponad możliwość udzielał. Gdy jednak obecnie fundusze Skarbu Państwa nie są już tak obfite, interesowana ludność winna zrozumieć, że przede wszystkim musi sobie pomóc sama i że we własnym najżywniejszym interesie musi być posłuszną, opartym na dokładnym i fachowym oceniu stanu rzeczy, zarządzeniom władz, wydawanym w sprawie utrzymania wód. Inaczej zostanie wszystko po dawnemu t. zn. bardzo źle.

Ogromną większość robót dla utrzymania, może wykonać właściciel gruntu rolnik, sam ze swoją rodziną, wyzyskując czas dotąd bądź marnowany, bądź też obracany na czynności mniej ważne gospodarczo. Roboty powyższe, byle tylko systematycznie i przez dłuższy czas wykonywane, dadzą w sumie b. duże wyniki, poprawią znakomicie stan gleby i jej wydajność, a zwiększenia — bez znacznie większych wkładów finansowych, poza niewyzyskaną dotąd własną pracą właściciela gruntu — wyników zbioru plonów rolniczych — w Polsce, gdzie tak znaczna część ludności jest jeszcze niedożywna — chyba obawiać się nie trzeba.

Do osiągnięcia powyższych celów nie potrzeba

zmiany w istniejących przepisach ustawowych: są one wystarczające. W szczególności często słyszy się zdanie, że roboty melioracyjne, przy dzisiejszym braku środków finansowych, dadzą się prowadzić jedynie systemem szarwarkowym t. zn. do pewnego stopnia gromadną pracą przymusową, typową np. przy naprawie dróg i usuwaniu skutków katastrof żywiołowych (zamieci śnieżnych, powodzi i t. p.). Nie sądzimy, ażeby aż tak daleko trzeba się uciekać, a słowo „szarwark” noszące w sobie reminiscencje pracy nieswobodnej, razi w dzisiejszych czasach, podobnie jak i sam system pracy gromadnej, gdzie wysiłek pojedynczego pracownika znika w ogólnym zespole. Nasz rolnik jest indywidualistą i ma głębokie przywiązanie do prywatnej własności gruntu. Chętnie też wykona choćby nakazane mu lecz ściśle, jako do niego należące, określone drobne prace melioracyjne na swym własnym gruncie, lub w najbliższym jego sąsiedztwie, a właśnie takie prace są przewidziane w rozdziale ustawy wodnej o utrzymaniu wód; trzeba tylko chcieć i umieć wydać odpowiednie zarządzenia w tym kierunku. Że na tym polu można i w czasie kryzysu gospodarczego dużo zdziałać, świadczy wynik robót melioracyjnych, przeprowadzanych w ostatnich czasach przez urzędy ziemskie na gruntach objętych przebudową ustroju rolnego. Ten sam skutek można osiągnąć także dla ogromnej ilości innych gruntów przez odpowiednie zorganizowanie i pokierowanie ludnością. Dla naszych władz administracji ogólnej i jej funkcjonariuszów, zwłaszcza dla Starostw i przede wszystkim dla referentów spraw wodno-melioracyjnych przy Starostwach, taksamo dla państwowego i samorządowego aparatu technicznego i rolniczego, jest to niezmiernie ważne pole do najistotniejszej i najproduktywniejszej pracy organizacyjno-administracyjnej.

Inż. Władysław Kollis

Połączenie sieci polskich dróg wodnych z Bałtykiem w Gdyni.

(A r t y k u ł d y s k u s y j n y).

Polskie drogi wodne w dzisiejszym stanie stanowią sieć niedostatecznie jeszcze powiązaną w całość. Największe dorzecze w zachodniej części kraju — dorzecze Warty — dotąd nie ma połączenia z centralną arterią wodną, jaką jest Wisła, i dopiero teraz zbliżamy się do realizacji sztucznej drogi wodnej Warta—Gopło. Na północnym wschodzie oraz na południu stan rzeczy przedstawia się nie lepiej, a zatem nie mniejsze czekają nas zadania. Pomijając tu sprawę kolejności zadań, warto zwrócić uwagę na jedną charakterystyczną cechę naszej sieci wodnej. Polska sieć wodna, mimo swego znacznego rozgałęzienia, posiada jedno tylko połączenie z morzem. Potrzeby gospodarcze Polski wysunęły w swoim czasie zagadnienie gdyńskiego portu, który, uzupełniając Gdańsk, obsługuje obecnie to samo zaplecze. Jeden z tych portów posiada połączenie z zapleczem nietylko kolejowe, lecz także wodne — przez Wisłę, natomiast Gdynia jest od polskiej sieci wodnej dotąd odcięta (połączenie przez Wisłę i zatokę morską przy tonnażu kursują-

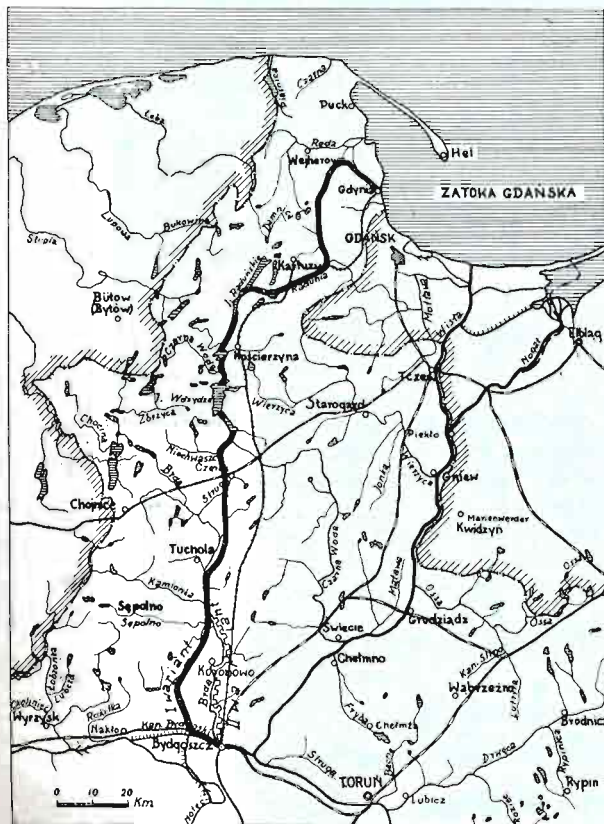
cych na Wiśle statków oczywiście jest bardzo niedogodne).

Pozostawiając na razie rozważania ekonomiczne i inne na uboczu, pragnę niżej poddać sprawę połączenia Gdyni z Wisłą pod dyskusję wyłącznie w płaszczyźnie technicznego rozwiązania. Za podstawę rozwiązania uważam stworzenie takiej drogi, która uzupełniając Wisłę i stanowiąc z nią organiczną całość, mogłaby być w razie potrzeby samodzielną drogą o kierunku południe-północ. Dlatego też pomysł połączenia Gdyni z Wisłą pod Tczewem uważam za niesłuszne w swym założeniu i dlatego właśnie zatrzymałem się na Bydgoszczu, jako punkcie, który mógłby się stać ważnym węzłem wodnym, krzyżującym drogę: skanalizowana dolna Noteć—Wisła (przez kanał Bydgoski) oraz drogę wodną z południa: Warta—Gopło—kanał Górno-Notecki.

T r a s a d r o g i w o d n e j G d y n i a —
B y d g o s z c z . W y m i a r y k a n a ł u .

Droga wodna Gdynia—Bydgoszcz rozpoczynałaby się w Gdyni, a stąd projektowana trasa prze-

chodzi przez następujące miejscowości¹⁾ (rys. 1):
 niziną pomiędzy Chylonią a Pogórzem, skręca około
 Janowa do Zagórza i dalej boczną doliną wznosi się
 w kierunku Starej Piły ku jezioru Marchowo. Na-
 stępnie omija Kielno, przechodzi przez jez. Warzno,
 około m. Tokary, przechodzi przez zbiornik na rz.
 Stupiance, którą należy spiętrzyć pod Młynkami. Tu
 rozpoczyna się stanowisko szczytowe kanału i cią-
 gnie się przez jez. Głębokie, przez zbiornik, utwo-
 rzony w dolinie rz. Raduni, przez jez. Trzeбно, jez.
 Ostrzyckie, część jez. Raduńskiego, jez. Stężyckie.
 Tu się kończy stanowisko szczytowe. Następnie tra-
 sa idzie rzeczką Rakownicą, przez jez. Wieprznickie,
 jez. Garczyn, częściowo rzeczką Graniczną, jez. Su-
 domie, rzeczką Trzebiochą i Czarną Wodą do jez.
 Radolne. Stąd przez jez. Wdzydze, kanałem Czar-
 nej Wody, przez mały zbiornik, utworzony na rz.
 Czarnej Wodzie, przez kanał Niechwaszcz, dalej
 około m. Mokre, Mościska, przecina rz. Czer-
 ska-Struga na południo-zachód od jez. Świdno, na-
 stępnie trasa biegnie przez zabagnioną nizinę, dalej
 suchym kanałem Brdy, przez jez. Bielinie, jez. Bia-
 łe, rzeczką Bielska Struga, przez jez. Okierskie,
 jez. Mętne, jez. Chłodne, jez. Główna, jez. Cękcyń-
 skie, jez. Miały, jez. Gwiazda, jez. Lucimskie, jez.
 Wielkie i Małe Boruny, jez. W. Strzyżyny, dalej
 wchodzimy w dolinę rz. Brdy.



Rys. 1. Mapa Pomorza z trasą drogi wodnej Bydgoszcz-Gdynia

W dalszym ciągu mogą być dwa rozwiązania trasy.

¹⁾ Ze względu na małą skalę rysunku dla dokładniejszego zorientowania się w kierunku trasy koniecznym jest wyszczególnienie miejscowości, przez które przeszłaby droga wodna.

Wariant I-szy przewidywałby przecięcie zbiornika wodnego na rz. Brdzie w miejscowości Nowy Świat, zbiornika utworzonego ziemną zaporą tuż poniżej ujścia rz. Sępólna. Dalej trasa przechodziłaby przez jez. Turzynek, Stoczek, Piaseczno, Krzywe, Płotwickie, jez. Staw Młyński, jez. Wielkie i Małe Tobolno, jez. Długie a stąd przekopem około m. Gogolenek do szczytowego stanowiska kanału Bydgoskiego w Kruszyńcu.

Wariant II prowadziłby od miejscowości Nowy Świat na Brdzie skanalizowaną rzeką Brdą, bezpośrednio do Bydgoszczy. Ogólną charakterystykę trasy według powyższych wariantów podaje następujące zestawienie.

Zestawienie 1.

	I wariant	II wariant
Ogólna długość trasy Gdynia—Bydgoszcz	206 km	220 km
Długość trasy, przechodzącej jeziorami	56 km	47 km
Długość drogi wodnej, utworzonej przez zbiorniki	23 km	23 km
Długość skanalizowanych rzek	—	48 km
Długość trasy, zajętej przez powierzchnię wodną w % od całej długości.		
(długość trasy niewymagająca lub prawie niewymagająca robót ziemnych)	38,4%	53,5%

Wymiary kanału ze względu na konieczność zapewnienia wielkiej sprawności przewozowej oraz ze względu na możliwy wielki ruch musiałyby być przyjęte jak dla statków 1000-tonnowych.

Poziomy. Sztuczne budowle.
 Wyżyskanie energii wodnej.

Przekrój podłużny drogi wodnej podaje rys. 2. Szczytowe stanowisko miałoby rzędna 162,70, poziom ten jednak ulegałby wahaniom do ok. 161,00 ze względu na gospodarczy plan zbiornika na rz. Raduni.

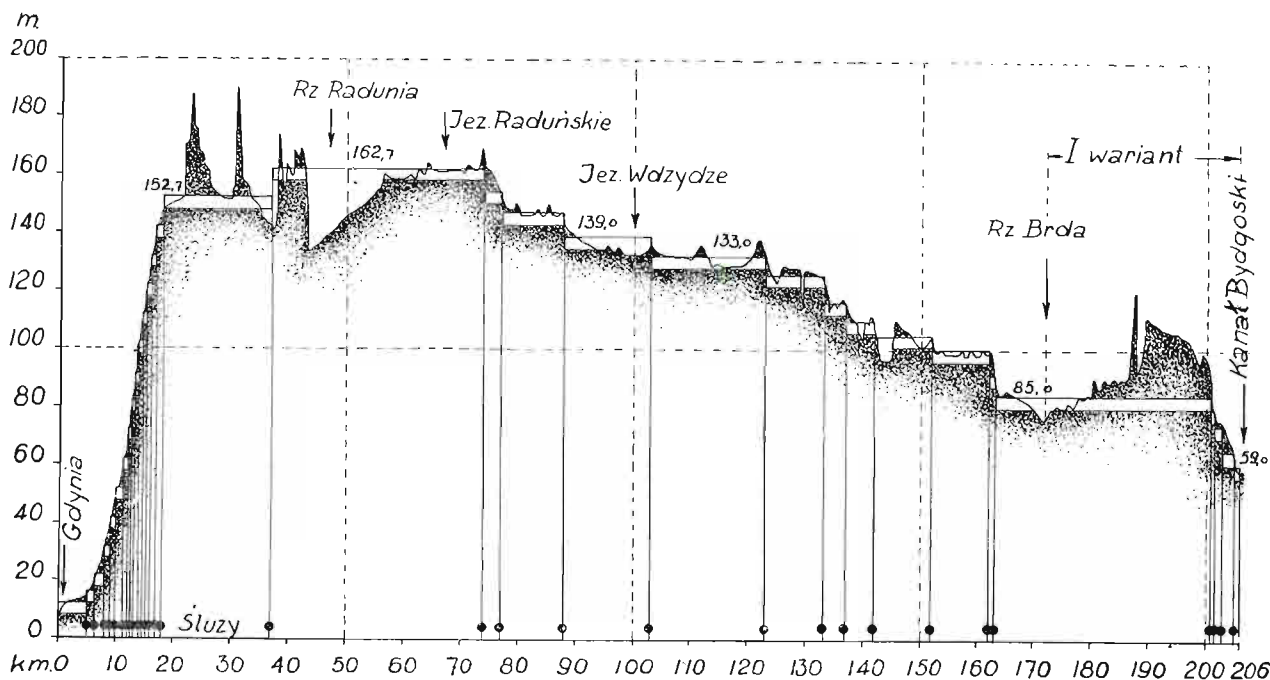
Rzędna poziomu dolnego stanowiska według wariantu I-szego wynosiłaby 58,66 (szczytowe stanowisko kanału Bydgoskiego), względnie według wariantu II-go w Bydgoszczy — 35,84.

Ogólne dane o charakterze budowli i ich ilości podaje zestawienie 2.

Zestawienie 2.

	I wariant	II wariant
Śluz o spadzie 10 m, sztuk	15	15
" " 8 " "	8	7
" " 7 " "	3	2
" " 6 " "	4	3
" " 5 " "	2	14
" " 4 " "	1	3
Jazów	10	25
Zapór piętrzących	3	3
Mostów kolejowych	9	9
Mostów drogowych I klasy	13	12

Poszczególne obiekty hydrotechniczne musiałyby stanąć w następujących miejscowościach.



Rys. 2. Profil podłużny drogi wodnej Bydgoszcz-Gdynia.

S l u z y: 1 śluza morska w Gdyni ze zmiennym poziomem dolnym (morskim), 14 śluz pojedynczych względnie odpowiednia ilość schodkowych na stoku od szczytowego stanowiska do morza, śluza o spadzie 10 m w odległości ok. 1 km na północ od Koleczkowa z górnym poziomem 152,7, śluza na rzece Słupiance o ok. 0,5 km wyżej m. Młynki z górnym poziomem 162,7 (szczytowe stanowisko), śluza tuż przy wyjściu z jez. Stężyckiego z górn. poz. 162,7, śluza na rzece Rakownicy o ok. 0,5 km na północny-wschód od Fingerowej Huty z górn. poziomem 155,0, śluza ok. m. Grzybowo na południe od jez. Sudomie z górn. poz. 147,0, śluza przy jez. Wdzydze w Jeziorniej z górn. poz. 139,0, śluza w odległości ok. 1 km na wschód od Sienicy z górn. poz. 133,0, śluza z górn. poz. 126,0, przy tym położenie tej śluzy musiałoby być zbadane bliżej przy studiach terenowych, przypuszczalnie znalazłaby się o 2 km na północny-wschód od m. Bartłogi, śluza tuż powyżej jez. Bielnic z górn. poz. 118,0, śluza w m. Bielska Struga z górn. poz. 110,0, śluza ok. jez. Chłodne przy m. Stare Suminy z górn. poz. 105,0, śluza tuż poniżej jez. Lucimskiego z górn. poz. 101,0, śluza tuż powyżej jez. Minikowskiego z górn. poz. 93, śluza z górn. poz. 85,0 ok. m. Osowiec, gdzie byłyby skoncentrowane pozostałe śluzy w kierunku do kanału Bydgoskiego.

J a z y i z a p o r y: położenie poszczególnych jazów wynika z przekroczenia rzek przez trasę, dlatego szczególnie te pominięto. Zapory stanęłyby: na rz. Brdzie tuż poniżej ujścia rz. Sepolnej, na rz. Raduni o 2,5 km wyżej Borkowa, oraz na rz. Słupiance przez całą jej dolinę nieco powyżej m. Młynki.

Jak już wspomniałem wyżej trasa drogi wodnej Gdynia—Bydgoszcz przecina szereg rzek, które w miejscach przekroczenia kanału byłyby piętrzone. Na utworzonych w ten sposób stopniach mogłaby być wyzyskana energia wodna. Na Raduni ze względu na potrzeby alimentacji, o czym mówię niżej,

można byłoby wyzyskać tylko 1 m³/s co przy spadzie ok. 30 m dałoby moc zakładu ok. 210 kW. Przy wypływie kanału Czarnej Wody z jez. Wdzydze, przyjmując przeciętny przepływ według danych pomiarowych $Q = 4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, można uzyskać moc zakładu $7 \times 4,0 \times 6 = 168 \text{ kW}$. Pomijając drobniejsze zakłady, które byłyby wykorzystane przy eksploatacji kanału (np. na Czerskiej Strudze, Bielskiej Strudze), większe znaczenie mógłby posiadać stopień na Brdzie, posiadający według wariantu I-go wysokość 11,5 m. Przyjmując na podstawie licznych pomiarów średni przepływ $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$, oraz zakładając że część tego przepływu — ok. 2 m³/s — pójdzie na zasilanie kanału na odcinku Brda — kanał Bydgoski, otrzymamy moc zakładu $7 \times 23 \times 11,5 = \text{ok. } 1850 \text{ kW}$.

Przy wariacie II-gim zakład na Brdzie w Nowym Świecie posiadałby moc $7 \times 23 \times 9 = \text{ok. } 1450 \text{ kW}$, poza tym zaś doszłyby zakłady przy każdym stopniu, łącznie o mocy $13 \times 7 \times 23 \times 5 + 2 \times 7 \times 23 \times 4 = \text{ok. } 11750 \text{ kW}$.

Energia wodna na całej długości drogi wodnej wyzyskana byłaby w zakładach o łącznej mocy:

przy wariacie I-ym	ok. 2230 kW
" " II-gim	ok. 13580 kW

Alimentacja kanału.

Najtrudniejszym bodaj zagadnieniem w projekcie drogi wodnej Gdynia—Wiśła jest alimentacja ze szczytowego stanowiska. Rozwiązanie tego zagadnienia możliwym jest przez włączenie do szczytowego stanowiska dużego sztucznego zbiornika na rz. Raduni oraz na jej dopływie — rz. Słupiance. Jakkolwiek rzeki pomorskie odznaczają się znacznym wyrównaniem przepływów, to jednak utworzenie zbiornika, którego powierzchnia po włączeniu jezior Ostrzyckiego, Patulskiego, Raduńskiego, W. i M.

Bredno, Kłodno, Białego wyniesie ok. 22 km², pozwoli wykorzystać w warstwie 1,7 m (wahania poziomu szczytowego stanowiska od 162,7 do 161,0) zapas wody ok. 36 milionów m³, pokrywający w 62% zapotrzebowanie wody dla kanału (patrz niżej), a więc uniezależniający kanał od najbardziej nawet niekorzystnych warunków posusznego roku.

Opierając się na danych pomiarów hydrometrycznych, opublikowanych przez Instytut Hydrograficzny, można przyjąć przeciętny przepływ Raduni w Ostrzycach $Q = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ przy zlewni $A = 194 \text{ km}^2$. Ponieważ w miejscu spiętrzenia Raduni przez zaporę zlewnia wyniesie ok. 230 km², a spływ jednostkowy w warunkach tak wyrównanych przepływów, jakimi są przepływy rzek pomorskich, można dla Raduni przyjąć za stały, przeto zasilanie zbiornika przez Radunię wyrażać się będzie liczbą $\frac{2,0 \times 230}{194} = 2,37 \text{ m}^3/\text{s}$. Ten sam zbiornik

(szczytowe stanowisko) zasilac będzie dopływ Raduni, rz. Słupianka, o zlewni ok. 100 km². Przy powyższym spływie jednostkowym rz. Słupianka da

$Q = \frac{2,0 \cdot 100}{194} = \text{ok. } 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Jeśli dla potrzeb go-

spodarczych miejscowości niżej położonych oddawać będziemy z Raduni przepływ $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, zaś z rz. Słupianki $Q = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$, wtedy zbiornik szczytowy zasilac będzie przepływ $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$, co w ciągu roku da objętość wody ok. 63 milionów m³.

Zapotrzebowanie wody obliczymy z następujących założeń. Śluzy w kierunku od szczytowego stanowiska ku morzu muszą być wykonane albo jako schodkowe, albo ze zbiornikami oszczędnościowymi. Pierwsze 2 śluzy w kierunku jez. Wdzydze musiałyby być wykonane również jako oszczędnościowe. Poniżej jez. Sudomie kanał będzie zasilany przez szereg małych rzek, których przepływ łącznie z wodą ze szczytowego stanowiska, jest już zupełnie wystarczający dla pokrycia strat oraz śluzowania nawet przy wysokich spadach.

Przyjmując wymiary śluz 11,20 × 80, otrzymamy zapotrzebowanie wody na jedno śluzowanie

w obie strony kanału $11,20 \times 80 \times (5 + 4) = \text{ok. } 8100 \text{ m}^3$. Przy 30 śluzowaniach dziennie w ciągu 24 dni w miesiącu oraz w ciągu 10 miesięcy całkowite zapotrzebowanie wody wypadnie 58,3 milion. m³, a więc jak widzimy, pokryte zostanie ze szczytowego stanowiska.

Koszty wykonania.

Przed wykonaniem dokładniejszych studiów w terenie można obliczyć tylko przybliżone koszty budowy i takie właśnie orientacyjne liczby zawiera poniższe zestawienie.

Zestawienie 3.

Koszty wykonania drogi wodnej w milionach zł.

	I wariant	II wariant
Wywłaszczenie	2,60	2,90
Śluzy	40,40	47,20
Jazy	5,00	17,00
Zapory	22,00	22,00
Mosty kolejowe	5,00	5,00
Mosty drogowe I klasy	1,90	1,80
Roboty ziemne I wariant		
42 milion. m ³	50,50	
Roboty ziemne II wariant		
32 milion. m ³		38,50
Drobne roboty i nieprzewidziane 10%	12,74	13,44
Administracja ok 4%	4,86	5,16
Razem	145,00	153,00

Zaproponowane rozwiązanie połączenia Bałtyku z polską siecią dróg wodnych wymaga oczywiście szczegółowych studiów w terenie. Dopiero w wyniku tych studiów można będzie ustalić racjonalność jednego z dwóch omówionych wariantów i wtedy dopiero można będzie wyjaśnić szereg szczegółów technicznych, których rozwiązanie obecnie w ramach generalnego szkicu nie jest oczywiście możliwe. Rzeczona myśl powinna jednak posłużyć za podkład przy opracowaniu programu studiów dla tego projektu i to zarówno dla studiów technicznych, jak i ekonomicznych.

Doc. Dr. Inż. Kazimierz Wóycicki

Zapory wodne budowane przez Rząd Federalny St. Zjednoczonych Ameryki Północnej.

W obecnej chwili, gdy stoimy u progu okresu wielkich robót wodnych w kraju, musimy stale zdawać sobie sprawę z postępu prac wodnych zagranicą, prac mających ścisły związek z całokształtem zagadnień gospodarczych w danym państwie i uwzględniających, trudny do rozwiązania, problem bezrobocia.

W związku z tym w ubiegłych latach podawane były na łamach naszego czasopiśma wiadomości o pracach wodnych w Rzeszy Niemieckiej (Nr. 1—1935 i Nr. 1 i 2 — 1936), w Czechosłowacji (Nr. 1—1936) i Rosji Sowieckiej (Nr. 1 i 5 — 1936), artykuł zaś niniejszy omawia fragmenty wielkich robót wodnych, prowadzonych w Stanach Zjednoczonych Am. Półn. (Red.).

We wrześniu ub. roku, dzięki Trzeciej Wszechświatowej Konferencji Energetycznej oraz Drugiemu Wszechświatowemu Kongresowi Wysokich Zapór, odwiedziłem Amerykę Północną, i korzystając z organizowanych po Konferencji wycieczek jako uczestnik tury transkontynentalnej, miałem możliwość obejrzeć szereg wielkich budowli wodnych w

St. Zjednoczonych i Kanadzie, wykończonych oraz w stadium budowy, budowli o skali nie spotykanej u nas w Europie i doprawdy jedynych w swoim rodzaju na świecie.

Z uwagi na to, iż w jednym artykule nie sposób jest opisać zwiedzonych budowli i robót wodnych bez skracania relacji do zbyt telegraficznego

stylu, zmuszającego do podawania tylko charakterystycznych dla budowli danych i nie zatrzymywania się nad sposobem wykonywania oraz trudnościami budowy, co przede wszystkim interesować będzie technika, ograniczam się narazie do budowli wodnych, wykonywanych, względnie wykańczanych przez Rząd Federalny St. Zjednoczonych, omawiając z nich trzy szczegółowiej.

Stany Zjednoczone, pokrywające w 40% swoje zapotrzebowanie energii elektrycznej energią wody, wykorzystują szereg potężnych swych rzek, łącząc w wielu wypadkach cele energetyczne z innymi, równie ważnymi zagadnieniami gospodarki wodnej jak ochroną przed powodzią, nawodnieniami, żegluga oraz zaopatrzeniem w wodę. W olbrzymiej większości wypadków siłownie wodne wybudowały towarzystwa prywatne, utrzymując je jako swoją własność. Coraz częściej jednak, szczególnie obecnie, rozpoczyna się budowlę za pieniądze państwowe, względnie samorządowe, częściowo w celu przeciwdziałania bezrobociu, częściowo zaś dla wypełnienia pewnego programu, którego realizacja może być wykonana racjonalnie tylko przez władze państwowe, gdyż nie zawsze odpowiada polityce wielkich przedsiębiorstw, a również i dlatego, by w myśl zasad planowej gospodarki, głoszonej przez Prezydenta Roosevelta, Państwo posiadało możliwość wpływania na politykę wielkich przedsiębiorstw, w tym wypadku elektrycznych.

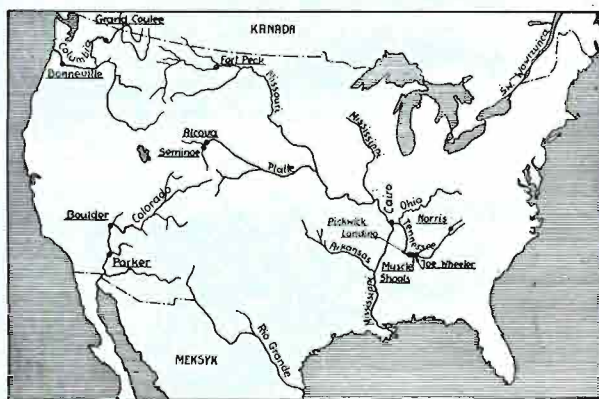
Czy istotnie zachodzi obecnie potrzeba wypełnienia pewnych programów, których pierwszym ogniwem jest wybudowanie wielkich zapór, są wśród techników i ekonomistów amerykańskich zdania podzielone, a nawet istnieje silna opozycja i propaganda przeciw, objawiająca się krytyką tych przedsięwzięć w prasie technicznej, twierdzącą, że nie posiadają one zdrowych podstaw gospodarczych, oraz w usiłowaniach odmówienia przez Kongres kredytów na całkowitą realizację projektów. Najbardziej stoją w opozycji wielkie przedsiębiorstwa elektryczne, obawiając się, zupełnie zresztą słusznie, że rzucenie na rynek dużej ilości energii elektrycznej spowoduje obniżkę jej ceny, ograniczając dochodowość przedsiębiorstw.

Jak podnoszą opozycjoniści, budowy które prowadzi Państwo, nie wynikły z potrzeb rynku, wzrostu (względnie spodziewanego wzrostu) zapotrzebowania energii elektrycznej. Twierdzą, że po zakończeniu budowy i uruchomieniu instalacji, przetwarzających energię wody w elektryczną, nie będzie na nią zbytu. Spieniężenie jej będzie możliwe tylko w razie zwiększonego zużycia w gospodarstwach domowych, po znacznej obniżce cen jednostkowych, względnie przez forsowanie rozwoju nowych środków przemysłu, mogącego zużyć energię elektryczną w większych blokach.

Wybór i finansowanie tych wielkich przedsięwzięć jest wywołane polityką Administracji Państwowej, skierowaną ku budowie elektrowni przez kapitał publiczny. Roosevelt wszedł do Białego Domu w roku 1933 świeżo po długiej, prowadzonej przez niego, walce z przedsiębiorstwami elektrycznymi w stanie Nowego-Yorku, rezultatem której było stworzenie Stanowego Urzędu Elektryfikacyjnego, mającego za zadanie wyzyskanie wielkich zasobów energii na międzynarodowym odcinku rzeki Sw. Wawrzyńca. Został on przygotowany i reali-

zowany przez Rząd Federalny, (który już posiadał w swym ręku potężny zakład wodny na Południowo-Wschodzie w Muscle-Shoals-Wilson Dam), wielki program wyzyskania źródeł energii wodnej na Południowo-Zachodzie (zapora Boulder). Przez realizację programu, opracowanego dla doliny Tennessee (obejmującego również wspomniany zakład Muscle-Shoals, uzupełniany przez szereg innych), dominowałyby się przy zaopatrywaniu w energię elektryczną na południowo-wschodnim rynku. Da to możliwość regulowania cen jednostkowych energii elektrycznej. Dla rozciągnięcia kontroli cen na całe Państwo należało zdobyć również przewagę na Północnym-Wschodzie i Północnym-Zachodzie Państwa. Według decyzji Prezydenta Roosevelta podobną rolę, jaką przeznaczono zakładom na rzece Sw. Wawrzyńca na rynku północno-wschodnim, będą spełniać w okręgu północno-zachodnim zakłady Boneville i Grand Coulee.

Na rys. 1 zaznaczyłem miejsca realizowanych potężnych budowli wodnych, z nich w dorzeczu rzek: 1) Missouri — zapory Fort Peck, Casper-Alcova, Seminoe, 2) Tennessee (dopływ Ohio) — zapory Pickwick Landing Norris, Joe Wheeler, 3) Columbii — zapory Grand Coulee i jaz Boneville, 4) Colorado — zapory Boulder i Parker; są one budowane wszystkie przez władze Federalne oraz, tylko za wyjątkiem zapory Parker, z funduszy państwowych.



Rys. 1.

Budowlami, które stanowią przykład co może wykonać obecna technika, zaopatrzona w nowoczesne narzędzia pracy, wzbudzające ogólny podziw i zaciekawienie z uwagi na swe kolosalne rozmiary, zaś zainteresowanie techników ze względu na trudności zagadnień i godny podziwu sposób ich rozwiązania, są: najwyższa i największa w świecie zapora ziemna Fort Peck na rzece Missouri, największa (pod względem objętości) w świecie zapora betonowa Grand Coulee na rzece Columbia i najwyższa w świecie zapora betonowa Boulder na rzece Colorado.

Dotychczas jedynie natura tworzyła zapory o skali większej, to też w historii dzieł inżynierskiego geniusza budowle te zajmą wybitne miejsce. Każda z tych trzech budowli ma, jako główny cel, inne zadanie do spełnienia. I tak Fort Peck budowane jest przede wszystkim w celu polepszenia warunków żeglugi na rzece Missouri. Grand Coulee ma za zadanie nawodnienie terenów żyznych w stanie

jest polepszenie warunków żeglugi na dolnej partii Missouri, poczynając od miejscowości Yankton.

Dla zmniejszenia klęski powodzi projektuje się budowę zbiorników na dopływach Missouri:

Arlington na rzece Gasconade o pojemności 407.000.000 m³,

Chillicothe na rzece Grand o pojemności 2.960.000.000 m³,

Topeka na rzece Kansas o pojemności 5.180.616.000 m³.

Trzy te zbiorniki łącznie z Fort Peck obniżąby falę powodziową z 1927 r. na rz. Mississippi pod Cairo o 3.0 m. Wpływ zbiornika Fort Peck na zmniejszenie powodzi w dolnym biegu Missouri jest naogół niewielki, gdyż zbiornik znajduje się w górnej części dorzecza, leżącej w klimacie półsuchym, dość daleko od partii dorzecza klimatu wilgotnego, z której przeważnie przychodzą groźne powodzie. Na obniżenie fali powodziowej rzeki Mississippi zbiornik nie wywiera właściwie wpływu, a to ze względu na mijanie się fal powodziowych, idących z Mississippi i górnej Missouri. Okres krytyczny pod Cairo na Mississippi trwa od 15.II do 25.V, uwzględniając czas przepływu fali z górnej Missouri, czas krytyczny trwałby od 20.I do 19.IV, gdy normalnie okres powodziowy w górnym dorzeczu Missouri trwa od 16.V do 15.VI.

Jako również drugorzędного znaczenia traktowane są wpływ na zmniejszenie erozji brzegów, możliwość wyzyskania energii wodnej, oraz możliwość zużycia, w pewnym stopniu, nagromadzonej wody do nawodnień¹⁾.

Budowa zbiornika Fort Peck przy obecnych warunkach i stopniu żeglugi na rz. Missouri nie była na razie brana pod uwagę i nie była objęta pier-

¹⁾ Po wybudowaniu zbiornika można będzie nawodnić ~ 3.600 ha żyznych gruntów bezpośrednio lub przez pompowanie, wykorzystując energię wody wyzyskiwaną na zbiorniku. Pierwotny projekt przewidywał instalację 50.000 kw. przy produkcji rocznej 319.320.000 kwg. obecnie jednak z uwagi na projekt połączenia szeregu zakładów wodnych górnego dorzecza Missouri moc łączna przewiduje się znacznie większa (400.000 kw).

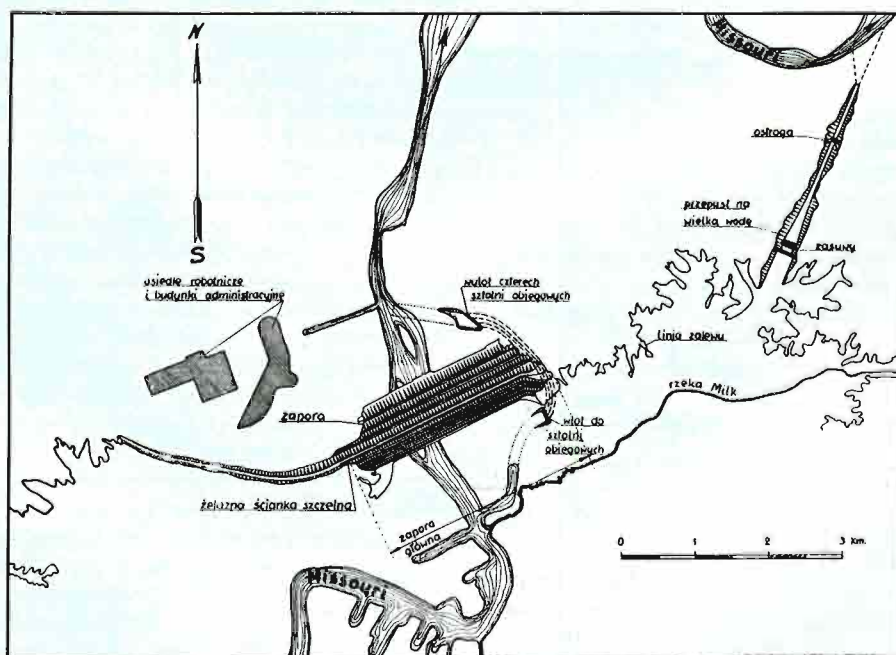
wotnym programem robót finansowych przez P. W. A. (Public Work Administration). Wysokie koszty budowy, które określano łącznie z koniecznymi dodatkowymi robotami na 145 mil. dolarów, nie były, według obliczeń inżynierów projektujących, usprawiedliwione osiąganym zyskiem. Zbiornik Fort Peck w normalnych stosunkach amerykańskich nie byłby obecnie budowany; o rozpoczęciu robót zdecydowała możliwość zatrudnienia przez szereg lat bezrobotnych w części kraju, gdzie trudno znaleźć jakąś robotę, która mogłaby być finansowana przez P. W. A. Przewidywany czas budowy ma trwać 5 lat, przy czym ilość zatrudnionych bezpośrednio na miejscu miała wynosić stopniowo od 4.000 — 11.000 osób.

Budowę rozpoczęto w 1934 roku, zakończenie robót projektowane jest z upływem sezonu budowlanego 1939.

O rozmiarach przedsięwzięcia świadczą cyfry następujące. W miejscu zapory dorzecze rzeki Missouri wynosi 149.500 km². Pojemność zbiornika 24 miliardy m³, powierzchnia zalewu 991,5 km² o długości 290 km, przy maksymalnej szerokości 26 km i długości linii brzegowej 2.600 km. Poziom normalny piętrzenia leży na rzędnej 685,79 m — przy pojemności 22,3 miliardów m³, zapas żelazny do poziomu 635,50—453 mil. m³, z czego przeznaczają się na zamulenie w ciągu 100 lat pojemność 278 mil. m³.

Głównymi obiektami budowlanymi są: 1) zapora główna i jej przedłużenie, 2) cztery sztolnie obiegowe, 3) przepust i kanał na wielką wodę.

Zagadnienia wynikające z przedsięwzięcia są wyjątkowo trudne. Musi być osiągnięta zupełna pewność stałości budowli. W podłożu zapory znajduje się skamieniała glina formacji mezozoicznej, tworząc podłoże zasadniczo nieprzepuszczalne. Nie naruszona glina ta jest trwałym i wytrzymałym fundamentem. Przy grubości około 300 m, nie leżąc nigdzie na przestrzeni budowli głębiej ponad 48 m pod powierzchnią terenu, znajduje się za głęboko dla oparcia na niej zapory betonowej, tworzy natomiast



Rys. 3. Sytuacja zapory Fort Peck.

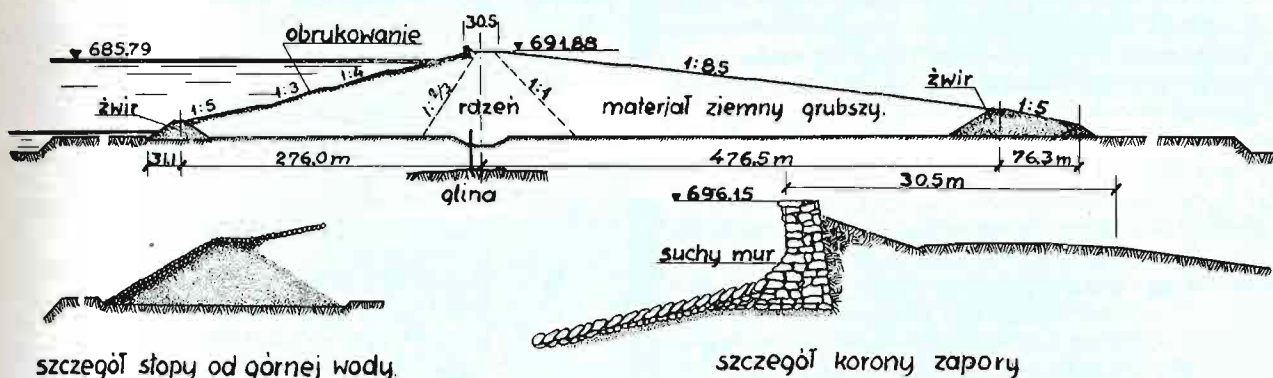
dobrą podstawę pod budowę zapory ziemnej, tym bardziej, że górne osady aluwialne są pierwszorzędym materiałem na zaporę. Z konieczności więc zaporą musi być zaporą ziemną, przy hydraulicznym transporcie materiału.

Skonstruowanie mocnej i pewnej zapory na miękkim podłożu doliny, przepuszczenie wód rzeki w czasie konstrukcji oraz przeprowadzenie katastrofalnych wód powodziowych są zagadnieniami trudnymi i przy budowach o wymiarach przeciętnych, przy tych zaś olbrzymich rozmiarach konstrukcji, objętości gromadzonej wody oraz przepływów są z uwagi na swoje proporcje specjalnie odpowiedzialnymi.

przeprowadzono z miasteczka Glasgow, oddalonego o 32 km, przewód 200 mm średnicy. W całym osiedlu założono wodociąg, kanalizację i elektryczność, — drogi wszystkie wyasfaltowano. Dla wodociągu zbudowano stację filtrów. Woda czerpana z Missourri przechodzi przez osadnik, filtr i po przechlorowaniu wchodzi w sieć.

Dla transportu materiałów wybudowano odnogę kolejową 19,7 km długości od Wiota na głównej linii Great Northern. Łącznie z liniami obsługującymi teren budowy długość torów zbudowanych wynosi 69,5 km. Na teren budowy należało przywieźć około 12 mil. ton materiałów.

W celu zaopatrzenia miejsca budowy w prąd



Rys. 4. Przekrój zapór Fort Peck.

Zapora będzie miała długość części głównej 2.700 m — całkowitą 6.200 m, maksymalną wysokość ponad dno rzeki 74 m, szerokość korony 30,5 m, największą szerokość u podstawy 860 m, nachylenie stoków od wody 1:4 od strony powietrznej 1:8,5. Objętość materiału ziemnego w zaporze wyniesie 76,5 mil. m³, skały 585.000 m³, żwiru 3 mil. m³. Wysokość korony ponad maksymalnym poziomem piętrzenia 6,0 m. Zapora jest 5-cio krotnie większą od największej dotychczas zapory ziemnej Gatun w Panamie. W środku zapory znajduje się rdzeń, o nachyleniu płaszczyzn bocznych 1:2/3 i 1:1, składający się z namulów i gliny o średnicy ziarn nie większej niż 0,0054 mm, stanowiąc 20% całej kubatury zapory. Utrzymywany jest on przez skarpy z piasku, podtrzymywane znowu u stóp przez obsypy z kamienia i żwiru. Strona odwodna ubezpieczona jest 20 cm grubości warstwą kamienia. Najgłębsze miejsce wykopu leży w poziomie 608,67 m, dno rzeki 614,16 m, korona zapory 691,88 m, korona parapetu 696,15 m, przy normalnym poziomie piętrzenia 685,79 m, swobodna krawędź 10,38 m. W koronie umieszczono drogę betonową 6,6 m szerokości.

Z powodu małej dostępności okolicy i bardzo szczupłego jej zaludnienia, trzeba było przede wszystkim zbudować osadę na pomieszczenie pracowników. Surowy klimat wymagał budowy domów tak, by mogły one ochronić mieszkańców przed silnymi mrozami. W osiedlu umieszczono budynki administracyjne, magazyny, szkoły, hotele, laboratorium, gospodę, szpital, garaże, teatr, salę rekreacyjną. Dla robotników wybudowano obszerne pomieszczenie z wszelkimi wygodami. Dużą grupę domów zbudowano jako tymczasowe dla nadzoru i wykwalifikowanego personelu technicznego. Ogrzewanie wszystkich domów jest gazowe, w tym celu

elektryczny przewodnik z Rainbow Falls linie długości 465 km, o napięciu 154.000 volt, dla obciążenia mocą 50.000 kw.

Przed ostatecznym wyborem profilu umieszczenia zapory wykonano dużą ilość wierceń dla zbadania pokładów. Sumaryczna ich długość wynosi 17,5 km, przy głębokości niektórych powyżej 50 m.

Wobec jednoczesnego uruchomienia robót przy budowie zapory oraz sztolni obiegowych i niemożności zamknięcia koryta rzeki, dzieli ona teren budowy zapory na dwie części, co powoduje duże utrudnienia w robotach przez konieczność budowy wzdłuż brzegów rzeki wałów dla zatrzymywania refulowania materiału.

Budowę zapory rozpoczęto przez oczyszczenie terenu pod jej podstawę, wydobywając 3.200.000 m³ ziemi. Pracę tę wykonano dragami i kopaczkami elektrycznymi, a materiał wydobyty wywożono samochodami ciężarowymi. Dla uniknięcia przesiąkania wody pod zaporą, wzdłuż jej osi (9,5 m licząc od niej w kierunku górnej wody), zabito żelazną ściankę szczelną, na głębokość dochodzącą w miejscu najgłębszym do 50 m poniżej powierzchni terenu, aż do poziomu leżącej poniżej skały. Górę ścianki pozostawiono w poziomie około 6,0 m powyżej pierwotnej powierzchni gruntu, wpuszczając ją w rdzeń zapory. Długość zabitej ścianki szczelnej wynosi 3.000 m, a zużyto na nią żelaza o wadze 15.450 ton.

Przy zabijaniu ścianki główną trudnością było wprowadzenie jej w ziemię przez osady aluwialne aż do skały na głębokość 42 do 57 m. Do tego celu trzeba było użyć dla osadzania bali, podtrzymywania przewodów wodnych oraz baby, specjalnej konstrukcji kafarów w kształcie wież z żelaznych kratownic o wysokości 60 m. Baby uruchamiane były sprężonym powietrzem.

Ze względu na dużą wysokość ścianki, każdy bal składa się z dwóch krótszych części, z których pierwsza zapuszczona jest w ziemię hydraulicznie, zwykle na pełną swoją długość, następnie do niej przyspaja się część górną, po czym całość zabija się do definitywnej głębokości, zawsze po parze bali. Spód zakończony jest zębami (trzema lub pięcioma) i zaopatrzony między nimi w otwory półcalowe dla wypływu wody, dochodzącej do nich z przewodu tłocznego 100 mm średnicy, mieszczącego się w kieszeni utworzonej przez przyspojenie do ścian bala na półokrągło blach. Woda włączana jest pod ciśnieniem 9 atm. Kafar podnosi bal, wstawia w gniazdo ostatnio zabitego bala i wmywa możliwie jak najgłębiej. Czynność ta trwa kilka godzin. Materiał ziemny wynoszony był przez kanał, tworzący się wzdłuż poprzednio zabitego bala. Dolną partię długości 21—24 m zapuszcza się prawie na pełną wysokość, aż do chwili gdy opory tarcia przewyższą wagę bali, wówczas przyspaja się część górną i wbija dalej całość baba.

W korycie rzeki ścianki zabite obcinane są w poziomie 3,6 m pod zwierciadłem wody dla nietałmowania przepływu. Po skierowaniu wody przez sztolnie obiegowe zostaną do wierzchu przyspojone bale, dla wyprowadzenia ścianki na poziom odpowiadający partiom brzegowym.

Jednoczesną czynnością z zabijaniem ścianek było usypanie ław kamiennych, tworzących stopy skarp zapory. W tym celu zbudowano wzdłuż zapory rusztowanie na kozłach, idące również przez rzekę i z niego sypano ławy z wagonów o otwieranym dnie, dostarczając materiał do miejsca budowy łodziami z odległości 128 km.

Ponieważ jednoczesna budowa sztolni obiegowych i zapory nie pozwala aż do lata b. roku na zamknięcie koryta rzeki, przez pierwsze dwa lata zapora musi być budowana w dwóch partiach, po obydwu stronach rzeki. Aż do czasu zamknięcia koryta, rdzeń zapory jest utrzymywany przez wały z piasku, wybudowane z tego samego refulowanego materiału. Pozostają one później jako część składowa zapory. Wzdłuż wałów idą ścianki szczelne, dochodzące do głównej. Zanim będzie można zamknąć rzekę zapora ma osiągnąć wysokość 30 m. W lecie 1937 r. wody rzeki ma się skierować przez sztolnie obiegowe, zapełnić koryto i refulować za-



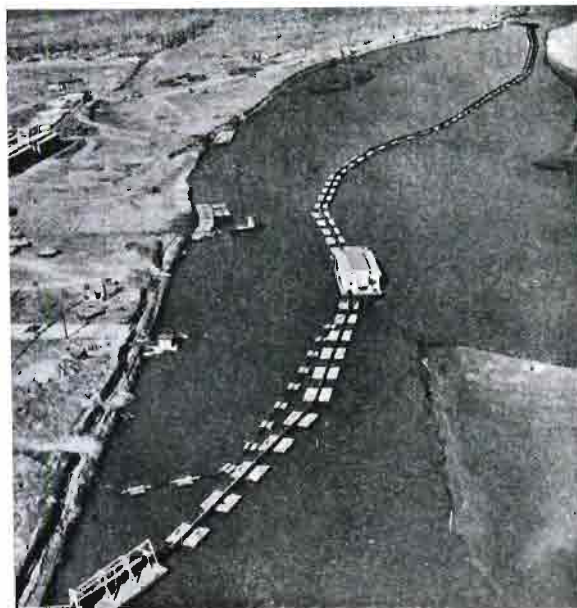
Rys. 5. Rurociąg do spławiania materiału ziemnego na zapórę.

porę na całej długości jednocześnie. Przed zamknięciem rzeki bagry czerpią materiał z terenu powyżej zapory, później będą przesunięte poniżej zapory.

Materiał refuluje się na zapórę bez przerwy—24 godziny dziennie w ciągu 7-io dniowego tygodnia roboczego. Roboty prowadzone są przez tabor i techników rządowych, co na amerykańskie stosunki jest wyjątkiem. Ze względu jednak na to, że całość pracy wymaga tu ciągłej kontroli i koordynacji, ten sposób prowadzenia robót uznano za najsluszniejszy.

Dla refulowania materiału służą cztery identyczne jednostki, składające się każda z: 1) drągi z dwoma 28" (700 mm) pompami, złączonymi z elektrycznymi motorami mocy po 2.500 KM jako jeden tandem, tłoczącymi materiał do przewodu 700 mm średnicy, 2) pomocniczej pływającej stacji przepompowywania z 2-ma pompami identycznymi jak na dradze i 3) stacji lądowej umieszczonej na szynach, zaopatrzonej w jedną pompę identyczną z poprzednimi. Uzbrojenie dalsze składa się z 375 prostych odcinków rur pontonowych, 16 krzywych (krzywki, łuki) pontonowych, 200 pontonów dla podtrzymywania kabla, 2-ch łodzi z 25-io tonowej nośności derrickami, jednej łodzi pod linę (210 KM), siedmiu łodzi motorowych, czterech barek, czterech barek kotwicznych i dwu promów dla przewozu stacji lądowej. Pełna moc dla obsługi pomp pojedynczej jednostki wynosi 12.500 KM. Ilość energii zużywana przez 4 drągi miesięcznie wynosi 20 mil. kWg. Wydajność średnia 3-600 m³/godzinę. Idealna dniówka 96-io godzinna w praktyce obraca się w granicach 75—90 godzin.

Do prowadzenia materiału służą stalowe rury przy czym 16.100 m przewodów 700 mm średnicy, 3.140 m — 500 mm średnicy i 3.050 m — 400 mm średnicy. Rury łączone są na trzech rodzajów połączenia: 1) elastyczne dla partii pływającej ciągu, 2) silne kołnierzowe dla długich odcinków na lądzie i 3) stożkowe dla szybkiego demontowania w odcinkach końcowych przy zaporze.



Rys. 6. Rurociąg pontonowy.

Przy dotychczasowych odległościach spławiania 2.740—4.270 m, nie potrzeba uruchamiać wszystkich pięciu pomp. Według dotychczasowej praktyki, najbardziej wydajną prędkością w przewodach jest prędkość 6,4—7,0 m/sek. Pompy są w stanie tłoczyć materiał przy szybkości 9,15 m/sek, ale okazało się, że wówczas idzie mniej materiału stałego. Zależnie od rodzaju czerpanego materiału refuluje się części stałych przeciętnie ~ 15% całej objętości. Strata ciśnienia badana na przewodach 700 mm średnicy wynosi

$$h_s = \text{od } 0,011 \text{ do } 0,012 \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{L}{D}$$

Ilość użytej energii odpowiadała 5,65 kWh na 1 m³ nasypu, przy czym wartość ta zależna jest od wysokości tłoczenia, która wahała się w granicach od 22,5 m do 65,0 m.

Aby nie dopuścić do wybijania zbyt dużych dziur w korpusie zapory, materiał wypływający z rur jest łapany na drewniany pokład. Przestrzeń zawadniona dla rdzenia, utrzymywana jest o głębokości 0,6—1,8 m. Lepiej utrzymywać głębokości w granicach mniejszych wartości. Budowę prowadzi się w ten sposób, że zalew nad rdzeniem utrzymuje się od 5 do 6 dni szeroki, później gwałtownie się go zwęża w celu wymycia w dół drobnego materiału wzdłuż linii brzegu i otrzymania stopniowego i jednostajnego rozmieszczenia grubszego i drobniejszego materiału wzdłuż granic rdzenia.

Odpływ wody z zalewu, przy utrzymywaniu w nim poziomu, stosownie do potrzeby, odbywa się przez drewniane przelewy, umieszczone w końcowych odcinkach rdzenia, graniczące z brzegiem rzeki. Każdy przelew o podwójnym świetle 23,5 m podnoszony jest stopniowo kaskadowo na wysokość około 1,5 m. Ilość materiału traconego, spływającego z wodą, przeważnie b. drobnego waha się od 2—6%. Osiadanie rdzenia następuje b. prędko.

Ponieważ spławianie hydrauliczne (refulowanie) jest jakby mechaniczną segregacją materiału unoszonego przez wodę, więc podstawą dla sprawdzenia z jakiego materiału jest budowana zaporę stanowi analiza mechaniczna materiału przeznaczonego do refulowania. Codziennie więc bierze się, z miejsc wyznaczonych dla pracy drag, próbki materiału idącego na zaporę. Raport codzienny podaje wykaz, ilość i rodzaj materiału umieszczonego w zaporze, oraz ilości stracone.

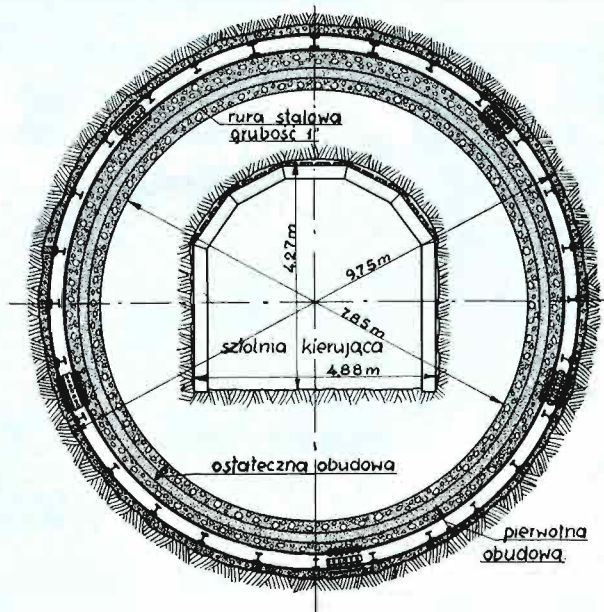
Dla kontroli rodzaju materiału osiadającego w miejscu rdzenia, mierzy się prędkości w zalewie pływakami. Straty materiału określa się z próbek branych codziennie na przelewach. Badania przeprowadza się w specjalnie wybudowanym w osiedlu laboratorium, przy czym objętości wybagrowane oblicza się z pomiarów przekroji w miejscach pracy drag, a zawartość procentową części stałych w spławionej masie szacuje się na podstawie codziennie przeprowadzanych pomiarów prędkości wody w rurowciągach roboczych. Do tego celu służą na stałe umieszczone instalacje dla metody elektryczno-chemicznej Allena. Prócz strat materiału przechodzącego przez przelewy, uwzględnia się ucieczkę materiału z wodą, przesiąkającą przez wały boczne.

W masie tworzącej rdzeń, nie jest pożądana większa ilość materiału, zawierającego więcej gliny

niz jej określona zawartość graniczna, gdyż osiadanie rdzenia trwałoby zbyt długo. Niewielka konsolidacja w okresie budowy i rozkładanie jej na okres zbyt długi po zakończeniu robót odbiłoby się szkodliwie na całej konstrukcji. To też tak określono procentową zawartość kolloidalnych części, by osiągnąć możliwie jak największe osiadanie masywu budowli już w czasie budowy, dopuszczając dalej tylko niewielkie jego wartości.

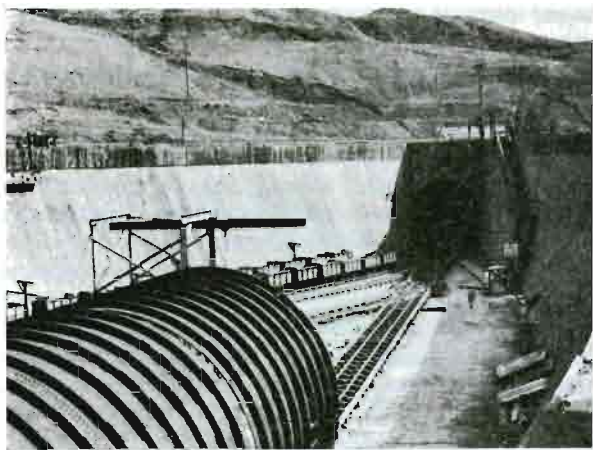
Raporty dziennego postępu robót są uzupełniane przez wyniki licznych sondowań rdzenia, określające stopień wypełnienia rdzenia i konsolidację drobnego materiału. Próbkę pobiera się z różnych głębokości i miejsc. Bada się ich skład mechaniczny i zawartość wody. Prócz prób powyższych pobiera się stale próbki co każde 1,5 m wysokości w odstępach 30 × 15 m, tak że jedna próbka wypada na 700 m³ materiału. Próby bierze się aż do głębokości dostatecznie skonsolidowanego materiału, dla upewnienia się czy nie zaszły w nim jakies zmiany. Z partii pozardzeniowych bierze się próbki również co 1,5 m wysokości z pól 30 × 60 m, tak, że jedna próbka wypada na 2.800 m³.

Dla określenia linii depresyjnej wody we wnętrzu zapory, umieszcza się w jej pięciu charakterystycznych przekrojach poprzecznych urządzenia dla badania linii przesiąkania oraz wielkości osiadania. Do badania linii przesiąkania służą 3" rury perforowane, przedłużane w górę w miarę budowy. Dla określenia całkowitej wartości osiadania prowadzi się również badania nad osiadaniem fundamentu.



Rys. 7. Przekrój sztolni obiegowej w Fort Peck.

Do odprowadzenia wód służyc mają 4 sztolnie, umieszczone w prawym brzegu o średnicy po 7,85 m i przełyku, przy maksymalnym poziomie piętrzenia, 2.380 m³/sek. Sztolnie posłużą do odprowadzenia wody Missouri w okresie drugim budowy, gdy trzeba będzie zamknąć koryto rzeki, po zakończeniu zaś budowy — jako przewody wypustowe dla celów regulacji przepływu i doprowadzające wodę na zakład wodny. Długości sztolni są różne od 1640 m do 2220 m.



Rys. 8. Wylot jednej ze sztolni obiegowych.

Budowę sztolni prowadzono w dwóch etapach: pierwszy jako sztolnia kierująca o przekroju prostokątnym 4,27 na 4,88 m stemplowana drzewem, drugi — powiększenie przekroju do definitywnych wymiarów wiercenia o średnicy 9,75 m z silnym wzmocnieniem żelaznym, pozostającym następnie w mocnej konstrukcji żelbetowej obudowy przekroju. W jednej ze sztolni wbetonowuje się dodatkowo w postaci rury płaszcz żelazny na przestrzeni od wieży zasuw do wylotu, dla umożliwienia w przyszłości dołączenia przewodu na zakład wodny.



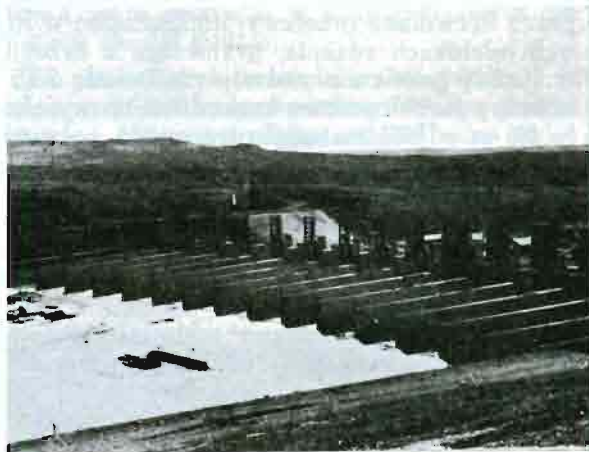
Rys. 9. Rury stalowe do sztolni obiegowej.

Ze względu na dość zdradliwy materiał (łupki iłowe, zawierające znaczne ilości soczewek iłowych b. śliskich w stanie wilgotnym), prace nad poszerzaniem przekroju były robotami dość trudnymi i ryzykownymi. Z tego też względu zaprojektowano, wspomniane wyżej, b. silne wzmocnienie żelazne, pozostające później jako część konstrukcyjna obudowy żelbetowej, której grubość wynosi średnio 0,95 m.

Nad sztolniami w przedłużeniu osi zapory, umieszczone są szyby dla zamknięć, po 2 dla każdej sztolni w sumie więc 8. Ilości robót do wykonania są następujące: wykopy 2.630.000 m³, beton 560.000 m³, żelazo w konstrukcjach 3.662 ton. Roboty rozpoczęto we wrześniu 1934, termin zupełnego wykończenia wiosna 1937 r.

Glina w miejscu sztolni wychodzi pod samą powierzchnię terenu, tak że leżą one całkowicie w materiale twardym. Gлина ta jest naogół mocna i nieprzepuszczalna, zawiera jednak dużą ilość wilgoci, która uwalnia się wówczas gdy powierzchnia skały wystawiona jest na działanie powietrza, powodując bardzo szybkie jej wietrzenie. Aby nie dopuścić do tego należało świeżo odkryte powierzchnie natryskiwać kilkakrotnie izolacyjną warstwą bitumiczną, oraz utrzymywać wewnątrz sztolni wilgotność względną w wysokości 90%, przy pomocy specjalnych rozpylaczy, ustawionych co 60 m. Materiał wybierany był bagrem na taśmę wysypującą go do wywrotek.

Dla zabezpieczenia się przed niespodziewanie wielkimi wodami przy pełnym zbiorniku, aby nie dopuścić do przelania się wody przez zapórę, buduje się w prawym brzegu rzeki, w odległości około 5 km w linii powietrznej od zapory, przepust i kanał na wielką wodę, wykorzystując pętlę, jaką rzeka tworzy w rejonie zapory. Maksymalny obserwowany przepływ wynosi 4.350 m³/sek, przepust obliczony jest na przepływ 7.250 m³/sek, a będzie rozpoczynać swą czynność przy przepływie odpowiadającym połowie wartości maksymalnie obserwowanej. Jako dodatkowy współczynnik bezpieczeństwa traktowana jest pojemność zbiornika zawarta w 2,4 metrowej warstwie, przeznaczona na spłaszczanie fali powodziowej.



Rys. 10. Przepust na wielką wodę.

Wejście na przepust wyprowadza się poziomo, — poza zasuwami spad kanału 5,23%. Wyprowadzony jest on do rzeki w odległości około 14,5 km od zapory. Wlot zamyka 16-ie zasuw Stoney'a o wysokości 7,5 m i 12,0 m światła. Ma on szerokości 250 m a długości 67 m i jest ochroniony płytą betonową 0,9 m grubości, oraz ostrogą o grubości 3,0 m i głęboką na 9,0 m. Filary zafundowane są na ławie betonowej o grubości 3,80 m, opartej na 520 betonowych cylindrach 1,50—1,80 m średnicy, zapuszczonych 11—12 m w podłoże. Otwory dla cylindrów wiercono specjalnym obrotowym świdrem, zawieszonym łącznie z motorem uruchamiającym go na dźwigu.

Za zamknięciem dno kanału zweża się do szerokości 40 m i ubezpieczone jest wraz ze skarpami

na długości 1,6 km od wlotu płytą żelbetową 0,6—1,2 m grubości. Przy końcu partii umocnionej znajduje się klatkowa ostroga, sięgająca na głębokość 40 m, dla ochrony przed podmyciem ubezpieczonej partii. Szybkości przepływu mają być bardzo znaczne: 7,2 m/sek w przekroju zasuw, zaś przy końcu obudowanej partii 28,8 m/sek. Głębokość kanału średnio 9,0 m, nachylenie skarp 2:1. W żelbetowym płaszczu ochronnym dano co 36,5 m dylatacje, zamknięte płytami stalowymi z uszczelnieniem powierzchni zewnętrżnej pakułami i asfaltem na głębokość 5 cm i przy szerokości szpary 19 mm.

Skarpy kanału są zdrenowane przez doprowadzenie sączków do zbieracza 18" średnicy, biegnącego na długości 1,6 km pod dnem kanału w jego osi, w specjalnie wyciętym przekopie. Przy odkrywkach przedsiębrane były, ze względu na szybkość wietrzenia — ostrożności, jak wyżej: — pokrywanie otwartych płaszczyzn bitumina.

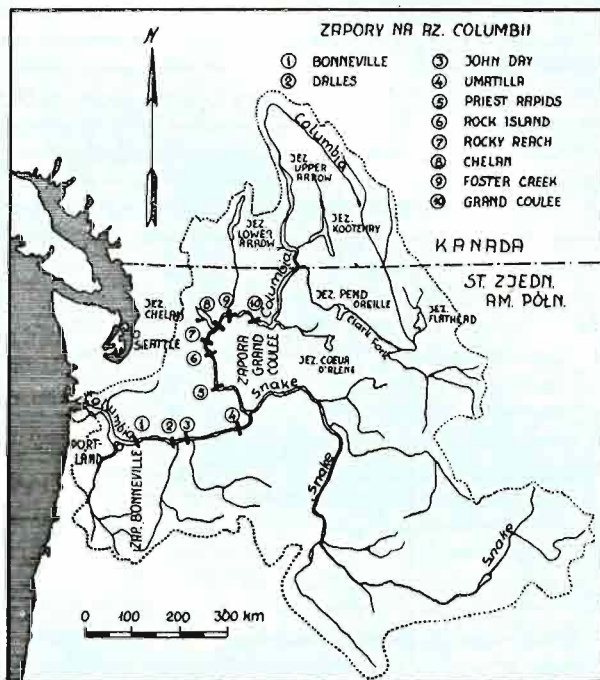
Ilość robót dla tego obiektu ilustrują następujące cyfry: wykopy 490.000 m³, wiercenia (średnicy 1,5—1,8 m) — 5.700 mb., stal na zamknięcie dylatacji 105.000 kg, beton 220.000 m³, żelaza użytego czasowo przy budowie 453.600 kg, w konstrukcjach 1.134.000 kg, w prętach wzmacniających żelbet 10.100.000 kg, w zasuwach 960.000 kg, różnego metalu 1.090.000 kg, przewodów elektrycznych 9.800 m, szyn 2.800 m, powierzchni ubezpieczonych 30.500 m².

PROJEKT GOSPODARKI WODNEJ W DORZECZU RZeki COLUMBII.

Druga pod względem ilości spływu wód rzeka Ameryki Północnej, jest dopływem oceanu Spokojnego i pod nazwą Columbia płynie na przestrzeni 1.950 km, wypływając z jezior, leżących w prowincji British Columbia. Jeziora te dzięki swej dużej pojemności retencyjnej — 22.200.000.000 m³ — są czynnikiem regulującym przepływy rzeki w jej górnym dorzeczu. Obfitość swych wód zawdzięcza temu, iż swymi dopływami drenuje zachodnie stoki Gór Skalistych, oraz w znacznej części zbiera spływy z gór Kaskadowych (Cascade Mountain). Jest też ona rzeką stanowiącą najobfitsze źródło energii amerykańskiego kontynentu. Całkowite jej dorzecze przy ujściu wynosi 670.000 km², spad na odcinku St. Zjednoczonych 392 m. Bieg rzeki charakteryzuje się stopniami o małym spadzie, skoncentrowanym na odcinkach, łączących poprzednie w postaci szypot i wodospadów.

W przeważnej części dorzecze na wschód od Cascade Rapids, za wyjątkiem terenów górskich, nie nadających się dla rolnictwa, posiada zbyt małe opady dla uprawy zboża (100—250 mm). Jednak obfitość wody w rzekach daje duże szanse osadnikom, to też obecnie około 1.600.000 ha jest uprawiane dzięki nawodnieniu. Są to przeważnie tereny, leżące w dorzeczach dopływów Columbii, mogące być nawodnionymi małym kosztem. Możliwym jest poza tym nawodnienie jeszcze około 800.000 ha terenów, z czego około 3/4 znajduje się powyżej ujścia rzeki Snake.

Istnienie tych trzech źródeł — wody, siły i żyznej ziemi były podstawą stworzenia wielkiego projektu rzeki Columbii (Columbia Basin Project),

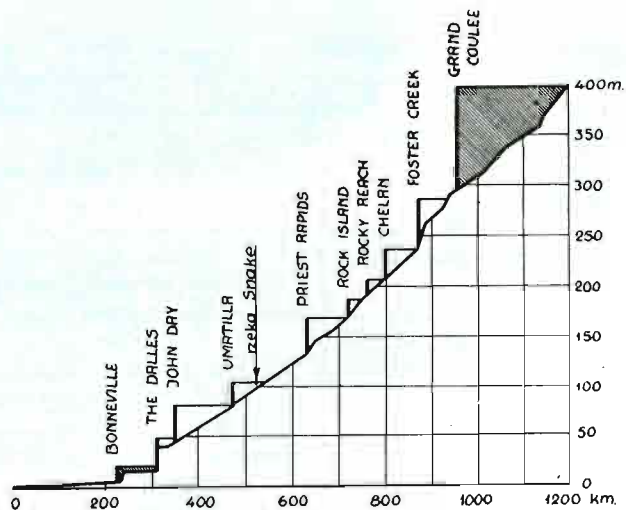


Rys. 11. Dorzecze rz. Columbii.

którego realizację postawiła sobie za cel ludność stanu Washington.

Z uwagi na swój charakter rzeka dzieli się na: 1) partię dolną, pozostającą pod wpływem poziomu wód oceanu, długości 225 km, — 2) środkową sięgającą 274 km wyżej ujścia rzeki Snake, samej w sobie potężnej rzeki, ciągnącej się na długość 2.424 km i drenującej stan Idaho i część Oregonu, — 3) górną, powyżej.

Rzeka odgrywała wydatną rolę we wczesnej historii Północnego Zachodu, gdyż, aż do chwili wybudowania w roku 1883 linii kolejowej od Portland do Spokane, podróże odbywały się głównie wodą. Obecnie dolna partia stanowi drogę wodną o dużej doniosłości i wpływie na handel. Statki oceaniczne mogą kursować na odcinku 161 km, aż do miasta Portland, tj. do zbiegu rzek Columbii i Wilamett. Głównie odbywa się tu transport drze-



Rys. 12. Profil podłużny rz. Columbii.

wa i pszenicy. Powyżej ruch odbywać się może jedynie małymi łodziami, przy dużym utrudnieniu ze względu na istniejące szypyty i wodospady, uniemożliwiające przy dzisiejszym stanie regularną żeglugę, mimo budowy miejscowych śluz komorowych oraz kanałów.

Wspomniany wyżej projekt uwzględnia w znacznym stopniu meliorację tych stosunków. Przewiduje się więc (rys. 11) w środkowej partii budowę czterech stopni Bonneville, The Dalles, John

Day i Umatilla Rapids w celu polepszenia warunków żeglugi i wyzyskania siły wodnej, oraz budowę w partii górnej 6-ciu stopni Priest Rapids, Rock Island, Rocky Reach, Chelan, Foster Creek i Grand Coulee w celu wykorzystania siły wodnej, regulacji przepływów oraz użycia wody do nawodnień. Zakłady te umożliwią produkcję 42 miliardów kWg rocznie.

Daty charakteryzujące poszczególne stopnie są następujące:

Nazwa zapory	[Km. od ujścia	Normalny poz. piętrzenia m. n. p. m.	Projektowana moc do inst. kw	Koszt budowy wyłączając koszt śluz komorowych \$	Wysokość zapory od spodu fundamentu do norm. piętrz. m	Maks. spad m	Użyteczna pojemność zbiornika m ³	Przepływy		
								średni m ³ /sek	minimalny m ³ /sek	maksymalny m ³ /sek
Grand Coulee	638	392,45	1.850.000	186.000.000	145,0	107,0	6.200.000.000	3.086	480	20.530
Foster Creek	584	299,49	691.000	49.000.000	62,5	50,0	44.400.000	3.086	480	20.530
Chelan	539	232,25	450.000	39.000.000	41,8	28,0	58.000.000	3.200	498	20.810
Rocky Reach	507	202,69	336.000	38.000.000	24,4	18,0	24.700.000	3.313	575	20.810
Rock Island	484	182,57	60.000*)	wybudowana	36,3	15,2	12.300.000	3.709	595	20.950
Priest Rapids	425	164,59	644.000	63.000.000	58,5	39,9	197.400.000	3.709	595	20.950
Umatilla Rapids	312	100,58	910.000	60.000.000	31,7	21,3	166.500.000	5.238	1.130	33.130
John Day	228	78,64	1.080.000	110.000.000	48,5	31,1	308.400.000	5.238	1.130	33.130
The Dalles	205	45,72	1.370.000	84.040.000	79,2	22,9	98.700.000	5.238	1.130	33.130
Bonneville	150	21,95	430.000	42.000.000	42,7	19,5	123.300.000	5.380	1.220	33.130
			7.821.000	671.040.000			7.233.700.000			

*) Zakład wybudowany — zainstalowano 62.000 kw z możliwością rozbudowy do 185.000 kw.

Jak widzimy z podanych cyfr na rzece Columbii daje się zainstalować moc 7.821.000 kW, a łącznie z zakładami na jej dopływach 12.321.000 kw. Poza pojemnością zbiorników wskazaną w tabeli istnieją duże możliwości retencyjne na dopływach i jeziorach w dorzeczu, można więc jeszcze magazynować około 17.300.000.000 m³, z tego 12,3 miliarda w dorzeczu rzeki Snake, zaś 5,0 miliardów na dopływach Columbii poniżej Snake.

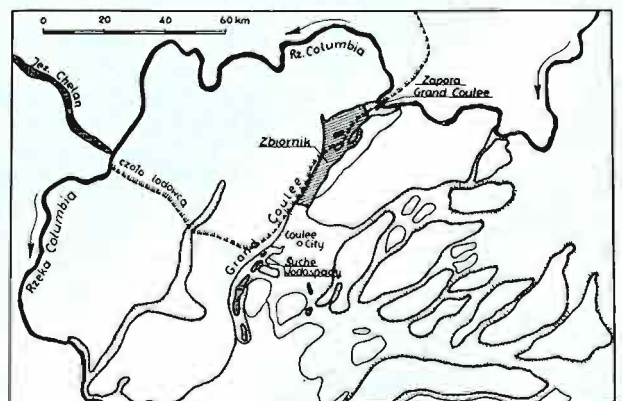
Oczywiście realizacja całości projektu musi być rozłożona na długi przeciąg czasu. Wybudowano już zapórę i zakład Rock Island przez kapitał prywatny, instalując początkowo 62.000 kW z możliwością rozbudowy do 185.000 kW. W drugiej połowie roku 1933 i 1934 rozpoczęto budowę stopni Bonneville i Grand Coulee.

Zadanie obecnemu rządowi przedsięwzięć rządowych jest, jak wspomniałem na początku, przede wszystkim uzyskanie dwóch źródeł poważnej masy energii, przy jednoczesnym umożliwieniu zatrudnienia bezrobotnych. W przyszłości zapora Grand Coulee ma pozwolić na nawodnienie 485.000 ha żyznego terenu stanu Washington. Po definitywnym wykonaniu zapory i zrealizowaniu projektu nawodnienia, będzie to jedno z największych przedsięwzięć na świecie. Uzyska się tanią energię i stworzy możliwość osadnictwa, oraz pracy dla 100.000 ludzi bezpośrednio. Na wykonanie całości przeznaczona jest okres lat 40-u, a koszt całości ma wynieść 393 mil. dolarów.

Zapora Grand Coulee.

Nazwa zapory Grand Coulee powstała stąd, że buduje się ją u wylotu dawniejszej doliny rzeki Columbii o tej nazwie. Jest to obecnie suche koryto 300 m głębokie, wcięte w równy płaskowyż lawy, a wyrzeźbione przez obfite wody Columbii, gdy ogromny lodowiec kontynentalny zablokował jej pierwotne koryto w okolicy Big Bend. Po cofnięciu się lodowca rzeka wróciła do pierwotnego łżyska, pozostawiając swe czasowe koryto bez wód.

Amerykanie nazywają to dzieło natury jednym z cudów świata i może nie brak w tym przesady: wysokie prostopadłe bazaltowe brzegi o posępnym



Rys. 13. Sytuacja zapory i zbiornika Grand Coulee.

kolorycie, szczątki wód, tak dawniej obficie płynących, w postaci mineralnych jezior, potężne „suche wodospady”, przerastające w czasie przelewania się wód Columbię wielokrotnie wodospady Niagary, pozostałe wśród koryta wyspy, łączą w sobie jakiś dziwny urok zamartej przeszłości.



Rys. 14. Suche wodospady „dry falls” w dawnym korycie rz. Columbi.

Grand Coulee rozpoczyna się od doliny Columbi i ciągnie w kierunku południowo-wschodnim na przestrzeni 80 km. Dno górnej części doliny długości 48 km powyżej „dry falls” leży w poziomie 150 m wyższym od rzeki, szerokość jej zmienia od 2,4 do 8,0 km. Miejsce dawnych wodospadów uwydatnia się gwałtownym uskokiem 120 m

wysokości, rozpoczynając dolną partię doliny długości 32 km.

Stosownie do wskazań natury projekt ma wykorzystać w przyszłości górną część wyciętej doliny na wytworzenie, przez jej zamknięcie z dwóch stron, zbiornika, skąd będą rozprowadzone wody do nawodnień.

Zapora Grand Coulee spiętrzy wodę rzeki Columbi o 108 m, powyżej jej normalnego poziomu i będzie najwyższą zapora przelewową na świecie. Jej długość wyniesie 1.290 m, wysokość powyżej najniższego punktu fundamentu 168 m, szerokość u podstawy 152 m i około 10 m przy wierzchołku.

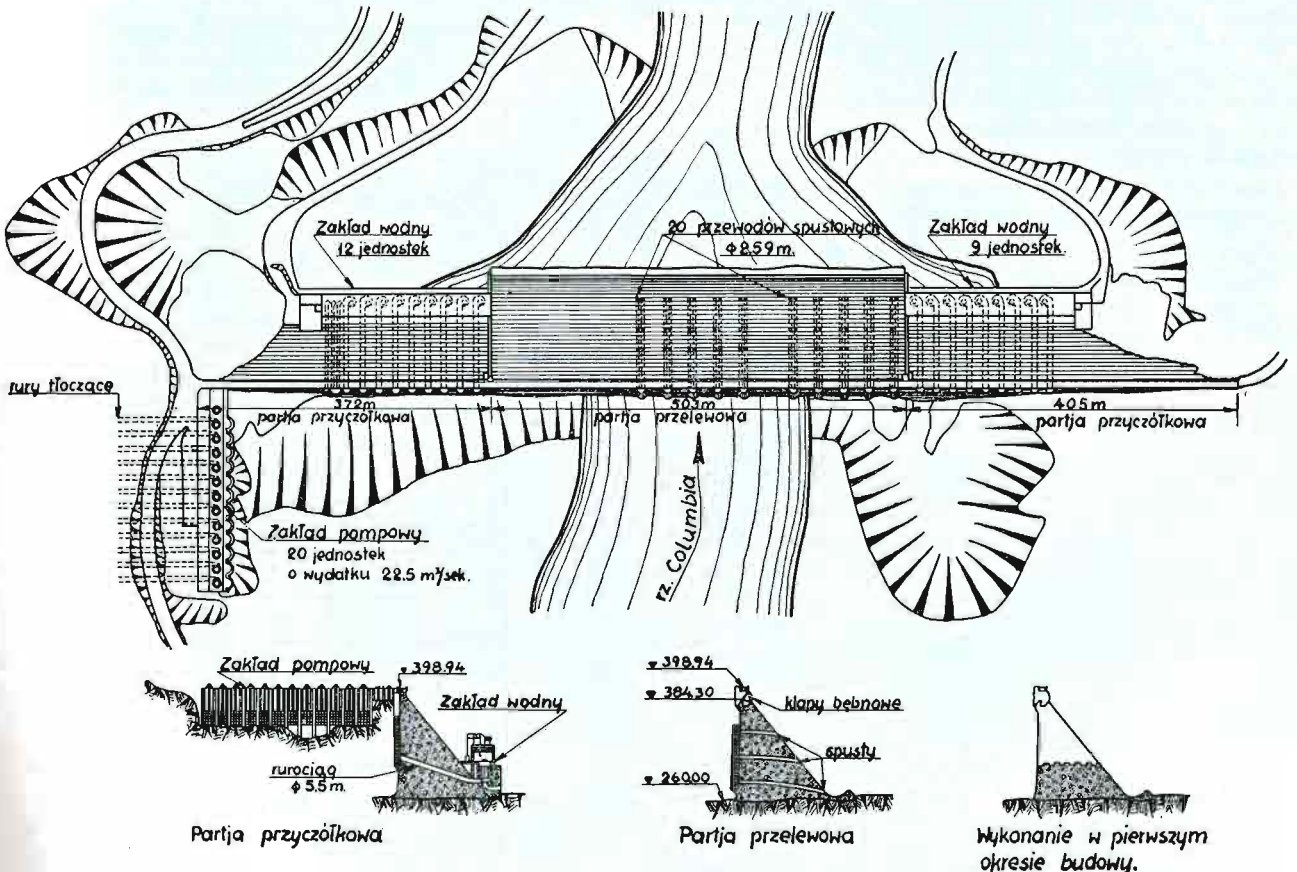
Całość więc projektu nazwanego Grand Coulee polega na wybudowaniu na rzece Columbi zapory piętrzącej wodę i stwarzającej olbrzymi zbiornik wody, na wykorzystaniu uzyskanego spadku na potężnym zakładzie wodnym, utworzeniu w dolinie Grand Coulee zbiornika, magazynującego wodę dla nawodnień, wybudowaniu na lewym brzegu dla przepompowania wód ze zbiornika Columbi do Grand Coulee stacji pomp, budowie kanałów głównych, oraz całości sieci nawadniających rowów.

Koszt całości wyniesie 393.000.000 mil. dol. a okres budowy — ok. 40 lat.

Podane niżej cyfry charakteryzują wielkość przedsięwzięcia.

Zapora i zbiornik na rz. Columbi.

Wysokość zapory	168 m
Długość w koronie	1.290 „
Szerokość u podstawy	152 „
Szerokość w koronie	10 „



Rys. 15. Plan i przekroje zapory Grand Coulee.

Wykopy	13.760.000 m ³
Objętość betonu w zaporze	8.792.000 "
Moc instalowana	1.850.000 kW
Moc stała	900.000 kW
Energia produkowana	12.490.000.000 kWg
Pojemność użyt. zbiornika	6.200.000.000 m ³
Długość zbiornika	243,0 km
Średnia szerokość	1,3 km
Średni odpływ roczny	3.090 m ³ /sek
Maksymalny przepływ	20.530 "
Najniższy "	480 "
Pojemność przelewów	28.315 "
Koszt zapory	186.000.000 dol.

Zbiornik Grand Coulee.

Średnia wysokość pompowania do zbiornika w Grand Coulee	94,5 m
20 pomp o wydatku po	22,50 m ³ /sek
Moc instalowana na stacji pomp	485,000 kW
Długość głównego kanału do zbiornika w Grand Coulee	21 km
Długość zbiornika w Grand Coulee	37 km
Pojemność użyteczna zbiornika	405.800.000 m ³
Długość głównego kanału do miejsca pierwszego rozdziału	18 km
Powierzchnia nawodnienia	485.000 ha
Liczba farm	30.000

Regulacja przepływów podniesie niskie stany wody pod Boneville o 0,60 m, a 1,45 m poniżej Grand Coulee, oraz podwoi ilość stałej mocy w zakładach poniżej zapory do ujścia rzeki Snake, na dalszych zaś stopniach powiększy o 50%.

Powierzchnia dorzecza Columbii do zapory wynosi 191.650 km². Rzeka zaopatrywana jest w wody z lodowców i topniejących śniegów, które łącznie z wielką ilością jezior, regulujących przepływy powodują zwiększone odpływy w okresie miesięcy letnich, wówczas właśnie gdy woda jest najbardziej potrzebna do nawodnień. W okresie 1913—1931 przepływy wahały się w granicach od 480—13.900 m³/sek przy średnim przepływie 3.090 m³/sek, dając w sumie 97.446.240.000 m³ rocznie. Obliczone zapotrzebowanie wody dla celów irygacyjnych 10.000 m³ na ha, odpowiada rocznie objętości dla 485.000 ha — 4.850.000.000 m³, tj. tylko około 1/20 tego co może dostarczyć rzeka.

Średnia temperatura roczna w tych obszarach wynosi + 10° C, a w okresie nawodnień od kwietnia do października 17° C. Okres ten charakteryzuje się upalnymi dniami i chłodnymi nocami. Średni okres mrozów trwa 159 dni, średni opad roczny 208 mm, lecz w okresie wegetacyjnym tylko 92 mm. Ziemię są naogół oceniane jako bardzo żyzne i składają się przeważnie z namulów, oraz piaszczystej gliny. Okolice te były kiedyś dość zaludnione, ale powtarzające się ostatnio okresy suszy zmusiły mieszkańców do emigracji.

Zapora główna na Columbii jest zaporą betonową typu ciężkiego. W miejscu jej usytuowania znajduje się w podłożu zdrowa skała granitowa, pozwalająca bez obaw na fundowanie zapory. Skała przykryta jest rumowiskiem i osadami na głębokość zmienną 6,0—45,0 metrów.

Pierwsze wiercenia w ilości 40-u zrobiono w roku 1921, po czym 2 dodatkowe w 1930 r. Szczegółowe badania rozpoczęto w końcu 1933 roku z chwilą rozpoczęcia budowy. Niektóre z tych wierceń zrobiono b. głęboko, do 200 m poniżej dna rzeki.

Zapora, od najniższego miejsca fundamentu, ma wysokość 168 m. Część środkowa ma być wykonana jako przelewowa. Umieszczony w koronie przelew podzielony jest na 11 przeszł o świetle po 41 m i ma być zamknięty klapami bębnowymi o wysokości 8,50 m. Krawędź ich w chwili zamknięcia wznosi się 106,0 m ponad wodę niską. Pojemność zbiornika przy najwyższym położeniu klap wynosi 11.854.000.000 m³. Przy otwartych klapach i poziomie spiętrzenia 396,6 m n. p. m. przepływ wynosić będzie 28.315 m³/sek, to jest więcej niż obserwowany maksymalny przepływ.

W partii przelewowej umieszcza się urządzenie spustowe w postaci 20-u rur o średnicy 2,59 m, posiadających po dwa zamknięcia. Włoty do spustów będą ochronione półkolistą kratą żelbetową, obejmującą po dwa włoty. Wydatek spustów przy najwyższym piętrzeniu wyniesie 4.250 m³/sek.

W partiach przyczółkowych obustronnie umieszcza się zakłady wodne z ilością 12 i 9 zespołów. Stalowe przewody robocze o średnicy 5,50 m będą zabetonowane w masie zapory.

Koszt zapory, wykonanej do definitywnego poziomu, łącznie ze wszystkimi urządzeniami i zakładami wodnymi określono na 186 mil. dolarów. Według studiów ekonomicznych zysk ze sprzedaży energii zwróci kosztą zapory i zakładów wodnych, oraz połowę kosztów urządzeń nawadniających.

Z uwagi na bardzo wysokie koszty budowy, na razie dla umożliwienia instalacji i uruchomienia zakładu wodnego zdecydowano robotę poprowadzić w ten sposób, że w pierwszym okresie buduje się tylko dolną część zapory do poziomu średnio od 285—300 m n. p. m. (poziom definitywny korony przelewu 384,30—drogi na zaporze 398,94 m) kosztem 63 mil. dolarów.

Skała pod stopę zapory będzie uszczelniona przed położeniem betonu zastrzykami o niskim ciśnieniu na szerokości conajmniej 18 m i głębokości 6 m i następnie po położeniu betonu zastrzykami o dużym ciśnieniu na głębokość 30 m. W odległości około 1 m od stworzonego w ten sposób nieprzepuszczalnego płaszczka wierce się otwory drenujące, na głębokość 15 m. Wody przesiąkające będą grawitacyjnie doprowadzone do ściany zewnętrznej odpowietrznej, względnie będą pompowane ze studzienek zbiorczych. Drenaż korpusu zapory składa się z dren o średnicy 125 mm, umieszczonych w odstępie osiowym 3,0 m i w odległości 3,60 m od ściany odwodnej.

Przed rozpoczęciem właściwych robót wybudowano połączenie kolejowe od stacji Odair na linii Northern Pacific Railway do Grand Coulee o długości 51,5 km, oraz 50 km długości linię przesyłową prądu elektrycznego o napięciu 110.000 V.

Następnie wybudowano osiedle dla robotników, umieszczając z lewej strony rzeki rządowe budynki administracyjne, z prawej — przedsiębiorstw, prowadzących budowę. Zbudowano komfortowo urządzone domy dla 2.100 ludzi, garaże, bank, pocztę, ratusz, składnice handlowe, teatr,

szpital, kościoły i nawet lotnisko. Wszystkie budynki bez kominów, gdyż kuchnie i ogrzewanie elektryczne. Wodociągi zaopatrują się w wodę z Columbi, powyżej osiedla. Po przechlorowaniu gromadzi się ją w zbiornikach żelaznych umieszczonych na górze. Ścieki kanalizacyjne przed wpuśzczeniem ich do Columbi poniżej placu budowy podlegają oczyszczeniu w osadnikach Imhoffa.

Osiedle staje się po skończeniu budowy własnością rządu i może być albo sprzedane wraz z całością urządzeń za cenę 25.000 dolarów, lub jeśli administracja rządowa uzna za stosowne — rozebrane przez przedsiębiorcę bez odszkodowania.

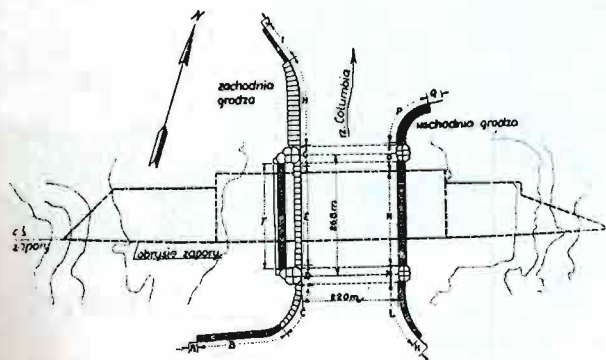
Z rozpoczęciem budowy zaczęto konstrukcję żelaznego stałego mostu poniżej miejsca zapory. Filary fundowane pneumatycznie na kesonach. Poza tym zbudowano czasowy most na kozłach, oraz most wiszący dla pieszych.

Pewien kłopot sprawiały usuwiska powstałe na lewym brzegu. Główna masa usuwiska wynosiła 1,529 mil. m³. Usunięto je częściowo, a teren zdrenowano przez system tuneli i studzien.

Właściwą budowę rozpoczęto w zimie 1934 r., w okresie niskich stanów rz. Columbi, z zamiarem wybudowania grodz przed nadejściem kwietniowej fali powodziowej. Pierwszy okres budowy polegał na ochronieniu obydwu partii przyczółkowych przez grodze i wydobywaniu osadów aż do zdrowej skały, przy pozostawieniu na razie wolnym dla przepływu koryto rzeki, mające być zamkniętym dopiero w ostatnim okresie budowy. Po zabetonowaniu partii przyczółkowych wody będą skierowane przez zabetonowany fundament lewostronnego przyczółka, a koryto główne zamknięte i po oczyszczeniu wykopu do skały, partia środkowa zabetonowana.

Budowę grodz rozpoczęto od strony zachodniej (lewostronnej). Grodz ta ma długość 900 m i składa się z odcinków o różnej konstrukcji. Początkowo całość była pomyślana jako żelazna ścianka szczelna.

Główną czynnością było zabicie 13.000 ton żelaznej ścianki. Sprawilo to nie małą trudność ze względu na wyjątkowy twardy materiał do przebicia. Dla przyspieszenia budowy zmontowano specjalne dźwigi ramowe, pozwalające na jednoczesną pracę na każdym z nich czterech i więcej parowych bab. Dzięki takiemu systemowi pracy większa część robót była wykonana w ciągu 60 dni, a całość do 10 kwietnia, to jest przed terminem spodziewanego nadejścia fali wiosennej.



Rys. 16. Plan budowy grodz.

Trudności zabicia spowodowały zmianę w projekcie. Materiał do przebicia składał się z twardej osadów polodowcowych, gliny pokrytej z wierzchu moreną. Przed przystąpieniem do budowy grodz, oczyszczono teren z kamieni, ale tylko częściowo — w linii grodz zrobiono dla usunięcia głazów wykop 3,6 m szerokości. Grodz lewostronną wykonano ostatecznie jako cztery różne typy konstrukcyjne (rys. 16). Sekcje czołowe górna B i dolna I wykonano jako zwykłą żelazną ściankę szczelną, zabita na głębokość, jaka dała się osiągnąć, wyprowadzoną na poziom 275 m (poziom wody niskiej 287.0) i złączoną z partią górną w postaci grodz kaszycowej. Sekcja H jest wykonana ze ścianek żelaznych bitych w formie klatek o wymiarach 27 × 11 m, posiadających strony odwodną i lądową o kształcie półkoli o promieniu 11 m. Sekcje E i C były skonstruowane podobnie do H lecz o wymiarach 12 × 15 m, z zaokrągleniem zewnętrznych ścian o promieniu 12 m. Sekcja F składa się ze szkieletu z pojedynczych teówek, rozpartych o ściankę szczelną, wypełnionego ściankami drewnianymi założonymi w formie łuku (w przekroju poziomych ścianek). W punktach D i G, uważanych za węzłowe, zbudowano grodz komorową z żelaznych ścianek szczelnych. Węzły te mają następnie służyć dla dowiązania się z podobnymi punktami grodz prawobrzeżnej, po otwarciu dla wód przejścia po brzegu lewym i zamknięciu koryta rzeki. Ze względu na wspomniane trudności budowy grodz żelaznych, grodz prawobrzeżną buduje się z kaszyc.

Przy biciu ścianek grodz lewostronnej pracowało łącznie 30 bab. Wyżej wspomniany system pracy przyspieszył budowę w 50% i zmniejszył znacznie jej koszt wykonania. Nie dało się zabić ścianki do głębokości projektowanej, gdyż już od głębokości zagłębienia 12 m zabijanie nie dawało prawie żadnego efektu. Na tej więc głębokości pozostawiono spód ścianek, uważając, że tak twardy materiał będzie dostatecznie nieprzepuszczalny i przesłanianie pod ścianką będzie minimalne.

Klatki, względnie przestrzenie wewnętrzne, utworzone przez ściany ogniw, były wypełnione materiałem ziemnym w ilości 300.000 m³, który początkowo dowożono samochodami ciężarowymi, następnie zaś dostarczano transporterem taśmowym.



Rys. 17. Grodze lewo i prawostronne oraz most wiszący.

Jednym z poważniejszych zagadnień przy budowie był transport materiału ziemnego, którego należało usunąć wielką ilość ~ 14 mil. m^3 z wykopu dla przygotowania fundamentu pod beton. Materiał ten należało odtransportować do miejsc gdzieby nie przeszkadzał dalszym robotom, względnie celom całości. Na razie transportuje się go do Rattlesnake Canyon na odległość około 2 km.



Rys. 18. Transporter taśmowy.

Dla wykonania transportu zainstalowano transporter taśmowy (szerokość taśmy 1.5 m) o wydajności $1.911 m^3$ na godzinę. Obecnie jego długość całkowita wynosi 1.840 m, a wysokość pokonywana — 166 m. W miarę budowy obydwie wartości ulegają zwiększeniu.

Materiał wydobywany jest w wykopie bagrami łyżkowymi, ładującymi go na samochody ciężarowe o pojemności 9—15 m^3 . Samochody zwożą materiał do punktów wyjściowych, zsypując go na otwory przykryte kratą, pod którą przechodzi taśma. Zsypany materiał zgarnia pług. Całość instalacji urządzona jest w ten sposób, że z poszczególnych miejsc wykopu dochodzą transportery do centralnej stacji, skąd idzie główna taśma wynosząca materiał w górę do kanionu. Taśma idzie z prędkością 189 m/minutę. Składa się ona z 19-u odcinków. Wydajność teoretyczna w ciągu 21 godzinowego dnia roboczego wynosi $40.131 m^3$, dotychczas osiągnięta maksymalna wydajność $38.760 m^3$ na dzień. Każdy odcinek taśmy poruszany jest motorem o mocy 200 KM. Długości odcinków zależą od spadu do pokonania. Na przejściach traci się 1,8—2,4 m, — 1,8 w prostych 2,4 na załamaniach. Siła do poruszania 2.500 KM, gdy transportuje się 4.000 ton na godzinę, obciążenie takie wymaga 13 KM na 31 m podniesienia. Motory znajdują się w górze każdego odcinka. Wszystkie stacje obsługi połączone są telefonem i kładką. Wystarcza 1 człowiek na 4 stacje.

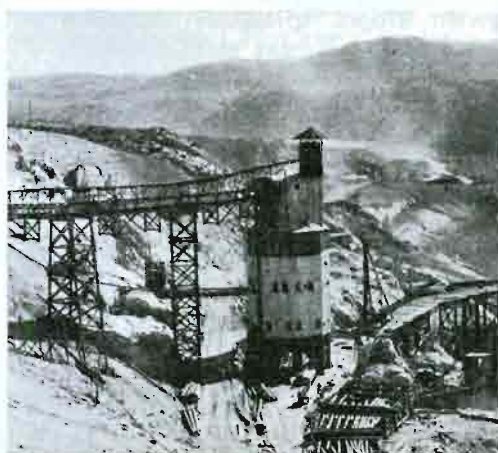
Główna taśma ma 3/4" grubości i składa się z ośmiu warstw płótna z plecionką drucianą, pokrytych warstwą gumy 5/32" grubości.

Wykop lewobrzeżny obsługują:

cztery punkty zwozu materiału z motorami po 60 MK —	240 KM
odpowiadające im cztery transportery z motorami po 200 MK —	800 "
punkt węzłowy główny —	75 "
główny transporter 19×200 MK —	3.800 "
końcowe odcinki	150 "
	100 "
	10 "
	20 "

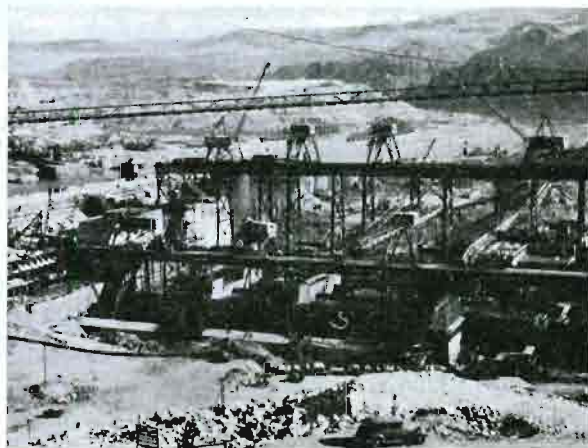
Razem 5.195 KM

Zakończenie transportera składa się z trzech odcinków, pozwalających na szybkie wydłużenie względnie skrócenie taśm.



Rys. 19. Betoniarzka prawobrzeżna.

Dla robót betonowych wybudowano dwie betoniarznie, każda z 4-ma betoniarzkami o pojemności $3,0 m^3$, po obu stronach rzeki. Silosy na cement umieszczone są przy linii kolejowej na zachodnim brzegu rzeki. Osiem silosów używa się do magazynowania cementu dostarczonego przez fabryki, dwa dla cementu zmieszanego na budowie. Mieszanie to odbywa się na zachodnim brzegu, podobnie jak sortowanie i mieszanie żwiru oraz piasku odbywa



Rys. 20. Budowa zapory Grand Coulee — partia lewobrzeżna, zakładowa.

się na wschodnim brzegu rzeki. Obydwie betoniar-
nie łączy most wiszący długości 1.070 m. Idący
przez most transporter (taśma 0,9 m szerokości
przesuwająca się z prędkością 120 m/minutę) do-
starcza kruszywa do lewostronnej betoniarni, przez
przewód zaś rurowy idzie w odwrotną stronę ce-
ment (przesyłany pneumatycznie na odległość ma-
ksymalną 1.800 m). Betoniarnie są obliczone dla
ułożenia 2,675 mil. m³. Maksymalna wydajność
obu betoniarni obliczana jest na 490 m³ na godzinę.

Kruszywo dostarczane jest z odległości 2,5 km
do sortowni.

Beton na budowę idzie w kubłach o pojemno-
ści 3.0 m³, ustawianych na platformach, ciągniętych
przez lokomotywy elektryczne 10 tonowe. Ubijanie
betonu odbywa się metodą wibracji.

Inż. Jan Wokroj

Zejsście lodów i tworzenie się zatorów w dorzeczu Wisły w roku 1937.

Obfite opady deszczowe jesienią 1936 r. spowo-
dowały znaczne podniesienie się stanów wody na
rzekach w Polsce, tak że w okresie tegorocznej zimy
były one wyższe aniżeli zwykle w tej porze roku.
Wisła wraz z dopływami z początkiem stycznia była
nie zamrznięta, a dorzecze prawie wolne od śnie-
gu. Jedyne śnieg pojawił się w Tatrach i Karpatach.

Z początkiem stycznia rozwinął się nad Rosją
i Polską silny wyż barometryczny, który spowodo-
wał napływ wielkiej ilości powietrza polarno-konty-
nentalnego, zaś północno-zachodnią część Europy
pokryło cieplejsze powietrze polarno-morskie. Stan
ten utrzymał się do końca stycznia powodując sil-
ne mrozy w kraju. Wskutek tego w ciągu kilku dni
pod koniec pierwszej dekady stycznia zamarzyły rzeki
dorzecza Wisły. Szerokość tegorocznej pokrywy
lodowej na rzekach była wskutek wyższych stanów
większa aniżeli zwykle. Ponieważ w okresie tworze-
nia się lodu i narastania jego nie było opadów śnież-
nych ani odwilży, tegoroczny lód był o jednolitej
strukturze, przezroczysty i trudniej topniejący, wy-
jątkowo mocny, średnio ok. 40 cm gruby. Na wo-
dach stojących grubość lodu dochodziła do 65 cm.
Cofnięcie się wyżu na wschód w pierwszych dniach
lutego dało nagłą zmianę temperatury powietrza.
Ciepły wiatr południowy, deszcze i tajanie śniegu
spowodowały ruszenie lodów na rzekach karpac-
kich. W środkowej i dolnej części dorzecza Wisły
temperatura powietrza wahała się około 0°, tak że
warunki nie sprzyjały zejściu lodów. Jedyne na nie-
których odcinkach zaznaczyło się pęknięcie i lokalne
przesunięcie kry. W pierwszych dniach lutego lody
zeszły z Małej Wisły, Soły i Skawy, gromadząc się
na Wiśle pod Tyńcem koło Krakowa na przestrze-
ni 10 km. Wprawdzie nie tworzyły zatoru, jednak
wobec utrzymujących się nienaruszonych płyt lodo-
wych w zakolach Wisły w obrębie miasta groziło wy-
tworzenie się zatoru bądźto pod wzgórzem Wawelu,
bądźto przy mostach. Szkody w tym wypadku mogły
być bardzo znaczne, dlatego usunięto lód na
rzece w obrębie miasta przy pomocy środków wy-
buchowych. Przeważnie użyto ładunków z czarnego

Dla uniknięcia pęknięć spowodowanych skur-
czem betonu, zapora budowana jest w postaci blo-
ków prostokątnych w formie kolumn, które są za-
zębione pomiędzy sobą. Fugi zaopatrzone są
w przewody z otworami w ścianach, którymi po
ostygnięciu betonu wprowadza się mleko cemento-
we pod ciśnieniem dla wypełnienia fug. Fugi
uszczelnione są od strony górnej wody blachą.
Temperatura wiązania betonu jest obniżona przy
pomocy rur 1", zabetonowanych w maszywie w od-
stępnie poziomym 1,75 m, pionowym 1,5 m, w któ-
rych cyrkulować będzie woda. Rury później za-
pełnia się wtłoczonym cementem.

Na budowie przyjęty jest system trzech zmian
7-io godzinnych.

(dok. nast.).

przechu o wadze około 3—4 kg, rozmieszczonych
w odstępach od 20 — do 50 kroków. Akcja ta uła-
tawiła następnej fali wezbrania przeniesienie około
600.000 m³ lodu z pod Tyńca poza obręb miasta Kra-
kowa. Przebieg pogody oraz wytworzenie się na-
stępnych krótkotrwałych fal wezbrań niezdolnych
do pokruszenia i odprowadzenia lodów z trudniej-
szych miejsc całkowicie potwierdziły celowość tej
akcji. Jednak nie wszędzie można było w ten spo-
sób utorować drogę pochodowi lodu. Brak śniegu
w środkowej i dolnej części dorzecza powodowały,
że fale wezbrania, zdolne do kruszenia lodu i prze-
noszenia go w górnych biegach napotykając w dal-
szym swym pochodzie większą ilość lodu a nie za-
silane w wodę z tającym śniegu w dorzeczu, były
za słabe do dalszego transportu i magazynowały
znaczne ilości lodu równocześnie na kilkukilometro-
wych odcinkach. Zjawisko to wystąpiło prawie rów-
nocześnie w całym dorzeczu nagle w miejscach nie-
oczekiwanych.

Szczególnie trudny okazał się spływ przy uj-
ściach dopływów wskutek znacznego nagromadze-
nia się lodów w tych miejscach. Poza tym tworzy-
ły się zatory na odcinkach rzek o zbyt małej głąbo-
kości, które to mielizny powstały bądźto z braku re-
gulacji lub wytworzyły się z powodu zaniechania
w tych miejscach od szeregu lat konserwacji tam
regulacyjnych. W takich miejscach lód trudniej pę-
ka tworząc płyty zdolne zatrzymywać z góry nad-
pływające lody.

Z licznych krótkotrwałych wezbrań wiosen-
nych na Wiśle postępujących po sobie w odstępach
kilkudniowych, pierwszą znaczniejszą falą wezbra-
nia była przepływająca w ostatnich dniach lutego
i w pierwszych dniach marca. Fala ta zatrzymywa-
ła się wprawdzie przy zatorach, lecz po kolei likwi-
dowała je począwszy od Kars (ujście Dunajca) aż
do Płocka. Wskutek piętrzenia wody przez zatory
wysokość fali wzrastała. Szczególnie podniosła się
kulminacja tej fali przy zatorach pod Sandomie-
rzem następnie pod Mniszewem, Królewskim Lasem
i Wyszogrodem. W dalszym swym biegu napotkała

na zator utworzony powyżej Chełmna, który począł się tworzyć już dnia 27 lutego na długości około 2 km. Przy rozbijaniu tego zatoru uwięzione zostały przez lody 4 lodołamacze a jeden uszkodzony, po-

wające kry od góry przekroczyły most w Fordonie przy czym zator ten utrudnił odpływ wód Brdy. Ostatecznie sięgał on od km. 798 w Bienkówce do km. 774.5 w Fordonie a spiętrzone wody



Rys. 1 Rzeka Brda w Bydgoszczy podczas powodzi 1937 r.

czym akcję lodołamaczy wstrzymano na pewien czas. Dnia 1 marca utworzył się zator powyżej Chełmna w km. 802—792 od Kosowa do Kokocka, a w ciągu następnego dnia powiększył się jeszcze



Rys. 2. Dom w Łęgnowie częściowo zniszczony przez powódź.

o 6 km. piętrząc kry do wysokości czterech metrów. Dnia 4-go marca wprawdzie tafle lodowe od km. 801.2 do km. 798.2 spłynęły, jednak u góry zator powiększył się do km. 778. W dniu 5 marca napły-



Rys. 3.



Rys. 4.

zatoru osiągnęły dotychczas najwyższy znany poziom wody (z roku 1924 na wodowskaziu w Fordonie). W obrębie zatoru woda przelewała się poza właściwym łóżyskiem rzeki po lewym brzegu od km. 792 do km. 801. Lodołamacze, które dnia 28 lutego zaprzestały akcji, z obawy przed spływającymi taflami lodowymi, wznowiły ją dnia 7-go marca (w ciągu pierwszej doby usunęły 1300 m zatoru od czoła). Dnia 10-go marca podczas nadejścia kulminacji wezbrania spłynęła część lodów mniej zwartych w środkowej części zatoru na przestrzeni 10 km. Pozostały właściwie dwa zatory od km. 795 do km. 789 i od km. 779 do km. 768. Dopiero dnia 14 marca zatory te ruszyły na całej swej długości dzięki oczyszczeniu nurtu Wisły przez lodołamacze i na skutek przyboru wody z powodu zbliżającej się następnej fali wezbrania. Spływające lody z Bugu i Narwi na Wiśle nie napotkały już zatoru. Rys. 3, 4 i 5 przedstawiają fragmenty pracy lodołamaczy na Wiśle poniżej Fordonu.

W okresie tegorocznego wiosennego zejścia lodów wzywano pomocy saperów do akcji przy większych zatorach na Wiśle i na dopływach, gdzie również wytwarzały się groźne sytuacje, jak na przy-



Rys. 5

kład na Sanie między Krzeszowem a Rzuchowem, gdzie zator osiągnął długość 25 km.

Dokładne obserwacje i analiza warunków zlodzenia rzek i zjawisk meteorologicznych mających wpływ na przebieg wiosennego wezbrania może uła-

twić prognozę zejścia lodów, dzięki czemu akcją przeciwlodową będzie można rozpocząć w wielu wypadkach wcześniej, taniej i skuteczniej.

Zdjęcia fotograf. do rys. 1 i 2 zostały nadesłane przez Państw. Zarząd Wodny w Bydgoszczy (przyj. Red.).

Z robót wodnych w kraju.

Wznowienie intensywnej pracy w Rożnowie.

Początek sezonu budowlanego wyraźnie wpłynął na rozwinięcie robót prowadzonych przy budowie zapory w Rożnowie. Intensywność robót rozwija się z dnia na dzień i w najkrótszym czasie osiągnie swe maximum. Obecnie już wykonywane są z wielką intensywnością roboty wykopowe pod fundamenty zapory (które były prowadzone również i w zimie) — rozpoczęto betonowanie fundamentów w przygotowanych uprzednio częściach wykopu oraz prowadzone są prace uszczelniające podłoże. Do obecnej chwili wykonano ok. 220.000 m³ wykopów i wyłomów skalnych, zabito 355 m b ścianek szczelnych żelaznych (Larsen), do uszczelnienia zaś podłoża zużyto ok. 420 t cementu.

Z robót przygotowawczych zbudowano fabrykę betonu o wydajności 80 m³/godz., wykonano instalacje transportowe, instalacje do robót ziemnych, warsztaty i in. Poza tym doprowadzono kolejkę wąskotorową o długości 18 km z Marcinkowic do Rożnowa dla transportu materiałów oraz została przeprowadzona z Mościc linia wysokiego napięcia — 30.000 volt, przygotowana do przesłania energii elektr. o mocy 1200 kW.

Program pracy przewiduje w pierwszym rzędzie wykonywanie części zapory, w której mieści się zakład wodno-elektryczny, aby dać możność montowania urządzeń turbinowych i elektrycznych równoległe z dalszym wykonywaniem części budowlanych. Części instalacji turbinowej, które muszą być wbetonowane w mur zapory, są już do-

starzone na plac budowy. Rys. 1 przedstawia jedną ze spirali. Liczba zatrudnionych w obecnym czasie wynosi — 1.000 ludzi.



Rys. 1.

Okres zimowy, a zwłaszcza okres roztopów wiosennych, jest ciężką próbą przy prowadzeniu wykopów ziemnych i skalnych. Główny dół fundamentowy wyszedł z tej próby zwycięsko. Powstało natomiast usuwisko poza wykopem na lewym brzegu w związku z czym odbyła się w połowie kwietnia konferencja z udziałem rzeczoznawców (Prof. Lugeon, Dr. Gruner i Prof. Pomianowski), celem rozpatrzenia środków technicznych, zabezpieczających brzeg od dalszych zsuwów.

Odbudowa upustu w Białobrzegach na Kanale Augustowskim.

W marcu 1934 r. stwierdzone zostało osiadanie przyczółków upustu w Białobrzegach oraz spowodowane tym pęknięcia. Prowadzone od tego czasu stałe obserwacje i badania przyczółków upustu oraz samego upustu stwierdziły: pęknięcia murów przyczółków, przeciekanie wody przez powstałe szpary w murze, a w związku z tym stałe wypłukiwanie zaprawy wapiennej, na której był ułożony mur oraz wymycie dołów do głęb. 1,5—2 m pod przyczółkami oraz podłożem upustu.

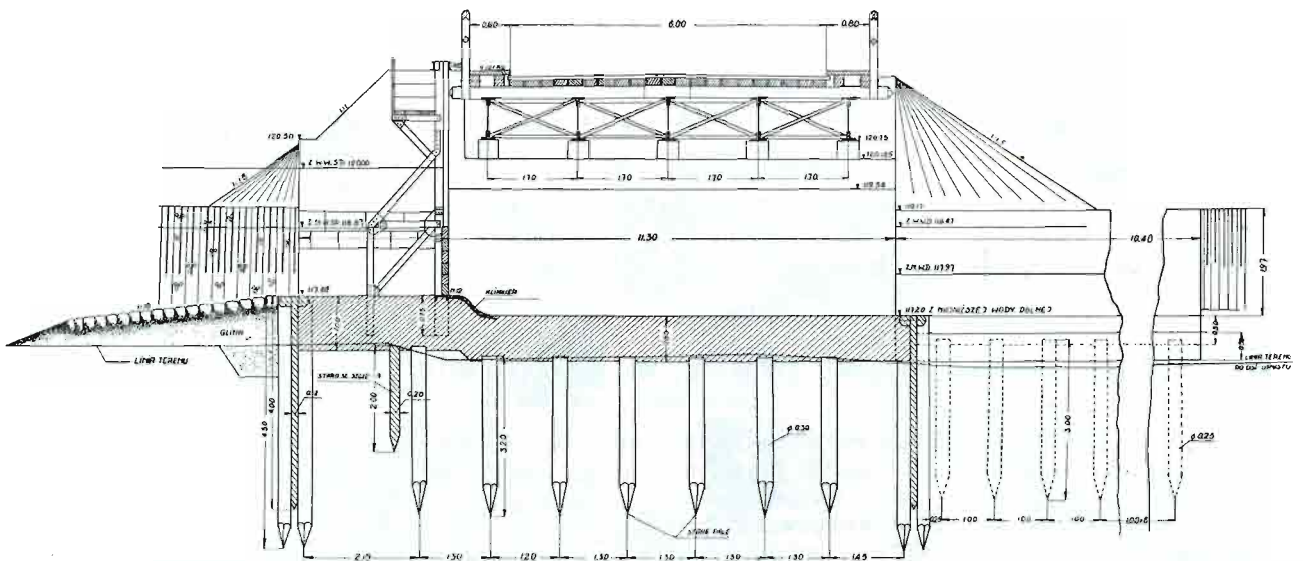
Stary upust zbudowany był na przyczółkach murowanych, z kamienia polnego na zaprawie wapiennej i oblicowany ciosami granitowymi. Most przez upust — drewniany na jarzmach drewnianych; światło upustu 12,70 m. Część piętrząca drewniana o 5 otworach w świetle 1,48 m każdy, zastawki dwudzielne.

Pierwotnie projekt przewidywał rozebranie całkowite upustu i wybudowanie upustu w nowym miejscu. Most został zaprojektowany żelbetowy. Ze względu jednak na wysokie koszty, ta alternatywa została odrzucona.

Projekt został opracowany dla upustu w pierwotnym miejscu w/g następujących założeń: przyczółki i podłoże betonowe; most na belkach żelaznych; konstrukcja piętrząca oparta na niezależnych słupach żelaznych; zastawki pojedyncze w świetle 3 × 3,13 m oraz 1 × 3,55 m.

Otwór o świetle 3,55 m jest przeznaczony do spławu drzewa i poniżej upustu połączony rynną spławną z kanałem.

Piętrzenie przy stanie normalnym wynosi 0,90 m. Światło upustu w poziomie w. wody wynosi 12,74 m.



Rys. 1. Przekrój podłużny upustu.

Ilość wielkiej wody, którą może upust przepuścić wynosi $98,60 \text{ m}^3/\text{sek.}$, zaś woda obliczona wzorem Iszkowskiego wynosi $70,96 \text{ m}^3/\text{sek.}$



Rys. 2. Fragment z budowy upustu.

Przyczółki oraz podłoże są ujęte naokoło ścianką szczelną zabita do poziomu $+ 113,60$, to znaczy do warstwy nieprzepuszczalnej, którą stanowi zbity il. Przyczółki fundowane były na palach, zabitych kafarami sznurowymi do głębokości $+ 112,50$, to znaczy również oparte o il zbity. Podłoże betono-

we grub. $1,00 \text{ m}$ (ponur) i $0,80 \text{ m}$ (poszur) zostało oparte na palach pozostałych po rozbiórce starego upustu. Przed ponurem wykonano fartuch glinowo-żwirowy, wybrukowany dużymi kamieniami o $\varnothing 40\text{--}50 \text{ cm}$. Poniżej poszuru ułożony został bruk w siatkach Pulwis'a na długości około 10 m .

Beton o mieszaninie $1 : 3 : 6$ do przyczółków i podłoża był wykonany częściowo ręcznie, częściowo zaś maszynowo w betoniarkach syt. „Kajzer”.

Próg podłoża został wylicowany klinkierem na zaprawie cementowej $1 : 2$. Podłoże zostało oddzielone od ławy przyczółków fugami dylatacyjnymi, uszczelnionymi za pomocą blachy miedzianej.

Roboty przy odbudowie upustu rozpoczęte zostały w sierpniu 1936 r.

Do grudnia ub. roku zostały całkowicie wykonane roboty ziemne, ciesielskie, betonowe oraz częściowo brukarskie.

W chwili obecnej pozostały do ukończenia brukowanie dojazdów do mostu oraz zmontowanie dźwigarów mostowych i mechanizmów stawidłowych.

Roboty w ciągu 3 miesięcy były prowadzone na dwie zmiany, zaś w ciągu 3 tygodni na trzy zmiany. Zatrudnionych bezrobotnych w okresie największego ruchu było 150 osób.

Inż. S. Baranowski.

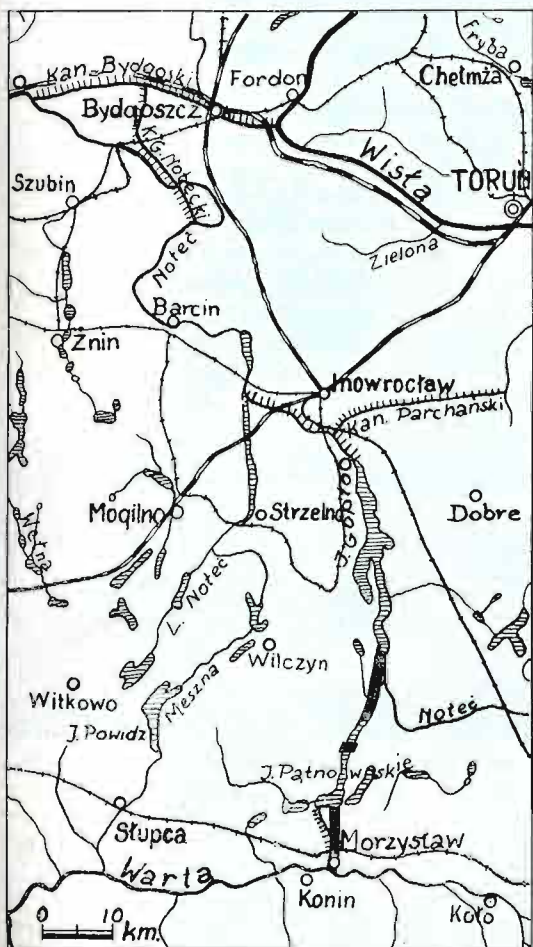
Kanał Gopło—Warta.

Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji już w roku ubiegłym przystąpiło do wykonania szczegółowego projektu połączenia rzeki Warty z Wisłą przez jez. Pątnowskie, Mikorzyńskie, Slesińskie i Gopło. Dalsze połączenie jez. Gopła z Wisłą istnieje przez kanał Górno-Notecki i Bydgoski. Ogólne studia prowadzone były już dawniej, w latach 1923—1927 i w tym też czasie opracowany został projekt generalny kanału Warta—Gopło. W toku przeprowadzonych obecnie badań projekt

generalny uległ pewnym zmianom. Przede wszystkim jako punkt początkowy kanału przyjęto m. Morzysław, w której to miejscowości projektuje się utworzenie węzła komunikacyjnego kolejowo-drogowo-wodnego z portem przeładunkowym. Drugą zasadniczą zmianą jest jak najszersze uwzględnienie wymagań rolnictwa w zakresie stanu wód gruntowych. Na zlecenie Biura Dróg Wodnych przeprowadzona została ekspertyza rolna, a jej dezyderaty posłużyły do ustalenia wielu szczegółów projektu.

Celem zbadania warunków fundowania śluz wykonane zostały wiercenia¹⁾ do głębokości 20 m w ilości 4—6 otworów dla każdej śluzy, przy tym w trudnych miejscach definitywne ustalenie usytuowania śluzy i potrzebnych wierzeń dla zbadania podłoża dokonane zostało na podstawie kilku próbnych otworów wiertniczych. W wątpliwych miejscach trasy kanału również zostały przewiercone otwory,

tut Hydrograficzny wykonał szereg pomiarów, na podstawie których stwierdzona została możliwość — przy projektowanych wymiarach śluz i założeniu normalnej ilości śluzowań (według statystyki ruchu kanału Bydgoskiego) — korzystania z wody zlewni jez. Pątnowskiego, w założeniu jednak racjonalnej gospodarki zbiornikowej. Projekt zawierać będzie dokładny plan gospodarki wodnej na jeziorach.



Rys. 1. Sytuacja kanału Gopło-Warta.

które zmusiły między innymi ominąć jez. Mielno ze względu na zalegający do głębokości 18 m. szlam i małą głębokość samego jeziora. Licząc się z możliwością szkodliwego działania wód gruntowych na betony śluz kanałowych wykonano analizę wody z kilku otworów w pobliżu jez. Pątnowskiego, a dla porównania zbadano również wodę, wziętą z jeziora. W wyniku tych badań okazało się, że woda nie zawiera składników szkodliwych dla betonu. Ponieważ będący obecnie na ukończeniu projekt szczegółowy kanału Gopło—Warta nie przewiduje doprowadzenia wody z Warty dla zasilania stanowiska szczytowego, wynika konieczność dokładnego przestudiowania wystarczalności wód wyłącznie zlewni tego stanowiska. W związku z tym na zlecenie i według programu Biura Dróg Wodnych Insty-

¹⁾ Na zlecenie Biura Dróg Wodnych roboty wiertnicze wykonała firma I. Przedziecki w Warszawie.



Rys. 2. Rów Morzysławski — istniejący odpływ z jeziora Pątnowskiego do Warty.

Wzdłuż trasy całego kanału wykonywują się obecnie sondowania głębokości torfu oraz charakteru podłoża. W terenie wykonane zostały nowe zdjęcia, trasa kanału według szczegółowego projektu już jest wytyczona, a pomiary dla celów wytyczenia są na ukończeniu. Szczegółowy projekt



Rys. 3. Fragment z trasy projektowanego kanału na wododziale dwóch zlewni.

będzie przedmiotem omówienia narady rzeczoznawców technicznych po czym zostanie przedłożony do zatwierdzenia Ministerstwu Komunikacji. Biuro Dróg Wodnych wykańcza wszystkie powyższe prace w szybkim tempie, tak aby jeszcze w bieżącym sezonie wykonanie robót oddać z przetargu przedsiębiorcy prywatnemu na warunkach kredytowych.

Inż. Władysław Kollis.

Port rybacki w Wielkiej Wsi¹⁾.

Czteroletni (1937—41) program inwestycji morskich, zamykający się sumą ca 45.8 milionów zł składa się z następujących zasadniczych pozycji:

1 — to inwestycje związane z rozbudową portu Gdynskiego — koszt ca 31 mil. zł. Z tej sumy ca 17.6 mil. zł przypada na urządzenia hydrotechniczne (zakończenie budowy falochronu, pogłębienie nabrzeży węglowych, przedłużenie pirsu pasażerskiego oraz rozpoczęcie budowy kanału Przemysłowego. Reszta t. j. ca 13.4 mil. zł została przeznaczona na urządzenia portowe.

2 — inwestycje na wybrzeżu — koszt ca 4,7 mil. zł — obejmują przede wszystkim dokończenie portu rybackiego w Wielkiej Wsi, dalszą rozbudowę przystani w Jastarni i Pucku oraz budowę kanału morskiego przez półwysep Helski (u nasady półwyspu).



Rys. 1. Stan robót przy budowie portu rybackiego w Wielkiej Wsi w dn. 10. XI. 1936 r.

3 — inwestycje związane z rybołówstwem morskim na sumę ca 10 mil. zł — obejmują między innymi rozbudowę dalekomorskiej floty rybackiej oraz budowę slipu w Wielkiej Wsi.

W dziale robót na wybrzeżu bardzo ważną rolę odgrywa rozpoczęta w ubiegłym roku budowa portu w Wielkiej Wsi.

Na konieczność powstania tego portu składają się różne przyczyny.

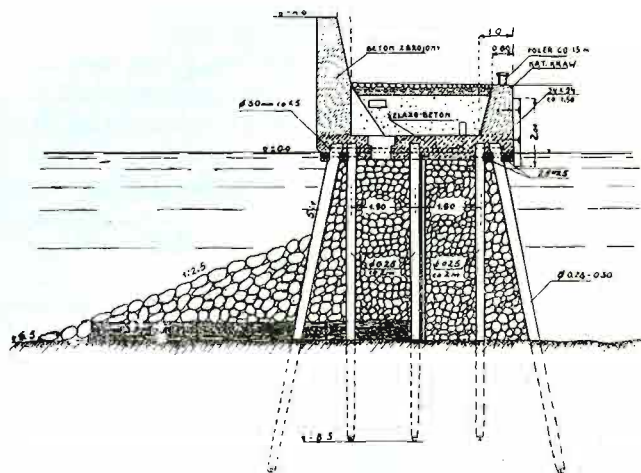
Wybrzeże nasze nie posiadało dotychczas odpowiedniej ilości baz rybackich, które mogłyby zaspokoić gospodarcze potrzeby naszego rybołówstwa merskiego.

Potrzeba portu rybackiego dawała się szczególnie odczuwać od strony otwartego morza, gdzie cały odcinek tego brzegu o długości 70 km nie posiadał dotychczas odpowiedniej bazy rybackiej. Port Gdynia jest zbyt oddalony od obfitych dla połowów obszarów morza. Rybak traci dużo czasu na przejazd z Gdyni na otwarte morze, a w razie burzy nie ma się gdzie schronić. Stan ten niekorzystnie wpływał na rozwój naszego rybołówstwa i utrudniał dalsze połowy.

Zagadnienie zaś rozwoju przemysłu rybackiego stanowi bardzo ważną dziedzinę w życiu gospodarczym państwa. Świadczy o tym suma 400 mil. zł, którą państwo nasze musiało wydać w ostatnim dziesięcioleciu na import ryb z zagranicy.

Port w Wielkiej Wsi został zaprojektowany u nasady półwyspu Helskiego. Przypomina on swym kształtem trapez, którego szerszą podstawę stanowi brzeg. Port ten został utworzony przez dwa mola falochronowe zewnętrzne: zachodnie — o dł. 762 m i wschodnie o długości 320 m. Wejście do portu jest równoległe do brzegu (kierunek najmniejszego falowania) i jednocześnie przykryte przedłużeniem mola zachodniego na dł. 100 mb., co w dużym stopniu utrudni przedostawanie się fali do portu i ułatwi statkom wjazd do niego.

Sama konstrukcja mola składa się z podwodnej palisady drewnianej (wewnątrz wypełnione kamieniami) i zabetonowanej na niej części nadwodnej żelazobetonowej (rys. 2). Konstrukcja podwodna została zapatrzona w pionową ściankę drewnianą, która ma przeciwdziałać przedostawaniu się fali i piasku z zewnątrz do portu (w wypadku powstania nieszczelności).

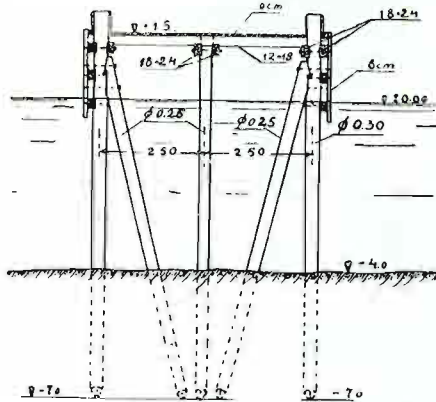


Rys. 2.

¹⁾ Opracowane na podstawie „Wiadomości portu Gdynskiego” (Nr 10, 11 i 12 r. 36 oraz Nr 1 i 3 r. 1937).

Wewnętrzny mur konstrukcji nadwodnej wznosi się 2 m nad poziomem morza zewnętrzny zaś — falochronowy — do poziomu 4 m. Całe molo zabezpieczone jest przed podmyciem dna za pomocą materacu faszynowego obciążonego narzutem kamiennym.

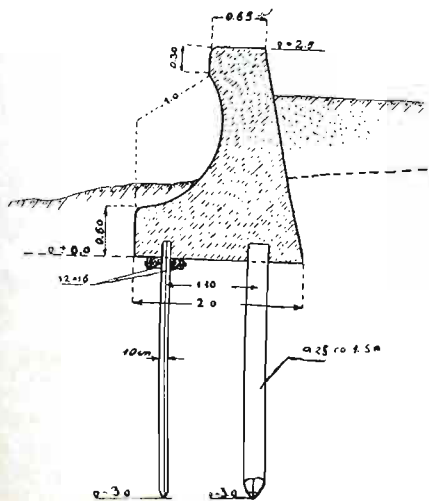
W celu zabezpieczenia basenu portowego przed falą, która może ewentualnie dostać się do portu, zaprojektowano poza tym molo wewnętrzne o dł. 190 m, które przebiega równoległe do brzegu, jako odgałęzienie mola zachodniego. Konstrukcja jest analogiczna do wyżej opisanej. Brak tu jest tylko ścianek falochronowych. Molo to ma służyć jednocześnie do przystawania statków. Głębokość użytkowa przy nim będzie wynosiła 5 m.



Rys. 3.

Projekt przewiduje prócz tego budowę trzech pomostów rybackich (rys. 3) i jednego pomostu dla żeglugi. Pomosty rybackie będą wybudowane prostopadle do brzegu, o długości 100 mb. każdy. Służą one mają do przystawania kutrów jak również i do wyładunków. Głębokość użytkowa przy tych pomostach wynosić będzie 3 i 4 m. Konstrukcja ich jak i pomostu dla żeglugi będzie drewniana.

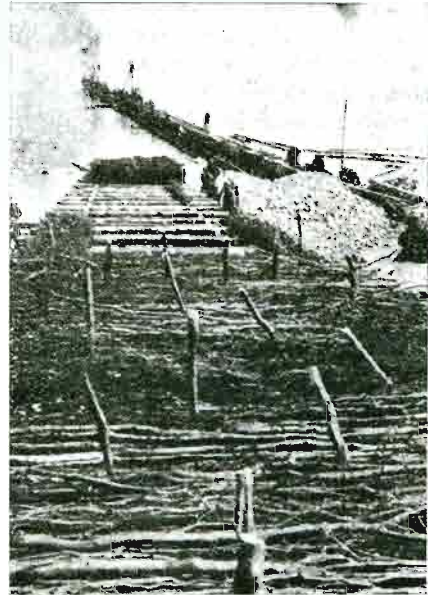
Szerokość pomostu żeglugi, równoległego do pomostów rybackich, wynosić ma 12 m, długość 120 m, zaś głębokość użytkowa wody przy nim



Rys. 4.

5 m, co pozwoli na przystawanie statków o zagłębieniu do 4,5 m.

Pomiędzy pomostem dla żeglugi, a molo wschodnim zostanie wybudowane nabrzeże rybackie o konstrukcji składającej się z części podwodnej drewnianej i nadwodnej żelazobetonowej. Długość nabrzeża 120 m, głębokość użytkowa wody przy nim 4 m.



Rys. 5. Wykonanie materaców faszynowych i opuszczanie ich do wody.

Jako umocnienie brzegu morskiego poza portem przyjęto typ budowli pokazany na rys. 4.

Tak zaprojektowany port został zaopatrzony w bocznice kolejową, odgałęziającą się od stacji Wielka Wieś — Hallerowo, oraz w drogę dojazdową do portu.

W związku z budową opisanego portu, muszą być przeprowadzone roboty pogłębiarskie, o ilości robót ziemnych ca 200.000 m³.

Do najpilniejszych urządzeń portowych zalicza się budowę slipu dla wyciągania kutrów i warsztatu reperacyjnego. Nośność slipu ma wynosić 150--180 t (Gdynia tylko 50 t), co pozwoli na wyciąganie największych jednostek rybackich.



Rys. 6. Betonowanie płyty żelbetowej mola zachodniego.

Opisany port o pow. 14,5 ha będzie z kolei drugim pod względem wielkości portem rybackim (po Gdyni) na wybrzeżu. Ogólna długość konstrukcji portowych dla przystawania kutrów i statków ma wynosić 1200 m. b.

Tereny lądowe portu wynoszą ca 22 ha. Część tych terenów przeznaczono na budowę zakładów przemysłowych (wędrzarni, zakładów rybno-przetwórczych i t. p.).

Dotychczas z ważniejszych robót związanych z budową portu, wykonano: wszystkie prace podwodne, bocznicę kolejową, szosę dojazdową oraz płytę żelbetową na molo wschodnim i 600 m. b. płyty na molo zachodnim. Port ma być gotowy na jesieni w r. b.

Jak już wspomiano, czteroletni program in-

westycji morskich, poza zakończeniem budowy portu w Wielkiej Wsi, przewiduje budowę kanału żeglugi (o głębokości 4 m), który ma łączyć port w Wielkiej Wsi z Zatoką Pucką. Kanał ten skróci rybakom drogę z morza do Zatoki i umożliwi im w czasie burzliwej pogody przedostanie się z portu w Wielkiej Wsi do portów młocierzystych. Wybudowanie zatem tego kanału (którego koszt będzie wynosił ca 3 mil. zł), przyczyni się do rozwoju rybołówstwa dalekomorskiego i do rozwoju przemysłu rybnego w miejscowościach położonych nad Zatoką Pucką, jak Swarzewo, Puck i Rewa. Ponadto kanał ten odegra dużą rolę w rozwoju żeglugi przybrzeżnej — pasażerskiej i towarowej na terytorialnych wodach polskich.

Inż. K. Puczyński.

Z l i t e r a t u r y t e c h n i c z n e j.

Przegląd czasopism obcych.

Przykład fundowania wielkich budowli wodnych na sprężystym, niejednorodnym podłożu.

Ciekawy przyczynek odnoszący się do powyższego, dotychczas mało zbadanego, zagadnienia stanowi budowa hydrocentrali Dolnoświrskiej w Z. S. S. R., którą ukończono przed 2-ma laty. Hydrocentrala ta o mocy zainstalowanej 125.000 kW pracuje na spadzie przeciętnym 10,5 m, przy przepływie średnim około 600 m³/sek. i produkuje rocznie około 460 milj. kWh.

Powstała ona w wyjątkowo trudnych warunkach geologicznych, bowiem wszystkie obiekty wypadło fundować na bardzo grubych pokładach plastycznych glin dewońskich, silnie warstwowanych piaskami (zawierającymi nieraz wody artezyjskie), oraz wkładkami glin o małej spoistości, silnie przesyconych wodą. Wiercenia wykazały, że w poszczególnych otworach miąższość tych przewarstwień jest bardzo zmienna i waha się od kilku centymetrów, do kilku metrów. Określony doświadczalnie współczynnik tarcia, przy zsuwie poziomym wypadł około 0,2.

Chociaż możliwość budowy w tych warunkach wielkich urządzeń piętrzących została oceniona negatywnie przez wdzwanych zagranicznych ekspertów, jednak po kilku latach drobiazgowych studiów i obliczeń, jak również wielokrotnych badań na modelach (w skali 1:100, 1:50 i 1:25), wypracowano, w oparciu o najnowsze teorie z dziedziny mechaniki gruntów budowlanych, ostateczny projekt hydrocentrali. Projekt ten wykonany pod kierownictwem członka Akademii Nauk, inż. J. Graftio, zyskał aprobatę prof. Terzaghi i został zrealizowany z niewielkimi zmianami w ciągu 5 lat (1930—1935).

Przeglądając opublikowane niedawno protokoły urzędowej komisji, która kolaudowała budowę tego zakładu po 2-letniej już jego eksploatacji, można nie tylko zdać sobie sprawę z najważniejszych założeń, na których oparto ten ciekawy projekt, lecz również stwierdzić, jak założenia te zdały egzamin życiowy.

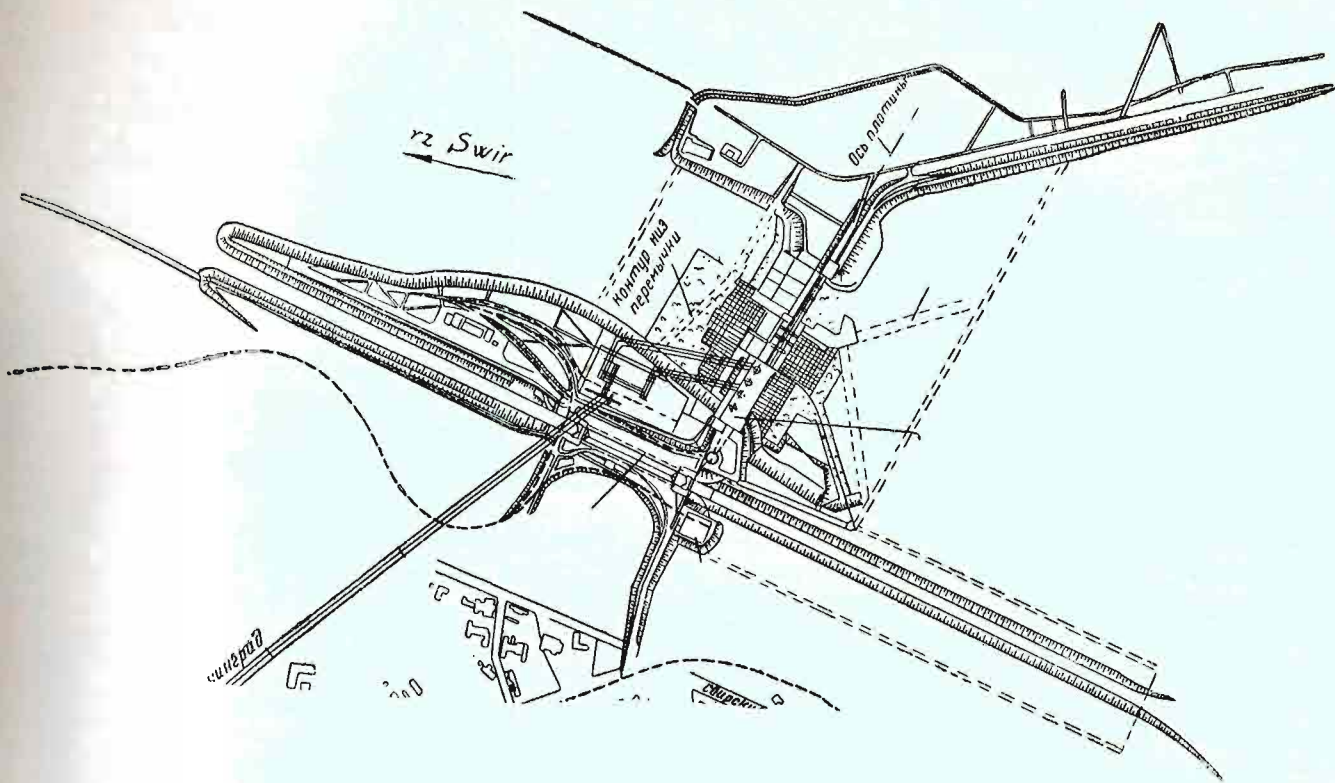
Ogólne rozplanowanie urządzeń zakładowych nie zasługuje na szersze omawianie, jest bowiem dość szablonowe jak to widać z załączonego planu przeglądowego (rys. 1).

Dla orientacji trzeba nadmienić, że całkowita długość zamknięcia doliny wynosi około 1900 m, z czego na koryto rzeki przypada około 450 m. Długość jazu wynosi 220 m, budynku turbinowego 114 m, zapory ziemnej przy prawym brzegu — 70 m.

Wszystkie obiekty fundowano bezpośrednio na dewonie (po usunięciu górnych warstw 3—8 m grubości) bez użycia rusztów palowych. Przez całą szerokość zamykanego koryta rzeki wykonano pod fundamentami budowli jednolitą ściankę Larsena zabita w prostej linii na głębokość 7—12 m. Ściankę tę przedłużono na lewym brzegu aż do szluzы komorowej i poprowadzono pod jej górną głowę.

O ile budowa grobli brzegowych oraz zapory ziemnej nie nastęrczała większych trudności, o tyle obiekty o wielkiej masie betonu, jak jaz, centrala, szluzа komorowa, wymagały ze względu na jakość podłoża specjalnego potraktowania. Z jednej strony musiało znaleźć środki dla zabezpieczenia ich od skutków znacznego i nierównomiernego osiadania (deformacje, pęknięcia), z drugiej zaś należało zapewnić tym budowlom dostateczny stopień bezpieczeństwa na zsuw poziomy, co przy potężnej sile przesuwej, tworzącej się przy 10,5 m wysokim spiętrzeniu i współczynniku tarcia o podłożu = 0,2, było niełatwym zadaniem.

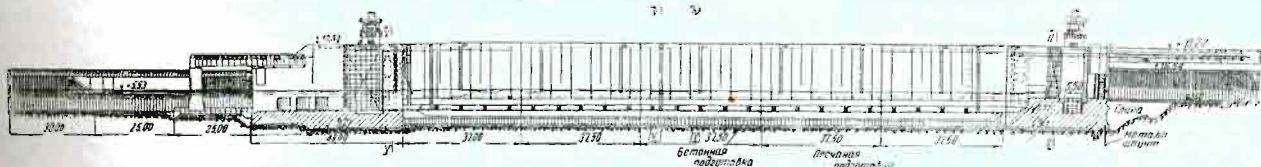
Bezpieczeństwo na zsuw najprościej uzyskiwało się przez odpowiednie powiększenie ciężaru budowli, był to jednak sposób kosztowny i niekorzystny ze względu na osiadanie. Drogą prób i eksperymentów opanowano te trudności w następujący sposób. Jako środek zabezpieczający przed nierównomiernym osiadaniem, zastosowano ciągłe żelbetowe płyty fundamentowe (bez szwów) o grubościach dochodzących do 5 m. Na tych płytach stanął jaz betonowy o 7-miu otworach ogólnego światła 130 m, przepuszczający ok. 2000 m³/sek. i centrala hydroelektryczna o wymiarach w planie 123 × 56 m i wysokości 58 m (od spodu fundamentów do kalenicy dachu). Jaz i centrala zostały (w części nad płytą) podzielone na sekcje normalnymi szwami dylatacyjnymi. Szluzę komorową (światło 25 m, długość całkowita 290 m, wysokość ścian od dna do korony 19 m, głębokość na dolnym progu 5 m), zafundowano również na płycie, lecz nie ciągłej, a podzielonej szwami; głowy stanęły na oddzielnych sekcjach, komora wraz ze ścianami została podzielona na 5 sekcji szwami poprzecznymi, a prócz tego jeszcze i szwem podłużnym, rozcinającym dno po osi szluzы. W ten sposób uniemożliwiono powstawanie w płycie fundamentowej niebezpiecznych lokalnych naprężeń przy osiadaniu całości, a poza tym umożliwiono nierównomierne osiadanie poszczególnych sekcji bez szkodliwych konsekwencji dla sąsiednich partii.



Rys. 1.

Szwy wyposażono w zwykłe urządzenia zabezpieczające należytą szczelność przy deformacjach. Bezpieczeństwo na zsuw poziomy dało się łatwo uzyskać, dzięki wielkiej długości szluzy przy stosunkowo małej powierzchni naporu oraz dzięki temu, że wypór na całe dno szluzy został poważnie zmniejszony przez wykonanie ścianki szczelnej pod głową górną.

oddzielne sekcje, pokryto podwójną warstwą masy bitumicznej i obciążono nasypem o grubości 8—10 m. Obciążenie to po dodaniu ciężaru wody spoczywającej na płycie, wystarcza dla zabezpieczenia obu obiektów przed zsuwem poziomym, tym łatwiej, że dzięki wydłużeniu drogi filtracji o całą długość płyty kotwowej, uzyskano odpowiednie zmniejszenie wyporu.



Rys. 2. Przekrój podłużny szluzy.

W stosunku do szluzy żadnych innych zabezpieczeń ani inowacji nie poczyniono. Trzyletnia jej dotychczasowa eksploatacja nie wykazała żadnych uszkodzeń ani szkodliwych deformacji, pomimo, że osiadanie jej było ogromne i wyniosło: w głowie górnej 0,21 m, w dolnej 0,22 m — w komorze 0,14—0,19 m. Proces osiadania trwał 2 lata. Czasowe deformacje szluzy przy napełnianiu i opróżnianiu są, jak stwierdzono, minimalne (części milimetra) i wyłącznie sprężyste.

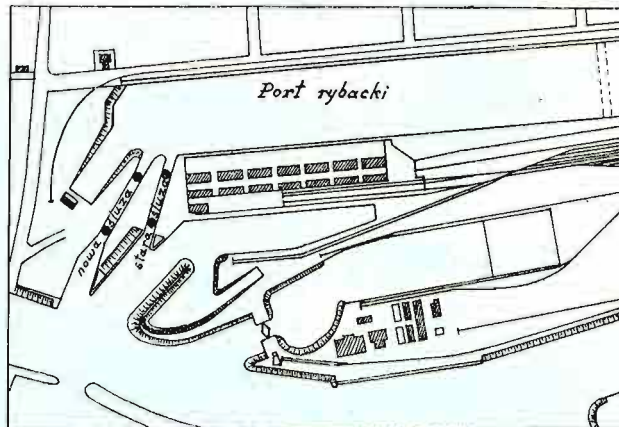
Co się tyczy jazu i budynku turbinowego, to zastosowanie ciągłej płyty fundamentowej nie mogło załatwić wszystkich trudności. Najwięcej kłopotu sprawiała obawa zsuwu poziomego. Zamiast uzyskania dostatecznego obciążenia pionowego (w stosunku do parcia poziomego) przez nadmierne powiększenie masywów betonowych, postanowiono zakotwić obie budowle od strony górnej wody za pomocą wysuniętych naprzód na 20 m cienkich żelazobetonowych płyt, zespolonych z grubymi płytami fundamentowymi za pomocą specjalnej konstrukcji z asfaltobetonu (brak rysunków — przyp. aut.). Płyty kotwowe o grubości 0,30 m, podzielone licznymi szwami na

Ostatnią zastosowaną inowacją jest urządzenie zewalające: 1^o regulować w pewnym stopniu tempo osiadania budowli, drogą zmniejszania lub zwiększania wyporu w fundamentach i 2^o likwidować niebezpieczne naprężenia powstające w ciągłych płytach fundamentowych z powodu zmiennej sprężystości podłoża w różnych miejscach. Możliwości te uzyskano przez założenie po obu stronach ścianki Larsena 2-óch linii głębokiego drenażu (szereg pionowych drenów sięgających do 20 m poniżej poziomu fundamentów), połączonych z 2-ma poziomymi galeriami zbiorczymi, założonymi w masywach fundamentowych i połączonymi z kolei ze stacją pomp ssąco-tłoczących. Prócz tych galerii, grających rolę rurociągów, wykonano w fundamentach jazu i centrali jedną ciągłą galerię rewizyjną z szybami wejściowymi. Do galerii tej doprowadzono 153 piezometry zapuszczone do głębokości 25 m poniżej fundamentów, dzięki czemu można stale obserwować wahania zachodzące w wielkości wyporu w różnych miejscach fundamentów, który jak się okazało, zależy nie tylko od położenia linii ciśnienia, łączącej górną i dolną wodę, lecz i od ciśnienia wód arte-

ron z Górnem. Na kanale tym panuje obecnie ruch większy niż na Panamskim lub Sueskim.

Drugą wielką przeszkodę pokonała Kanada przez wybudowanie kanału żeglownego „Welland” otwartego w r. 1932, po którym, przy pomocy 7 olbrzymich śluz przechodzą okręty z jeziora Erie do Ontario, omijając wodospady Niagary. Zbudowany kosztem 26 milionów funtów szterlingów, kanał ten pokonuje spad 327 stóp ang. (t. j. 99,73 m.).

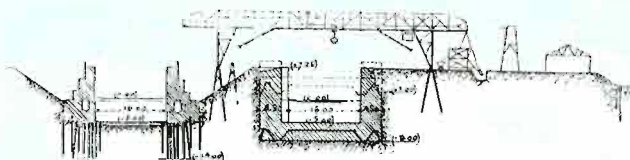
Trzecią wreszcie przeszkodą stanowią szypyty na granicznej przestrzeni między Kanadą, a Stanami Zjednoczonymi A. P.) rzeki Ś-go Wawrzyńca. Odcinek ten, długości 48 mil ang. (t. j. 77,28 km), wymaga skanalizowania, a fachowcy obliczają, że to olbrzymie przedsięwzięcie częściowo samo się opłaci przez wyzyskanie będącej do dyspozycji siły wodnej w ilości 2 milionów KM.



Rys. 1.

W czasie zasypywania wykonanych ścian komory, zauważono przesuwanie się ścian w kierunku do środka komory, wobec czego wykonano dodatkowe dno w komorze, składające się z warstwy betonu grub. 40 cm, wzmocnionej belkami żelbetowymi rozporającymi, umieszczonymi w odstępach 3 mtr. To wzmocnienie jednak okazało się po pewnym czasie niedostateczne, wobec czego usunięto zasypkę ścian komory, przy czym dopiero wtedy odkryto spękania i szczeliny w murach ścian komory, wywołane nierównomiernymi parciaми i osiadaniami i mocno już zniszczone działaniem wody morskiej.

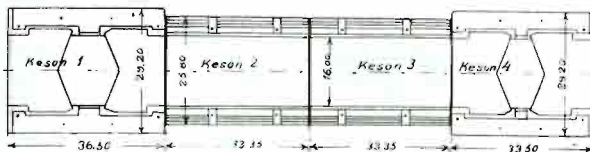
Zdecydowano więc budowę nowej śluzy, o wymiarach takich samych, t. j. dług. użytecznej 93 m, oraz szerok. użytecznej 16 m. Wysokość ścian komory — 13,40 m.



Rys. 2. Przekrój przez starą i nową śluzę.

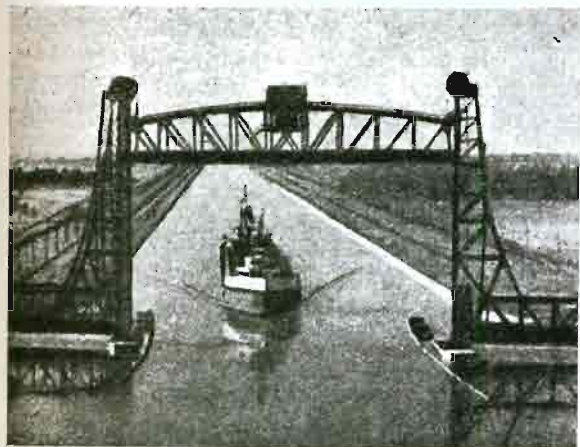
W odróżnieniu od starej śluzy, napełnianej zapomocą kanałów obiegowych, przechodzących wzdłuż ścian komory, napełnianie nowej śluzy przewidziano za pomoca otworów we wrotach. Przy spadzie 3,50 m. czas napełniania wynosi około 12 minut.

Ponieważ należało za wszelką cenę utrzymać w działaniu starą śluzę, do czasu ukończenia i uruchomienia nowej, oraz wobec jedyne go możliwego miejsca usytuowania nowej budowli w bezpośrednim sąsiedztwie starej, należało przedsięwziąć takie środki ostrożności, aby prowadzenie robót nie zagrażało naruszonemu bezpieczeństwu starej śluzy.



Rys. 3.

Dokładne studia geologiczne i piezometryczne wykazały, że w podłożu składającym się z naprzemianległych warstw piasków oraz gliny, panują różne ciśnienia wody podskórnej, zmiennie reagujące na amplitudę wahań poziomów morza. Już w czasie budowy starej śluzy,



Rys. 2. Kanał żeglowny „Welland”.

Wobec tego jednak, że przestrzeń jest graniczną, sprawa wymaga zawarcia odpowiedniego układu między Kanadą, a Stanami Zjednoczonymi A. P.

Prezydenci tego ostatniego kraju gorąco popierają projekt, ale partykularne interesy, a przede wszystkim mieszkańców doliny rzeki Missisipi, którzy w nowej drodze widzą niebezpieczną dla siebie konkurencję, były dotychczas w stanie udaremnić zamiar. Nie jest jednak prawdopodobnym, aby stan ten mógł utrzymać się dłużej, gdyż prezydent Roosevelt, który jest gorącym orędownikiem projektu, rozważa go obecnie wspólnie z premierem rządu kanadyjskiego, którym jest Mr. Mackenzie King. Prawdopodobnie niedługo już otrzyma Ameryka Północna nową drogę śródlądową, przy pomocy której wielkie okręty oceaniczne będą mogły dostawać się do samego serca kraju. Dzięki niej 30 miast śródlądowych, położonych nad Wielkimi Jeziorami stanie się ożywionymi portami i otrzyma połączenie wprost z dalekimi krajami zamorskimi, z wielką korzyścią dla 74 milionów ludności.

(„Weekly Illustrated” Nr. 38 z dn. 20.III. r. 1937).

Inż. Włodzimierz Janowski.

Nowa śluza wjazdowa portu rybackiego w Ostendzie.

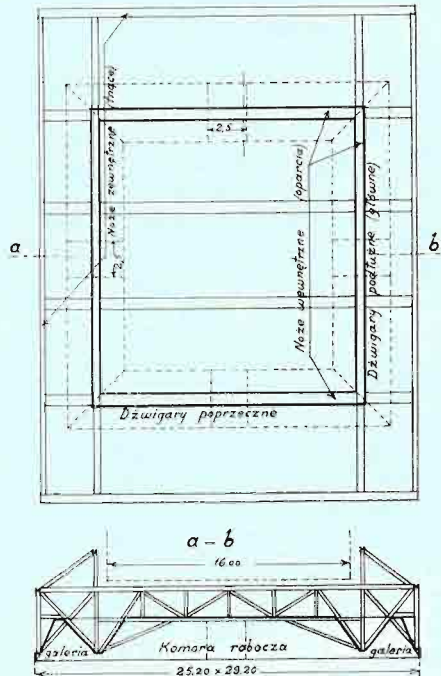
Dotychczasowy wjazd do basenu rybackiego portu w Ostendzie odbywał się przez śluzę, zbudowaną w 1924 r., składającą się z głów oraz ścian komory, fundowanych niezależnie na palach. Dno komory piaszczyste, ubezpieczone było materacem faszynowym, przykrytym blokami kamiennymi.

przy wykonywaniu wykopów fundamentowych, wobec zmniejszenia się ciężaru warstw górnych, większe ciśnienie panujące w spodniej warstwie piasków, przykrytych warstwą gliny — spowodowało utworzenie się szeregu źródeł, wypływających piasek dolnej warstwy.

Powyższe motywy wpłynęły na wybór typu komory, którą zaprojektowano jako monolit, oraz na sposób wykonania robót, za pomocą kesonów. Całą śluzę podzielono na 4 kesony, z których 2 odpowiadają głowom, oraz 2 — komórze śluzy.

Wymiary kesonów dla komory 25,20 × 33,35.

Wymiary kesonów dla głów: 29,20 × 36,50 oraz 29,20 × 33,50 (rys. 3).



Rys. 4.

K e s o n y zaprojektowano stalowe, składające się z 6 dźwigarów poprzecznych, opartych na 2 głównych dźwigarach podłużnych (rys. 4).

Dno komory śluzy — betonowe, grubości 4 m, pracuje razem ze szkieletem ustroju kesonu, przy czym dźwigary poprzeczne przenoszą wysiłki powstające w dnie komory, dźwigary zaś główne — podłużne, mają na celu związanie ścian komory z dnem, oraz konstrukcyjnie wiążą strop kesonu.

Zastosowane kesony, zaopatrzone są w podwójne oparcia (noże), z których zewnętrzne pracują jako noże tnące, wewnętrzne zaś służą jako oparcie kesonu o podłoże. W ten sposób podzielono wewnątrz kesonu na 2 komory robocze, t. j. wewnętrzną, prostokątną oraz galerię zewnętrzną, dokoła komory wewnętrznej. To rozwiązanie konstrukcyjne zapewnia kesonom: większą sztywność konstrukcji, większe bezpieczeństwo w czasie zagłębienia (wypadek gwałtownego zapadnięcia), oraz nade wszystko ułatwia regulowanie położenia kesonu w czasie jego zagłębienia.

Całkowity koszt budowy nowej śluzy wyniósł 23 milj. fr. Wykonanie śluzy pochłonęło: 45.000 m³ betonu oraz 3.660 tonn stali.

Budowę śluzy ukończono 25 listopada 1936 r. Obecnie w wykonaniu znajduje się kanał wjazdowy do śluzy.

(La Technique des Travaux. Styczeń 1937).

Inż. J. Puzyna.

Zapory, zbiorniki.

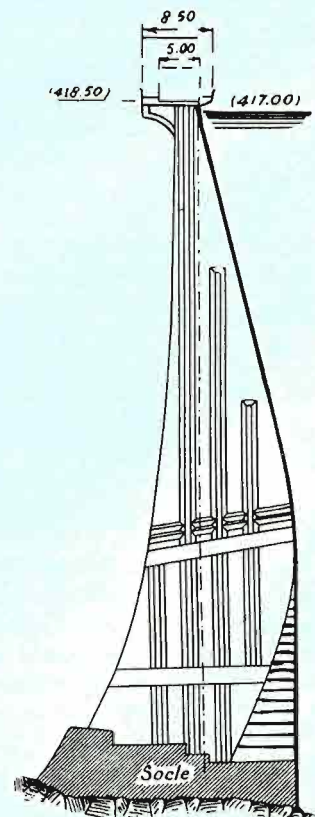
Konstrukcja nowoczesnych wysokich zapór we Francji.

W czasopiśmie „Water and Water Engineering” z marca 1937 r. znajduje się obszerny artykuł A. Coyne’a o konstrukcji nowoczesnych wysokich zapór we Francji, zasługujący na uwagę wszystkich konstruktorów projektujących tego rodzaju budowle.

W ostatnim dziesięcioleciu wykorzystanie sił wodnych we Francji znacznie wzrosło. Powstało około 20 nowych zapór dla celów energetycznych o średnim i wysokim spadku. Do roku 1927 prawie wszystkie zapory wybudowane we Francji należały do typu ciężkich. Dopiero w ostatnich latach w dziedzinie konstrukcji wysokich zapór zaczęły przeważać nowsze prądy, bardziej odpowiadające cechom charakteru narodu francuskiego. Przyjęła się przede wszystkim myśl zabezpieczenia słabej konstrukcji zapory nie przez zwiększanie ciężaru budowli, lecz przez nadanie jej odpowiedniego kształtu — zwyciężył typ zapory łukowej, (pracującej pod względem statycznym jako łuk), wypróbowany już naocznie w Ameryce.

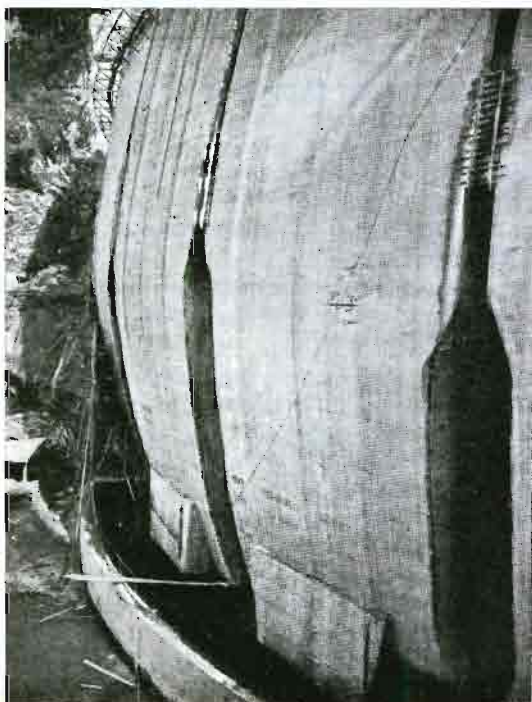
Obliczenie statyczne zapór łukowych jest co prawda skomplikowane i niestety do dziś dnia niepewne. Poważne zawikłania niektórych metod obliczania, szczególnie zaś metod wprowadzonych przez Szwajcarów i przyjętych przez Amerykanów, nie zezwalają na określenie stopnia dokładności osiągniętych rezultatów. Jednakże są metody przybliżone, daleko prostsze, dające rezultaty wystarczające dla celów praktycznych i zapewniające większy zapas bezpieczeństwa.

Pozostaje jednakże kilka kwestii nietłatych do rozwiązania bez istotnego doświadczenia. Pierwsza trudność polega na ustalaniu granicy stosunku rozpiętości doliny do wysokości zapory przy której zapora pracuje jeszcze jako łuk. W Ameryce stosunek ten wynosi ok. 3—4 (Ariel, Calderwood, Gibson). Zapora łukowa Gouessant we Francji ma stosunek wysokości do rozpiętości 1:5. (100 m rozpiętości, 20 m wysokości).



Rys. 1.

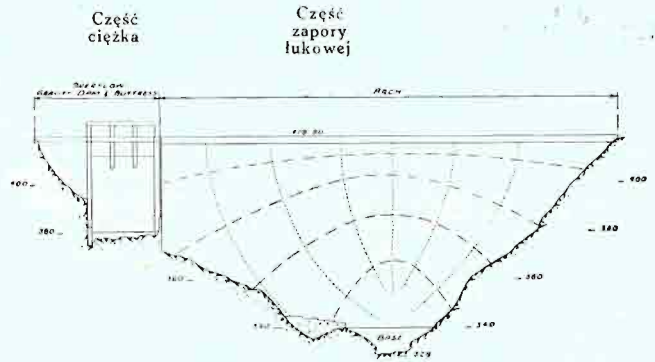
Inne ważne zagadnienie, dotyczące konstrukcji zapory łukowej, wysuwa się przy określaniu wielkości wpływu utwierdzenia zapory w dnie doliny na utwierdzenie w przyczółkach. Zachodzi przy tym pytanie, czy istnieje konieczność zwiększania utwierdzenia zapory w dnie przez pogrubienie jej dolnej części jak to często stosowano w praktyce (zapory Jogne w Szwajcarii, Diabło i Pacoina w Ameryce). Autor po długich badaniach wyników obliczeń i opierając się na obserwacjach wybudowanych zapór dochodzi do odwrotnego wniosku, a mianowicie jest zdania, iż należy zmniejszyć stopień tego utwierdzenia, czyli wykonać budowlę mniej sztywną w kierunku pionowym. Zbyt mocne utwierdzenie budowli w dnie wywołuje jedynie zbyt duże naprężenia dodatkowe, które powodują zwykle pęknięcia poziome od strony odwodnej. Sztywność, powstała przez utwierdzenie zapory w dnie, przeszkadza łukowi w pracy, i dopiero po przewyciężeniu tej sztywności łuk dochodzi do normalnych warunków pracy. Mając to na uwadze przy projektowaniu zapory Marèges o wysokości 90 m, nie wykonano tej części profilu poprzecznego zapory, w której i tak nastąpiłoby pęknięcie (na rys. 1 część zakreślona poziomo). W ten sposób zapora ma kształt łupiny wygiętej w dwóch kierunkach. Kształt ten jednak powoduje powstawanie sił gnących, spowodowanych działaniem ciężaru własnego budowli. Siły te przeciwdziałają siłom parcia wody, i przeciążają stronę odwodną fundamentu. Wobec tego, że maksymalny przewis wynosi 7 m, mogłyby powstać przed napełnieniem zbiornika w szwie fundamentowym po stronie odwodnej naprężenia dochodzące do 60 kg/cm². Celem redukcji tych naprężeń wykonano specjalne podpory klinowe (rys. 2), podtrzymujące zapórę w podobny sposób jak zostają podparte jachty stojące w doku. Podpory wykonano w taki sposób, by pracująca zapora po napełnieniu zbiornika mogła się łatwiej odkształcać. Zatem dolny szew podpory nie został połączony z fundamentem. Na szwie każdej podpory zmontowano 5 przyrządów elektro-aku-



Rys. 2.

stycznych, które miały potwierdzić obliczone uniesienie się podpory przy napełnieniu zbiornika.

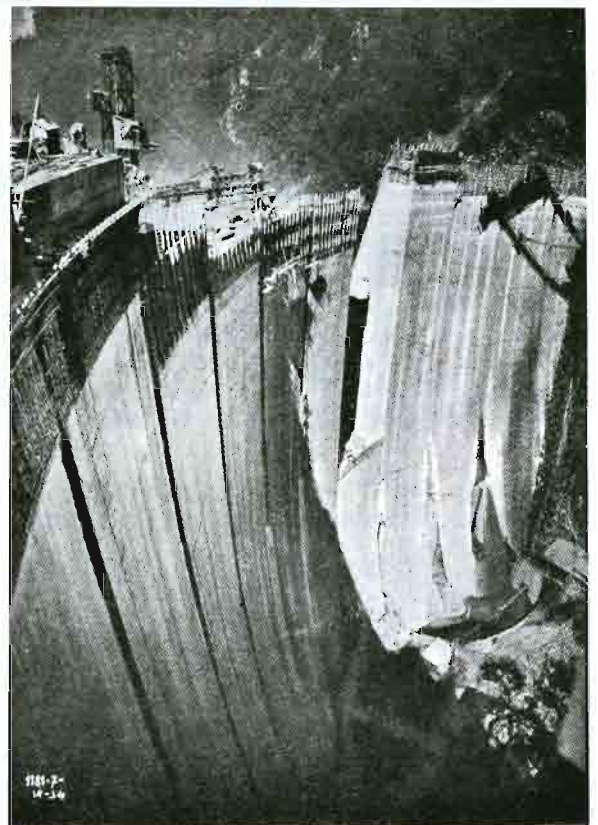
Jednakże do chwili obecnej za pomocą tych przyrządów nie stwierdzono tego uniesienia, co może wskazywać na to, że zwykle używane założenia przy obliczaniu zapór łukowych są mylne. Poza tym zainstalowano w całej zaporzce dużą ilość elektro-akustycznych przyrządów do mierzenia naprężeń. Pomierzone naprężenia nie różniły się dużo od obliczonych i były naogół od nich mniejsze (30—40 kg/cm²). Wykreślone na podstawie pomierzonych naprężeń linie izostatyczne mniej więcej zbliżyły się do obliczonych (rys. 3).



Rys. 3.

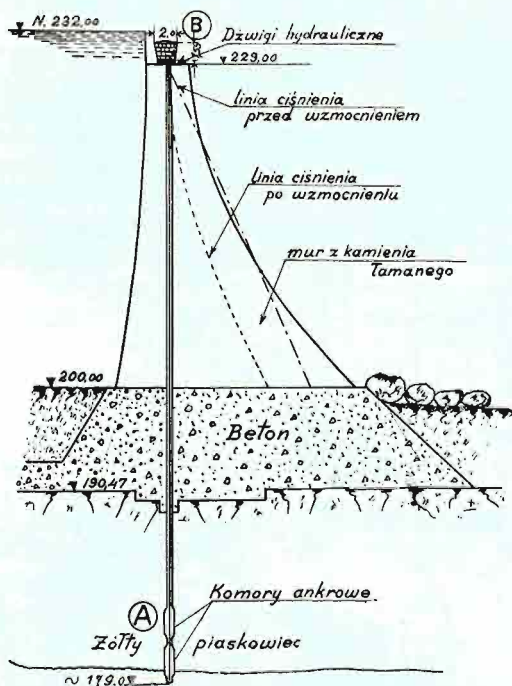
Konstrukcja zapory Marèges została jakoby linią wytyczną dla dalszych zapór we Francji. Śmiałą i piękną linię tej zapory uwydatnia rys. 4.

Inny zupełnie sposób rozwiązania konstrukcji wysokich zapór, został wysunięty z okazji wzmocnienia zapory Grands Cheurfas w Algierze. Zapora ta wybudowana z kamienia łamanego w latach 1880—1882 służy dla



Rys. 4.

celów melioracyjnych. Maksymalna jej wysokość wynosi 30 m. Zapora Cheurfas jest typem ciężkich zapór wybudowanych we Francji pod koniec ostatniego stulecia. Bezpieczeństwo tych zapór jest naogół bardzo małe, to też dużo z nich runęło, jak np. zapora Bouzey, Qued Fergouz i Habra. Po runięciu tej ostatniej powzięto decyzję wzmocnienia zapory Cheurfas. Przyjęty tu sposób wzmocnienia zasługuje na uwagę. Polega on na przymocowaniu całej zapory do podłoża za pomocą ankrów, które działają podobnie jak śruby o dużej wielkości. (rys. 5). Wyobrażając sobie jeden taki ankiec naciągnięty między punktem A (w podłożu), a punktem B (na koronie zapory), byłoby możliwym przez powiększenie naprężenia względnie ilości ankrów dowolnie zmienić krzywą ciśnienia i przez to nadać zaporze odpowiedni współczynnik bezpieczeństwa; stosując ten sposób zamocowania można też ewentualnie zapory podwyższać, co też uczyniono z zapora Cheurfas (podwyższenie o 3 m). Właściwie sam sposób wzmocnienia jest tylko nowym zastosowaniem bardzo często używanej myśli w budownictwie. Nowością natomiast jest użycie tego sposobu w konstrukcji zapór, gdzie siły działające są niezwykle wielkie. W omawianej zaporze wbudowano 37 takich ankrów, każdy o naprężeniu 1000 ton, przez co powiększono sztucznie ciężar zapory o 37000 ton, co wynosi mniej więcej 1/3 ciężaru własnego zapory.



Rys. 5.

Rozumie się, że przenoszenie za pomocą kotew tak ogromnej siły wymaga bardzo długich i starannych przygotowań szczególnie zaś gdy podłoże nie jest zbyt mocne. W danym wypadku podłoże było z miękkiego piaskowca. Wykonanie wzmocnienia było następujące: pionowe otwory o średnicy 25 cm i dług. 50 m, zostały wywiercone poprzez całą zapora, sięgając głęboko w podłoże (rys. 5). W dolnej części otworu wywiercono specjalnym świdrem dwie komórki każda po trzy metry długa i o średnicy 38 cm, leżące jedna nad drugą, po czym wpuszczono do każdego otworu wielolinowy kabel stalowy (650 lin po 5 mm średnicy). Liny kabla były połączone ze sobą na całej długości. Jednak w dolnej

części na przestrzeni kilku metrów, gdzie znajdują się komórki ankrowe, rozłączono kabel na poszczególne części i zabetonowano, by w ten sposób związać odpowiednio kabel z podłożem. Zabetonowano tylko dolną część otworów z kablem. Injektor do betonowania dolnej części został wpuszczony do otworu razem z kablem. Powyżej komór ankrowych kabel pokryto specjalną masą bitumiczną. Na koronie zapory liny stalowe kabla rozszerzają się, tworząc głowicę. Hydrauliczne dźwigi, oparte na koronie zapory, nadają ankrów potrzebne naprężenie.

Wszystkie ankry wykonane w ten sposób, nie zawiodły i mimo słabego podłoża, naprężenie utrzymuje się na potrzebnym poziomie.

Opisana tutaj metoda może znaleźć cały szereg innych zastosowań i tak np. wszczęto już kroki celem wzmocnienia latarni morskiej w Junent d'Ouessant przez zapuszczenie 6 ankrów po 1500 ton. Dalej metoda ta może w pewnych wypadkach uprościć rozwiązanie oporowych przyczółków mostów łukowych, przyczółków przyjmujących ciągnięcie kabli mostów wiszących, gdzie dotychczas stosuje się ogromne bloki masywne, równie kosztowne jak i niewygodne.

Czasami zastosowanie metody ankrów może być nawet konieczne; np. odcinek zapory Maréges na prawym brzegu (rys. 3), został wykonany jako zapora ciężka, jednakże pokład podłoża skalnego (granit) był za wąski dla normalnego przekroju zapory ciężkiej. Wobec tego przyjęto na tym odcinku inny przekrój zapory (węższy) i zastosowano ankry. Samo wykonanie zâankrowania było tutaj prostsze niż przy pierwszym zastosowaniu tej metody w Cheurfas. Dobre podłoże granitowe nie wymagało tyle ostrożności. Otwory wywiercono bez komór ankrowych i po założeniu ankrów, zacementowaniu dolnego odcinka i nadaniu odpowiedniego naprężenia ankrów, zacementowano otwór na całej długości.

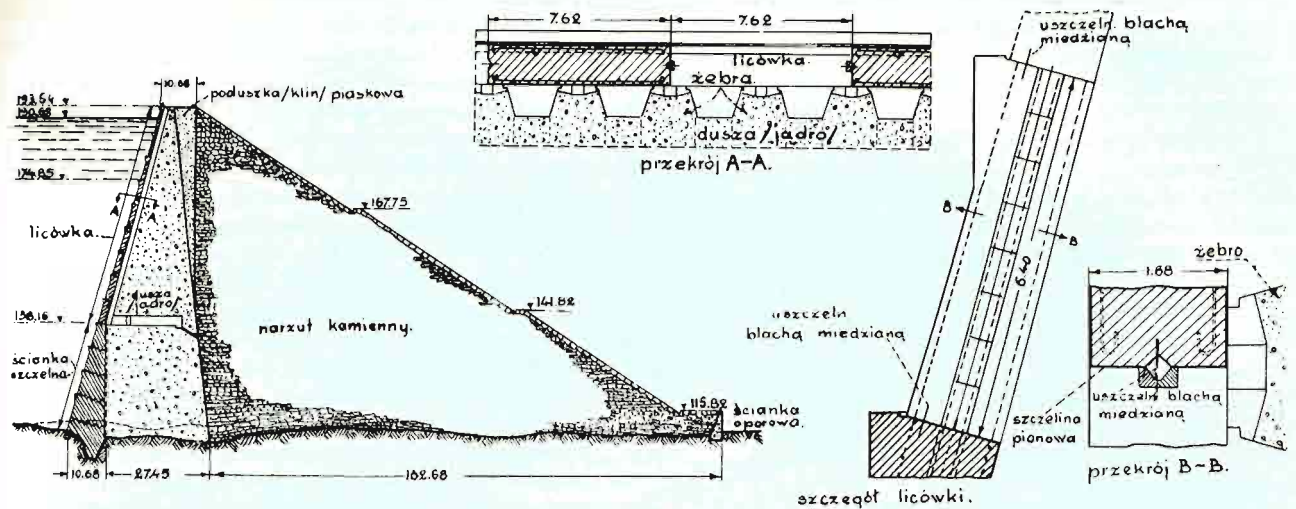
Należy jeszcze nadmienić, że metoda stosowania ankrów jest naogół ekonomiczna, a pod względem statycznym jasna i ścisła.

Inż. M. Nelkowski.

Konstrukcja zapory dolinowej na rzece Szing-Men w Chinach.

Ciekawym przykładem zastosowania nowych metod pracy w nowych miejscowych warunkach, jest budowa zapory dolinowej na rzece Szing-Men o 19 km od Hongkongu w Chinach. Buduje się tu, dla dodatkowego zaopatrzenia w wodę Hongkongu i Kaulunu, w wąskim wąwozie rzeczonym, zapora wysokości 83,82 m, długości na poziomie dna wąwozu 12 m i w koronie — 211,83 m.

Znniejszenie ilości cementu osiągnięto przez zastosowanie tylko cienkiej warstwy mocnego, nieprzepuszczalnego betonu, jako licówki, wspartej na grubszej duszy (jądrze) z betonu o połowę chudsze. Parcie wody zaś przyjmuje narzut kamienny zupełnie pozbawiony cementu. Dla osiągnięcia dokładnego przenoszenia parcia wody z duszy na narzut, wstawiono między nie klinowatą poduszkę z suchego piasku, w każdej chwili wypełniającego szczelnie przestrzeń pomiędzy duszą i narzutem. Każda z tych czterech zasadniczych części może się przesuwać, w razie wstrząsu, względem siebie, bez szkody dla całości, poza tym zaś oddzielnie wzięwszy, każda z nich ma jeszcze możliwość dokonywania ruchów i przesunięć w sobie samej.



Rys. 1.

L i c ó w k a. Licówka od korony (poz. 193.54 m) do poziomu 174.65 m ma grubość 0.91 m, stąd do poziomu 138.16 m zwiększa się stopniowo do grubości 1.82 m. Od tego miejsca nabiera ona charakteru ściany szczelnej i na poziomie 115.82 m dochodzi do grubości 7,62 m, zagłębiając się w dno rzeki aż do nieprzepuszczalnej skały. Ścianę szczelną budowano z betonu o stosunku 355 kg cementu na 1 m³ betonu, tworząc bloki szerokości 7,60 m i wysokości 6,09 m. Poziome szczeliny pomiędzy blokami uszczelniono paskami miedzianej blachy. Tył ściany szczelnej oddzielono od duszy warstwą przefuszonego papieru do utworzenia płaszczyzny przesunięć.

Właściwa licówka budowana była z betonu mocniejszego (409 kg na 1 m³), podzielonego na pionowe pasy szerokości 7,60 m. Każdy pas znowu betonowano, tworząc bloki 6,09 m wysokie, zbrojone. Charakterystyczne jest tu rozszerzenie każdego bloku ku górze dla lepszego połączenia z następnym blokiem. Wszystkie szczeliny pomiędzy blokami są uszczelnione paskami z miedzianej blachy, pionowe zaś szczeliny są prócz tego uszczelnione bitumowymi arkuszami. Licówka spoczywa na pionowych żebrach duszy, oddzielona od nich arkuszami bitumu; dla umożliwienia ruchu połączenia te są półkolisty. Należy dodać, że widoczne na rysunku puste miejsca koło pasków miedzianych były następnie wypełnione asfaltem.

D u s z a . Szerokość w koronie wynosi 2,59 m, nachylenie skarpy tylnej 9:1. Przednia powierzchnia pokryta jest pionowymi żebrami, oddalonymi od siebie 3,79 m. Przestrzenie międzyżebrowe służą jako studzienki inspekcyjne dla licówki, dostępne albo od korony, albo też od dolnej galerii, łączącej wszystkie studzienki.

Beton jest tu słabszy (177,5 kg na 1 m³). W betonie umieszczono duże kamienie.

N a r z u t k a m i e n n y układano ręcznie warstwami 0,60 m grubości nachylonymi 1:1,2, w kierunku ku duszy. Skarpa od strony dolnej wody jest nachylona 1:1½. Ławeczki mają szerokość po 3 m. Od poz. 138.16 w górę, przednia skarpa jest zbudowana jako mur na zaprawie cementowej, dla pozostawienia miejsca na poduszkę piaskową.

P o d u s z k a p i a s k o w a klinowatego kształtu, wypełniona jest grubym okrągłym piaskiem, który musi być zupełnie suchy dla umożliwienia mu szczelnego wypełniania pustych miejsc w razie wystąpienia przesunięć duszy lub narzutu. Dla zapewnienia suchości narzutu go w koronie betonowym brukiem, w murku zaś

oporowym, na dole skarpy, przewidziano otwory dla odpieku wody. (Engineering News-Record, Nr. 12 r. 1936).

Inż. P. Wroński.

Wyzyskanie sił wodnych i zakłady wodno-elektryczne.

Siły wodne w Niemczech.

Na ten temat przedstawił prof. Dantscher z Monachium obszerny referat na światową konferencję energetyczną odbytą w 1936 r. w Washingtonie.

W referacie tym, podanym w obszernym streszczeniu w Nr. 1 czasopisma „Wasserkraft und Wasserwirtschaft” z 1937 roku autor omawia historię wyzyskania sił wodnych w Niemczech, statystykę z czasów najnowszych, zagadnienia prawne, związane z tym działem gospodarki wodnej, drogi i widoki dalszego rozwoju sił wodnych.

Z treści referatu dowiadujemy się między innymi, że pierwsze zakłady o sile wodnej powstały w Niemczech już we wczesnym średniowieczu. Były to koła wodne prostej konstrukcji, służące do napędu młynów, tartaków, warsztatów tkackich, hut żelaznych i t. p. W owych czasach była to jedyna siła motoryczna, to też wzdłuż rzek i potoków osiedlał się cały przemysł. Wobec kolizji interesów licznych zakładów, już w tych czasach konieczne było uzyskanie pozwolenia władz na budowę i utrzymanie odnośnych urządzeń.

Po wynalezieniu maszyny parowej rozwój wyzyskania sił wodnych doznał zahamowania na długi okres czasu. Dopiero kiedy na przełomie 19 i 20 wieku rozwijający się silnie przemysł (zwłaszcza chemiczny) zaczął poszukiwać taniej energii, a hydrotechnika i elektrotechnika poczyniła olbrzymie postępy, nastąpił renesans zakładów o sile wodnej.

W tym też okresie poszczególne kraje niemieckie przystąpiły do kodyfikacji praw wodnych i ich rewizji w kierunku szerokiego uwzględnienia interesów publicznych. Trzecia Rzesza kontynuuje prace w tym kierunku, dążąc do stworzenia norm jednolitych dla całego państwa, które zapewniłyby najlepsze i wszechstronne wyzyskanie wód dla celów gospodarczych.

O rozmiarach wyzyskania sił wodnych w Niemczech pod koniec 1935 roku daje pojęcie następująca tabela.

Moc zakładu w KM	Ilość zakładów	Moc zakładów danej grupy	
		w milionach KM	w % mocy wszystkich zakładów
0— 10	29000	0.160	5.16
11— 100	12500	0.390	12.60
101— 500	1600	0.320	10.30
501— 1000	200	0.140	4.52
1001— 2000	110	0.148	4.78
2001— 5000	60	0.170	5.50
5001— 20000	40	0.350	11.28
20001—100000	35	1.070	34.51
ponad 100000	3	0.352	11.35
	43548	3.100	100.00

Jak widać z tego zestawienia, ilość i sumaryczna moc zakładów małych (do 500 KM) stanowią bardzo poważne pozycje w bilansie ogólnym wyzyskanych sił wodnych.

Największe zakłady zgrupowane są z natury rzeczy w Niemczech południowych, w okręgach górskich i wyżynnych. Wśród nowszych zakładów przeważają zbiornikowe, z wyrównaniem dziennym, tygodniowym lub dłuższym.

W ostatnich latach powstało dużo zakładów przy jazach nowych dróg wodnych (n. p. Ren — Men — Dunaj); mają one na celu umożliwienie powstania nowych okręgów przemysłowych, a ich dochody przyczyniają się do poprawy rentowności dróg wodnych.

Chcąc zapobiec chaosowi przy rozbudowie zakładów o sile wodnej przystąpiono do opracowania katastrof i generalnego planu wyzyskania sił wodnych; prace te są — według autora — dla ważniejszych okręgów kraju zakończone.

W związku z licznymi zagadnieniami z zakresu hydrotechniki i hydrologii, które powstają przy budowie zakładów, powstają w Niemczech liczne laboratoria wodne przy politechnikach i przy większych zakładach; oddają one znakomite usługi przy projektowaniu budowli, a niektóre z nich zdobyły sobie zasłużoną sławę na całym świecie.

Inż. Otton Faust.

Obecny stan wyzyskania energii wodnej w Szwecji i zagadnienie obrony przeciwlotniczej zakładów wodnych.

W roku ubiegłym ogólna moc zainstalowana w zakładach wodnych Szwecji przekroczyła 1.500.000 kW, a konsumpcja energii elektrycznej w kraju wyniosła 7 miliardów kWh, z czego zgorą 90% pokryły elektrownie wodne. Na podkreślenie zasługuje fakt, że w okresie kryzysu gospodarczego, wzrost zapotrzebowania energii nie był bynajmniej zahamowany, jak to wynika z następujących danych co do rocznego spożycia:

1932 r.	—	około 5 miliardów kWh
1933 r.	—	„ 5 „ „
1934 r.	—	„ 6.0 „ „
1936 r.	—	„ 7.0 „ „

Spośród ogólnej ilości zakładów, należy:

do Państwa	— 31%
do Samorządu	— 8%
do instytucji prywatn.	— 61%

Produkcja zakładów wodnych jest konsumowana obecnie: w 72% przez ciężki przemysł, w 8% przez koleje żelazne, w 20% przez drobny przemysł, rzemiosło, rolnictwo i gospodarstwo domowe.

W latach ostatnich nie tylko zbudowano w Szwecji cały szereg nowych zakładów, lecz i znacznie rozbudowano kilka dawniej powstałych wielkich centrali, jak Trollhattan, Älvkarleby, Porjus i in. Z nowowbudowanych zakładów największym jest Krangede w północnej Szwecji, który przy pełnej rozbudowie zajmie po Trollhattan drugie miejsce, ze swymi 180000 kW. mocy zainstalowanej.

Produkcja „białego węgla” skupiła się w Północnej Szwecji, gdzie są ku temu doskonałe warunki w postaci obfitych opadów, znacznych spadków i licznych jezior, znakomicie wyrównywujących odpływ.

Poza tym, ponieważ rozległość państwa w kierunku północ—południe wynosi około 1500 km, topnienie śniegów i okresy deszczowe wypadają na północy i południu w zupełnie innym czasie. Okoliczność ta powoduje, że siłownie północne i południowe, pracujące na jedną wspólną sieć, doskonale się uzupełniają w czasie, tak że dla zupełnego wyrównania produkcji prądu wystarczają minimalne rezerwy ciepłne, uruchamiane w pełni tylko podczas okresów wyjątkowo posusznych, a w roku przeciętnym dostarczające zaledwie 8—9% ogólnej produkcji energii. Udział ten spadnie jeszcze w najbliższych latach, gdy zostaną uruchomione będące w budowie 2 zakłady ze zbiornikami retencyjnymi o pojemności 350 i 715 milionów m³.

Zakłady ciepłikowe w Szwecji tam tylko wytrzymują konkurencję siłowni wodnych, gdzie są związane z przemysłami, użytkującymi parę odlotową silników parowych.

Alarmy wojenne stanowiące dominantę przeżywanego obecnie czasów znalazły i w Szwecji swe odbicie — nowe centrale hydroelektryczne buduje się już z uwzględnieniem konieczności zabezpieczenia ich przed atakami lotniczymi, dawniej zaś powstałe są wyposażane w dodatkowe urządzenia obronne. Sytuacja zakładów, położonych w stronie południowo-zachodnich wybrzeży Szwecji, jest w wypadku wojny specjalnie niekorzystna. Z przeprowadzonych doświadczeń wynika, że w razie ataku idącego od strony morza, wrocie samoloty mogą być zauważone dopiero z odległości 5—10 km, co równe jest max. 2 minutom lotu. Tymczasem czas potrzebny na zaalarmowanie najbliższych zakładów przez centralę obrony przeciwlotniczej wynosi około 3—4 minuty, a więc alarm będzie zawsze spóźniony. Z tego względu przewidziano, że największe zakłady tego okręgu, jak Trollhattan, Porjus, Krangede i inne muszą posiadać własne posterunki strażnicze i własne środki obrony w postaci oddziałów C. K. M-ów, dział przeciwlotniczych i zasłon dymnych. Niezależnie od tego, w wypadku ataku lotniczego, ta część personelu zakładu, która nie może opuścić swych stanowisk, względnie niezwłocznie po ataku ma zająć się najpilniejszymi naprawami spowodowanych uszkodzeń, przywdziewa maski i ubiory przeciwgazowe, obserwatorzy i telefoniści otrzymują pancerze przeciwdławkowe (splitterschutz), pozostały zaś personel kryje się w schronach podziemnych.

Odnosnie schronów ustalono, że 3—4 m gruba warstwa zdrowej skały zabezpiecza zupełnie przed wszelkiego rodzaju bombami, to samo daje płyta żelbetowa 2—3 m grubości, przy grubości zaś 1.0 do 1.5 m płyta taka może zabezpieczyć tylko przed bombami do 250 kg wagi.

Oczywiście tego rodzaju przykrycie wszystkich najważniejszych ośrodków istniejącego już zakładu wodnego, rzadko daje się, choćby w części, wykonać ze względu na koszt, jednak w stosunku do nowobudowanych zakładów, można przez odpowiednio zaprojektowanie uzyskać duży stopień bezpieczeństwa pracy w okresie wojennym. Tak np. przy budowie wspomnianego zakładu Kragede umieszczono głęboko w skale wszystkie rurociągi pod ciśnieniem, oraz centralę hydroelektryczną i kanały odpływowe. Ujęcia wody i wlotu do rurociągów z zamknięciem sektorowym nie zabezpieczono, jest to bowiem zbyt mały cel. Natomiast jaz piętrzący wyposażono w filary 5 m grube i 15 m długie, których zniszczenie nie będzie łatwe, otwory zaś jazu, prócz zamknięć zwykłych, posiadają urządzenia pozwalające na szybkie ustawienie zamknięć prowizorycznych w wypadku zniszczenia zasuw głównych lub ścianki piętrzącej (progu) jazu.

W wyniku przeprowadzonych doświadczeń stwierdzono, że niebezpieczne są wysokie, pustościenne jazy żelbetowe. Linie przeniesienia trafić bombą jest bardzo trudno, natomiast łatwo ulegają zniszczeniu budynki centrali, o ile są wybudowane w zbyt gęstym skupieniu. W wypadku ataku lotniczego, należy pamiętać, że muszą być bezzwłocznie opróżnione rurociągi pod ciśnieniem, a generatory i transformatory wyłączone z linii. Oczywiście, w razie uszkodzenia i unieruchomienia zakładu pokrywane przezeń obciążenie będzie przejęte natychmiast przez pozostałe zakłady pracujące na tę samą sieć, odbiór więc energii nie dozna żadnych poważniejszych zakłóceń. Tu się ujawnia wielkie znaczenie w warunkach wojennych istnienia dobrze rozwiniętej, rozległej sieci linii wysokiego napięcia, zasilanej jednocześnie w wielu punktach.

(Wasserkraft und Wasserwirtschaft, Nr. 4, 1937).

Inż. T. Borowy.

Budowa prywatnej elektrowni wodnej w miejscowości Carioba w Brazylii.

W nr. 1 z 1937 roku czasopisma „Beton und Eisen” inż. J. Tebbe podaje opis nowo zbudowanej elektrowni wodnej w Brazylii. Elektrownia ta, aczkolwiek nie wielka, zasługuje na uwagę zarówno ze względu na ciekawe

szczególności techniczne, jak też i na związane z nią zagadnienia gospodarcze.

W stanie Sao Paulo w Brazylii, obecnie najbardziej uprzemysłowionej połaci tego olbrzymiego państwa, znajduje się duża przędzalnia i tkalnia bawełny firmy Mueller, a przy niej na terenach fabrycznych miasteczko Carioba.

Fabryka ta pobierała dla napędu swoich maszyn i dla oświetlenia miasteczka prąd z sieci monopolistycznego północno-amerykańskiego towarzystwa elektryfikacyjnego.

Chcąc uwolnić się od haraczu, płaconego w formie bardzo wysokiej ceny za prąd, fabryka przystąpiła do badania możliwości uniezależnienia się od obcej dostawy prądu.

Rozwiązanie, korzystne dla fabryki, znalazło się rychło w postaci łatwej do wyzyskania siły wodnej potoku Quilomba, przepływającego przez tereny, należące do fabryki i uchodzącego do rzeki Piracicaba.

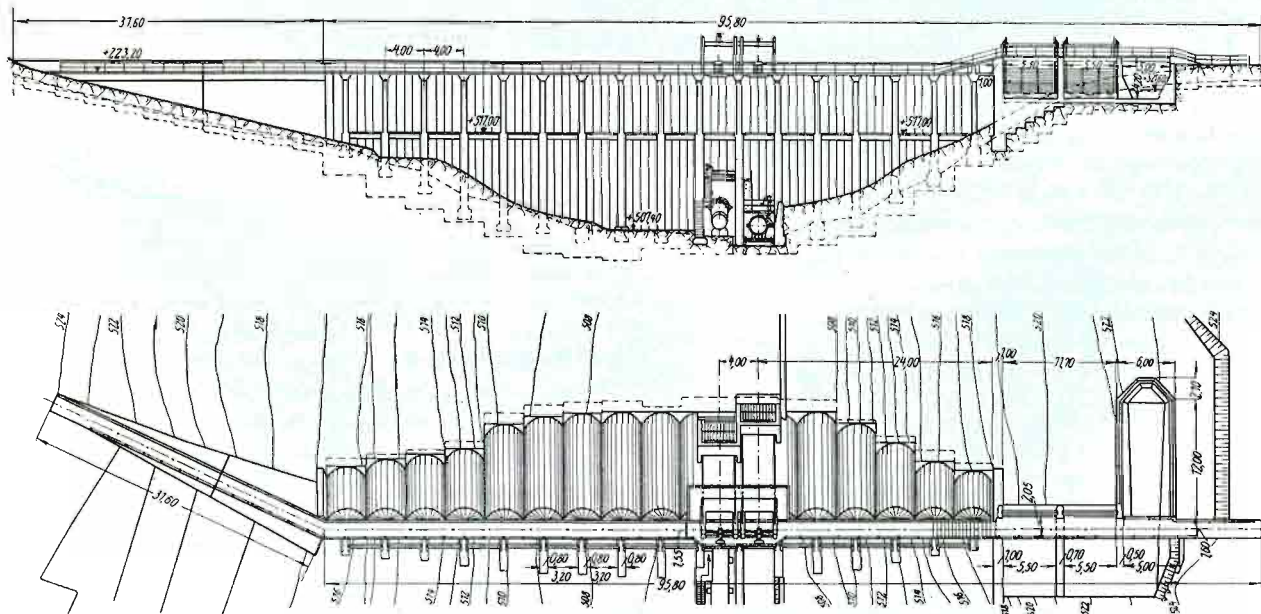
Potok ten o zlewni 370 km² i wysokości opadów 1250 mm rocznie, charakteryzuje się przepływem minimalnym 0,8 m³/s, normalnym 2,8 m³/s, średnim rocznym 4,0 m³/s i katastrofalnie wielkim 120 m³/s. (Przeptywy te obliczono wzorami Iszkowskiego i sprawdzono w zakresie małych przepływów pomiarami; jeśli chodzi o przepływ katastrofalny, to przy tak dużych opadach wydaje się on za mały, co w przyszłości może spowodować katastrofę. Przypisek recenzenta).

Warunki terenowe wskazywały na możliwość znacznego spiętrzenia wody przy pomocy zapory, której wysokość w związku z koniecznością zmieszczenia całej cofki w obrębie własnych terenów, przyjęto na 16 m nad dnem potoku.

Zbiornik, wytworzony przez tę zaporę nie ma większego znaczenia i może tylko wyrównywać przepływy w okresach dobowych.

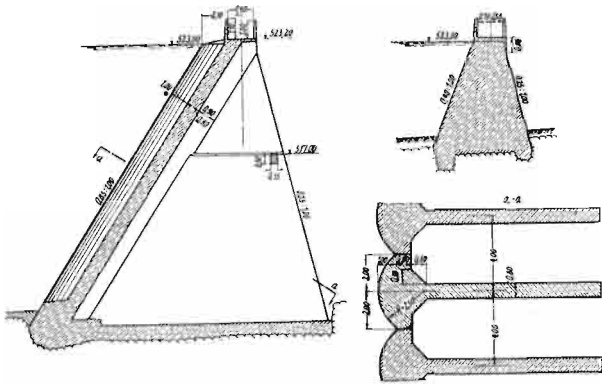
Zaporę wykonano jako budowlę betonową szkieletową, z elementów o szerokości 4 m i ciekawych kształtach (typ amerykański), widocznych na rys. 1 i 2. W partiach przybrzeżnych zapory o wysokości mniejszej niż 7 m zastosowano mur pełny (przekrój na rys. 2).

Dla odprowadzenia wód wielkich założono 2 otwory o świetle po 5,5 m przy lewym stoku, zamykane za-



Rys. 1.

stawkami, przelew w koronie o długości 30 m i upust dennym rurowym o średnicy 1,7 m. Wszystkie te urządzenia mogą łącznie przepuścić 170 m³/s.



Rys. 2.

Zakład turbinowy umieszczono w odległości 49 m poniżej zapory, co — przy dużym spadku doliny i zastoso-owaniu rurociągu, doprowadzającego wodę pod ciśnieniem — umożliwiło uzyskanie spadku użytecznego od 20 do 27 m w zależności od poziomu dolnej wody, pozostającej pod wpływem cofki z rzeki Piracicaba.

W zakładzie zainstalowano 2 turbiny systemu Francis, większą o przepłyku 4,2 m³/s i mocy 1210 KM (przy spadzie 26 m) oraz mniejszą o przepłyku 1,52 m³/s i mocy 435 KM. Każda turbina jest sprzężona z odpowiednim generatorem bezpośrednio.

Ponieważ maksymalne zapotrzebowanie energii wynoszące 1100 KM nie zawsze może być zaspokojone w całości przez zakład wodny, wybudowano również zapasowy zakład ciepłokowy o mocy 485 KM (motor Diesla siedmiocyndrowy).

Do budowy użyto betonu o zawartości cementu 270 kg/m³ w części szkieletowej zapory i 220 kg/m³ w częściach pełnych.

Kruszywo pobierano i przesiewano za pomocą odpowiednich urządzeń i składano w pobliżu mieszarek do betonu.

Beton rozprowadzono na budowie z mostu, zawieszzonego nad zaporą. Ze względu na tanią robociznę używanie maszyn ograniczono do minimum.

Szczeliny między elementami zapory zamknięto za pomocą blach miedzianych, a beton uszczelniono podwójną powłoką z Inertolu, umieszczoną od strony wody.

Cały zakład (rys. 3) jakkolwiek dosyć kosztowny, zamortyzuje się w przeciągu kilku lat (uwzględniając wysoką cenę prądu).



Rys. 3.

Studia wstępne, projekt, budowę i dostawę maszyn i urządzeń wykonały w całości firmy *n i e m i e c k i e*, co świadczy o dużej ekspansji przemysłu niemieckiego w Brazylii.

Inż. Olton Faust.

Przegląd literatury polskiej.

III Światowa Konferencja Energetyczna w Waszyngtonie.

W czasie od 7—12 września 1936 r. obradowała w Waszyngtonie Trzecia Światowa Konferencja Energetyczna, której głównym przedmiotem obrad była sprawa racjonalnej gospodarki krajowymi zasobami energii, organizacja przemysłowo-gospodarcza oraz zagadnienie kontroli jej przez czynnik publiczny.

Programi Kongresu objął 18 tematów:

1. Statystyka zasobów energetycznych.
2. Ważniejsze dążenia w dziedzinie rozwoju i wyzyskanie zasobów energetycznych,
3. Zbieranie, układanie i ogłaszanie danych statystycznych, w szczególności do użytku międzynarodowego,
4. Organizacja wydobycia, przeróbki i rozdziału węgla i jego przetworów,
5. To samo w odniesieniu do ropy i jej przetworów.
6. To samo w odniesieniu do gazu naturalnego i sztucznego,
7. Organizacja prywatnych przedsiębiorstw użyteczności publicznej,
8. Ingerencja czynników publicznych w zakresie gospodarki prywatnych elektrowni i gazowni,

9. Organizacja, finansowanie i eksploatacja elektrowni i gazowni opartych na kapitale publicznym.
10. Planowanie regionalne i ogólnokrajowe z uwzględnieniem racjonalnego wyzyskania zasobów naturalnych,
11. Racjonalne wyzyskanie zasobów węgla,
12. Racjonalne wyzyskanie ropy i gazu ziemnego,
13. Planowe wyzyskanie sił wodnych,
14. Wyzyskanie małych sił wodnych,
15. Współpraca regionalna elektrowni i gazowni,
16. Racjonalizacja rozdziału energii elektrycznej i gazu,
17. Elektryfikacja okręgów miejskich,
18. Polityka energetyczna i zarządzanie zasobami energii w skali ogólnokrajowej.

Każdemu z tych tematów poświęcono dość dużo czasu, na szczegółowe oświetlenie tych tak ważnych dla gospodarstwa narodowego kwestyj. Podkreślić tutaj należy, że zagadnienia te były niejednokrotnie różnie przez różnych referentów ujmowane. Wynikało to najczęściej z powodu niejednakowych warunków w jakich się poszczególne kraje znajdują, rzadziej z powodów różnych zapatrywań na omawiane tematy.

Sprawami wodnymi zajmowano się w dwóch sekcjach konferencji: w jednej t. zw. małymi siłami wodnymi.

w drugiej planową rozbudową zakładów o wielkiej mocy.

Jeżeli chodzi o sam podział na siły wodne małe i wielkie (z natury rzeczy dość względny), to o ile kraje europejskie za granicę małego zakładu przyjmują na ogół moc 100 kVA, to Stany Zjedn. A. P. przyjmują ją 1000 kVA (referat zaś szwedzki proponuje jako granicę produkcji dla małego zakładu 3 mio kWh).

Konkluzje z referatów o małych silach wodnych można pokrótce streścić w ten sposób: w miarę postępu wytwarzania i przesyłania energii elektrycznej, zaznacza się upadek małych instalacji wodnych, w związku z coraz większym zapotrzebowaniem mocy, ułatwieniem przesyłania energii, wzrostem sprawności urządzeń ciepłych, wreszcie koncentracją zbytu dla wielkich zakładów przemysłowych, wymagających ciągłego zasilania w energię.

Ilustrują to liczne przykłady z różnych krajów.

Natomiast grupa referatów o planowym wyzyskaniu sil wodnych poświęcona była m. in. ustawodawstwu wodnemu, działalności państwa i instytucji naukowych w dziedzinie badań hydrograficznych i t. p.

Ciekawie formułuje swe uwagi na temat planowego wyzyskania sil wodnych przedstawiciel świata przemysłowego U. S. A. Roby, który sądzi, że interes publiczny będzie tu najlepiej zabezpieczony w razie współdziałania czynnika państwowego z inicjatywą prywatną, ze względu na to, że ta ostatnia zmusza zawsze do pozostawania w granicach zdrowej gospodarki.

W rozwinięciu tego zagadnienia twierdzi on np., że połączenie wyzyskania sil wodnych dla celów energetycznych i nawigacyjnych jest często nierentowne. To też z 52 zapór, mających na celu poprawę warunków żeglugi na Ohio, tylko jedna obsługuje zarazem elektrownię, zaś z pośród 26 zapór, budowanych obecnie w górnym dorzeczu Missisipi, żadna ma nie być połączona z zakładem elektrycznym. Budowa zaś (przez rząd) zapór na rz. Tennessee, dzięki temu, że mają one służyć obu celom wypadnie — wg. autora — czterokrotnie droższa, niż byłaby, gdyby zapory służyły tylko dla poprawy warunków żeglugi, ten dodatkowy koszt zapór staje się przyczyną drogiego prądu.

Wnioski ostateczne z obrad konferencji i przedstawione w referatach dane pozwalają stwierdzić duży postęp w bardzo wielu państwach tak w dziedzinie wydobycia surowców jak i dziedzinie produkcji energii — U. S. A., Niemcy, Anglia wreszcie Z. S. S. R., — które wg. danych przedstawionych przez przedstawiciela tego państwa, z 11-go miejsca w r. 1926 — przesunęło się w r. 1936 na 3-e miejsce w świecie ze względu na produkcję energii elektrycznej, która doszła do 32 miliard. kWh, w czym b. znaczny udział mają siły wodne.

Podkreślić należy również rozpowszechnienie się zastosowania surowców zastępczych do produkcji energii elektrycznej (węgiel brunatny w Niemczech, torf w Z. S. S. R.), wreszcie zastosowanie na szeroką skalę współpracy wielu zakładów na wspólną sieć przeniesienia, co wpływa na racjonalne wykorzystanie poszczególnych zakładów.

Zagadnienia te różne państwa, różnie rozwiązały do tej pory, zależnie od miejscowych warunków. Wszędzie jednak najlepsze warunki daje koordynacja wysiłków — z jednej strony przez inicjatywę prywatną i społeczną — z drugiej państwa, w roli czynnika kontrolującego i baczającego na szerzej pojęte dobro kraju.

Drugim wnioskiem nasuwającym się, to fakt, że poszczególne dziedziny gospodarki energetycznej wiążą się

coraz bardziej w jedną wielką całość racjonalnej gospodarki zasobami, przetworzenia i rozdziału energii.

Po trzecie — właściwe i racjonalne wyzyskanie zasobów winno być ujęte w szerzej opracowany plan, obliczony na dłuższą metę, oparty na wyżej wspomnianej koordynacji wysiłków, konsekwentnie i z całą energią przeprowadzony.

(Przegląd Mechaniczny Nr 1, 3—4, 6 r. 1937).

Stan robót melioracyjnych w m. st. Warszawie.

Przedmieścia Warszawy, nie objęte zasięgiem sieci kanalizacyjnej, wynoszą około 8.600 ha, w porównaniu do obszaru skanalizowanego, wynoszącego około 12.500 ha.

Na znacznej większości terenów nieskanalizowanych stosunki wodne były zupełnie nieuregulowane jeszcze do roku 1934, a stan zdrowotny tych przedmieść pozostawiał b. wiele do życzenia.

Pierwsze prace melioracyjne na terenie miasta były zapoczątkowane przez Spółkę Wodną Obwodu Wawerskiego, która wykonała w latach 1925—1935 sieć kanałów otwartych i krytych, długości 19,492 km ze stacją pomp przy jeziorze Kamionkowskim.

Dalsze roboty prowadzone są przez Zarząd Miejski (Oddział Wodno-Melioracyjny), który uruchomił pierwsze prace w roku 1933, rozwijając je do poważnych rozmiarów w latach 1934 — 1936. Ważniejsze z dotychczas wykonanych prac są następujące:

A. N a l e w y m b r z e g n W i s ł y .

1. Rzeka Rudawka — od wału Potockiego do ul. Powązkowskiej. Regulacja jej, połączona ze skasowaniem piętrzenia wysokości 5,30 m, przy młynie na Słodowcu, unormowała stosunki wodne na znacznej części terenów Łasku Bielańskiego, Rudy, Marymontu, Kaskady, Słodowca, Burakowa i Powązek. Na terenie Łasku Bielańskiego i części Marymontu wykonano kanał otwarty, dalej kryty. W czasie wysokich stanów na Wiśle pracować będzie stacja pomp.

2. Kanał Wola — Okęcie, od ulicy Skalmierzyckiej do granicy miasta, z dalszym odpływem w granicach do rz. Wilanówki, stanowi odpływ dla wód z części Woli oraz Ochoty i Rakowca.

3. Kanał Mokotów — Służewiec ujmując wody z nieskanalizowanej, nisko położonej części Mokotowa oraz stanowi odpływ dla kanału odwadniającego głębokie wykopy linii kolejowej na Radom od miejsca przecięcia z al. Żwirki i Wigury; kanał ten jest wykonany na $\frac{3}{4}$ długości.

4. Odwodnienie niziny Siekierkowsko - Czerniakowskiej zostało zapoczątkowane przez budowę kanału głównego oraz stacji pomp. Ponadto wykonano część kanałów drugorzędnych w mieście-ogrodzie Czerniakowie.

B. N a p r a w y m b r z e g u W i s ł y .

5. Kompleks kanałów S-ki Wawerskiej oraz kanał Wystawowy, w b. znacznym stopniu regulują stosunki wodne Goławia, Goławka, Grochowa, Koziej Górki i Saskiej Kępy. W czasie wysokich stanów wód na Wiśle czynna jest stacja przepompowywań.

6. Kanał — ul. Stężycka — Ossowska, po wykonaniu całości, odwadniać będzie najniższą część Grochowa.

7. Kanał od ul. Toruńskiej i Oliwskiej stanowi podstawę odwodnienia Pelcowizny i Nowego Bródna.

W związku z budową arterii wylotowych i częściowo w innych wypadkach, na odcinkach ulic nie objętych zasięgiem kanalizacji, wykonano kanały dla odprowadzenia wód wyłącznie opadowych z nawierzchni ulic. Prace te wykonano na ulicach: Grochowskiej, Grójeckiej, Wolskiej, Puławskiej i Radzywińskiej oraz na Saskiej Kępie.

Z prac wodnych o innych charakterze w budowie jest kanał otwarty Piaseczyński, od ul. Czerniakowskiej do parku Sobieskiego, stanowiący fragment rozwiązania urbanistycznego Alei im. Marszałka Piłsudskiego.

Ogólna długość wybudowanych przez Miasto kanałów wynosi: otwartych 24,149 km, krytych — 22,449 km, przy czym w roku 1936/37 w budowie były tylko kanały kryte, z wyjątkiem kanału Piaseczyńskiego.

Sumy wydatkowane na budowę kanałów i stacji pomp wynosiły w poszczególnych latach: w r. 1933/34 — zł 391.827; 1934/35 — zł 981.489; 1935/36 — zł 1.542.375; 1936/37 — około zł 1.100.000.

Maxymalna ilość dzienna zatrudnionych robotników wynosiła w tych latach: 1933/34 — 582; 1934/35 — 985; 1935/36 — 1408; 1936/37 — 984.

(Przegląd Melioracyjny — Nr. 1, 1937 r.).

Ż y c i e t e c h n i c z n e.

Z działalności Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej.

1. Nowy statut.

Uchwałą Zwyczajnego Walnego Zgromadzenia Stowarzyszenia Członków Kongresów Gospodarki Wodnej w Polsce z dnia 9 lutego 1935 r. wprowadzony został do obowiązującego je statutu szereg zmian: między innymi zmiana nazwy na: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej w Polsce i rozszerzenie zakresu działania Stowarzyszenia ujęte w § 6 tegoż statutu.

Statut w nowym brzmieniu, które poniżej zamieszcza się in extenso uzyskał zatwierdzenie Komisarza Rządu m. st. Warszawy decyzją z dn. 31.III.1937 r.

STATUT

STOWARZYSZENIA GOSPODARKI WODNEJ W POLSCE.

I. Nazwa, siedziba i teren działania.

§ 1. Stowarzyszenie nosi nazwę: „Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej w Polsce”.

§ 2. Siedzibą Stowarzyszenia jest Warszawa.

§ 3. Działalność Stowarzyszenia rozciąga się na całą Rzeczpospolitą Polską.

II. Cel i środki działania.

§ 4. Celem Stowarzyszenia jest przyczynienie się do rozwoju i polepszenia stanu gospodarki wodnej w Polsce.

§ 5. Jako przedmiot gospodarki wodnej zaliczają się: drogi wodne i porty, żegluga morska i śródlądowa, wyzyskanie sił wodnych, regulacja rzek, ochrona przed powodzią, regulacja odpływu, melioracja rolna, zaopatrzenie w wodę, kanalizacja, oczyszczanie ścieków, balneotechnika i t. p.

§ 6. Środkami, za pomocą których Stowarzyszenie zmierza do spełnienia obranego celu, z zachowaniem obowiązujących przepisów prawa, są:

a) urządzenie kongresów gospodarki wodnej, na których omawiane być mają sprawy, obchodzące całokształt lub znaczny odłam gospodarki wodnej.

b) zwoływanie w miarę potrzeby konferencji lub przeprowadzanie ankiet dla spraw związanych z poszczególnymi gałęziami gospodarki wodnej.

c) urządzenie wystaw, pokazów, wykładów, odczytów oraz wycieczek związanych treścią z gospodarką wodną.

d) studia i wydawnictwa odnoszące się do spraw wodnych.

e) zwracanie się do władz państwowych i samorządowych oraz do instytucji społecznych i prywatnych w sprawach związanych z gospodarką wodną.

f) współpraca z innymi pokrewnymi instytucjami i udział w pokrewnych instytucjach międzynarodowych.

III. Stan prawny.

§ 7. Stowarzyszenie jest osobą prawną i jako takie posiada wszystkie z tego tytułu płynące prawa i obowiązki, w szczególności może przyjmować zobowiązania prawne oraz posiadać wszelką własność ruchomą i nieruchomą.

Stowarzyszenie ma własną pieczęć, na której napis brzmi: „Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej w Polsce”.

IV. Członkowie, ich obowiązki i prawa.

§ 8. Członkowie Stowarzyszenia dzielą się na:

- a) honorowych,
- b) zwyczajnych,
- c) dożywotnich.

§ 9. Członkiem honorowym może być osoba fizyczna wybrana przez Walne Zgromadzenie na wniosek Zarządu.

Członek honorowy nie jest obowiązany do opłacania składek.

§ 10. Członkiem zwyczajnym może być osoba prawna lub fizyczna, przyjęta przez Zarząd na wniosek 2-ch członków zwyczajnych.

Członek zwyczajny opłaca składkę roczną w wysokości i ratach ustalonych przez Walne Zgromadzenie.

Członek zwyczajny ma prawo wyboru i wybieralności, przy czym osoba prawna głosuje przez pełnomocnika.

Członek zwyczajny ma prawo uczestniczenia w kongresach, konferencjach, i t. p. oraz otrzymywania sprawozdań i wszelkich wydawnictw Stowarzyszenia na warunkach ulgowych, ustalonych przez Zarząd.

§ 11. Członek zalegający w opłacie składek zostaje zawieszony w korzystaniu ze świadczeń udzielanych przez Stowarzyszenie.

§ 12. Członkiem dożywotnim może zostać członek zwyczajny po opłaceniu dziesięciokrotnej składki.

Członkiem dożywotnim może być tylko osoba fizyczna.

§ 13. Członkowie Stowarzyszenia obowiązani są do popierania celów Stowarzyszenia, stosowania się do wymagań statutu i prawomocnych uchwał Walnych Zgromadzeń oraz opłacania regularnego należnych składek.

§ 14. Członkostwo ustaje:

a) w razie wystąpienia zgłoszonego do Zarządu przez członka pisemnie najpóźniej na 3 miesiące przed rozpoczęciem nowego roku kalendarzowego;

b) w razie wykreslenia przez Zarząd na skutek zalegania w opłacie składek;

c) w razie śmierci.

V. Władze.

§ 15. Władzami Stowarzyszenia są:

- a) Walne Zgromadzenie,
- b) Zarząd,
- c) Komisja Rewizyjna.

§ 16. Zwyczajne Walne Zgromadzenie odbywa się corocznie, o ile możliwości w połączeniu z kongresem lub konferencją. Nadzwyczajne Walne Zgromadzenie zwołuje Zarząd na mocy własnej decyzji lub na żądanie piśmienne Komisji Rewizyjnej lub 20% członków.

§ 17. Walne Zgromadzenie jest prawomocne w pierwszym terminie do powzięcia uchwał obowiązujących, bez względu na liczbę obecnych członków, gdy termin i miejsce Walnego Zgromadzenia zostały podane członkom pisemnie conajmniej na 4 tygodnie przed datą Walnego Zgromadzenia.

§ 18. Uchwały Walnego Zgromadzenia zapadają zwykłą większością głosów obecnych na Walnym Zgromadzeniu, z wyjątkiem, gdy na porządku dziennym jest sprawa likwidacji Stowarzyszenia. Przewodniczący głosuje również, a w razie równości głosów rozstrzyga.

Głosowanie na Walnym Zgromadzeniu jest jawne, o ile 20% głosów obecnych na zgromadzeniu nie zażąda głosowania tajnego.

§ 19. Zmiany statutu uchwalane są na Zwyczajnym Walnym Zgromadzeniu zwykłą większością głosów obecnych, jednak tylko na wniosek Zarządu lub też conajmniej 50 (pięćdziesięciu) członków, zgłoszonym pisemnie do Zarządu na 3 miesiące przed terminem Walnego Zgromadzenia.

§ 20. Do atrybucji Walnego Zgromadzenia należy:

a) skład, wybór i odwołanie członków Zarządu i Komisji Rewizyjnej;

b) ustalanie wysokości i sposobu wpłacania składek;

c) zatwierdzenie i zmiana regulaminów Zarządu i Komisji Rewizyjnej;

d) rozpatrzenie i zatwierdzenie sprawozdań okresowych, budżetu i zamknięć rachunkowych;

e) rozpatrywanie wniosków Zarządu, Komisji Rewizyjnej oraz tych wniosków członków, które będą zgłoszone pisemnie do Zarządu na 2 tygodnie przed terminem Walnego Zgromadzenia;

f) zatwierdzenie przyjęcia ofiar i darowizn, które pociągają za sobą zobowiązania;

g) zatwierdzenie projektów nabycia lub sprzedaży nieruchomości, warunków zaciągania pożyczek i zawierania transakcyj hipotecznych;

h) zmiana lub uzupełnienie statutu Stowarzyszenia;

i) likwidacja Stowarzyszenia i decyzja co do rozporządzenia majątkiem na wypadek likwidacji Stowarzyszenia;

§ 21. Zarząd Stowarzyszenia składa się z 15 członków wybranych przez Walne Zgromadzenie zwykłą większością głosów na okres trzyletni. Corocznie ustępuje 1/3 część członków, przy czym w pierwszych 2-ach latach rozstrzyga losowanie. Ustępujący członek może być obrany ponownie. Prócz tego Walne Zgromadzenie wybiera corocznie 5 zastępców wchodzących do Zarządu w miarę ustępowania członków Zarządu w okresie przed Walnym Zgromadzeniem.

§ 22. Zarząd wybiera corocznie ze swego grona prezesa, dwóch zastępców, sekretarza generalnego, skarbnika, oraz ich zastępców.

§ 23. Do ważności uchwał Zarządu potrzebna jest obecność 1/3 członków Zarządu, a w tej liczbie prezesa lub jednego z zastępców. Postanowienia zapadają zwykłą większością głosów. W razie równości głosów przeważa głos przewodniczącego. Prezes Zarządu zwołuje posiedzenia Zarządu w miarę potrzeby.

§ 24. Dla załatwienia poszczególnych spraw może Zarząd tworzyć odrębne Komisje, działające na podstawie zatwierdzonego przez Zarząd regulaminu, do których powołać może osoby nie będące członkami Zarządu. Również wolno Zarządowi zapraszać do współpracy osoby nie będące członkami Stowarzyszenia.

§ 25. Do atrybucji Zarządu należy:

a) kierownictwo ogółem spraw i reprezentowanie Stowarzyszenia nazewnątrz;

b) załatwianie wszelkich czynności administracyjnych;

c) zarząd majątkiem Stowarzyszenia;

d) układanie budżetu;

e) wykonanie budżetu, prowadzenie rachunkowości i sporządzanie zamknięć rachunkowych;

f) przyjmowanie i wykreślanie członków Stowarzyszenia;

g) mianowanie i zwalnianie funkcjonariuszy Stowarzyszenia;

h) zwoływanie Kongresów i konferencji, przeprowadzanie ankiet, urządzanie wystaw, odczytów, pokazów, wycieczek i t. p.;

i) ustalanie programów i przygotowanie prac i regulaminów obrad;

k) zatwierdzanie regulaminów wewnętrznych;

l) wykonywanie uchwał kongresów i konferencji;

ł) zwracanie się do władz państwowych i samorządowych oraz do instytucji społecznych i prywatnych z memorandumami i t. p. w sprawach gospodarki wodnej;

m) ogłaszanie prac kongresowych i innych wydawnictw;

n) utrzymanie łączności z pokrewnymi instytucjami;

o) rozstrzyganie sporów, wynikłych między członkami na terenie działalności Stowarzyszenia.

§ 26. Wszelka korespondencja winna być opatrzona

dwoma podpisami: prezesa i sekretarza.

Wszelkie fundusze Stowarzyszenia lub dla Stowarzyszenia mogą być podnoszone za wspólnym pokwitowaniem prezesa i skarbnika.

Wszelkie umowy, pełnomocnictwa, dokumenty i akty rejestralne i hipoteczne podpisuje prezes łącznie z jednym z członków Zarządu.

We wszelkich czynnościach powyższych mogą występować w zastępstwie prezesa, sekretarza i skarbnika ich zastępcy, względnie upoważnieni członkowie Zarządu.

Pełnomocnictwa do odbioru z poczty pieniędzy, przesyłek, listów i t. p. podpisuje jeden z upoważnionych członków Zarządu.

§ 27. Komisja rewizyjna składa się z 3 członków wybieranych przez Walne Zgromadzenie zwykłą większością głosów, oraz z 2 zastępców obejmujących czynność w Komisji w razie ustąpienia którego z członków.

§ 28. Zadaniem Komisji rewizyjnej jest sprawdzanie kasy, kapitałów, rachunkowości, bilansu i działalności Zarządu przynajmniej raz do roku i zdanie sprawy z przeprowadzonych rewizji na najbliższym Walnym Zgromadzeniu.

§ 29. Członkowie Zarządu i Komisji Rewizyjnej spełniają swe czynności bezpłatnie. Walne Zgromadzenie może jednak upoważnić Zarząd do wypłacenia renumeracji sekretarzowi generalnemu.

VI. Fundusze.

§ 30. Fundusze Stowarzyszenia tworzą:

a) składki członków;

b) subwencje władz i instytucji publicznych;

c) dochody z nieruchomości i od funduszy;

d) dochody z wystaw, pokazów, odczytów, wycieczek, wydawnictw i t. p.;

e) darowizny i wpływy przypadkowe.

§ 31. Sprawozdanie budżetowe powinno obejmować następujące pozycje:

a) rachunek majątku Stowarzyszenia i bilans;

b) przychód i rozchód za czas sprawozdawczy;

c) rachunek kas. zysków i strat.

VII. Likwidacja.

§ 32. Wniosek o rozwiązaniu Stowarzyszenia winien być przedstawiony Walnemu Zgromadzeniu przez Zarząd lub 1/5 członków Stowarzyszenia

Do ważności uchwały potrzebna jest obecność połowy członków i większość 2/3 głosów obecnych na Zgromadzeniu. W razie braku kompletu następnie Walne Zgromadzenie ważne jest bez względu na liczbę obecnych, jednak nie może być zwołane wcześniej, jak po upływie 3 miesięcy.

§ 33. W razie przyjęcia uchwały o likwidacji to samo Walne Zgromadzenie likwidacyjne zwykłą większością rozstrzyga o przeznaczeniu majątku Stowarzyszenia na pokrewne cele i wybiera specjalną Komisję likwidacyjną do przeprowadzenia likwidacji.

Na podstawie decyzji Komisarza Rządu m. st. Warszawy z dnia 31 marca 1937 r. Nr. SP II-6/995 wydanej na podstawie art. 21 prawa o stowarzyszeniach z dnia 27 października 1932 r. (Dz. U. R. P. Nr. 91 poz. 908) ponownie wpisano do rejestru stowarzyszeń i związków Komisariatu Rządu m. st. Warszawy pod Nr. 1013 stowarzyszenie (związek) pod nazwą: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej w Polsce.

Warszawa, dnia 31 marca 1937 r.

Za Komisarza Rządu

(—) J. Łepkowski

Naczelnik Wydz. Społeczno-Politycznego.

2. Składki członkowskie.

Zwyczajne Walne Zgromadzenie odbyte dnia 6 czerwca 1936 r. powzięło uchwałę o obowiązkowym prenumerowaniu dwumiesięcznika „Gospodarka Wodna” przez wszystkich członków Stowarzyszenia.

Wobec tego wysokość składki członkowskiej za okres roczny ustalona została zgodnie z § 20 p-t b) statutu:

1) od członka zwyczajnego osoby fizycznej na 10 złotych, 2) od członka zwyczajnego osoby prawnej na 50 złotych, z tym że w składce tej mieści się opłata za dostarczane członkom wymienione wyżej czasopismo.

Uchwała ta przewiduje również możliwość regulowania składki członkowskiej w dwóch równych ratach półrocznych, niewpłacenie jednak raty przed upływem każdego z półroczy powodować będzie przerwę w dostarczaniu „Gospodarki Wodnej”.

3. W y d a w n i c t w a.

1. Prof. Karol Pomianowski — Mniejsze zakłady o sile wodnej i Inż. Marian Prokopowicz — Postanowienia ustawowe dotyczące zakładów o sile wodnej. Str. 112 i ryc. 42. Cena 3.50 zł z przesyłką pocztową.

2. Inż. Kazimierz Górski — O zaopatrywaniu ludności w wodę. Studnie i wodociągi. Stron 116, rycin i wykresów 18. Cena 3.50 zł z przesyłką pocztową. Z uwagi na aktualność zagadnienia praca zalecona do użytku władz rządowych i samorządowych w Nr. 29 Dziennika Urzędowego Min. Spraw Wewnętrznych z dn. 10.VIII. 1936 r.

Skład Główny dla obu wydawnictw: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej — Warszawa, ul. Solec 2, konto P.K.O. Nr. 24390.

3. Mapa Polskich Dróg Wodnych 1:1.000.000 w 5 kolorach, format 100×80 cm z tekstem o 47 str. druku — w opracowaniu inż. T. Tillingera na podstawie materiałów Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji. Wydanie II. 1936 r. Cena 5 zł.

Skład Główny: Księgarnia Wl. Michałak i Ska, dawniej Księgarnia Książnica Atlas — Warszawa, Nowy Świat 59.

Koło Stowarzyszenia Inżynierów Wodnych Województwa Warszawskiego.

W roku bieżącym powstało Stowarzyszenie Inżynierów Wodnych R. P.

Dotychczasowy rozwój i miejsce, jakie gospodarka wodna zajmuje w hierarchii dokonywanych inwestycji, poziom uświadomienia społeczeństwa polskiego w dziedzinie potrzeb hydrotechnicznych Państwa oraz pozycja społeczna inżyniera wodnego — stawiają przed S. I. W. zadania, których wypełnienie wymagać będzie wyjątkowo wielkiego, zbiorowego wysiłku ze strony ogółu inżynierów wodnych.

S. I. W. zakreśliło sobie cele, wśród których najważniejszymi są:

1) skupienie w jednej organizacji zawodowej wszystkich inżynierów, pracujących w dziedzinie gospodarki wodnej, 2) reprezentacja i obrona zawodu inżyniera wodnego oraz pośrednictwo pracy, 3) rozwijanie i pogłębianie wiedzy inżynierskiej, 3) propaganda wśród społeczeństwa polskiego konieczności prowadzenia racjonalnej gospodarki wodnej w Polsce oraz 4) rozwijanie i pogłębianie życia towarzyskiego.

Wymienione wyżej cele realizowane będą w znacznej mierze przez Koła Prowincjonalne i stąd szczególnie do-

niosła rola przypaść musi Kołu Stołecznemu ze względu na jego liczebność oraz warunki pracy. Koło to znajduje się obecnie w stadium organizacji. Prace, związane ze zwołaniem Zebrania Organizacyjnego, które odbędzie się w końcu maja r. b., dobiegają końca. Konieczność powstania Koła Wojew. Warszaw. była potrzebą, żywo odczuwaną przez wszystkich i to rokuje mu prowadzenie ożywionej, owocnej działalności. Bliższe szczegóły, dotyczące się Zebrania Organizacyjnego a więc termin, miejsce i porządek dzienny zostaną podane do wiadomości w najbliższych dniach wszystkim zainteresowanym kolegom drogą specjalnie wydanego w tym celu komunikatu. Obecność na Zebraniu Organizacyjnym Koła Stow. Inż. Wodn. Wojew. Warsz. jest moralnym obowiązkiem kolegów, pracujących na terenie m. st. Warszawy i Województwa Warszawskiego!

Listy do Redakcji

Wielce Szanowny Panie Redaktorze!

W zeszytcie 1 „Gospodarki Wodnej” z rb., w dziale „Hydrologia i Hydraulika”, na str. 51 w artykule inż. T. B o r o w e g o pt. „Przeptyw wody w korytach otwartych pod pokrywą lodową” czytamy, co następuje: „Stosowane są u nas różne metody (uwzględnienia wpływu powłoki lodowej na warunki przepływu) przeważnie dalekie od ścisłości, co się tłumaczy ubóstwem odnośnej literatury technicznej w ogóle a naszej w szczególności”.

Powyższy pogląd autora, o ile miał na myśli polską literaturę hydrologiczną, uważam za niesłuszny. Dowodem tego niech będą głosy uczonych zagranicznych, wyróżniające autorów prac polskich z omawianego zakresu. (S c h a f f e r n a c k. Hydrographie. W i e n 1935. R o d e w i t s c h IV Hydr. Konf. d. Balt. Staaten. L e n i n g r a d 1933; F i s c h e r. Ziele und Wege der Untersuchungen über den Wasserhaushalt. B e r l i n 1936).

W ostatniej pracy zasłużonego hydrologa niemieckiego czytamy między innymi: Bardzo pouczające jest (a u f s c h l u s s r e i c h) i podstawowe znaczenie dla zimowych pomiarów przepływu pod pokrywą lodową posiada wydawnictwo p o l s k i e g o Instytutu Hydrograficznego (Wyniki pomiarów objętości przepływu rzek pod pokrywą lodową. Warszawa 1934).

Inż. Kazimierz Dębski.

Po zapoznaniu się z treścią powyższego listu stwierdzić mogę, że między poglądami memi i autora listu nie ma istotnych różnic, albowiem rzeczywiście—co zresztą słusznie autor listu przypuszcza — w ustępie omawianym nie miałem na myśli polskiej literatury hydrologicznej a tylko nasze podręczniki inżynierskie z działu hydrotechniki.

Inż. T. Borowy.

SPROSTOWANIE.

W artykule „Wyznaczenie przepływu na podstawie głębokości strumienia wody na krawędzi rynien” zamieszczonym w Nr. 1 „Gospodarki Wodnej” z r. b. wzór na str. 36, szpalta druga, wiersz 3 od dołu winien mieć postać:

$$\frac{1}{2} r^2 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \sin \varphi_k \right) = \frac{4 Q^2}{r^4 \left(\frac{\varphi_k \pi}{180} - \sin \varphi_k \right)^2 \cdot g} \cdot 2r \cdot \sin \frac{\varphi_k}{2}$$

końcowa zaś część wzoru (12) na str. 37

$$\dots 3 r^2 \left(r - r \cos \frac{\varphi_k}{2} - r \right) \frac{\varphi_k \cdot \pi}{360} = \gamma \frac{Q}{g} \cdot v_0$$

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński.
Dział „Z literatury techn.": Inż. K. Puczyński.

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

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