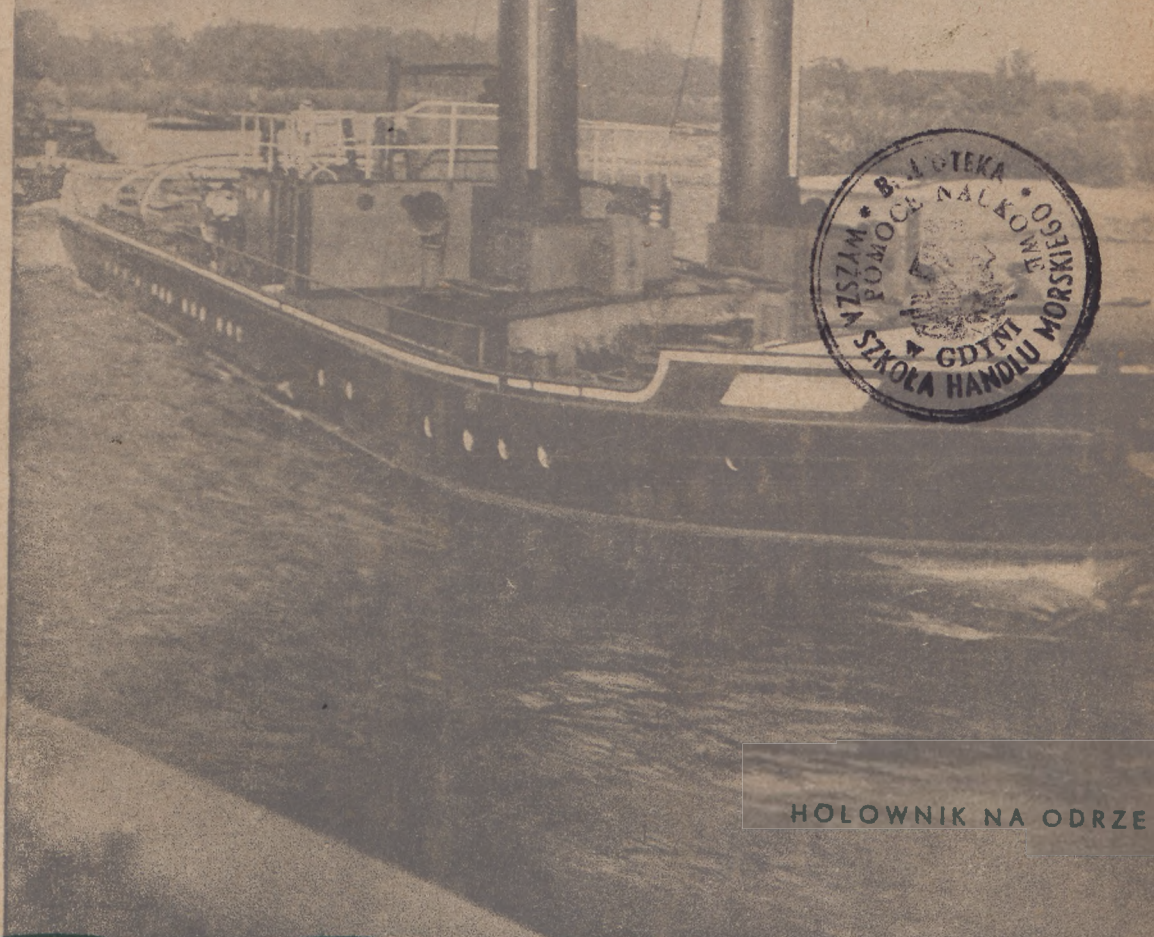


GOSPODARKA WODNA



HOŁOWNIK NA ODRZE

WUMIESIĘCZNIK POSWIECONY SPRAWOM DROG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIAGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA

LIPIEC - SIERPIEŃ
1947

ROK VII 4

Spółeczne Przedsiębiorstwo Budowlane

Centrala Gospod. Spółdz. Budowl. R. P.
Spółdz. z odpow. udz.

Oddziały we wszystkich okręgach wojewódzkich

wykonuje roboty

budowlane
elektryczne
urządzeń zdrowotnych
wodne
drogowo-mostowe

zaopatruje

wszystkie Spółdz. budowlane w ma-
teriały budowlane z przydziału i c. w/r.

dostarcza

z własnych zakładów produkcji
wyroby stolarskie budowlane i meble.

Informacje: Centrala—Warszawa _____
Al Stalina 37. Telefon 85-340

S. K. B.

SPÓŁDZIELNIA PRACY KOMUNIKACYJNO - BUDOWLANEJ

z odp. udziałami

W A R S Z A W A

ul. Frycz - Modrzewskiego 24 m. 5

**Wykonuje wszelkie roboty
BUDOWLANO - WODNE**

ŻEGLUGA PAŃSTWOWA

u t r z y m u j e:

codzienne, bezpośrednie połączenia pasażersko-towarowe i turystyczne na trasach:

Warszawa	— Włocławek	km 165
Gdańsk	— Elbląg	„ 72
Gdańsk	— Nowy Dwór	„ 53
Giżycko	— Mikołajki	„ 40
Giżycko	— Węgorzewo	„ 26

w y k o n u j e:

przewozy ładunków masowych i wagonowych na polskich drogach wodnych
śródlądowych łącznie z operacjami w portach Gdynia i Gdańsk.

Informacji udzielają i przyjmują zlecenia:

Centrala w Warszawie, ul. Nowogrodzka 49 (Roma), tel. centr. 89-560, 1, 2, 3
wewn. 25 i 30 oraz 88-691 a ponadto Oddziały w Gdańsku i Bydgoszczy oraz
Ekspozytury w portach rzecznych i morskich.

PAŃSTWOWE PRZEDSIĘBIORSTWO BUDOWLANE

„HYDROTREST”

CENTRALA: WARSZAWA UL. SMOLNA 32. TEL. 879-10 i 879-11

Skrót telegraficzny „Pepebehyd”

**Wykonuje wszelkie roboty w zakresie wodno-inżynierskim
a w szczególności:**

Zapory, jazy, śluzy, upusty, lewary wodne,
Zbiorniki dolinowe, zakłady o sile wodnej, sztolnie,
rurociągi,
Porty morskie i rzeczne — stocznie,
Wydobywanie zatopionych obiektów pływających,
Mosty stalowe, żelbetowe i drewniane,
Konstrukcje stalowe do budowli wodnych,
Podnoszenie zwalonych konstrukcji,
Kanały żeglugi, akwadukty, podnośnie, syfony,
Regulacje i obwałowanie rzek,
Roboty ziemne,
Melioracje podstawowe i szczegółowe,
Wodociągi i kanalizacje miast i osiedli,
Urządzenia sportowo-wodne,
Wiertnictwo badawcze.

PROJEKTY—KOSZTORYSY—POMIARY—BUDOWA

PRZEDSIĘBIORSTWO ROZPORZĄDZA CIĘŻKIM SPRZĘTEM
BUDOWLANYM KRAJOWYM I ZAGRANICZNYM

**Przedsiębiorstwo
Inżynieryjno-Budowlane**

Inż. Janusz SYSKI

**Warszawa
Saska Kępa
ul. Styki nr 24**

**WSZELKIE
ROBOTY
W ZAKRES
INŻYNIERII
WCHODZĄCE**

PRZEDSIĘBIORSTWO ROBÓT INŻYNIERYJNYCH

Inż. BOLESŁAW CZERNY

**Wszelkie roboty
drogowe i wodne**

Warszawa Aldony 5

**PRZEDSIĘBIORSTWO ROBÓT
BUDOWLANO - WODNYCH**

Mieczysław Polewski

Gdańsk - Wrzeszcz, ul. Libermana 35

**WYKONUJE WSZELKIE
ROBOTY MELIORACYJNE**

**Przedsiębiorstwo Robót
Inżynieryjno-Budowlanych**

BRONISŁAW KÜHN

Warszawa, Al. Gen. Wł. Sikorskiego 45 m. 1

Telefon 853-54

**BANKI: r-k żyrowy w Narodowym Banku Polskim
r-k czekowy Nr 871 w Banku Gosp. Kraj.
r-k bieżący w Banku Handlowym**

Wykonuje roboty:

**budowlane, rozbiórkowe i za-
bezpieczające, mostowe, dro-
gowe, torowe, ziemne, budo-
wy lotnisk i boisk sportowych,
melioracyjne, wodociągowo-
kanalizacyjne i centralnego
ogrzewania oraz sporządza
projekty i kosztorysy**

**SPOŁECZNE
PRZEDSIĘBIORSTWO
BUDOWLANE**

Centrala Gospodarcza Spółdzielni Budowlanych B. P.

Spółdzielnia z odpowiedzialnością udziałami w Warszawie

Oddział Okręgu Warszawskiego

WARSZAWA, POZNAŃSKA 38/4. Tel. 8-84-31.

**Wykonuje wszelkie roboty
w zakres budownictwa wchodzące, jak:**

**budowa domów, mostów, roboty
żelbetowe, ziemne, kolejowe, etc.**

**Roboty elektryczne silno i słabo
prądowe, instalacje przemysłowe,
montaż stacji transformatorowych,
i rozdzielnia wysokiego i niskiego
napięcia, elektryfikacja wsi i t.p.**

GOSPODARKA WODNA

DWUMIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZAGADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

Rok VII

WARSZAWA, LIPIEC – SIERPIEŃ 1947 r.

Nr 4

TREŚĆ: Prof. inż. Czesław Zakaszewski — Krajobraz w budownictwie wodnym. Inż. Tadeusz Tillinger — Rola piękna w gospodarce wodnej. Inż. Adolf Riedel — Nasze drogi wodne śródlądowe — wczoraj, dziś i jutro. Inż. Zdzisław Kornacki — O nowe typy budowli regulacyjnych. Inż. Stanisław Hawryłkiewicz — O ruchu wody w korycie rzeczonym i nowych typach budowli regulacyjnych na Wiśle. Inż. Mieczysław Zajbert — Nowe typy budowli dla Wisły środkowej. Inż. Wacław Cichocki — Zbiornik Łomżyński. Mgr Przemysław Małek — Rola i znaczenie Odry w gospodarce Niemiec i obecnie. Inż. Władysław Szczytt — Drogi wodne i żegluga śródlądowa w Z. S. R. R. Józef Wierzejski — W sprawie kształcenia pracowników żegluga śródlądowej. Inż. Zygmunt Sochoń — Określenie rozmiarów budowli piętrzących ze względu na przesiąkanie wodypod fundamentami. Dr inż. Jerzy Ostromecki — Erozja gleb jako zagadnienie melioracyjne. Inż. Jerzy Rembowski — O finansowaniu robót wodno-melioracyjnych. Inż. Tytus Piller — Uwagi nad projektowaniem robót wodno-melioracyjnych. Inż. Leonard Skibniewski — Jeziora w Polsce i wpływ ich na stosunki hydrologiczne. Inż. Jan Wokroj — Charakterystyka przebiegu stanów wody w okresie V.47 — VII.47. Kronika.

SOMMAIRE: Prof. Ing. C. Zakaszewski — Le paysage et l'aménagement des eaux. Ing. T. Tillinger — Esthétique dans l'aménagement des eaux. Ing. A. Riedel — Voies navigables en Pologne dans le passé, le présent et l'avenir. Ing. Z. Kornacki — Nouveaux types d'ouvrages appliqués à l'amélioration des fleuves. Ing. S. Hawryłkiewicz — Mouvement de l'eau dans lit fluvial et nouveaux d'ouvrages appliqués à l'amélioration de la Vistule. Ing. M. Zajbert — Nouveaux types d'ouvrages appliqués à l'amélioration de la Vistule moyenne. Ing. W. Cichocki — Retenue de Łomża. Mgr. P. Małek — Rôle économique de l'Odra dans le passé Allemagne et à présent en Pologne. Ing. W. Szczytt — Voies navigables et navigation intérieure dans l'U. R. S. S. J. Wierzejski — Sur l'instruction du personnel de la navigation intérieure. Ing. Z. Sochoń — Dimensions des barrages et l'infiltration de l'eau sous les fondements. Dr Ing. J. Ostromecki — Erosion du sol et les améliorations agricoles. Ing. J. Rembowski — Problème financier dans les travaux d'hydraulique agricole. Ing. T. Piller — Remarques sur les travaux d'hydraulique agricole. Ing. L. Skibniewski — Lacs en Pologne et leur influence sur les relations hydrologiques. Ing. J. Wokroj — Caractéristique des débits des eaux dans la période de V.47 — VII.47. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ НОМЕРА: проф. инж. Ч. Закашевский — Пейзаж в водном строительстве. — инж. Г. Тиллингер — Эстетические соображения в водном строительстве. — инж. А. Ридель — Наши водные пути в прошлом, ныне и в будущем. — инж. З. Корнацкий — Новые типы выправительных сооружений. инж. С. Гаврилкевич — движение воды в русле реки и новые типы выправительных сооружений на Висле. инж. М. Зайберт — Новые типы выправительных сооружений на Висле. инж. В. Цихоцкий — Водохранилище на р. Нарев. мгр. П. Малек — Прежнее значение Одера для Германии и современное для Польши. инж. В. Ицт — Внутреннее водные пути и речное судоходство в С.С.С.Р. I. Вежейский — К вопросу о подготовке кадров для речного судоходства. инж. З. Сохонь — Определение размеров водонапорных сооружений с точки зрения Фильтрации воды под фундаментами. др. инж. Ю. Остроменцкий — Проблема эрозии почв в мелиорации. инж. Ю. Рембовский — Финансирование водно-мелиорационных работ. инж. Т. Пиллер — Заметки о проектировании водно-мелиорационных работ. инж. Л. Скибневский — Польские озера и их гидрологический режим. инж. И. Вокрой — Характеристика колебаний уровней воды в периоде от V.47 — VII.47. Хроника.

CONTENTS: Prof. Eng. C. Zakaszewski — The landscape and the water-construction. Eng. T. Tillinger — The role of Beauty in the water-management. Eng. A. Riedel — Our inland water-ways in the past, actually and in future. Eng. Z. Kornacki — About new types of regulation constructions. Eng. S. Hawryłkiewicz — The movement of the water in the river-bed and new types of constructions on the Vistula. Eng. M. Zajbert — New types of works on the middle Vistula. Eng. W. Cichocki — The Łomża reservoir. Mgr. P. Małek — The role and the importance of the Odra in the management of Germany and actually. Eng. W. Szczytt — Water-ways and the inland navigation in the Soviet Russia. J. Wierzejski — The question of training of inland navigation workers. Eng. Z. Sochoń — The determination of water-construction's dimensions, with regard to the soaking of water under the foundations. Dr Eng. J. Ostromecki — The ground erosion as a melioration problem. Eng. J. Rembowski — The financing of water-meliorations works. Eng. T. Piller — Some remarks upon the projecting of water-melioration works. Eng. L. Skibniewski — Lakes in Poland and their influence on the hydrological relations. Eng. J. Wokroj — Characteristic of the water-course during the period of V.47. — VII.47. Chronicle.

Krajobraz w budownictwie wodnym

Praca inżyniera wodnego głęboko wkracza w układ naturalnych stosunków wodnych.

W melioracjach rolnych dąży ona bezpośrednio do poprawy wadliwych stosunków, do tworzenia warunków optymalnych rozwoju roślin pożytecznych i uprawnych. Jakkolwiek — zasięg melioracji nie obejmuje wielkich cieków, stanowiących dominantę całych dzielnic, jakkolwiek praca inżyniera-melioranta rozproszona jest na tysiącu mniejszych cieków i rowów, to właśnie dzięki tej swojej powszechności stanowią melioracje poważny czynnik, kształtujący stosunki wodne kraju ze wszystkimi konsekwencjami, jakie zmiana tych stosunków za sobą pociąga.

Budownictwo wodno-komunikacyjne obejmuje mniej kilometrów cieków, lecz za to formuje układ wodny na wielką skalę. Przez regulację rzek lub ich kanalizację, przez budowę dróg wodnych sztucznych, tworzenie zbiorników, zmieniają się b. intensywnie stosunki wodne w dolinach, zmienia się jakość i użytkowanie gleb, zmienia się krajobraz.

W obu wypadkach zmiany, jakie następują w krajobrazie, są wynikiem z jednej strony naturalnego dostosowania się roślinności do zmienionych warunków, z drugiej są skutkiem pewnych metod wprowadzenia prac wodnych i pewnych założeń doktrynalnych inżynierskich dobrych lub złych.

Trzeba sobie uświadomić, że krajobraz naturalny nie jest czymś oderwanym, nie jest dodatkową osobą czy akcesorium, lecz jest wynikiem przemian geologicznych, klimatu, działania wody płynącej doliną, spływającej po stokach, zalegającej w gruncie, wreszcie wynikiem działań organizmów z człowiekiem włącznie. Prócz wpływu człowieka wszystkie inne czynniki są dość trwałe i tworzą pewien zespół przyrodniczy naturalny również trwały, wiążący w całość harmonijną i celową wszystkie tego zespołu elementy, a krajobraz jest tego zespołu wynikiem i wyrazem o zmianach powolnych i logicznych. Człowiek do tego ładu wprowadza niespodziewane wstrząśnienia o charakterze tym rozleglejszym, im bardziej się zwiększa zagęszczenie ludności.

Przypomnijmy sobie, że Apeniny, dziś pozbawione gleby i okrywy roślinnej, były w starożytności pokryte lasami, zniszczonymi przez człowieka i jego inwentarz żywy, to samo jest z górami Hiszpanii; ogromna większość naszych wydm piaszczystych ruchomych przed wiekiem jeszcze stanowiła szumiące lasy. Zniszczenie więzi naturalnej darni przez orkę oddało wielkie obszary pre-ryj Północnej Ameryki na pastwę erozji wietrznej i wodnej. Przypomnijmy sobie, że prowadzenie w 18-ym i początku 19-go wieku w leśnictwie smutnych i brzydkich czystych kultur drzew iglastych, zamiast naturalnego lasu mieszanego, spowodowało takie zmiany w życiu lasu i takie katastrofy las niszczące w postaci sówki chojnowki i pożarów leśnych, że trzeba było wrócić co rych-

lej do lasu mieszanego nie dlatego, że piękniejszy, lecz dlatego, że zdrowszy, bo rok rocznie opadające liście użyźniają glebę i sprzyjają lepszemu porostowi drzew iglastych oraz gnieźdzeniu się ptactwa.

Decydujące jednak znaczenie w walce z sówką chojnowką przypada niszczącym sówkę pasożytom, które tylko w lesie mieszanym znajdują stosowne warunki do trwania i rozwoju.

Nieznajomość lub lekceważenie praw przyrody pociąga za sobą ciężkie skutki, tym groźniejsze, że choć powoli następujące, ale często nie odwracalne. Otóż skazy w krajobrazie to dowody błędów popełnionych przez człowieka, to stwierdzenie wykroczenia przeciw prawom natury, dbającym o syntezę celowych i trwałych możliwości.

Jeśli piękno nie jest synonimem samej celowości, to jednak szarmonizowanie wielostronnej celowości jest atrybutem piękna. Nie łatwo pokusić się jest o definicję pojęcia piękna, lecz warto przypomnieć, że filozofowie starożytni uważali piękno za synonim dobra. Ptak nosi w sobie ideał piękna gniazda w jakim się wykluł z jajka, człowiek ma również wrodzone poczucie piękna, Lecz ptak tylko instynktem wiedziony buduje kunsztowne gniazdko, w człowieku osłabiony instynkt musi być uzupełniony obserwacją, a wtedy tworzy podświadome, syntetyczne ideały piękna, tworzy podświadome pewne idealne związki krajobrazowe, w których powstaniu i ocenie mają udział przeżycia przeszłych pokoleń, a które stanowią punkt wyjścia do świadomej oceny i tworzenia piękna.

Jednak do nas inżynierów nie tylko kategorie estetyki trafiać należy. Dotąd, niestety błaka się wśród nas obawa, że wychylenie się poza kanony mechanistycznie ujmowanej techniki nie wiąże się z wysokim poziomem mentalności dzielnego inżyniera. Z tym zawężeniem światopoglądu musimy walczyć specjalnie w zawodzie inżynierów wodnych; dla ludzi pracujących wśród natury i dla jej kształtowania nie mogą pozostać obcymi prawa biologiczne, decydujące o udaniu się inżynierskich koncepcji lub o ich załamaniu.

Najbardziej przekonującym inżyniera argumentem jest ustalenie rozumowe związku między pięknem a celowością, jest wykazanie, że wydatek czy wysiłek, poniesiony dla zachowania piękna jest niezbędnym, jest opłacalnym.

Ustalenie tych związków między pięknem krajobrazu a celowością inżynierskich rozwiązań bynajmniej nie jest tak trudnym, jak by się zdawało, wymaga tylko włączenia do przesłanek twórczych i kryteriów kontrolnych biologicznego ujmowania zagadnień. Droga tą poszli dawno i raczej intuicyjnie architekci i inżynierowie francuscy i angielscy; w dalszej kolejności poszli Niemcy o typowo materialistycznej mentalności, lecz gdy na tej drodze znaleźli się, rozpracowywać poczęli zagadnienie w wielkiej ilości publikacji i przepisów.

U nas pionierskie usiłowania Państwowej Rady Ochrony Przyrody oraz grupy architektów plani-

stów dotąd mały znalazły oddźwięk inżynierii, może dlatego właśnie, że sposób przekonywania argumentami piękna nie trafiał do psychiki inżynierskiej, nastawionej na obsługę klienta, obojętnej prywatnego czy urzędowego, na dochodowość inwestycji, na jej bezpośredni cel.

Wypracowanie pewnych zasad i norm kształtowania krajobrazu musi nastąpić we właściwym środowisku inżynierów bezpośrednio projektujących roboty wodne i melioracyjne, a wtedy stanie się ich trwałym dorobkiem. Oczywiście, udział przyrodników oraz doświadczonych analityków i twórców piękna w krajobrazie jest w tym procesie koniecznym. Podjęcie odpowiedniej akcji jest dziś na czasie bardziej, niż kiedykolwiek, gdyż plan 3-letni przewiduje przygotowanie projektów wodnych o dużym zasięgu, prowadzenie zaś przez Państwo zamierzonych prac z zakresu melioracji podstawowych nie tylko pozwala, ale wprost narzuca konieczność szeroko pojętej dbałości o interesy ludności kraju, a nie tylko o wąsko pojęty finansowy efekt dla grupy zainteresowanych. Ciekawym, a dla nas pouczającym, jest ujęcie zadania ochrony i kształtowania krajobrazu przez wydane w 1940 r. niemieckie „Tymczasowe wskazówki o kształtowaniu krajobrazu przez inżyniera wodnego”. Według tych wskazówek „całkowita odpowiedzialność za planowanie pod względem technicznym i krajobrazowym spoczywać winna na kierowniku I-ej instancji, o ile władze II-ej i III-ej instancji nie zastrzegły decyzji dla siebie. Dla ułatwienia pracy i decyzji kierownik ma prawo i obowiązek wzywać pomocy kompetentnych rzeczników krajobrazu, dobieranych w drodze współpracy z Towarzystwem Ochrony Przyrody z pośród przyrodników botaników. Pomimo przyciągnięcia ich do opiniowania w sprawach krajobrazu, projektujący inżynier musi mieć świadomość, że formowanie krajobrazu nie jest czynnością oderwaną, lecz częścią składową projektu, jest jedną z podstawowych przesłanek, jakkolwiek o zmiennej hierarchii zależnie od rodzaju projektu”. Takie ujęcie programowe organizacyjnego udziału inżyniera wodnego w kształtowaniu krajobrazu w pełni zasługuje na przyswojenie w naszych polskich warunkach.

Każdy ciek wodny niezależnie od swego bezpośredniego celu ma swą własną, naturalną, spotęgowaną przez bujniejszą florę i piękno krajobrazu, siłę atrakcyjną dla człowieka, który korzysta z cieku i jego brzegów dla sportu, dla wypoczynku. Ustawa wodna stwierdza naturalne prawa każdego obywatela do normalnego korzystania z wody publicznej do picia, kąpieli itd. Takim samym prawem przyrodzonym każdego obywatela jest korzystanie z walorów krajobrazowych z istnieniem cieku związanych, a stanowiących własność ogółu, i tych wartości żaden inżynier projektujący nie ma prawa pomniejszać bez szkody dla dobra społecznego; przeciwnie, dążyć winien inżynier do spotęgowania tej atrakcyjności odpowiednimi zabiegami.

Pamiętajmy, że wypoczynek zmęczonej pracą gromady ludzkiej w słońcu i cieniu, nad wodą, na wolnej przestrzeni, regeneruje siły ludzkie, przywraca naruszoną równowagę cielesną i duchową,

pozwalając na dalszy trwały wysiłek. Rzeczą badaczy i lekarzy jest podliczenie wzrostu sprawności i wydajności jednostek i społeczeństwa dzięki regeneracji sił przez odpowiedni odpoczynek; my z własnych doświadczeń wiemy, jak wielką jest różnica wydajności naszej pracy przed urlopem i po nim. Lecz zamiast doprowadzać organizm do wyczerpania, a potem go regenerować przez dłuższy czas, dążyć należy do tworzenia prawidłowego balansu wysiłku i odpoczynku na fali nie tylko rocznej ale tygodniowej i najkrótszej dobowej, tworząc wszędzie gdzie można warunki dla odpoczynku po pracy w otoczeniu zdrowym i pięknym, w otoczeniu zieleni, żyjącej w symbiozie z wodą. My, inżynierowie wodni, ten społeczny punkt widzenia musimy włączyć do świadomych normatywów naszej pracy i szukać dróg do wcielenia w życie dbałości o człowieka.

Po okresie bezwzględnej walki z drzewami w pobliżu wszelkich urządzeń melioracyjnych, po okresie tworzenia obcych naturze monotonicznych płaszczyzn zielonych łąk lub uprawnych pól, gdzie oko nie ma na czym spocząć, gdzie pracowity meliorant starannie wygolił wszystkie drzewa, bo liście drzew opadają do rowów, a grusza na miedzy może spowodować zarosnięcie drenu, teraz musimy przywrócić drzewom ich prawa i obowiązki. A mają ich wiele.

Las w zimie zatrzymuje równomiernie opady śnieżne i pozwala im zasilać wody gruntowe w okolicy. Las w lecie, parując duże ilości wody deszczowej, zatrzymane na liściach oraz pobrane z głębi gleby, zwiększa wilgotność powietrza i ochładza je; stąd większe opady w okolicy leśnej a równocześnie mniejsze zabagnianie płaskich terenów pod lasem. Że tak jest potwierdza dobrze znany na sąsiedniej Białorusi fakt powstawania torfowisk wysokich sfagnowych na porębach lub pogorzelskich leśnych. Gdy rozległe lasy wpływają na klimat, to pasy zieleni prowadzone na polach i łąkach prostopadle do panujących wiatrów oraz poprzeczne żywopłoty kształtują dodatkowo mikroklimat w przyziemnej warstwie powietrza. Dzięki zmniejszonej chyżości wiatr mniej wywiewa dwutlenku węgla, wydzielanego przez glebę przy rozkładzie tkanek organicznych a stanowiącego najcenniejszy materiał do budowy tkanek nowych; cieplejsza, a jednocześnie wilgotniejsza, warstewka bogatego w dwutlenek węgla powietrza sprzyja silniejszej wegetacji roślin i podnosi plon w sposób znacznie przekraczający stratę wskutek zajęcia części obszaru przez zadrzewienie. Odpowiednio poprowadzone pasy drzew kierują latem i wiosną powietrze oziębione wskutek silnego wypromieniowania nocnego ku cieplejszej wodzie potoku, płynącego łąkami, i zmniejszają szkody czynione przez przymrozki; zimą utrudniają zwiewanie śniegu, sprzyjając równomiernemu nawilżeniu gleby. Pasy drzew stają się siedliskiem drobnego ptactwa, utrzymującego w dopuszczalnych granicach rozwój owadów i ich larw, co specjalne ma znaczenie dla pastwisk. Kępy drzew podkreślające bieg potoku, stabilizują często jego trasę, chroniąc ją od nadmiernego serpentynowania i stanowią nieodłączną część cieku. Drzewa przydrożne, dając cień w lecie, w zimie i nocami stanowią na zawiąanych bocznych drogach cenny wskaźnik kierunku;

brak drzew tej nieodłącznej części drogi, odczuwamy podświadomie, jako niedociągnięcie estetyczne.

Przy tych, tak często zapoznawanych walorach zadrzewienia dwa są tylko zarzuty stawiane drzewom przez meliorantów: zarastanie drenów korzeniami i zaśmiecanie rowów opadającymi liśćmi. Staranne opapowanie i ocementowanie drenów w drogach, dobór kierunku sączków z łatwością zaradzi pierwszej groźbie; umieszczenie drzew czy pasów zieleni tak, aby zacieniały ciek, zmniejszy rozwój flory wodnej, która jest groźniejsza dla działania cieku, niż spadłe liście. Gdy celowe wykorzystanie zadrzewień istniejących, lub tworzenie nowych, zacznie stanowić część składową projektu, wtedy abstrakcyjnie dotąd traktowana przez inżyniera sprawa udziału drzew w pięknie krajobrazu, stanie się mu bliską i zrozumiałą, bo piękno to wiąże się z celowością.

Wykorzystanie w pełni drugiego elementu krajobrazu jakim jest woda, jej spokojnego zwierciadła lub płynącego nurtu, znajdzie również inżynierskie uzasadnienie, jakkolwiek nie w jednakowym stopniu w poszczególnych działach melioracji lub komunikacji wodnej.

Przy melioracjach szczegółowych wymagania oszczędności w wykonaniu i dogodności w użytkowaniu stoją na pierwszym miejscu po kryterium celowości technicznej rozwiązań; całe urządzenia leżą zazwyczaj na terenach prywatnych, niedostępnych dla obcych. Podstawowe założenia prowadzą w melioracjach szczegółowych do swoistej estetyki układu urządzeń, opierających się o niewielką ilość kierunków, równoległe i w liniach prostych prowadzonych rowów. Jednak nawet w tym wypadku w skład warunków wykonania projektów i robót, wejść musi zastrzeżenie, że nie wolno stwarzać krajobrazowi pustki np. przez usuwanie starych gruszek na miedzach, zarośli przy kamionkach, żywopłotów, drzew przy drogach itp., przeciwnie, projekt powinien przewidzieć tworzenie pasów zadrzewionych zwiększających szorstkość powierzchni i chroniących glebę od skutków silnych wiatrów. Główne pasy biegnące w poprzek do panujących wiatrów leżeć mogą w odstępach 600 — 800 m b, składać się one winny z paru szeregów drzew wyrastających wysoko, jak dęby, lipy, topole, klony, olchy i wierzyby; z obu stron prowadzone będą drzewa niższe, brzozy, osiki, dzikie drzewa owocowe, podszyte niskimi krzewami. Żywopłoty poprzeczne mogą być niższe i węższe, a składać się będą z jednego rzędu drzew wysokich, obramowanego dwoma szeregami krzewów, dobranych stosownie do rodzaju gleby i użytku.

Opierając się na powyższych przesłankach, trzeba ustalić, że racjonalne zakładanie pasów ochronnych zadrzewionych i żywopłotów stać się musi jednym z przepisów technicznych instrukcji o opracowaniu poważniejszych projektów melioracyjnych dla łąk i pastwisk. Oszczędzanie na polach i łąkach piękniejszych pojedynczych drzew, lub grup drzew i krzewów, musi być zastrzeżone w przepisach o wykonywaniu robót melioracyjnych i znaleźć winno swój oddźwięk w instrukcjach o wykonywaniu studiów polowych.

Ujawnienie wody płynącej rowami przez ich spłytenie i poszerzenie, przez wykonanie położeń skarp, nie będzie zazwyczaj możliwe przy melioracjach szczegółowych, nawet gdyby koszty nie grały roli. Ściśle ustalona potrzebami rolnictwa głębokość rowów musi być zachowana, szerokość dna jest obliczona i dowolnie jej zmienić nie można pod groźbą złego funkcjonowania cieku. Rozwinięcie prostego kierunku rowu w serpentyny nie zawsze jest dopuszczalne, zarówno ze względu na stosunki własnościowe, jak i przesłanki techniczne, nadmiar ewentualnych spadków gubi się łatwo małymi, tanimi progami. Ponieważ jednak mamy tu przeważnie do czynienia z wodą prywatną, mało dostępną, można i należy z tym się zgodzić, że zwężone użytkitarne przesłanki będą decydującymi przy kształtowaniu koryta takich wód prywatnych.

Zupełnie inaczej jednak wygląda zagadnienie wody, jako elementu krajobrazu przy melioracjach półpodstawowych a zwłaszcza podstawowych, t. j. przy regulacji cieków niezełownych i niespławnych. W tym wypadku będziemy mieli do czynienia z wodami publicznymi, o szerokim korcyście i długim biegu; tu nie tylko normalne użytkowanie wody dla picia, kąpiele, sportu itp. lecz korzystanie z walorów krajobrazowych stanowi prawo naturalne ludności. Koszty pracy przy regulowaniu takich cieków ponosi w 80% Państwo a zaledwie w 20% — i to zazwyczaj teoretycznie — ponoszą zainteresowani właściciele przyległych gruntów. Prace takie mają na celu nie tylko bezpośrednią poprawę wartości przyległych gruntów, ale i szersze pojęte dobro społeczne np. ochronę od powodzi, poprawienie stosunków zdrowotnych, a pojęcie „zdrowotny” będzie z reguły w wyraźnej korelacji z pojęciem krajobrazowego piękna. I znów przekonamy się, że myśląc o pięknie, pracujemy dla pożytku. Bo jak ból jest ostrzeżeniem organizmu przed grozą choroby, tak brzydota krajobrazu mówi o błędach, które popełniono, które trzeba usunąć. Wykonany najstaranniej ciek, o głęboko, w stromych skarpach ukrytym zwierciadle wody, o bardzo długiej idealnie prostej trasie, podkreślonej starannie wykończonymi prostymi liniami płotków, krawędzi wykopów i czterema z każdej strony krawędziami pięknie uformowanych odkładów; ciek, wzdłuż którego przy regulacji starannie usunięto wszelkie drzewa i krzaki, wzbudzi szacunek dla sumienności wykonania, lecz nie stanie się pożądanym celem dla odpoczynku starszych i sportu dla młodych; będzie on zawsze smutnym, nudnym i bezludnym świadectwem wykroczenia przeciw naturze. Aby postawić diagnozę, w czym tkwi błąd inżyniera, twórcy projektu i wykonawcy, próbujemy, stosowaną przez hydraulików przy regulowaniu rzeki zasadę podpatrywania naturalnych tendencji przetransponować na zagadnienie krajobrazu. Rzuci się nam od razu w oczy, że ciek naturalny, płynący dolną, stanowi oś zainteresowania obserwatora dzięki polśniewaniu zwierciadła wody w różnych punktach doliny i dzięki towarzyszącym biegowi wody kępom drzew. Uregulowana w idealnej linii prostej opisana wyżej rzeczka widoczna jest dla obserwatora tylko z wąskiego pasa biegnącego

wzdłuż osi rzeczki, pasa tym węższego, im węższym jest zwierciadło rzeczki i im głębiej zalega ono pod powierzchnią. Nieznaczne odchylenia od tego pasa widoczności kryje zupełnie wodę przed oczyma widza, a pozostaje tylko zielona monotonna przestrzeń, bez żadnego przyciągającego wzrok szczegółu. Różnica polega na tym, że serpentynujące koryto rzeki, z każdego oglądane punktu zawsze będzie na krótkich choćby odcinkach widoczne tym łatwiej, że blisko powierzchni terenu leżące zwierciadło wody nie jest przesłaniane stromymi skarpami. Lecz prosta linia trasy regulowanego cieku bynajmniej nie jest rozwiązaniem technicznie najracjonalniejszym. Narzuca się linia prosta jako najkrótsza wtedy, gdy spad wzdłuż doliny cieku jest tak mały, że chyżość średnia wody dużej, wypełniającej koryto, nie dochodzi do 0,4 m/sek.; narzuca się także kierunek prosty przy regulacji i obudowie górskich potoków i rzeczek, gdy uniknąć chcemy krzyżowania się kierunku serpentynującego potoku z kierunkiem przepływu wód wielkich, toczących się po prostej osi doliny i noszących wiele rumowiska. W innych wypadkach odchylenia osi cieku od prostej linii są nietylko możliwe ale i celowe. Prostowanie wyrobionego i ustabilizowanego koryta cieku pociąga za sobą zwiększenie spadku, budzi erozję, z którą walczyć musi inżynier ubezpieczeniem dna i skarp koryta oraz budowaniem stopni. Koszt budowy stopni i ubezpieczeń oraz ich konserwacja może z łatwością przekroczyć oszczędności, uzyskane na robotach ziemnych przez wyprostowanie i skrócenie trasy. Jak smutne doświadczenia poczynione zostały na terenie prawobrzeżnym dopływów Narwi, wie większość meliorantów. Wskutek nadmiernych prostowań koryt cieków powstała erozja ich dna i brzegów; zrywanie stopni, pogłębianie cieków i przesuszenie doliny, konieczność dużych robót konserwacyjnych, zamulanie odbornika, to były skutki zastosowania w projekcie fascynującej inżyniera linii prostej. Z pod uroku tego trzeba się otrząsnąć i nie lękać się trasowania zakolami rzek niespławnych i niezeglownych tam, gdzie żadna inżynierska przesłanka nie narzuca konieczności stosowania linii prostej.

Jeśli rozpatrywać będziemy wpływ trasy rzecznej na łąki w dolinie, to stwierdzimy, że leżące w zakolach łąki, zalewane płynącymi nad nimi wielkimi wodami, należą do łąk najżyźniejszych o niezmiennie dużej, naturalnej wydajności. Prostowanie trasy cieku, zamknięcie wód rzeki w normalnym korycie daje w wyniku pogorszenie stanu łąk przez usunięcie ich spod dobroczynnego wpływu zalewów.

Pamiętajmy dalej, że ogromna ilość naszych rzeczek nizinnych może być terenem sportu kajakowego, mającego wszelkie dane potemu, aby stać się sportem mas. Lecz, jako teren użytkowany sportowo, nie mogą te rzeczki przypominać tras dawnych szos, ciągnących się w prostej linii dziesiątkami kilometrów i ginących na horyzoncie. Te proste trasy na skutek swej monotonii wywołują usypiający, hypnotyczny nieomal wpływ na prowadzących samochody, co nieraz było przyczyną katastrof, i od tego typu tras odwraca się współczesna technika drogowa. Zaśnięcie kajakowca nie

grozi katastrofą, lecz prosto unikaniem na przyszłość, nieciekawej, nieobiecującej żadnych niespodzianek trasy. Trasa cieku w łukach, zamykanych grupami drzew, daje wciąż wrażenie nowe pobudzające uwagę i podtrzymujące wrażliwość. Odcinki proste są pożądane i piękne, gdy na osi prostej trasy mamy jakiś specjalnie godny zainteresowania obiekt naturalny lub sztuczny, np. panujące nad otoczeniem wzgórze o ciekawym zarysie, wieża kościelna, pięknie skompowany most itp.

Dalsza różnica między wyglądem naturalnego pięknego cieku a tymże ciekim, płynącym w łożysku uregulowanym, polega zazwyczaj na płytko pod powierzchnią układającym się zwierciadle wody w cieku naturalnym przy głębiej zalegającym zwierciadle w cieku uregulowanym. Wprawdzie to właśnie płytkie zaleganie wód normalnych w korycie cieku i związany z tym wysoki stan wód gruntowych w dolinie zmusza inżynierów do ingerencji i do obniżania zwierciadła wody, jednak wemy dobrze, jak należy być przy tym ostrożnym, by nie przesuszyć terenu, by nie usunąć dobroczynnego wpływu wylewów dorocznych na łąki. Tu inżynier ma do zgrania z sobą szereg wymagań: zwierciadło wody normalnej leżeć winno przeciętnie 0,7 do 0,9 m niżej terenu, woda duża letnia musi mieścić się w brzegach, woda średnia normalna ma mieć wystarczającą głębokość i chyżość, zabezpieczającą od osiadaną namulów; spad rzeki na długich odcinkach musi być wyrównany, boczne dopływy lub rowy muszą mieć wystarczający spad i t. d. Pierwsze trzy założenia dość dobrze się zgadzają z wymaganiami krajobrazowymi, ostatnie dwa prowadzą jednak do konieczności stosowania lokalnych głębszych przekopów, zwłaszcza na rzekach o małych spadach koncentrujących się w przewężeniach doliny rzecznej. Sprawę zbyt głębokiego z konieczności poziomu wody normalnej można i należy poprawić przez stosowanie możliwie łagodnych skarp. Zamiast bardzo złe utrzymujących się w głębszych potokach skarp 1:1,5, stosować należy skarpy w płytszych partiach cieku 1:2, w głębszych nie mniej 1:3 lub 1:4; pozwoli to oszczędzić na ubezpieczeniach, jak płotki, darniowanie, a da jednocześnie racjonalniejszy przekrój o węższym dnie i grubszej warstwie wody średniej normalnej. Na spłaszczenie skarp w przekopie i przewężeniach dolin zwracać trzeba baczną uwagę, w przeciwnym bowiem razie przy wyjściu z przekopu na płytką partię rzeki powstaje lokalny duży spad zwierciadła dużej wody, powodując silną erozję i niszczenie koryta. W tym punkcie zastosowanie pochylenia skarp możliwie łagodnego i to tym łagodniejszego, im głębokość cieku jest większa, zgadzają się interesy krajoobrazu i wymagania techniczne. Trudniej natomiast jest zrezygnować inżynierowi z ubezpieczenia skarp przy pomocy płotków i kieszek, ubezpieczeń dających koncentrację wody średniej normalnej i ułatwiających utrzymanie cieków w porządku, lecz budzących zastrzeżenia estetyczne, jako budowle obce naturze. Lecz i tu przeciwieństwa dadzą się pogodzić. Przede wszystkim przy spłaszczeniu skarp można dawać słabsze ubezpieczenia ich podeszwy, stosując kieszki faszynowe, leżące nieco poniżej zwierciadła wody średniej. Rośliność wodna nie omieszka objąć w posiadanie przy-

brzeżnego pasa wody, maskując rychło prawidłowo założone kiszki, których trwałość tylko zyska na stałym pokryciu wodą.

Z innych, niegodzących się z poczuciem naturalnego piękna urządzeń, odkłady ziemi nierozplantowanej uznane są przez technikę za niedopuszczalne, ziemia winna być splantowana tak cienką warstwą, aby wydobyta z głębi uboga „martwica” nie uniemożliwiała na długo rozwoju traw i ziół łąkowych. Pozostaje jeszcze jeden postulat estetyki, skasowanie ostrej linii brzegu, linii przecięcia się płaszczyzny z terenem. Tu już tylko względy formalne ułatwienia kontroli wykonywania robót ziemnych mogłyby stać na przeszkodzie zaokrąglaniu górnej krawędzi skarpy, która powinna się miękko zlewać z terenem; są to jednak przeszkody zbyt drobne, aby brany były pod uwagę.

Wobec pożądanego stosowania położeń skarp dużo większe, niż dotychczas, zastosowanie może mieć humusowanie i zasiew skarp zamiast kosztownego darniowania.

Lecz mimo prowadzenia trasy rzeczki łagodnymi łukami, mimo wykluczenia stromych skarp, rzeka będzie martwą, jeśli nie damy jej naturalnej oprawy — zadrzewienia. Dopiero zadrzewienie brzegu rzeki tworzy z niej oś doliny.

Cel i znaczenie zadrzewień omówione było poprzednio, podkreślić jedynie należy, że obustronne zadrzewienie i oddzielenie rzeki od doliny nieprzerzniętymi pasami zieleni nie ma uzasadnienia ani w celowości i względach estetycznych, ani nie bywa obserwowane w naturze. Do rzeki musi mieć dostęp chłodne powietrze spływające ze stoków, a zwłaszcza z dolin bocznych, aby ogrzało się od cieplejszej wody; naturalne kępy drzew nad brzegami rzeki występują z reguły najobficiej tam, gdzie prąd kieruje się ku brzegowi i zostawia na nim nasiona i oderwane gałązki, które puszczają pędy i zakorzeniają się na brzegu. Ma to wyraźnie miejsce na brzegu wklęsłym w połowie długości łuku dalej gęstość zakrzewienia się zmniejsza, prąd wody kieruje się ku drugiemu brzegowi, aby znów osadzić na początku łuku nasiona i sadzonki. Kępiaste zadrzewienie brzegów wklęsłych przy słabym poroście drzew i krzewów, lecz obfitym występowaniu roślin wodnych na brzegu wypukłym, daje na rzekach dobrą widzialność na zakrętach, zamyka perspektywę wzdłuż rzeki kępami drzew o zmiennych sylwetkach, a pozostawia swobodny widok na obie strony doliny rzecznej. I tu piękno jest w pełnej zgodzie z celowością. Obsadzenie obu brzegów rzeczki drzewami tworzącymi aleję, daje ładne efekty na prostych odcinkach rzeki, o perspektywie zamkniętej jakimś wybitnym akcentem architektonicznym lub krajobrazowym, jak o tym wspomniano powyżej. Dobór drzew należy uzależnić od warunków środowiska, a najlepsze wskazówki da analiza zespołów roślinnych, uwzględniająca florę naturalną istniejącego środowiska, florę zawleczoną przypadkowo z przyległych terenów, wreszcie zmiany środowiska wywołane przez uregulowanie cieku. Z drzew wchodzi w grę topole, wierzby krzaczaste i pienne w wielu odmianach, olchy oraz zespoły dębowo-grabowe, znoszące zalewy.

Specjalna uwaga winna być poświęcona wałom

nadrzecznym, chroniącym doliny od zalewów. Tu nieestetyka musi częściowo przynajmniej ustąpić względem utylitarnym. Monotonna pozioma krawędź wału pozostanie, lecz można ją łamać przez zadrzewienie, a obce naturze, wyraźne przecięcie skarpy wału z terenem należy odpowiednio zaokrąglić. Ze względów na swobodny przepływ wód wielkich i spływ lodów oraz dla ochrony przed zbyt szybkim zamulaniem i podnoszeniem międzywału, nie toleruje technika zadrzewienia ani pełnego zakrzewienia pasów między wałem i rzeką. Ta zasada musi być uszanowana. Jednak nic nie stoi na przeszkodzie pozostawieniu lub posadzeniu w międzywału rzadkich poszczególnych kęp krzewów o elastycznych gałęziach. Zasadzenie u stóp wału szeregu wierzb lub topoli, chroniących wały od ataku lodów i ożywiających krajobraz, bynajmniej nie jest w niezgodzie z wymaganiami inżynierii wodnej. Obsadzanie drzewami wałów lub ich zboczy ma przeciwników, twierdzących, że obumierające korzenie tworzyć mogą drogi dla przesiąkania wody i że chwianie się drzew, wywołane wichrami, powodować może powstawanie pęknięć w groblach. Wieloletnie doświadczenia francuskie z groblami kanałowymi gęsto obsadzonymi drzewami tych obaw nie potwierdzają.

Przejścia cieków w pobliżu osiedli wysuwają nowe i ważne zadania. Przede wszystkim ciek taki jest naturalnym źródłem wody na wypadek pożaru, to też tworzenie nad rzeką, w małych osiedlach, zbiorników przeciwpożarowych o łatwym dostępie do wody winno być włączane do warunków stawianych projektantom. Lecz zbiornik taki może być jednocześnie basenem kąpielowym, a teren koło niego terenem sportowym dla młodzieży, zaś odpoczynkowym dla starszych.

Zarezerwowanie odpowiednio wybranego na ten cel terenu i rozplanowanie go w porozumieniu z odpowiednim Regionalnym Urzędem Planowania Przestrzennego, to postulat, jaki wysunąć należy, zaś sformułowanie odnośnych zaleceń współpracy między najbardziej zainteresowanymi resortami pozwoli na wprowadzenie w życie tego postulatu. Zaznaczyć tu należy, że najbardziej nadają się po temu tereny, leżące przy rzece poniżej choćby niewielkiego stopnia, pozwalającego na stworzenie stałego, regulowanego przepływu przez basen kąpielowy. Kształt basenu nie powinien być prostokątny, lecz musi przypominać naturalne zbiorniki wody, skarpy winny być łagodne, łatwo dostępne, dno wysypane żwirem, teren chroniony od północy zwartą osłoną drzew; odpowiednio rozplanowane grupy drzew lub pojedyncze drzewa dawać powinny możliwość odpoczynku w cieniu. W pobliżu większych osiedli liczyć się trzeba z faktem że estetycznie uregulowana rzeczka stanie się celem spacerów i ośrodkiem sportu kąpielowego. Założenie ścieżek dla pieszych, placów dla camping nad rzeką, zwłaszcza w pobliżu lasów, również powinno wejść w program projektu, rozwiązującego w tym wypadku nie tylko zagadnienia wyłącznie techniczne, lecz i społeczne. Myśl o basenie kąpielowym, lub spacerze nad rzeką, wiąże się z wyobrażeniem sobie czystej strugi o jasnym piaszczystym dnie, na którym widać śmigające sylwetki drobnych ryb. Niestety, wiele z naszych rzeczek i rzek

mają wodę zanieczyszczoną przez ścieki miejskie i fabryczne w stopniu, uniemożliwiającym naturalne użytkowanie wód publicznych. Walka nieubłagana z zanieczyszczeniami wód publicznych musi być przeprowadzona, w przeciwnym bowiem razie w miarę zagęszczenia zaludnienia, zmieniać się będą nasze rzeki w cuchnące kloaki, szkodliwe dla roślin, zwierząt i ludzi.

Omówiliśmy powyżej ważniejsze elementarne zasady, którymi kierować się winien inżynier meliorant w swej pracy, gdy pragnie zachować lub podnieść wartości krajobrazu, do którego włącza swe dzieło.

Normy estetyczne kształtowania krajobrazu, jako pewnej całości, usuwają się z pod ścisłego formułowania, jak w ogóle wszystkie normy estetyczne, bo w samej zmienności przyrody tkwi jeden z jej uroków. Tym niemniej świadome wyczuć się w naturalne formy krajobrazu, z wyróżnieniem jego cech swoistych, w rzeźbę terenu, w zespoły roślinne, w formy naturalne cieków, daje wskazówki, w jakim kierunku iść winien inżynier

INŻ. TADEUSZ TILLINGER

Rola piękna w gospodarce wodnej

Na pierwszy rzut oka czytelnik zapewne nie będzie mógł powstrzymać się od refleksji, czy aby autor nie odbiega od tematów, przewidzianych w programie czasopisma. A jednak tak nie jest. Poruszone zagadnienie nie tylko mieści się w temacie gospodarki wodnej, ale stanowi esencjonalną część jej celowości.

Jaki jest bowiem cel gospodarki wodnej? Jest nim takie odprowadzenie do morza spadającej z chmur wody, aby jej działanie szkodliwe było ograniczone do minimum, a jej działanie dodatnie wykorzystane do maksimum. Nazywamy to maksymalizacją rzek. Czy jednak to maksimum sprowadza się tylko do maksimum kilowatów, tonokm przewozów, ton ziemiopłodów i zaspokojenia potrzeb człowieka w wodzie użytkowej? Nie, nie tylko!

Zastanówmy się: Jaki jest cel ostateczny wszelkiej naszej działalności? Czy tylko dach nad głową i syty żołądek? Nie. Celem tym jest zadowolenie z życia.

Dla człowieka normalnego niezbędnym do tego jest piękno otoczenia oraz zadowolenie z życia środowiska ludzi, wśród których żyje. Człowiek normalny czuje się źle wśród brzydoty i nędzy. Chce żyć wśród ludzi, zadowolonych z życia i w pięknym otoczeniu.

Przeciwnie, są ludzie żyjący wśród brzydoty, nie znający piękna przyrody, ludzie nerwowi, zgryźliwi. Między nimi wielu takich, którym do szczęścia koniecznie potrzeba kogoś dręczyć, komuś dokuczać, kogoś mordować. Brzydota ruin Warszawy bezwzględnie wpływa na charakter jej mieszkańców.

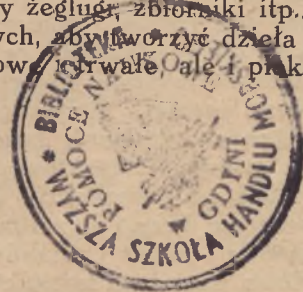
Jeżeli więc nasze samopoczucie, nasze zadowolenie z życia zależne jest w dużej mierze od

wodny, by ciek przezeń regulowany lub budowała wykonywana nie tylko stąpała się z krajobrazem naturalnym, lecz stanowiła w nim wyraźny a cenny element piękna.

Do pełniejszego poruszenia tematu, jak wiąże się krajobraz z budownictwem wodnym, należałoby omówić budownictwo wodno-komunikacyjne.

Jednak w myśl przedtem postawionej zasady, że każdy dział techniki musi z własnego łona wysunąć entuzjastów związania techniki z biologią, inżynierii z pięknem krajobrazu, że każdy dział techniki musi sam normy opracować i do swego dorobku dołączyć, pozostawiam omawianie tych zagadnień naszym kolegom inżynierom wodno-komunikacyjnym, którzy artykułami pióra czcigodnego inżyniera T. Tillinger na łamach niniejszego zeszytu oraz w „Przeglądzie Komunikacyjnym” (nr 9/1946), podjęli już wstępną inicjatywę.

Odnośna literatura daje dużo materiału po temu, aby, projektując i wykonywując budowle wodne, regulacyjne, kanały żegluga, zbiorniki itp., unikać błędów estetycznych, aby stworzyć dzieła inżynierskie nie tylko celowe, użyteczne, ale i piękne.



wyglądu otoczenia — nie możemy tego w naszej działalności nie uwzględniać, lub nie doceniać.

Skorupa ziemska zmienia swój wygląd, w znacznej mierze pod wpływem działalności ludzkiej. Niestety, przeważnie zmiany te są ujemne.

W ciągu 2.000 lat porosłe pięknymi dębowymi i cedrowymi lasami góry Grecji, Italii, Azji Mniejszej, Syrii, Palestyny, Hiszpanii, Afryki Północnej, po wyrabaniu tych lasów i użyciu poręb na pastwiska dla stad owiec i kóz, zamieniły się w skaliste pustynie, a cywilizacja przeniosła się do innych krajów. Po zniszczeniu urządzeń nawadniających przez najeźdźców, pustynia zagarnęła żyzne doliny Tygry i Eufratu, kolebkę cywilizacji. To samo miało miejsce w dolinie Dolnej Amu-Darii.

Rozjadane parowami, powstającymi na огоłoconej przez człowieka z roślinności ziemi, jałowiej żyzne równiny Rosji Południowej i Stanów Zjednoczonych. Dookoła Warszawy, w dawniej pięknie zalesionej okolicy, rozszerza się step, gdzie — jak okiem sięgnąć — nie widać drzewa wysokopienne. Gdy przejeżdżamy przez kraj uprzemysłowiony, czy to Śląsk, czy Westfalie, przeraża nas widok, dający się porównać chyba tylko z martwą pustynią księżycową, pustynią, w którą człowiek zamienił piękny świat Boży — olbrzymie czarne hałdy węgla i żużli, okropne martwe doły po kopalniach rudy, kilometrami ciągnące się, czarne o dziwacznych kształtach, fabryki, piece, kominy, nieskończone stacje rozrządowe z tysiącami monotonna wagonów, zasypane pyłem węglowym budynki i ulice!

W niektórych, niestety jeszcze rzadkich, wypadkach człowiek staje do walki z pustynią i wal-

czy zwycięsko. Egipt nie tylko broni się wodą Nilu od piaszków Sahary, ale dzięki nowym urządzeniom hydrotechnicznym zwiększa swą powierzchnię zieloną kosztem pustyni. W dorzeczach Indu, Amu-Darii, Kury, Colorado i innych rzek podjęte na wielką skalę roboty nawadniające zwiększają terytorium życia roślinnego i skutecznie zwalczają pustynię.

W tej wojnie człowieka z pustynią oficerami są hydrotechnicy. Hydrotechnika więcej niż inne gałęzie techniki wywiera wpływ na wygląd skorupy ziemskiej. Nie tylko roboty irygacyjne, ale również przekształcanie koryt rzecznych, budowa kanałów żeglugi i zbiorników gruntownie zmienia krajobraz. Tafla wody, odbijając niebo i przybrzeżną roślinność, ożywia go i stwarza zwykle główną jego oś. Chodzi o ujęcie tej tafli w odpowiednie ramy, mając na uwadze, aby walory krajobrazu były przez to możliwie podniesione.

Wprowadzając do tego krajobrazu nowe składniki należy starać się, aby nie psuły one harmonii całości. Linie proste, nasypy o konturach ostrych, obcych przyrodzie, szpalery drzew wyciągnięte sztywno, jak żołnierze na rewii — należy zastępować liniami łagodnie wygiętymi i zlewającymi się z fałdami terenu. Rolę pierwszorzędą odgrywa umiejętne zadrzewienie brzegów rzek i kanałów. W Bydgoszczy, Augustowie, Telechanach ulubionym miejscem przechadzki dla ludności są pięknie zadrzewione brzegi kanałów. Przez umiejętne zadrzewienie i dobór gatunków drzew można każdy krajobraz, nawet na kompletnej równinie, urozmaicić i pogłębić. Tam, gdzie oko rażą brzydkie rudery, można je zasłonić drzewami lub pokryć pnączami.

Pięknie zadrzewione brzegi Odry czynią ją dla oka o wiele ponętniejszą od Wisły, z jej monotonna wklina i wierzbami.

Monotonny, równy charakter krajobrazu okolic Warszawy, ogołoconych chciwą ręką człowieka z pięknego drzewostanu, może być jednak miejscami urozmaicony, ożywiony i pogłębiony.

Zamierzona budowa kanału Żerań — Zegrze, a przede wszystkim kanalizacja Wisły i jej spiętrzenie do pewnego stałego poziomu, przy odpowiednim ustosunkowaniu się do estetycznej strony zagadnienia — mogą stworzyć cenne dla oka walory i nasz biedny krajobraz wydatnie wzbogacić,

zwłaszcza w granicach miasta. Stary, przed 170 laty budowany, Kanał Królewski na swym stanowisku szczytowym, dzięki pięknie zadrzewionym brzegom na przestrzeni kilkudziesięciu kilometrów przedstawia się dla oka jakby przedłużony staw parku Łazienkowskiego. Przecwnie, najbardziej nowoczesny, z wielkim nakładem (ok. 2 milionów marek na km) budowany Kanał Gliwicki, ukończony w 1938 r. razi sztywnością swoich konturów, niedopasowaniem do krajobrazu i brakiem dbałości o stronę prawdziwie estetyczną.

Bywają jednakże i nieudane upiększenia. Wspaniały, 60 m szeroki w zwierciadle wody kanał morski z Brukseli do Antwerpii, na długim prostym odcinku został obramowany rzędami jednakowych wysokich drzew, posadzonych po bokach ciągnących się z obydwu stron dróg. Wrażenie jest imponujące, lecz niezwykle przygnębiające. Mieszkając przy tym kanale, można by dostać melancholii.

To, co wnosimy do krajobrazu nie powinno go gwałcić, winno doń pasować, winno podkreślać i pogłębiać jego walory.

Jeżeli artysta malarz odczuwa zadowolenie, gdy mu się uda odtworzyć wiernie na płótnie piękno przyrody, o ileż silniejszym może być zadowolenie hydrotechnika, gdy to piękno przyrody może spotęgować, gdy działalnością swą może się przyczynić dodatnio do wyglądu skorupy ziemskiej!

Potęgując piękno otoczenia, stwarzamy dla społeczeństwa nowe dobro, przy tym dobro niewyczerpalne. Kopalnie najbogatsze węgla wyczerpią się, wyprodukowane kilowatgodziny prądu czy tony kartofli będą prędzej czy później zużyte, ale raz stworzone piękno krajobrazu nie zmniejszy się, wszystko jedno czy będzie nasycalo wzrok jednego człowieka, czy milionów ludzi.

Zmieniając wygląd skorupy ziemskiej winniśmy uprzytomnić sobie, że nie wolno jej kaleczyć, że danego nam przez Stwórcę Świata Bożego nie wolno szpecić i zamieniać w pustynię, a miejsce doczesnego pobytu człowieka — w podwórce więzienne lub śmietnik!

Winniśmy pamiętać, że ostatecznym celem naszej działalności jest zapewnienie sobie i naszym współobywatelom zadowolenia z życia. A to możliwe jest tylko przy zapewnieniu piękna otoczenia!

INŻ. ADOLF RIEDEL

Nasze drogi wodne śródlądowe — wczoraj, dziś i jutro^{*)}

Drogi wodne wczoraj.

Nasze dowojenne drogi wodne były złe, były zbyt prymitywne i zbyt „naturalne”, by mogły być poważniej traktowane w ogólnej gospodarce państwowej jako szlaki komunikacyjne.

Statystyka wykazywała 5.800 km dróg wodnych, ale ich stan i stopień wykorzystania w porównaniu z naszym sąsiadem zachodnim wyrażał

^{*)} Referat wygłoszony na Zjeździe Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji w Gdańsku w dn. 12 i 13 lipca 1947 r.

się stosunkiem jak 1 : 20. Przyczyną tego stanu była w pierwszym rzędzie zaniedbana spuścizna po zaborcach, następnie niezbyt pomyślne warunki finansowe i gospodarcze państwa w okresie międzywojennymi światowymi, a w końcu brak należytego zrozumienia u czynników decydujących.

Liczne interpelacje, uchwały, memoriały i artykuły, poparte obficie danymi statystycznymi i kalkulacją rentowności dróg wodnych zagranicznych, pozostawały bez wyników, gdyż nie rozporządzaliśmy w ośrodkach produkcyjnych żadną, odpowiednią do przyjęcia choćby w części trans-

portów masowych, drogą wodną, by praktycznie udowodnić jej rentowność.

Ze zrozumiałych więc względów na placu pozostawała i dominowała bezkonkurencyjnie kolej, która zdobywszy sobie w połowie 19-go stulecia wstępnym bojem swą pozycję, stanęła od razu na wysokości zadania, a opierając się na własnych, stałych i pewnych dochodach, zapewniła sobie dalszy, niezależny i szybki rozwój, zarówno w ruchu wewnętrznym, jak i w transporcie tranzytowym. Paradoksalnym może się wydać, że ten właśnie najgroźniejszy jakoby konkurent dróg wodnych, najlepiej orientował się w możliwościach i rentowności dróg wodnych, popierał stale potrzebę ich rozbudowy. Brak dobrych dróg wodnych dawał się szczególnie odczuć kolei przy wykonywaniu masowego transportu węgla eksportowanego z Górnego Śląska do naszych portów morskich. Dla umożliwienia konkurencji z węglem zagranicznym, przewożono tonę po 4 zł, gdy taryfa normalna wynosiła 18 zł od tony. O jak poważne tu chodziło niedobory w gospodarce finansowej kolei świadczy fakt, że węgiel eksportowy stanowił około 35% ogółu towarowych przewozów kolejowych. Ubytek wpływów pokrywany był przez wewnętrzny transport towarów mieszanych, głównie produktów rolnych. W rezultacie za brak dróg wodnych, umożliwiających tani eksport masówki, musiało za przewóz węgla eksportowego płacić haracz nasze ubogie przedwojenne rolnictwo oraz masy pracujące jako konsumenci jego wytworów.

Na specjalne podkreślenie zasługuje fakt, że większość państw doceniała znaczenie dróg wodnych i doprowadziła je u siebie do należytego rozkwitu, o czym świadczy stosunek przewozów wodnych do sumy przewozów kolejowych i wodnych, wyrażonych w tonokilometrach, który w 1937 r. kształtował się jak następuje (w procentach):

Holandia	84%
Belgia	36%
Z. S. R. R.	35%
Niemcy	32%
Czechosłowacja	20%
Francja	19%
U. S. A.	18%
Polska	1,8%

W świetle tych cyfr szczególnie jaskrawo wygląda nasze wiekowe zaniedbanie w dziedzinie wykorzystania wielkiego bogactwa narodowego, jaki stanowią drogi wodne.

Jeżeli by przewozy wodne z 1937 r. odnieść do obecnych granic Polski (z Odrą), to wyniosłyby one 7,8% przewozów ogólnych.

Drogi wodne dziś.

Obecnie, na skutek zmiany granic Polski, posiadamy ogółem 4.800 km dróg wodnych, w tym 3.770 km rzek naturalnych i 1.030 km dróg sztucznych. Ilościowo o 1.000 km mniej, niż przed wojną, lecz jakościowo bez porównania lepszych, gdyż zwróciwszy 2.245 km nieuregulowanych rzek żeglownych i 615 km prymitywnych dróg sztucznych, uzyskaliśmy w to miejsce 630 km dobrze uregulowanych rzek żeglownych i 615 km odpowiednich dróg sztucznych. Dzięki przesunięciu granic, znaleźliśmy się w posiadaniu 2-ch poważ-

nych systemów wodnych, z których jeden (Odra) wymaga głównie wyposażenia w tabor pływający i usunięcia wraków zawałonych mostów, drugi zaś (Wisła), wprowadzie jeszcze w prymitywnym stanie i wskutek tego zepchnięty na drugi plan, ma jednak o wiele pomyślniejsze widoki rozwoju niż przed wojną.

Mówiąc dziś o żegludze śródlądowej w Polsce, trzeba sobie zdawać dokładnie sprawę, że jest to dziedzina w życiu gospodarczym kraju, którą właściwie trzeba budować od samych podstaw.

W wyniku wojny 1939/45 nastąpił poważny spadek taboru żeglugowego przez zatopienie, wyśadenie lub uprowadzenie po za granice kraju. Tabor handlowy Wisły wynosił przed wojną około 100.000 t zdolności ładunkowej, tabor handlowy Odry dziesięć razy tyle, t. j. około 1 miliona ton ładowności. Dzisiaj Wisła posiada już ponad 50% stanu przedwojennego, natomiast Odra zaledwie 4%.

Nic też dziwnego, że w chwili obecnej, gdy kolej na skutek wyniszczenia i braku taboru rozgląda się za pomocą w wykonaniu spadających na nią przewozów, drogi wodne nie są w stanie jej tego okazać. Odra, jako droga wodna średniej jakości, lecz z prawie doszczętnie wyniszczonym taborem, może przyczynić się dziś do rozwoju przewozów w znikomym stopniu, aczkolwiek postęp w ulepszaniu szlaku i odbudowie taboru posuwać się może z roku na rok w tempie dość szybkim; natomiast Wisła, rzeka karygodnie wprost zaniedbana, postęp ten ujawnić może w sposób znacznie powolniejszy.

Drogi wodne jutro.

Plan rozbudowy dróg wodnych przewiduje, w okresie 30-letnim kosztem 175 milionów złotych przedwojennych rocznie, doprowadzenie 4.000 km dróg do stanu umożliwiającego kursowanie łodzi o udźwigu 600—1000 t; połączone to jest z wykonaniem podstawowych melioracji dolin Wisły, Odry oraz z zainstalowaniem około 1 miliona kW na zbiornikach i skanalizowanych rzekach. Ponadto wykonane roboty zabezpieczą kraj przed stałymi groźbami katastrof powodziowych.

Jeżeli przewozy na sieci komunikacyjnej w Polsce w dzisiejszych granicach wynosiły około 36 miliardów tkm rocznie, w tym przewozy wodne 7,8%, to można przypuszczać, że po upływie 30 lat, gdy zamierzone inwestycje wodne zostaną zrealizowane, przewozy ogólne wzrosną do 60 miliardów tkm, zaś udział w tym przewozów wodnych zbliży się do dolnej granicy normy europejskiej wynoszącej 20% i stanowić będzie 12 miliardów tkm rocznie.

Jeżeli, jak wykazała praktyka, zmniejszenie kosztów przewozów wodnych w porównaniu z przewozami kolejowymi wynosi około 1,2 gr przedwojennego na jeden tkm, to sama oszczędność uzyskana przy przewozie 12 miliardów tkm ładunków wyniesie 144 miliony zł rocznie, nie licząc wartości uzyskanej energii elektrycznej.

Nie bez znaczenia jest okoliczność, że w drugiej połowie planu 30-letniego realizowanie programu oprócz można w znacznym stopniu na dochodzie z eksploatacji dróg i sił wodnych; w po-

czątkowej jednak i środkowej fazie inwestycji muszą być dotowane ze Skarbu Państwa, przy czym, jak to już zaznaczono wcześniej, dotacja wynosić musi około 175 milionów zł przedwojennych rocznie.

Środki budżetowe postawione do dyspozycji technicznej administracji wodnej w r. b. wynoszą 2,7 miliarda zł, co odpowiada w przybliżeniu 38 milionom złotych przedwojennych i wynosi nieco ponad 20% średniej rocznej normy planu 30-letniego. Zamierzenia budżetowe na 1948 r. i 1949 r. przewidują 1,9 miliarda zł, co odpowiada w okresie 2-ch lat 200 milionom zł przedwojennym i stanowi około 55% średniej normy tego planu.

Jak z tego widać, sprawa roli dróg wodnych w ogólnym transporcie kraju, aczkolwiek doceniana przez czynniki miarodajne, nie została jeszcze należycie postawiona; rozmiar przewidzianych w ramach programu trzyletniego inwestycji jest zbyt szczupły i nie pozwoli na realizację planu odciążenia kolei od nierentownych przewozów masowych na wzór innych państw europejskich i zamorskich.*

Zadania na najbliższe lata.

Jako punkt wyjściowy przyjmuję ogólnie uznaną zasadę „koncentracji wysiłku inwestycyjnego”, która niestety zbyt często jest zapomniana, co powoduje, że roboty rozpraszane po całym kraju nie przynoszą w konsekwencji żadnego konkretnego rezultatu.

Już pobieżny rzut oka na mapę europejskiej sieci dróg wodnych wskazuje, że Polska stanowi wielki korek dzielący bogato rozbudowaną sieć dróg wodnych zachodu z podobną siecią wschodu. Bez zlikwidowania tego korka mowy być nie może, by nasze drogi wodne odegrały jakąś rolę w wymianie towarowej w skali europejskiej. Likwidacja tego stanu nastąpi jednak dopiero z chwilą uruchomienia wielkiej tranzytowej drogi wodnej „Wschód-Zachód”.

Dlatego też na pierwszym planie stanąć musi użegłownienie Wisły od Brdyńca do Warszawy oraz skanalizowanie Bugu od ujścia do Brześcia.

Waga tego zagadnienia dla życia gospodarczego Polski znalazła swój wyraz we wspólnej uchwale w dniu 25.10.1946 r. połączonych Komisji Poselskich: Komunikacyjnej oraz Morskiej, stawiają-

cej użegłownienie tych odcinków w pierwszej kolejności robót wodnych.

W efekcie wykonania regulacji podstawowej na omawianym odcinku Wisły oraz skanalizowania dolnego odcinka Bugu do Brześcia, spodziewać się należy uzyskanie głębokości zapewniających przy stanach wody średnio-niskich swobodny ruch statków 600—700 tonowych, przy stanach zaś najniższych — ruch statków przy redukcji ładunku do 400 ton.

Równolegle iść musi rozbudowa zbiorników retencyjnych w dorzeczu górnej Wisły i na Bugu, których wykonanie posiada kapitalne znaczenie, zarówno dla poprawy warunków żeglugi, jak i dla elektryfikacji kraju oraz dla rolnictwa, będąc najskuteczniejszą ochroną przed klęskami powodzi.

Czas potrzebny na realizację tego planu nie jest zbyt długi — przyjąć go można na 8 lat¹⁾. Koszty, o ile chodzi o najkosztowniejszy i najtrudniejszy odcinek drogi wodnej „Wschód — Zachód” — Wisłę wyniosą okragło 150.000.000 zł przedwojennych. W sumie powyższej 100 milionów zł wynoszą same roboty regulacyjne, zaś 50 milionów zł wydatki na budowę nowych, względnie rozbudowę istniejących na tym odcinku portów oraz eksploatację taboru.

Co do kosztów dalszego odcinka drogi „Wschód — Zachód” (kanalizacji Bugu i budowy zbiorników) przyjąć je można w sposób przybliżony na 250 milionów zł do 300 milionów zł w realizacji przedwojennej.

Tak w ogólnym zarysie wyglądałoby najbliższe jutro rozbudowy naszych dróg wodnych.

Kiedy nastąpi inauguracja tego zagadnienia? Należy przypuszczać, że już z początkiem drugiego 3-letniego planu.

O ile pierwsze 3-lecie, zwane 3-latką sytości, na odcinku dróg wodnych ogranicza się głównie do odbudowy taboru żeglugowego na Odrze, następne zająć się musi inwestycją konkretniejszą — mianowicie likwidacją kompromitującego nas korka w europejskim systemacie dróg wodnych, abyśmy nie musieli się wstydzić tego wprost skandalicznego zacołania na tak żywotnym i ważnym dla życia gospodarczego i politycznego odcinku gospodarki narodowej.

¹⁾ por. „Gospodarka Wodna” nr 3 — 1946 r. — W sprawie użegłownienia Wisły od Modlina do Brdyńca.

INŻ. ZDZISŁAW KORNACKI

○ nowe typy budowli regulacyjnych

Prawie wszystkie budowle regulacyjne na Wiśle, to budowle faszynadowe, a zasadniczym typem tych budowli, to tama faszynowa. Tamy poprzeczne zbudowane w pierwszych latach Niepodległości na środkowej Wiśle miały szerokość 4 m w koronie i skarpe o nachyleniu 1:2 i 1:1,5. Z czasem zaczęto budować oszczędniej, przechodząc na szerokość w koronie 3 m, 2,5 m, a w latach trzydziestych stosowano już z reguły koronę 2-metrowej szerokości. Również w tym czasie przeprowadzono oszczędności i w skarpach, dochodząc do nachy-

lenia górnej skarpy 1:1 i dolnej skarpy 1:1,5. Takie zmniejszenie przekroju tamy dało bardzo duże oszczędności, bo jeżeli średnia wysokość budowli wynosiła 4 m, to w pierwszym wypadku przekrój tamy wynosił 44 m², a w drugim tylko 28 m², co daje 36% oszczędności. Dalsze zmniejszenie przekroju tamy było ryzykowne o tyle, że tamy były przeważnie budowane na dużych głębokościach, w miejscach najbardziej atakowanych przez wodę, gdyż tylko na takie place budowy były wywalczane kredyty. Najczęściej chodziło tu o ochronę

wału czy szosy nadbrzeżnej lub o ratowanie osiedla zabieranego przez wodę.

Obecnie, kiedy przechodzimy na racjonalną budowę rzeki, kiedy nie będziemy walczyli z bezpośrednio atakującą wodą, a wykorzystywali do tej walki samą wodę, nawet ten przekrój tamy jest za bogaty.

Już w ubiegłym sezonie budowlanym Dyrekcja Dróg Wodnych w Warszawie wybudowała kilka tam o przekroju szczuplejszym, a mianowicie: o koronie 1,5-metrowej szerokości i w skarpach o nachyleniu 1:1. Tamy te wytrzymały przejście wód wiosennych w b. ciężkich warunkach, zdały więc egzamin, a oszczędność w ten sposób uzyskana wynosiła ca 22%. Jeżeli się zważy, że na 1 km środkowej Wisły należy przyjąć — przy stosowaniu budowy faszynadowych — średnio około 40.000 m³ faszynady, to oszczędność uzyskana wyniesie ca 8.800 m³ faszynady, a zatem około 10.000 m³ faszyny na 1 km rzeki.

W tym sezonie już prawie wszystkie budowle regulacyjne będą miały tylko 1,5 m w koronie.

Niemniej jednak nawet i przy tych oszczędnościach ilość faszyny, jaka jest przewidziana do budowy dotąd stosowanych, jest zbyt duża, by można było poprzestać na dotychczasowych osiągnięciach. Przy tamach faszynadowych, jak już wyżej podałem, trzeba byłoby użyć około 31.200 m³ faszynady, to jest około 37.000 m³ faszyny na 1 km rzeki. Ponieważ do uregulowania mamy około 350 km Wisły Środkowej, więc ogółem ilość potrzebnej faszyny wyniosłaby około 13 mio m³. Gdybyśmy więc rozłożyli regulację Wisły środkowej na 10 lat, to roczne zapotrzebowanie faszyny wyniosłoby 1,3 mio m³. Jest to ilość tak duża, że wprost nieosiągalna, szczególnie teraz, przy zdevastowanych naszych lasach.

Poza tym, gdyby nawet ta ilość faszyny była możliwa do uzyskania, choćby pomijając już jej koszty, użycie kolei i ciągników dla zwózki z dalszych okolic kraju na brzeg Wisły, to jednak dla przewozu jej po Wiśle do placów budowy trzeba byłoby posiadać b. duży tabor przewozowy wodny, który nie zawsze mógłby spełnić swoje zadanie, wskutek niedostatecznych często głębokości na Wiśle.

Trzeba zatem szukać innego rozwiązania tego zadania. Ponieważ zmniejszyć przekroju tam

faszynadowych już dalej ze względów technicznych nie można, więc należy szukać innych typów budowli, które charakteryzowałyby albo małą ilość faszyny potrzebnej do ich wykonania, albo zupełnie jej wyeliminowanie, taniość i szybkość wykonania.

W związku z tym, Departament Dróg Wodnych Min. Kom. zwrócił się przez Okręgowe Dyrekcje Dróg Wodnych z apelem do inżynierów i techników pracujących na drogach wodnych, by nadsyłać do Departamentu swe pomysły z tej dziedziny.

Dla zachęcenia do poświęcenia czasu i trudu tej sprawie — Departament Dróg Wodnych za zgodą Ob. Ministra Komunikacji będzie nagradzał pomysły odpowiadające wyżej wymienionym wymaganiom.

Na skutek tego apelu nadesłano już do Departamentu Dróg Wodnych kilka projektów. Nie wszystkie one dają szczęśliwe rozwiązanie, część trzeba będzie poprawić, ale są i takie, które już w tym roku zastosuje się, by wypróbować jak będą pracowały i jakie dadzą efekty.

Wszystkie nadesłane projekty dają b. duże oszczędności faszyny. Jeżeli wytrzymają próbę praktycznego zastosowania, to czas uregulowania Wisły nie będzie już zależny do faszyny, gdyż potrzebną jej ilość będziemy mogli osiągnąć z własnych wiślanych plantacji.

Nadesłane projekty będą zamieszczane w „Gospodarce Wodnej”, by mógł się z nimi zapoznać szerszy ogół techników wodnych. Byłoby bardzo pożądanym, żeby prace te zachęciły tych wszystkich, którzy z tych czy innych względów nie wypowiedzieli się jeszcze na ten temat, a którzy z tytułu swej praktyki i doświadczenia mogą mieć cenne a niewykorzystane pomysły do przesyłania ich do Departamentu Dróg Wodnych M. K. Chodzi o sprawę wielkiej wagi, bo o regulację Wisły. Z każdym pomysłem ułatwiającym to zadanie, choćby w najmniejszym stopniu, należy w imię tej wielkiej sprawy podzielić się ze wszystkimi, którzy nad tą sprawą pracują.

Naturalnie próby zastosowania nowych typów budowli regulacyjnych mogą być przeprowadzane i na innych rzekach, jak np. na Odrze, Warcie, dlatego też projekty, doświadczenia i uwagi techników wodnych nie tylko z terenu Wisły będą zamieszczane w „Gospodarce Wodnej”.

INŻ. STANISŁAW HAWRYŁKIEWICZ

O ruchu wody w korycie rzeczonym i nowych typach budowli regulacyjnych na Wiśle

Stoimy przed bardzo poważnym problemem regulacji Wisły. Dotąd nie prowadziliśmy robót regulacyjnych w większym zakresie. Przedwojenne prace regulacyjne były prowadzone w sposób naogół szablonowy, nieuwzględniający szczególnych właściwości ruchu wody i rumowiska. Nie prowadzono również zorganizowanych i systematycznych studiów i doświadczeń.

W rezultacie, brak nam obecnie ludzi dokładnie obznajmionych z dziedziną regulacji rzek.

Stworzenie ośrodka studiów, doświadczeń i zarazem szkolenia personelu staje się sprawą szczególnie pilną. Im z większą, bowiem, umiejętnością podejmiemy do sprawy regulacji rzek, tym zadanie wykonamy taniej, szybciej i prawidłowiej pod względem technicznym.

Na łamach „Gospodarki Wodnej” ukazał się ostatnio szereg artykułów omawiających możliwości postępu w technice regulacji rzek przez zasto-

sowanie nowych i tańszych typów budowli regulacyjnych. Ze swej strony chciałbym zwrócić uwagę na pewne możliwości w udoskonaleniu metod regulacji rzek, wypływające z umiejętnego pokierowania pracą strugi wodnej.

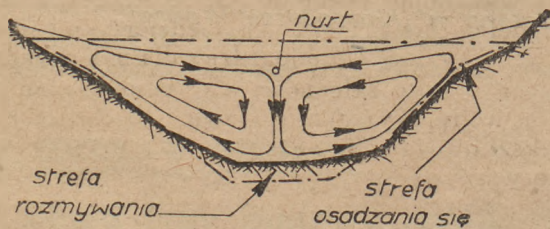
Ruch wody w rzece jest bardziej złożony, aniżeli to w pierwszej chwili może wydawać się. Ukształtowanie koryta rzecznego, a szczególnie rzeźba jego dna, jest ścisłym odzwierciedleniem tego ruchu.

Ponieważ regulacja rzek, to przede wszystkim pewne sztuczne zabiegi zmierzające, bez naruszenia naturalnej równowagi rzeki, do najkorzystniejszego dla naszych celów ukształtowania koryta rzecznego, jasnym jest przeto, że każdy kto chce pracować w dziedzinie regulacji rzek winien, w pierwszym rzędzie, dokładnie zaznajomić się ze wszystkimi zasadniczymi elementami ruchu wody w korycie rzeczonym.

Ruch wody w rzece jest ruchem złożonym: prócz ruchu postępowego wody, wzdłuż osi rzeki, mamy do czynienia również z ruchem poprzecznym, skierowanym od nurtu ku brzegom, względnie odwrotnie — od brzegów do nurtu i od powierzchni wody w kierunku dna i naodwrot. Ponieważ każda cząsteczka wody bierze udział zarówno w ruchu podłużnym, jak i poprzecznym, przeto droga, jaką zakreśla, ma naogół charakter śrubowy.

Cyrkulacja poprzeczna wody spowodowana jest przede wszystkim faktem istnienia poprzecznych spadków zwierciadła wody. Gdy spadki te ulegają zmianie, zmienia się również wewnętrzna cyrkulacja potoku. Ponieważ spadki zwierciadła wody zarówno podłużne, jak i poprzeczne, ulegają zmianie wraz ze zmianami stanów wody, wahania stanów wody pociągają zatem za sobą zmiany w cyrkulacji wewnętrznej potoku.

Jeżeli na przykład, będziemy obserwowali rzekę podczas opadania wody i przy tym zaniwelujemy zwierciadło wody w jakimkolwiek przekroju poprzecznym, to stwierdzimy bez trudu wklęsły kształt zwierciadła z najniższym punktem w nurcie (rys. 1). Przy przyborze wody, nastąpi zjawisko od-

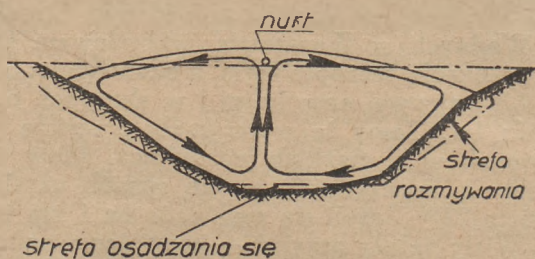


Rys. 1.

wrotne i kształt zwierciadła wody przybiera formę wypukłą z najwyższym punktem również w nurcie (rys. 2).

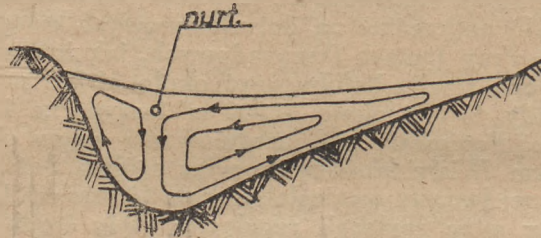
Tłumaczy się to tym, że zwykle największe chyżości w przekroju poprzecznym obserwujemy w nurcie rzeki — w miejscu największych głębokości. Podczas przyboru, woda będzie przede wszystkim podążała w kierunku nurtu rzeki, t. j. do miejsc w przekroju poprzecznym, gdzie mamy najmniejsze opory ruchu; naodwrot przy opadaniu, woda prędzej będzie uciekać w dół rzeki z miejsc

w pobliżu nurtu, z powodu mniejszych tu oporów ruchu. W wypadku opadania wody będziemy obserwowali na powierzchni wody ruch w kierunku od osi nurtu ku brzegom (rys. 1), w drugim — odwrotnie (rys. 2).



Rys. 2.

Na łukach cyrkulacja poprzeczna wody odbywa się pod wpływem siły odśrodkowej: oś nurtu przesuwa się ku brzegowi wklęsłemu i oba wyżej wyszczególnione typy cyrkulacji ulegają odkształceniu (rys. 3). Ponieważ siła odśrodkowa jest wprost



Rys. 3.

proporcjonalna do kwadratu chyżości wody i odwrotnie proporcjonalna do promienia krzywizny, przesunięcie osi nurtu w kierunku brzegu wklęsłego i odkształcenie cyrkulacji poprzecznej będzie tym większe, im chyżość wody będzie większa, a promień krzywizny mniejszy. Zazwyczaj na łukach, pod wpływem siły odśrodkowej, typ II-gi cyrkulacji przechodzi w I-szy i następnie ze wzrostem krzywizny, ten ostatni w cyrkulację jednostronną.

Na wewnętrzną cyrkulację wody mają poza tym wpływ różne naturalne i sztuczne przeszkody w korycie rzeczonym.

Szczegółowe i na wielką skalę studia w dziedzinie wewnętrznej cyrkulacji wody w korycie rzeczonym przeprowadził znany badacz rosyjski A. Łosijewski. Ustalił on następujące cztery typy wewnętrznej cyrkulacji wody:

- I typ — ruchy wody rozchodzące się po dnie, skierowane w warstwach dennych ku brzegowi i w warstwach przy powierzchni — w kierunku nurtu rzeki;
- II typ — ruchy wody schodzące się po dnie o kierunkach odwrotnych do I-go typu;
- III typ — jednostronne ruchy wody, skierowane w warstwach dennych od brzegu wklęsłego ku wypukłemu, a w warstwach powierzchniowych — odwrotnie;
- IV typ — ruchy wody mieszane, złożone z ruchów typu I-go i II-go.

Wyżej wyszczególnione typy ruchów wody przedstawia rys. 4.

Ruch wody według I-go typu obserwujemy w szerokich korytach rzecznych o niewielkich głębokościach i chyżościach oraz podczas opadania wody. Tego rodzaju ruch wody występuje głównie na prostych odcinkach rzek. Ruch wody według II-go typu właściwym jest dla koryta bardziej skoncentrowanego, o większej głębokości i chyżości prądu. Ruch ten występuje tu podczas przyboru wody. Ruch typu III-go występuje na łukach. IV-ty typ jest ruchem przejściowym.

Przy zmianach stanów wody może nastąpić w tych samych przekrojach przejście z cyrkulacji jednego typu w inny.

brzegach wklęsłych mamy najintensywniejszy ruch śrubowy wody i dlatego przede wszystkim rozmycie dna jest tu największe. Na przejściach, gdzie ruch śrubowy wody stopniowo maleje i przechodzi na chwilę w postępowy, aby następnie zmienić swój kierunek na odwrotny, działanie erozyjne prądu wody na dno jest najłabsze, tworzenie się odsypiska najbardziej ułatwione. Jak zatem widzimy, melizny na przejściach to rezultat zaniku w tych miejscach cyrkulacji wewnętrznej wody, pomimo, że chyżości wody w tych miejscach, na skutek znacznej koncentracji spadku, są największe.

Po dokładnym zaznajomieniu się z zasadniczymi typami cyrkulacji wewnętrznej wody płynącej w rzece i sposobami jej działania na dno, nie trud-

Typ ruchu wody	I	II	III	IV
	rozchodzący się po dnie	schodzący się po dnie	jednostronny	mieszany
Schemat cyrkulacji w przekroju poprzecznym				
Miejsca rozmycia i osadzenia się				
Kierunki ruchu wody powierzchni- nowej w planie				
Kierunki ruchu wody dennej w planie				

Rys. 4.

Z kolei przejdziemy do rozpatrzenia sposobu działania na dno poszczególnych typów wewnętrznej cyrkulacji wody. Najpierw ogólna uwaga — w miejscach, gdzie prąd wody opada z góry na dół, następuje rozmycie dna, przy prądzie natomiast wstępującym, następuje osadzanie się rumowiska.

Przy pierwszym typie cyrkulacji, będziemy obserwowali rozmycie dna w środku koryta, a odkładanie się przy brzegach (rys. 1). Przy drugim typie cyrkulacji będzie odwrotnie: odsypisko po środku a rozmycie przy brzegach (rys. 2). Przy trzecim typie — rozmycie przy brzegu wklęsłym (prąd wody w kierunku do dna), odsypisko — przy wypukłym. Przy czwartym typie, zgodnie z ogólną zasadą: tam gdzie prąd opadający w kierunku do dna — rozmycie, a gdzie prąd wstępujący — odsypisko.

Jak już wspomnieliśmy, każda cząsteczka wody, biorąca udział w ruchu postępowym i poprzecznym, zakreśla drogę o formie śrubowej. Im ten ruch śrubowy wody jest intensywniejszy, tym znaczniejsze jest rozmycie dna, a w miejscach gdzie ruch ten zanika, przechodząc w czysto postępowy, rozmycie dna spada do minimum i najłatwiej w takim miejscu tworzy się odsypisko. Na łukach, przy

no będzie na podstawie rzeźby dna scharakteryzować ruch wody na zdjętym odcinku rzeki. Kierując w umiejętny sposób ruchem wody w korycie rzeczonym i wywołując w ten sposób potrzebne dla naszych celów typy cyrkulacji, będziemy mogli formować dno w sposób najbardziej dla nas pożądany.

Nieznajomość zależności jaka istnieje pomiędzy ruchem wody, a ruchem rumowiska i praw rządzących kształtowaniem się koryta rzecznego, naraziło pierwsze roboty regulacyjne na niepowodzenia. Koryta rzeczne nadmiernie sprostowano i skoncentrowano, wywołując w ten sposób naruszenie naturalnej równowagi dna i w konsekwencji bardzo niekorzystne dla żeglugi zróżniczkowanie spadków, wędrujące ławice, liczne melizny na przejściach, trudności w załadunku przestrzeni między budowlami i t. p. Dopiero późniejsze badania Fargue'a, Girardona i innych badaczy wykazały związek układu poziomego rzeki z głębokością. Prawa Fargue'a były jednak tylko stwierdzeniem pewnych zależności istniejących pomiędzy układem poziomym i pionowym rzeki, nie tłumaczyły, natomiast, bliżej bezpośredniej przyczyny takiego lub innego ukształtowania się dna rzecznego. Dzisiaj, gdy już znamy dokładniej sposoby w jaki woda wykonuje

swą pracę przy kształtowaniu koryta rzecznego, o wiele łatwiej jest właściwie pokierować tą pracą i wykonać roboty regulacyjne w sposób najbardziej celowy i ekonomiczny.

Idealnym rozwiązaniem problemu regulacji rzek dla celów żeglugowych byłoby, niewątpliwie, wytworzenie równomiernych głębokości wzdłuż nurtu rzeki. Jest to jednak, jak wiemy, niemożliwe, gdyż byłoby to wbrew naturze rzeki i sprzeczne z jej najbardziej istotną właściwością, podziału biegu rzeki przy pomocy progów (na przejściach) na stanowiska. Tylko dzięki tej właściwości rzeka jest zdolna przy każdym stanie wody zachować swą naturalną równowagę oraz dużą elastyczność w dostosowaniu się do zabiegów regulacyjnych, bez naruszenia swej równowagi. Wobec niemożności zlikwidowania progów, w regulacji rzek dla celów żeglugowych dążymy, przede wszystkim do uzyskania jak największych głębokości na progach.

Cel osiągamy:

1. drogą ustabilizowania nurtu w korycie rzeczonym,
2. przez ograniczenie do minimum erozji na t. zw. stanowiskach (ples, bief),
3. przez zwiększenie erozji na przejściach.

Ad. 1. Stabilizację nurtu uzyskujemy drogą nadania trasie krzywoliniowego charakteru, o promieniach krzywizn jak najbardziej zbliżonych do promieni krzywizn na najlepiej z natury ustabilizowanych odcinkach rzeki.

Ze stabilizacją nurtu wiąże się znaczne ograniczenie ruchu rumowiska, szczególnie wleczonego, a w dalszej konsekwencji zapobiega się tworzeniu się w nurcie odsypisk i wędrujących ławic.

Ad. 2. Pomiędzy głębokością na przemiałach, a głębokością na stanowiskach istnieje, jak wiadomo, ścisła zależność. Im więcej zostaje wypłukane rumowiska na odcinkach międzyprogowych, tym więcej go osadza się na progach (przemiałach), tworząc w ten sposób trudne do przebycia mielizny. Zmniejszenie erozji na stanowiskach możemy osiągnąć drogą złagodzenia krzywizn łuków, poszerzenia trasy w łukach, zastosowania typów budowli regulacyjnych zmniejszających erozję dna (np. stosując na łukach wklęsłych opaski zamiast ostróg, względnie odpowiednio ubezpieczając dno przy głowach ostróg).

Ad. 3. Zwiększenie erozji na przemiałach możemy najlepiej uzyskać drogą sztucznego wywołania w tych miejscach możliwie intensywnej cyrkulacji typu I-go, lub III-go. Cyrkulację typu I-go można wywołać przez obustronną obudowę przejścia niskimi podwodnymi budowlami. Cyrkulację, natomiast, III-go typu — drogą przedłużenia na przejściach obudowy brzegu wklęsłego.

Bardzo ciekawy sposób sztucznego pogłębienia przemiału podaje badacz rosyjski A. Łosijewski. Obserwując mianowicie zachowanie się wody bezpośrednio poniżej przemiału, gdzie z ruchu równoległego prąd wody raptownie przechodzi w cyrkulację typu III-go, Łosijewski wpadł na pomysł wytworzenia sztucznego progu o kierunku równoległym do przejścia, aby w ten sposób uzyskać zjawisko analogiczne, jak przy progu naturalnym. Doświadczenia, zarówno przy badaniach laboratoryj-

nych, jak i w naturze na rzekach Wiatce i Ocie potwierdziły całkowicie celowość takiego rozwiązania. Przy doświadczeniach w naturze, próg wykonano w postaci zwykłego płotku podwodnego.

Na podstawie przeprowadzonych doświadczeń ustalono, że:

1. wysokość budowli regulacyjnej w najbardziej wyniesionej części dna winna być taka, żeby warstwa przelewającej się wody, przy niskim stanie, nie wynosiła mniej jak $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ wysokości budowli;
2. korona budowli regulacyjnej winna mieć nachylenie od brzegu w kierunku do nurtu 1:50 — 1:100. Głowa budowli winna być na podłożu umocnionym i o kształcie opływowym;
3. nachylenie budowli regulacyjnej w stosunku do osi rzeki winno wynosić 20 — 25°, przy czym dolna część budowli winna być połączona z brzegiem i zamykać głębię dolnego stanowiska.

Prawidłowe rozwiązanie problemu regulacji Wiśły pod względem technicznym będzie wymagało bardzo dokładnego zaznajomienia się z regimem rzeki, szczególnie w odniesieniu do ruchu rumowiska i kształtowania się koryta rzecznego (w szczególności dna) w różnych warunkach. Dokładna znajomość sposobów pracy strugi wodnej w korycie rzeczonym, winna nam bardzo ułatwić znalezienie najprawidłowszych rozwiązań.

Drugim ogromnej wagi problemem jest sprawa kosztów regulacji. Trzeba tu stwierdzić, że dotychczasowe sposoby regulacji rzek były za drogie i nie odpowiadały rzeczywistym warunkom pracy żywiołowi wodnego.

Na łamach „Gospodarki Wodnej” niejednokrotnie była już poruszana sprawa możliwości obniżenia kosztów regulacji, przez ograniczenie ilości budowli regulacyjnych i zastosowanie tańszych, bardziej dostosowanych do rzeczywistych potrzeb i charakteru rzeki typów budowli regulacyjnych. Ze swej strony chciałbym wyrazić tylko ogólny pogląd na tę sprawę.

Wiśła w swym średnim i dolnym biegu jest rzeką o bardzo ruchliwym i przeładowanym rumowiskiem dnie. Okoliczność tę można wykorzystać do pokierowania ruchem rumowiska przy pomocy różnych, prowizorycznych lekkich i tanich typów budowli regulacyjnych, w ten sposób, żeby wytworzyć odsypiska w miejscach przeznaczonych na załadowanie, a intensywną erozję w granicach projektowanej trasy regulacyjnej. Wytworzone odsypiska utrwaliłoby się następnie przy pomocy trwalszych typów budowli regulacyjnych oraz plantacji roślinnych. Dla pokierowania ruchem rumowiska i wytworzenia pożądaných typów cyrkulacji wewnętrznej (typ I i III-ci) można by zastosować z powodzeniem budowle typu zastłon Wolfa (szczególnie na głębszych miejscach), płotki jedno i dwurzędowe, zaplatane częściowo lub całkowicie, teowe płotki Szadrina i t. p. Na głębszych miejscach można by zastosować również zatapianie jodełek.

O zastosowaniu takiego czy innego typu budowli decydowałyby lokalne warunki.

Nowe typy budowli dla Wisły środkowej

Całokształt zagadnienia Wisły środkowej jest bardzo obszerny i wymaga jeszcze wielu studiów, ale sprawa techniki budowlanej może być bez wielkich przygotowań teoretycznych podjęta: w ramach realizowania corocznych zadań budowlanych niezbędnych dla utrzymania rzeki w pewnych ryzach; dla zabezpieczenia wałów ochronnych, obiektów komunikacyjnych, pól uprawnych itp. Podjęta w tym celu akcja da nam nie tylko korzyści na przyszłość, ale i w czasie rozwiązywania bieżących zadań.

Start będzie ciężki, gdyż metoda zastosowania trwałych i tanich budowli będzie wymagała albo, przy dotychczasowych metodach budowy, wydobywania jednorazowego dodatkowego kapitału na wykonanie pewnej ilości trwałych ubezpieczeń, a później z sum zaoszczędzonych na amortyzacji tych budowli wykonywania dalszych trwałych budowli, lub też przez wyszukanie i zastosowanie innej oszczędniejszej metody budowy — uzyskania potrzebnych zwiększonych funduszy dla wykonania trwałych budowli.

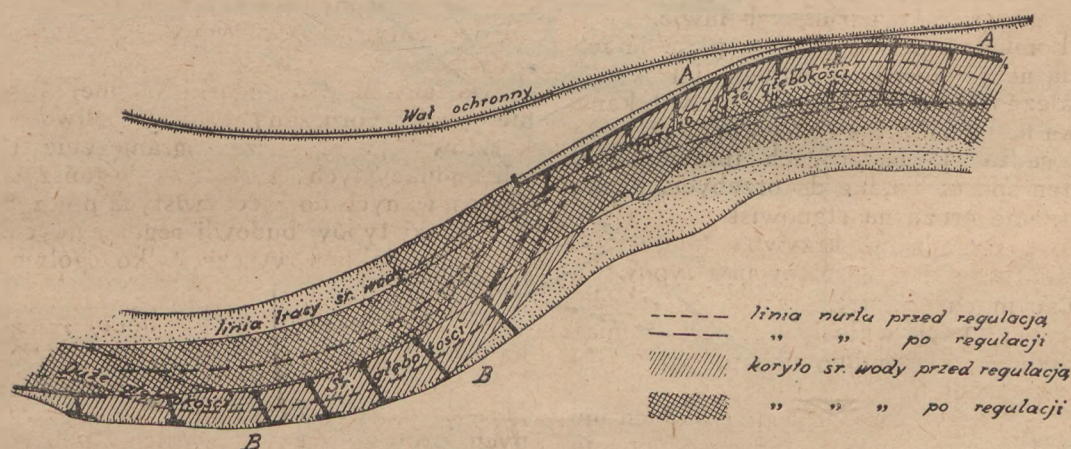
Rozpatrując sprawę pod tym kątem musimy zbadać istniejące możliwości.

Wydobycie dodatkowych dotacji nie wiele zależy od nas, hydrotechników, a zależy przede wszystkim od możliwości Skarbu Państwa. Ponieważ nie należy się liczyć w najbliższym czasie z nadzwyczaj szybkim powiększeniem się środków finansowych, przeto w niniejszym zwrócić się do na-

gami jest droga, gdyż budowle wykonywane są z reguły na wyjątkowo dużych głębokościach;

b) obudowa rzeki w takich miejscach nie wpływa na zmianę stosunków i warunków przepływu i powoduje jedynie to, że siła niszcząca wody wzmacnia się przez stawianie jej na drodze przeszkód i to, że koszty utrzymania tych budowli są duże.

Aby tego uniknąć powinno się stosować metodę zapobiegawczą w zabezpieczaniu obiektów, względnie metodę, któraby usuwała przyczynę atakowania przez wody właśnie tych miejsc dla nas czułych. Trzeba by naszą interwencję rozłożyć na dłuższy odcinek rzeki, działać na nurt wody tam, gdzie to jest łatwe i skuteczne dla odprowadzania nurtu od zagrożonego brzegu, czy miejsca. Przy planowym postępowaniu niewątpliwie uda się pochwycić nurt rzeki i „usztynić go”, nawet na krótkich fragmentarycznych, jednak charakterystycznych odcinkach rzeki (a tak właśnie złosiłowy odcinek prawie zawsze jest charakterystyczny). W ten sposób uchwyciony nurt łatwo będzie utrzymać normalnymi kosztami, tak jak to ma miejsce na rzekach częściowo lub całkowicie uregulowanych. Jednocześnie należy zauważyć, że uzyskane łatwiejsze warunki budowy pozwolą na zastosowanie tańszych budowli, których będzie można wykonać dwa, a może trzy razy więcej, niż to ma miejsce dziś.



Rys. 1.

stępnego środka, którym jest wyszukanie oszczędniejszej metody budowy. Uzyskane w ten sposób oszczędności użyjemy na te ubezpieczenia budowli, które zmniejszą nam do minimum koszty konserwacji.

Wynika z tego, że wysiłki nasze winny iść w dwóch kierunkach: 1) zastosowania innej metody obudowy rzeki, 2) zastosowania innych typów budowli bardziej trwałych.

Jeśli chodzi o pierwszą sprawę, to da się zauważyć, że: a) obudowa narażonych na zrywanie brzegów opaskami faszynowymi i krótkimi ostro-

Dla przykładu podaję zastosowane podobne rozwiązanie dla zabezpieczenia wału na rz. Dunajcu (rys. 1), gdzie na odcinku A — A został zagrożony, a nawet częściowo zerwany wał. Po wykonaniu najniezbędniejszych zabezpieczeń stopy wału opaską faszynową i uzupełnieniu zerwanej skarpy oraz obiciu jej brzegostonem roboty przzerwano. Zamierzoną projektem budowę tam poprzecznych nie kontynuowano z powodu panujących dużych głębokości. Przeniesiono natomiast roboty na brzeg przeciwny, powyżej, na odcinek B — B, gdzie stosunkowo niewielkimi kosztami wykonano

szereg tam poprzecznych, zmieniając kierunek nurtu rzeki. Przez to ustało niszczące działanie wód na odcinek A — A, a po jakimś czasie głębokości w tym miejscu rzeki tak zmalały, że można było przystąpić do wykonania projektowanych poprzednio tam poprzecznych z małym nakładem kosztów.

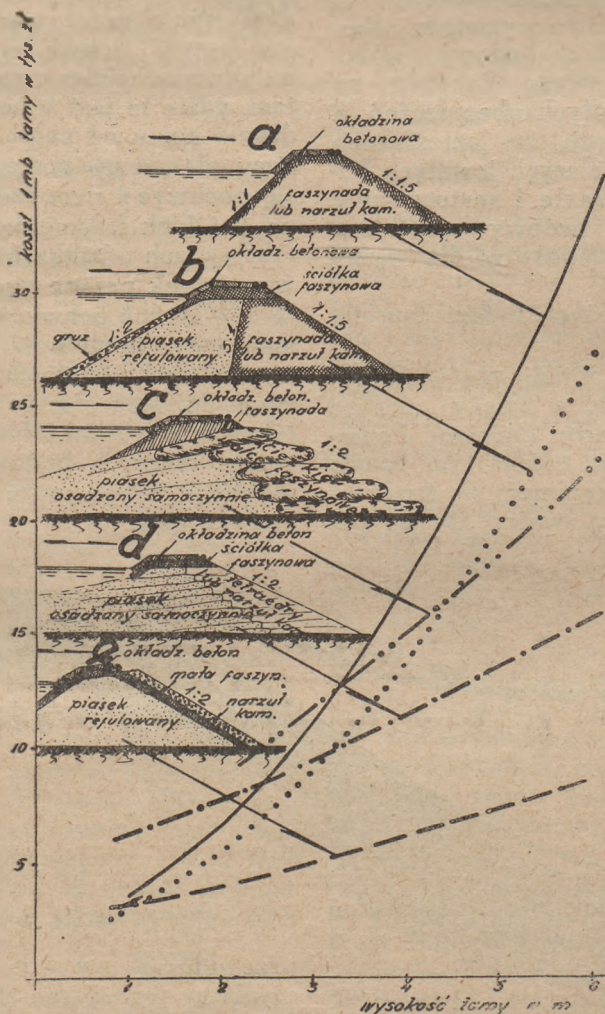
Korzyści z tego postępowania są jasne: tymi samymi funduszami, które były niezbędne początkowo do wykonania bezpośredniego zabezpieczenia wału oraz odepchnięcie rzeki we właściwą trasę, obudowano należycie więcej niż dwukrotnie dłuższy odcinek rzeki.

Przejdźmy teraz do drugiej sprawy, tj. stosowania właściwych typów budowli.

Kierując się gospodarczymi możliwościami użyskania dostatecznych ilości i tanich, a wartościowych materiałów, postanowiono, by na odcinku Wisły puławskiej użyć do konstrukcji budowli regulacyjnych przede wszystkim kamień łamany oraz gruz kamienny, który dotychczas odkładano na zwał, jako materiał bezużyteczny. Wyszczególnione materiały projektuję użyć na następujące typy budowli:

a) stosowane dotychczas tamy formowane jako narzuty kamienne wg rys. 2a, jednak tylko tam, gdzie budowla, czy jej odcinek będzie narażony na działanie niszczących sił rzeki;

b) wg rys. 2b stosować budowle w miejscach, gdzie napór wód w czasie budowy jest niewielki,



Rys. 2. Wykres kształtowania się kosztów poszczególnych typów tam poprzecznych w zależności od głębokości.

Wybrałem tu dostosowane do miejscowych warunków gospodarczych typy budowli stosowane przy obudowie rzek w innych krajach. Poza tym skierowuję uwagę na planowe rozwiązanie krytycznych odcinków rzeki, celem uzyskania ułatwienia odpływu i uregulowania zabłąkanego nurtu rzeki na tych odcinkach. Należy uwzględnić także sprawy zabudowywania bocznych koryt Wisły, które są niemniej uciążliwe w utrzymaniu ich i realizacji załadowań, tak jak i kompleksy budowli zabezpieczające atakowane brzegi rzeki.

rzeka nie wykazuje tendencji kolmatacyjnych, ale przy wyższych stanach siły żywe rzeki wzmagają się silnie;

c) wg rys. 2c budować tam, gdzie siły unoszenia w czasie budowy są znaczne, ale jednocześnie panują tendencje kolmatacyjne, wówczas o ile postawimy dostatecznie silną przeszkodę w poprzek nurtu (walce będą wypełniane gruzem kamiennym);

d) wg rys. 2d w miejscu, gdzie siły unoszenia nie są wielkie i nie będą powodowały rozrzucania

pojedynczych kamieni, a rzeka wykazuje tendencje kolmatacji w rejonie poprzecznych przeszkód.

Stosując racjonalnie poszczególne typy budowli, w zależności od panujących warunków w danym przekroju rzeki, unikając naogół najdroższego typu (rys. 2a), zastępując go przede wszystkim typem wg rys. 2c, możemy uzyskać znaczne oszczędności. Ważne jest poza tym to, że prawie wszystkie typy mogą być w jednym sezonie budowlanym całkowicie wykończone i umocnione, gdyż nie będą osiadały.

Przez użycie gruzu do budowli regulacyjnych (w typie wg rys. 2c) koszty budowli wg rys. 2a zmniejszą wybitnie, gdyż koszt wyłamanego kamienia obniży się o wartość użytego do robót gruzu, będącego produktem ubocznym przy eksploatacji kamienia.

Należy wreszcie podnieść fakt ten, że typy budowli wg rys. 2a, c i d można będzie wykonywać przy wyższych stanach wód, co zmniejszy ilości dni przerwy pracy i przedłuży okres budowlany przynajmniej o $\frac{1}{3}$.

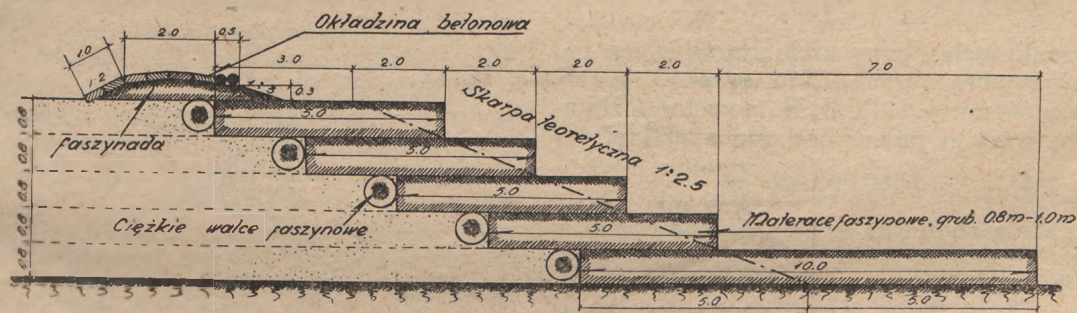
Na odcinku Wisły warszawskiej powzięto decyzję użycia gruzu ze zburzonych domów do regulacji Wisły, na sposób jak podano powyżej dla Wisły puławskiej. Akcja użytkowania gruzu w ten sposób, uzgodniona z Biurem Odbudowy Stolicy (B.O.S.), kiedy gruz staje się materiałem pełnowartościowym, a nie balastem uniemożliwiającym postęp odbudowy stolicy, da kolosalne korzyści.

wych w korycie Wisły, w okolicach Wyszogrodu. Główny przeto wysiłek powinien tu pójść w kierunku zorganizowania budowy tam tetraedrowych, wg rys. 2a, przy rozbudowie betoniarni ruchomych. Następnie należałoby forsować budowę tam refulowanych wg rys. 2e. Poza tym może wchodzić w rachubę bardzo często budowla wg rys. 2b.

Oczywiście wszystkie budowle poprzeczne omawianych typów muszą być zakończone silną głowicą zafundowaną na materacach faszynowych. Na uwagę zasługuje także sprawa utrwalania dna rzeki na trasie projektowanych tam regulacyjnych, przed przystąpieniem do właściwej budowy tamy, aby nie otrzymywać pogłębień koryta rzeki w miarę jej zwięzania. Do tego celu projektuje się użyć cienkie materace lub obciążone maty faszynowe.

Oddzielnie należy przemyśleć sprawę budowy względnie tanich a silnych i skutecznych przetamowań dla zamknięć bocznych koryt. Chodzi o typ budowli, przy budowie którego nie otrzymywalibyśmy nadmiernych pogłębień dna, któryby powodował szybką kolmatację bocznego koryta rzeki, i nie ulegałby uszkodzeniom od pochodów łodów.

Teoretyczne podstawy przetamowań, to obszerny sam dla siebie temat, wymagający wnikliwych studiów praktycznych, gdyż od skuteczności działania zamknięć zależy, w jakim czasie usuniętych zostanie z głównego koryta, przy pomocy li tylko sił unoszenia wód, setki tysięcy m³ rumowiska, aby także ilości rumowiska mogły się osadzić w zamkniętym ramieniu bocznym. Jako pierwszą



Rys. 3.

Miejsce wykazanych na puławskim odcinku Wisły korpusów tam regulacyjnych, formowanych z narzutów kamiennych, zajmie na warszawskim odcinku faszynada, lub kamienie betonowe o kształtach dających duże oszczędności w litej masie betonu, tworząc korzystne układy przestrzenne, jak np. tetraedry. Dalej stosowane będą wypróbowane okładziny, które przy zachowaniu dużej elastyczności powierzchniowej będą stanowiły należyłą ochronę sypkich korpusów tam przed rozmyciem przez płynącą wodę. Następnie podjęte będą próby stosowania na dużą skalę tam regulacyjnych o korpusie refulowanym, jak wskazuje rys. 2c, o ile uda się zastosować należyte osłony dla refulowanego rumowiska, dla ochrony przed uniesieniem w czasie budowy. Typ ten byłby najtańszym, jak to widać z wykresu kosztów.

Odcinek płockiej Wisły jest najbardziej upośledzony w materiały dla robót regulacyjnych, szczególnie zaś w kamień, gdyż jedyne rezerwy kamienia — to żyły gładów polodowco-

próbę wszczęcia pozornie powolnego, lecz faktycznie skutecznego, likwidowania bocznych ramion, przewiduje się zastosować dolne przetamowanie, wedle typu przedstawionego na rys. 3, które przewiduje się realizować w warstwach poziomych, podnosząc je po każdorazowym przyborze wody, przy którym winno nastąpić zakolmatowanie poprzednio założonej warstwy. Postępując w ten sposób, dojdziemy do pewnego spiętrzenia wód przed przetamowaniem i spłycenia tej przestrzeni koryta. Przesuwając budowę przetamowania w górę rzeki, stale na niewielkich głębokościach, spowodujemy coraz to większe spiętrzenia i osadzanie rumowiska w ramieniu bocznym, zaś rozmywanie i unoszenie rumowiska z głównego koryta rzeki, które odciążone od prowadzenia napływającego rumowiska osadzającego się w bocznym ramieniu, a zasłone częścią wód z tegoż ramienia na skutek panującego tam spiętrzenia, będzie się coraz skuteczniej przeczyszczało z zalegających go zwalów rumowiska. Metoda ta winna mieć prze-

W tym dziale budownictwa wodnego należałoby także wykorzystać liczne doświadczenia hydro-techników radzieckich, gdyż lekkie budowle są przez nich szeroko stosowane przy robotach nurto- wych, dla celów żeglugi.

Początek, szczególnie w dzisiejszych trudnych warunkach organizacyjnych i gospodarczych, będzie bardzo ciężki; i niejednokrotnie pełen zawodów, ale to nie powinno być powodem do odkładania sprawy do lat późniejszych, a przeciwnie, winno być forsowane, bo da nam duże efekty oszczędnościowe tak dziś pożądane.

166

miach Odzyskanych, jest w stanie zupełnie łatwo i przy minimalnych kosztach, a zgodnie ze swoją racją stanu, przeprowadzić przesiedlenie ludności z terenów przewidzianych pod zalew, co nastęrczało ogromne trudności i koszty w okresie przedwojennym.

Hydrologiczne podstawy projektu zbiornika z konieczności opracowano dla przekroju Wizna (powierzchnia zlewni—14.066 km²), gdyż dla właściwego przekroju wodowskazowego Łomża — Piąt-nica (powierzchnia zlewni — 15.106 km²) nie dysponowałem odpowiednią krzywą konsumcyjną.

W okresie lat 1921 — 1937 przepływ Narwi w przekroju Wizna wahał się:

od absolutnego minimum: $q_{\min} = 15 \text{ m}^3/\text{sek.}$ (4.IX.1921 r.),

do absolutnego maksimum: $q_{\max} = 964 \text{ m}^3/\text{sek.}$ (2.IV.1924 r.).

Stosunek zatem wynosi 1 : 64.

Średni przepływ wyrównany, za cały 17-letni okres, wynosił:

$$Q_{\text{sr}} = 81,5 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

zaś przeciętny roczny:

$$Q_{\text{sr}} = 2.573.100.000 \text{ m}^3.$$

1) Zbiornik łomżyński pomyślany jest w zasadzie jako zbiornik żeglugowy, z zadaniem zasilania Wisły od Modlina w dół w okresie żeglugi. Zdaje się bowiem nie ulegać już dziś wątpliwości, że przez wykonanie regulacji podstawowej, t. j. koncentracji koryta i ubezpieczenia brzegów, przy jednoczesnym zapewnieniu rzece skutecznego zasilania wodą ze zbiorników retencyjnych, możliwym będzie w sposób najekonomiczniejszy i w czasie najkrótszym — uzyskać wreszcie użegłownienie Wisły, przynajmniej od ujścia Bugu w dół²⁾. Jednakże koncepcja regulacyjno-zbiornikowa tylko wówczas okaże się w pełni skuteczna, kiedy interwencja zbiorników będzie dostatecznie silna i pewna, t. j. kiedy zbiorniki będą w stanie spełniać swe zadanie w okresie kilku kolejnych lat suchych po sobie następujących.

Wypływa stąd postulat budowy zbiorników o wyrównaniu wieloletnim, co jest możliwym tylko przy wielkiej ich pojemności.

Według obliczeń inż. K. Dębskiego i inż. S. Siebauera, dla uzupełnienia do przepływu wody 215 dniowej na Wiśle, potrzeba wody zasilającej ze zbiorników:

w roku wybitnie suchym (1921) — 1.800 ÷ 2.000 mio m³,

w roku przeciętnie suchym (1943)—1.335 mio m³.

Dla osiągnięcia zatem odpowiedniego skutku żeglugowego na Wiśle potrzeba zbiorników dużych.

²⁾ Inż. K. Dębski — „Zagadnienie hydrologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką drogę wodną“ „Przegląd Komunikacyjny Nr. 2/46 r.

Inż. W. Balcerski — „Refleksje z objazdu Wisły i Odry“ „Gospodarka Wodna Nr 1/46 r.

Inż. A. Riedel — „W sprawie użegłownienia Wisły od Modlina do Brdyujścia“—„Gospodarka Wodna“ Nr 3/46 r.

Inż. St. Smoleński — „Użegłownienie Wisły a zbiorniki“ — „Gospodarka Wodna Nr 1/47 r.

Ani Porąbka (30 mio m³), ani Rożnów (220 mio m³) tak wielkiego zadania nie są zdolne podjąć, tym bardziej, że zostały one zaprojektowane, wybudowane i są eksploatowane dla zupełnie innych celów: przeciwpowodziowych i energetycznych, naogół wręcz sprzecznych z zadaniami żeglugowymi.

Wielki zbiornik łomżyński ma natomiast dużo szans na to, że swoje zadania żeglugowe spełni skutecznie, przynajmniej w stosunku do Wisły od Modlina w dół.

2) Cel uboczny, równocześnie osiągalny, to użegłownienie 170 kilometrów rzeki Narwi od Łomży w dół. Jeśli zważyć, że Narew jest naturalnym ciekim zbiorczym dla 'systematu Augustowskiego i kanału Mazurskiego, to połączenie — po użegłownieniu Pissy — obu tych systematów ze stolicą Państwa, a poprzez Wisłę i kanał Bydgoski ze światem jest problemem o dużym znaczeniu w zakresie racjonalnej gospodarki wodnej w skali państwowej.

3) Żeby wyczerpać zagadnienie od strony zainteresowań dróg wodnych, podkreślę jeszcze jeden aspekt idei zbiornika łomżyńskiego.

Mianowicie sam zalew, sięgający cofką swoją aż po końcową służę kanału Augustowskiego w Dębowie, stanowi sam przez się dogodną drogę wodną o długości 87 kilometrów, łączącą kanał z Łomżą. Skraca przy tym tę drogę w porównaniu ze stanem obecnym po Biebrzy ze 119 km do 87 km, t. j. o 32 km.

Boczne wschodnie odgałęzienie zalewu wzdłuż doliny Narwi, od Wizny po ujście Supraśli (rys. 2) wytwarza ok. 30-o kilometrowy odcinek drogi wodnej w kierunku na Białystok i puszcę Białowieską. Przed 1939 r. w Urzędzie Wojewódzkim Białostockim opracowano projekt budowy drogi wodnej na tej trasie — przez regulację Narwi — kosztem około 18 mio złotych.

4) Jak to zwykle, zwłaszcza w wypadkach dużych zbiorników, bywa, obok właściwych zadań, w danym wypadku — żeglugowych, zbiornik łomżyński spełniałby pobocznie również i zadania powodziowe. Magazynując wodę i lód w okresie zimowym, przyczyniałby się do spłaszczenia fali powodziowej na Narwi i Wiśle oraz do opóźnienia spływu lodów.

Dobroczynne skutki tego ostatniego zjawiska okazały się w pełni widoczne przy zbiorniku w Rożnowie w czasie tegorocznej powodzi wiosennej³⁾.

5) Mając przede wszystkim zadania żeglugowe na celu, zbiornik łomżyński — jeśli rozważać możliwości jego energetycznego wykorzystania — w żadnym razie nie może być zbiornikiem szezytowym, a więc najbardziej rentownym, zwłaszcza gdyby chodziło o krycie szczytów zapotrzebowania zimowego. W tym okresie roku zbiornik winien być tylko napełniany, przygotowując się do swych właściwych zadań interwencyjnych w letnim okresie żeglugi.

Rozbieżność interesów żeglugi i energetyki jest w tym wypadku drastycznie uderzająca.

Natomiast nie ma przeszkód po temu, by całość, czy znaczną część odpływu ze zbiornika

³⁾ Inż. W. Balcerski — „Powódź wiosenna 1947 roku“ „Gospodarka Wodna Nr 2/47 r.

Teoretyczne możliwości produkcyjne zbiornika:
od 25 mio kWh w roku wybitnie suchym (1921),
do 56 mio kWh w roku mokrym (1926),

41 mio kWh w okresie lat: 1921 — 1937.

[illegible]

Nie jest poza tym wykluczone, że przy bardziej szczegółowych studiach wyłoni się jednak możliwość uzyskania — po pokryciu potrzeb żeglugi —

pewnej ilości wody, niezbędnej do utrzymania ruchu zakładu wodno-elektrycznego również i w zimie.

Energetyczne wykorzystanie zbiornika łomżyńskiego zyskałoby wybitnie na znaczeniu, gdyby zakład przy zbiorniku pracował na szynę zbiorczą sieci elektrycznej ogólnokrajowej.

6) Nie bez pewnego, lokalnego zresztą, znaczenia jest jeszcze i ta okoliczność, że zbiornik łomżyński mógłby być wykorzystany do zasilania przyszłych wodociągów m. Łomży, przy czym do niżej położonych dzielnic miasta woda mogłaby dopływać grawitacyjnie.

Zalety wody zbiornikowej dla celów zaopatrzenia osiedli są zbyt powszechnie znane, by je tutaj wymieniać, zarówno jeśli chodzi o mechaniczną czystość wody, jak i jej temperaturę. Prosty zabieg sterylizacyjny przy pomocy chlorowania, naświetlania promieniami ultra, czy ozonowania wystarcza, by woda zbiornikowa była zdatna do użytku.

7) Ażeby wyczerpać aspekty, uzasadniające rentowność przedsięwzięcia, nie można pominąć również ubocznej możliwości wykorzystania zbiornika dla gospodarki rybnej na tak olbrzymim zalewie. Cyfra dochodu społecznego z 73.000 ha gospodarstwa rybnego, choćby półdzikiego, posiada niewątpliwie swoją wymowę. Licząc z hektara 50 zł przedwojennych dochodu netto, otrzymujemy sumę 3.650.000 zł przedwojennych.

8) Pomijam, gwoli zwięzłości, omówienie znaczenia zbiornika łomżyńskiego, jedynego w Polsce w swym rodzaju i rozmiarach, jako ośrodka sportów wodnych i zimowych oraz łowiectwa, jak również — jego znaczenia klimatycznego i krajoznawczego.

Pod względem wielkości byłby to jeden z większych sztucznych zbiorników wodnych w skali światowej, a bezkonkurencyjnie największy wśród zbiorników europejskich, poza Z. S. R. R.

W zakończeniu przechodzę do omówienia kosztów budowy zbiornika.

Zawdzięczając korzystnemu układowi współczesnych stosunków rolnych w Polsce, kiedy Państwo dysponuje ogromnymi zasobami urodzajnej ziemi na Ziemiach Odzyskanych, uzyskanie pod zalew tak mało wartościowych rolniczo terenów, jak dolina Biebrzy, nie powinno nastroczać większych trudności i kosztów.

Licząc koszt przesiedlenia jednej rodziny na Ziemię Odzyskaną w wysokości 100.000 zł obiegowych, koszt przesiedlenia 2.000 rodzin wyniesie 200.000.000 zł. Koszty przeniesienia około 4.000 zagród wiejskich na miejsca wyżej — nad poziom zalewu — położone, licząc po 50.000 zł, wyniosą również 200.000.000 zł obiegowych.

Abstrahując od powyższych, stosunkowo niskich, kosztów za uzyskanie terenów pod zbiornik, koszty właściwych budowli inżynierskich, niezbędnych dla zrealizowania idei zbiornika łomżyńskiego, przedstawiać się będą — szacunkowo według cen z końca 1946 r. — jak następuje:

1) budowa zapory ziemnej pod Łomżą, dług. ok. 1600 m, wys. 14 m, o kubaturze ok. 1,5 mio m³ ziemi, z przeponą betonową o kubaturze ok. 36.000 m³ i filtrem odwróconym

600 do 700 mio zł

2) budowa śluzy komorowej 2- lub 3-stopniowej w Łomży z kanałami doprowadzającymi w stoku doliny wraz z pochylnią dla tratw

100 do 120 mio zł

3) budowa upustów w stoku doliny wraz z mechanizmami zamykającymi

80 do 100 mio zł

4) obwałowanie niżej położonej dzielnicy m. Tykocina ok. 120.000 m³ robót ziemnych

50 do 70 mio zł

5) obwałowanie południowego rękawa zalewu (w kierunku na Zambrów) koło wsi Gać oraz budowa stacji przepompowań tamże⁴⁾ około 180.000 m³ robót ziemnych

70 do 90 mio zł

6) studia terenowe (bez operatu właszczeniowego), hydrologiczne i geologiczne (wiercenia próbne i badania laboratoryjne materiałów do sypania zapory)

35 do 45 mio zł

7) opracowanie projektu szczegółowego (ok. 2% całkowitego kosztorysu)

15 do 120 mio zł

Razem . 950 do 1200 mio zł

8) wydatki nieprzewidziane (około 30% kosztorysu)

300 do 350 mio zł

Ogółem . 1.250 do 1.350 mio zł
co przy współczynniku 75 stanowi ok. 17 do 20 mio zł przedwojennych.

Koszt zamagazynowania 1 m³ wody w zbiorniku łomżyńskim wynosiłby zatem ok. 0,35 złotych obiegowych, lub 0,47 groszy przedwojennych, co przedstawia koszt rekordowo niski.

Dla porównania — koszt zamagazynowania 1 m³ wody w dorzeczu górnej Wisły ma wynieść 12 do 15 groszy wg relacji z 1939 r., a w dorzeczu Odry — 50 groszy wg tejże relacji⁵⁾.

Całość projektowanej inwestycji, obejmującej w przeważnej mierze roboty ziemne, nie wymagające skomplikowanych maszyn i narzędzi, może być wykonana całkowicie z materiałów krajowych, bez korzystania z importu zagranicznego. Około 60% ogólnych kosztów budowy stanowi robocizna.

Reasumując, wyrażam na analizie liczb i faktów oparte przeświadczenie, że:

1) budowa zbiornika łomżyńskiego jest ze wszechmiar gospodarczo uzasadniona. Teren, na którym dotąd wiedzie nędzną wegetację parę tysięcy nadbiebrzańskich biedoty, może stać się źródłem różnorodnych możliwości gospodarczych, predestynując Łomżę — dzięki dogodnym połączeniom wodnym i taniej energii elektrycznej — na wielki ośrodek przetwórstwa drzewnego i rybnego, intensyfikując słabe dotychczas życie gospodarcze całego okręgu łomżyńsko-białostockiego;

2) wielkie możliwości interwencyjne zbiornika łomżyńskiego, o wieloletnim wyrównaniu, stanowiąc będą poważny wkład i przyczynek dla problemu uzeglownienia Wisły w sposób możliwie prosty i tani oraz dla uporządkowania gospodarki wodnej Narwi w sposób (jak najbardziej) racjonalny.

⁴⁾ Alternatywa, na wypadek, gdyby okazało się z dokładnych pomiarów, że wytworzenie tam zalewu wymagałoby podwyższenia na większej długości nasypów kolei Śniadowo — Łapy oraz szosy Łomża — Mężenin.

⁵⁾ Inż. K. Suszczewski — „Zbiorniki” — Gospodarka Wodna — Nr 3/46 r.

Rola i znaczenie Odry w gospodarce Niemiec i obecnie

Przywiązywanie dużego znaczenia do faktu posiadania przez państwo rzek żeglownych, jako ważnych arterii komunikacyjnych, było od dawna zjawiskiem powszechnym. Nabierać też zaczęło coraz większej wagi wraz z rozwojem wymiany międzynarodowej. Rosnąca intensywność wymiany towarowej zaczęła narzucać technice transportu coraz to większe wymagania. W dziedzinie transportu wodnego sprowadzały się one przede wszystkim do powiększenia tonażu jednostek przewozowych i zwiększania szybkości statku; to znow z kolei podnosiło ilość cech, jakie musiała reprezentować sama rzeka, by uchodzić za drogę żeglowną. Naturalny charakter rzeki, a więc na przykład łagodny spadek koryta, głębokość nurtu, względna chociażby stałość stanu wody na rzece — to jeszcze nie wszystko. Ażeby uchodzić za drogę transportowo-komunikacyjną rzeka musi spełniać w pierwszym rzędzie pewne warunki natury gospodarczej. Najogólniejszym z nich i najważniejszym zarazem jest fakt łączenia biegiem rzeki dwu lub więcej środowisk gospodarczych. Mogą one znajdować się na tym samym lądzie i rzeka stanowić będzie wówczas bezpośrednie połączenie, lub też jeden z ośrodków może być przedzielony od drugiego morzem i wówczas przewóz morski będzie przedłużeniem przewozu rzecznego.

Poza bierną funkcją łączenia rozwijających się samodzielnie centrów przemysłowych, rzeka spełnia częstokroć czynną rolę, wywierając decydujący wpływ na powstawanie lub zwiększanie się produkcji tam, gdzie bez taniego przewozu rzecznoego prowadzenie jej nie byłoby w ogóle możliwe. Na takich obliczeniach budowany jest przemysł portowy miast morskich, podobnie rozwój niektórych miast i ich powstanie zawdzięczać należy ich położeniu na szlakach intensywnej wymiany handlowej.

Nie mniej, by nadać rzece znaczenie gospodarcze, by zainteresować nią społeczeństwo, mające korzystać z jej usług, nieodzownym jest warunek istnienia różnicy ciśnień towarowych między terenami, które łączy rzeka. To znaczy musi istnieć skłonność do wymiany gospodarczej uzupełniających się towarów. W celu wykorzystania tych napięć towarowych tam, gdzie przyroda nie wyposażyła człowieka w naturalne koryta rzeczne, buduje się sztuczne drogi wodne, kosztem olbrzymich ilości pracy i kapitału.

Ta konieczna współzależność dwu czynników: naturalnego (określającego charakter i możliwości żeglowne na rzece) oraz gospodarczego (decydującego o podjęciu eksploatacji handlowej rzeki w ogóle) jest podłożem najróżniejszych koncepcji polityki gospodarczej, stosowanej przez poszczególne państwa wobec tego środka komunikacji, jakim jest rzeka.

Niemcy III-ciej Rzeszy, obdarzone przez naturę czterema systemami rzecznoymi: Ren—Men, Łaba, Wezera i Odra, tę ostatnią traktowali po macoszemu. Niedocenianie znaczenia Odry przez czynniki gospodarcze Niemiec miało swego rodza-

ju wytłumaczenie w niewielkim stosunkowo udziale tej rzeki w obrotach ich wód śródlądowych. Obliczony w tonokilometrach udział jej wynosił dla roku: ¹⁾

1921	—	6%	1934	—	8,4%
1927	—	9,3%	1936	—	8,3%

obrotów rzek Niemiec.

Jeśli się nadto zważy, iż dla uzyskania powyższego efektu na rzece stosunkowo długiej (bo eksploatowanej na około 630 km) trzeba było zaangażować 3274 jednostki (barki i statki) ²⁾, a więc 18% parku wodnego Niemiec, to staje się zrozumiałą niechęć prowadzenia poważnych poczynąń eksploatacyjnych, gospodarczo mało efektywnych. W wypowiedziach większości poważnych autorów niemieckich przewijała się głęboka troska i zabiegi o umożliwienie racjonalnej eksploatacji rzeki. Kładą oni jednak główny nacisk na techniczne uszluszenie rzeki, które w wyniku realizacji miało stworzyć jednolitą koncepcję gospodarczą Odry. Odra, jak to zostanie szerzej wykazane, składała się z paru odcinków żeglugowych, nie zgranych z sobą we wspólną całość. Podnoszone dla samousprawiedliwienia niejako względy, iż do osiemnastego wieku Odra podlegała kilku organizmom politycznym — państewkom niemieckim ³⁾ — nie mogą tłumaczyć nam faktu zaniedbywania Odry, jako systemu komunikacji wodnej i wodnego transportu. Istotną przyczyną tego stanu tkwi w podkreślanych już wyżej czynnikach natury gospodarczej, które działając w poprzek, a nie wzdłuż systemu wodnego Odry, powodowały w Niemczech ścieranie się koncepcji eksploatacyjnych poszczególnych odcinków i wpływały na nieustalenie się pozycji Odry w całokształcie systemu gospodarczego. Przyjrzyjmy się przyczynom tego i skutkom na przestrzeni ostatnich kilku wieków.

Początki wciągania nurtu Odry w system komunikacyjno-transportowy ziem Europy środkowo-wschodniej sięgają historycznymi źródłami II połowy XIII stulecia ⁴⁾. Wówczas jednak, jak i w ciągu dwu następnych wieków, mogła być mowa o eksploataowaniu pewnych tylko odcinków Odry i to na krótkich stosunkowo przestrzeniach. To-

¹⁾ Obliczone na podstawie danych z „Wirtschaft und Statistik“ 1937 r.

²⁾ Dane dla 1936 roku. Markmann-Die deutschen Wasserstrassen — 1938 str. 268.

³⁾ Riese Fr. — Entwicklung der Oder-Schiffahrt — 1914 str. 12.

⁴⁾ Podaję za Riese Fr. op. cit. str. 10 — wyciąg z kodeksu dyplomatycznego — Cod. dipl. Silesiae XVII pg. 3 — dokument z 1253 r., będący układem między księciem śląskim Konradem i biskupem Wrocławia Tomaszem, który to układ reguluje spoczywające na stronach obowiązki utrzymania Odry: „de pontibus eciam super Odrum si fuerint faciendi vel separandi episcopum cum canonicis faciet suam portinem rationabilem prout sibi videbitur, ita quod homines ecclesiae per nostros officiales in nullos astringantur“.

wary spławiane były z Wrocławia przez Krosno do ujścia Nysy Łużyckiej, gdzie przeładowywano je na wozy, by dalej transportować już drogami kołowymi. Drugim najczęściej uczęszczanym szlakiem żeglugowym był odcinek od Słubic do Szczecina, jako portu wylotowego na morze. Już wtedy jednak, mimo iż port szczeciński szczycił się pełnią rozwoju, ładunki idące ze Śląska są kierowane przede wszystkim na Berlin, a częstokroć i dalej na Hamburg. Podobnie ładunki przewożone na dolnej Odrze unikają wyraźnie środkowego jej biegu. Zaznaczyć tu należy, iż szlak kołowy z południo-wschodu na północny-zachód kierował się na most w Słubicach. Niemożność powiązania kierunku przewozowego wschód — zachód z kierunkiem wytyczonym przez bieg rzeki (południe — północ), świadczy o zasadniczych różnicach występujących w tamtejszym układzie gospodarczym. Jego główna oś wymiany biegła ze wschodu na zachód.

W II połowie XV i w początkach XVI wieku pojawia się na Odrze bogaty ilościowo ładunek. Jest nim zboże polskie. Parcie tego towaru ku morzu powoduje poważny wzrost obrotów Szczecina. Podjęte zostają wysiłki dla uszlachnienia drogi wodnej, tak Odrę, jak i w szczególności Warty. Trasa handlowa z Gorzowa Wartą do Kostrzyna i dalej w dół Odrą do Szczecina usuwa w cień prosperującą poprzednio trasę ze Słubic do Szczecina. Eliminowanym tu w ten sposób Słubicom, również rozwój wypadków na południu zadał poważny cios. W Krośnie wybudowany został most przez Odrę i wozy, które do tego czasu musiały prawym brzegiem rzeki jechać aż do Słubic, by tam przetrzucić się następnie na lewy brzeg rzeki, obecnie skracają sobie drogę, przebijając Odrę już w Krośnie. Zagrożone w swych najżywotniejszych interesach podejmują Słubice szereg czynności, mających za zadanie utrzymanie ich kluczowego do tej pory znaczenia. W pierwszym rzędzie domagają się więc zastosowania do zboża polskiego starego przywileju miejskiego, który wymagał od przechodzących w pobliżu towarów, składowania ich w Słubicach dla umożliwienia kupna. Zmuszałoby to kupców zbożowych holować w górę rzeki od ujścia Warty załadowane barki w górę rzeki do Słubic, celem wystawienia tam zboża na sprzedaż. Żądania te odrzucano jednak jako nieuzasadnione. Walka, jaką wypowiadają Słubice o swoją pozycję handlową, szła po dwu liniach atakowania: na odcinku południowym zburzenie mostu w Krośnie miało za zadanie przywrócenie znaczenia dawnej drogi lądowej na Słubice, na odcinku północnym zaś wymuszono na księciu Kostrzyna zamknięcie żeglugi na Odrze przez budowę tam i zapór młyńskich, uniemożliwiających spław barek. Stosowanie tak gwałtownych metod interwencyjnych załamowało polski handel, kierując go na Gdańsk, i spowodowało ostry konflikt między Brandenburgią i Szczecinem, którego interesy zostały narażone poważnie na szwank. Szczecin, stosując represje wobec Słubic, poszedł tak daleko, iż zdecydował się na zamknięcie portu dla tamtejszych kupców w 1572 r. Ten trwający przeszło wiek (1512 — 1618) stan konfliktów i wojny gospodarczej zakończony został formalnie układem z Zygmuntem Wazą w Trebiszewie, faktycznie zaś wybuchem wojny trzydziestoletniej. To

ścieranie się interesów na Odrze, przejawiające się w ciągu długich lat rozwoju znaczenia Odrę, prowadziło w konsekwencji do budowy kanałów, łączących bezpośrednio okręg berliński ze Śląskiem i Szczecinem i uniezależniając interesy każdej ze stron zainteresowanych.

Jest to tym bardziej znamienne, gdyż plan budowy kanałów podjęto w I-ej połowie XVI wieku (1542), a więc na dużo wcześniej przed pracami nad regulacją samej Odrę, do której przystąpiono dopiero po wojnach prusko-austriackiej i prusko-francuskiej, z których szczególnie ostatnia poważnie zasiłiła gospodarstwo Prus w złoto.

Upatrywanie istoty opisywanych zatargów o Odrę w zmaganiach politycznych, czy też w egoizmie tego czy innego miasta, jak to czynią autorzy niemieccy, wydaje się być zbyt powierzchowne. Sens zjawiska tkwił w rozbieżności interesów, jakie na Odrze występowały. Nadwyżki i depresje towarowe nie układały się wzdłuż biegu Odrę, lecz skośnie do jej koryta. Zjawisko to przetrwało po rok 1945, to jest po okres przejścia Odrę w polskie ręce. Interesanci poszczególnych tras wodnych nie mieli wspólnych punktów stycznych. Nic więc dziwnego, że jeszcze po pierwszej wojnie światowej istniały trzy odrębne zrzeszenia eksploatacyjne⁵⁾. Inicjatywę w kierunku połączenia się w jedną organizację gospodarczą podjął, najmniej gospodarczo zaangażowany, Brandenburski Związek Odrę (Brandenburgischer Oderverein).

Poza zjawiskiem odrębności tras wodnych, znamionujących Odrę w gospodarce niemieckiej, obserwujemy tu jeszcze inne zjawisko jednokierunkowości przewozowej na dwu zasadniczych szlakach. Punktem wyjściowym dla szerszych wniosków może być bilans towarowy, sporządzony chociażby dla lat: 1937, jako roku prosperity gospodarczej i wyteżonych usiłowań wzmocnienia życia gospodarczego na wschodzie III niemieckiej Rzeszy oraz 1930, roku kryzysowego, a nadto przed objęciem władzy przez Hitlera, gdy niemieckie „Drang nach Osten” nie występowało jeszcze w swej szczytowej formie (bilans towarowy — str. 172).

Nie wdając się w szczegółową dyskusję każdej z tras, co wychodziłoby poza ramy niniejszego szkicu, pragnę zwrócić uwagę na trzy zasadnicze koncepcje eksploatacyjne: Szczecin — Berlin, Śląsk — Berlin i Śląsk — Szczecin z kierunkiem powrotnym. Rolę dominującą odgrywał tu Berlin i jego okręg przemysłowy, który działał w stosunku do ziem na wschód odeń położonych jak pompa ssąca i traktował Odrę jako arterię komunikacyjną, zasilającą go w surowce przemysłowe, idące ze Śląska, bądź morzem Bałtyckim przez Szczecin.

Porównywanie kursów przewozowych poszczególnych tras niedwuznacznie pozwala stwierdzić, iż trasą najbardziej zrównoważoną, a więc najdogodniejszą z punktu widzenia eksploatacji handlowej była trasa Śląsk — Szczecin. Pozostałe trzy trasy różniły się w swych kierunkach w sposób

⁵⁾ Pommerschen Binneschiffahrtverein, Schlesischer Oderverein, Brandenburgischer Oderverein (patrz Schriften des Brandenburgischen Odervereins. Heft 2. Oderausbau u. Oderverkehr str. 8).

**Bilans towarów przewożonych na Odrze
według tras w latach 1930 i 1937^{a)}.**

L. p.	Trasa i kierunki kursu	Obroty ton. w tys. ton	
		1930	1937
1.	Szczecin-Berlin	766	1.290
	Berlin-Szczecin	279	210
2.	Śląsk-Berlin	1 823	2.338
	Berlin-Śląsk	59	84
3.	Szczecin-Śląsk	424	717
	Śląsk-Szczecin	732	719*)
4.	Szczecin-Pomorze i brzeg prawy	236	375
	Pomorze i brzeg prawy-Szczecin	605	369**)
5.	Śląsk-brzeg prawy	91	132
	Brzeg prawy-Śląsk	4	6
6.	Śląsk-brzeg lewy	314	848
	Brzeg lewy-Śląsk	252	167
7.	Śląsk-obrót wewnętrzny	122	280
8.	Szczecin-brzeg lewy	71	120
	Brzeg lewy-Szczecin	106	47

*) zahamowanie eksportu i wzrost zbrojeń.

**) zanik ładunków z Polski.

uniemożliwiający nawet procentowe porównanie. Odra służyła do przerzucania kosztów miejscowej produkcji surowców śląskich po to, by te zasilaty fabryki okręgu Berlina.

Dla każdego, kto spojrzy na przytoczone zestawienie przewozów, jasnym być musi, z jak wielkimi trudnościami musiała walczyć przy takiej koncepcji eksploatacyjnej żegluga na Odrze. Zabezpieczenie ładunku w jedną stronę zmuszało do powrotu z pustymi lukami. Pracująca na pograniczu strat żegluga nie mogła składać dodatkowych świadczeń na rozbudowę rzeki, jej regulację, pogłębianie, bądź budowę uzbrojenia. Hasła rozbudowy systemu komunikacyjnego Odry i wzmocnienia przez to potencjału gospodarczego ziem wschod-

^{a)} Bilans powyższy opracowany jest według tablic obrotów towarowych między poszczególnymi okręgami wodnymi Niemiec. Statistik des Deutschen Reichs. Die Binnenschifffahrt. Należy tu jednak zaznaczyć, iż bilans, ułożony na podstawie obrotów poszczególnych portów Odry i śluz kontrolujących obrót Odry z Berlinem, nie daje się zamknąć, wykazując manka sięgające dla niektórych kat. 600 tys. ton ładunku. Suma ładunków wyjściowych nie zgadza się z sumą ładunków na wejściu. Te duże stosunkowo różnice wskazują na poważne uchybienia i niedociągnięcia statystyk niemieckich.

Jako brzeg prawy traktowane są ziemie na wschód od Odry, jako lewy na zachód od Odry i Nysy Łużyckiej. Nazwa Śląsk obejmuje pojęcie Śląska Górnego i Dolnego. Pod pojęciem Berlin rozumiany jest okręg gospodarczy Berlina; są to okręgi wodne: Berlin miasto, Berlin Wielki, okręg wodny — Marchia i okręg wód kanału Plaue—Ihle, a więc okręgi statystyczne Niemiec znaczone numerami 16a, 16b, 17c oraz 18a.

nich III Rzeszy, forsowane przez środowiska zainteresowane rozwojem żeglugi na Odrze, trafiły na podatny grunt dopiero w reżymie hitlerowskich Niemiec. Ich cel główny realizacji był celem ogólnopolitycznym. Nie mniej znajdowały one również swe gospodarcze nasświetlenie, wobec zbliżającego się terminu ukończenia prac przy budowie kanału Śródlądowego. Kanał łączący wody Berlina z Zagłębiem Ruhry miał pozbawić kopalnie śląskie głównego odbiorcy, jakim był okręg Berlina. Kanał dostępny dla 1000-tonowych barek miał obniżyć cenę węgla w Berlinie o 5 RM. Nie dostrzegając błędów gospodarczo-ustrojowych w systemie Odry, niemieckie czynniki zainteresowane chciały bronić się na rynku Berlina przez obniżenie kosztów przewozu, a to przez umożliwienie na Odrze żeglugi 1000-tonowymi barkami. Trudności techniczne kształtowania dna rzeki miały być usunięte przez oszczędną gospodarkę wodą (budowa zapór wodnych). Zabiegi te jednak w zrealizowanej przed wojną skali okazały się zwodnicze. Spodziewanemu podważeniu stosunków gospodarczych w rejonie Odry starano się przeciwdziałać i innymi sposobami. Metody te jednak (n. p. przerzucanie ładunków morskich przez Szczecin — Odrę zamiast przez Hamburg — Odrę, jak to miało miejsce z węglem z Zagłębia Ruhry i Anglii) pozwalają przypuszczać, iż nie dałyby się one stosować na dłuższą metę.

Najbardziej udanym pociągnięciem, które przeszło niezauważone przez niemieckich autorów i które było wynikiem zupełnie innych zamierzeń było podjęcie wywozu węgla do Szwecji (rok 1938).

W systemie jednak, który z góry przekreślał możliwości stworzenia ze Śląska samodzielnego, wielostronnie uprzemysłowionego centrum i spychał go do roli bazy surowcowo-zaopatrzeniowej dla innych ośrodków przemysłowych wewnątrz kraju, w systemie, który wyznaczał Śląskowi tę rolę, nie chciał dzielić się surowcem z zagranicą, Odra jako całość nigdy nie mogła stać się w pełni eksploataowaną drogą transportową i funkcje transportowe spełniała tylko na pewnych odcinkach z sobą nie powiązanych, zgodnie zresztą z układem ciśnień towarowych w tym systemie istniejących.

Polska, przeciwstawiając tej koncepcji Śląska koncepcję zgodną z ekonomiczną zasadą lokalizacji przemysłu w miejscach produkcji podstawowych surowców, wyznacza również odmienną rolę Odry.

Odra w polskiej gospodarce — to główna droga transportowa Śląska, niwelująca tanim przewozem szkodliwy czynnik przestrzeni, dzielący leżący w głębi lądu Śląsk od zagranicznych rynków zbytu i od zagranicznych dostawców brakujących na miejscu surowców. Przy takiej strukturze modelu gospodarczego Odra jest nieodzowną i niezaprzeczalną arterią transportowo-komunikacyjną.

**Administracja czasopisma uprzejmie prosi o jak najszybsze wpłacanie
prenumeraty za 1947 rok wyłącznie na konto w P. K. O. I-1960**

Drogi wodne i żegluga śródlądowa w ZSRR

Rosja Europejska posiadając kolosalne przeszerzenie a niedostateczną sieć kolejową, napotykała za czasów carskich na ogromne trudności w dziedzinie transportu i komunikacji. Dla kraju wybitnie rolniczego, jakim do 1918 r. była Rosja, sieć kolejowa w żadnej mierze nie była w stanie zsynchronizować się z rozrastającym się życiem przemysłowym. Okręgi przemysłowe położone w centralnej Rosji, jak np. Moskwa, Briańsk, bądź wysunięty na północ Leningrad, oddalone są setki i tysiące kilometrów od swych zagłębi surowcowych. Problem zaopatrywania północnych połaci kraju w zboże, ropę, rudę, węgiel itd. nie został rozwiązany do 1920 r., pozostawiając go w ciężkiej sytuacji pod względem gospodarczym, uniemożliwiając dalszy rozwój ekonomiczny Państwa.

Drogi wodne, wobec tego stanu rzeczy, posiadały duże znaczenie pod względem przewozu masowych ładunków.

Po raz pierwszy w historii Rosji car Piotr I (1672 — 1725) zrozumiał i docenił doniosłą rolę dróg wodnych z punktu widzenia nie tylko gospodarczego, lecz i politycznego. Kierunek jego polityki w rozwiązaniu problemu komunikacyjnego zmierzał ku połączeniu moskiewskiego obszaru rolniczego z morzami Bałtyckim i Czarnym. Po wielu różnych projektach w 1700 r. zaczęto opracowywać połączenia pomiędzy rzekami Oką i Donem oraz Wołgą i Donem. Na skutek stałej zmienności w polityce gospodarczej jego następców, plany te nie zostały zrealizowane. Budowa pierwszego kanału przeprowadzona za Piotra I-go, połączyła rzekę Nową systemem Wysznie - Wołoczowskim (1703 — 1708) z górną Wołgą koło miasta Kalinin.

Bardziej aktywna polityka w rozwoju dróg wodnych zanaczyła się na przełomie w wieku 18 — 19. Systemat Maryjski połączył Nową z Wołgą koło Rybińska (1808). Dalej powstaje trzecie połączenie Nowy z Wołgą przez systemat Tichwiński (1811). Dzisiaj systemat Wysznie — Wołoczowski oraz Tichwiński nie grają prawie żadnej roli, wobec świetnie rozbudowanego systemu Maryjskiego. W 1828 r. połączono kanałem dodatkowym Maryjski systemat z rzeką Suchoną, tworząc drogę wodną poprzez rzekę Dźwinę Północną do morza Białego. Z drugiej strony, przeprowadzono połączenie Wołgi z morzem Białym, łącząc kanałem rzekę Kamę, lewobrzeżny dopływ Wołgi, z rzeką Wyczegdą (Dźwina Półn. — Wyczegda — Kama — Wołga poniżej Kazania).¹⁾

Na zachodzie Rosji, połączenie drogą wodną Bałtyku z morzem Czarnym zostało wykonane w 1797 r. przez połączenie kanałem Berezyńskim Dniepru z rzeką Dźwiną. Poza tym Dniepr, poprzez kanał Ogińskiego — Niemen, otrzymał po-

łączenie z Kłajpedą, z drugiej strony z Wisłą (kanał Królewski — Bug).

Jednym z najsłabszych punktów polityki gospodarczej Rosji był brak rozwiązania problemu komunikacyjnego. Mała sieć dróg żelaznych, słabo stosunkowo wyzyskane drogi wodne, oto spuścizna, jaką otrzymała Rosja Radziecka. W latach 1894 — 1903 na drogach wodnych przewieziono 19 mio ton ładunków i spławiano drzewa 11 mio ton przeciętnie rocznie, w 1906 r. — 21 mio ton ładunków i 13 mio ton drzewa.

Rosja Radziecka, oprócz walki wypowiedzianej przestrzeni, musiała pokonać trudności natury terenowej, klimatycznej, hamującej, a niekiedy uniemożliwiającej stosowanie znormalizowanych i standaryzowanych dróg i taborów. Wielka różnorodność potencjału gospodarczego poszczególnych obszarów oraz różne zapotrzebowanie tychże przy wymianie dóbr, to były kwestie, które trzeba było brać pod uwagę przy budowie rozczłonkowań transportu.

W Rosji carskiej linia Ural — Morze Kaspijskie była zarazem granicą wschodnią przemysłu. Dzięki licznym poszukiwaniom geologicznym Rosja Radziecka nie tylko ożywiła i przebudowała swój przemysł na obszarze europejskim, lecz stworzyła nowe potężne centra przemysłowe na wschód od Uralu, ciągnące się poprzez Syberię Zachodnią, Irkuck, Komsomolsk, Chabarowsk aż do Władywostoku. Oczywiście było to też wynikiem tego, że ziemie ZSRR są niewyczerpanym rezerwuarem surowców, które warunkują nieprzemijające i coraz to większe możliwości dla rozwoju Państwa, jako potęgi gospodarczej.

W 1933 r. ukończono połączenie zatoki Fińskiej z Morzem Białym przez budowę kanału Stalina. Następnie w 1937 r. powstaje kanał Wołga — Moskwa. W ten sposób rozstrzygnięty został problem zaopatrywania okręgu przemysłowego Moskiewskiego w niezbędne surowce, idące z południa Rosji. Moskwa stała się nie tylko centrum przemysłu i administracji, lecz i główną bazą śródlądową Rosji Europejskiej. Kanał Moskwa — Wołga dostępny jest dla obiektów do 1,8 tys. ton, o zanurzeniu 4,5 m.

Sieć dróg wodnych w ZSRR wynosi 420.000 km, w tym 210.000 km rzek spławnych i 110.000 km żeglownych. Długość rzek eksploatowanych handlowo w 1930 r. wynosiła 72.000 km, w 1932 r. podniosła się do 84.000 km, zaś w 1940 r. eksploatowano 94.800 km. Sieć kanałów w 1930 r. o długości 2.290 km, została rozbudowana do 1940 r. do 3.100 km.

Oświetlenie nurtu na drogach żeglownych obejmowało w 1940 r. przeszło 62.000 km.

Cyfry powyższe wykazują olbrzymie osiągnięcia w dziedzinie rozbudowy sieci dróg wodnych i stale wzrastające ilości przewozów. Rozwój nasilenia ładunków w porównaniu z przewozami kolejowymi i morskimi uwidocznił się jak następuje:

1) Por.: Inż. Stefan Ichnatowicz — „Budownictwo wodne w czwartym, pięcioletnim planie (1945 — 1950) Związku Radzieckiego” — Gospodarka Wodna, 1947 nr. 2.

Rok	Żegl. śródlądowa		Kolej. przewozy		Mors. przewozy	
	mio ton	miliard tkm	mio ton	miliard tkm	mio ton	miliard tkm
1929	23,2	18,4	187,6	113,0	8,8	10,4
1933	44,7	28,8	268,1	169,5	16,3	24,4
1938	66,6	32,0	516,3	370,5	30,4	33,7

Pierwsze miejsce w przewozach i spławie zajmuje drzewo budowlane. W 1913 r. przewieziono w Europejskiej Rosji 11 mio ton, w 1930 r. — 20,1 mio ton. Przewozy drzewa stale wzrastają, aby osiągnąć cyfry: w 1935 r. — 38,1 mio ton, w 1937 r. — 35,5 mio ton i w 1938 r. — 34,8 mio ton. Przewozy ropy startowią po drzewie ogromną pozycję. Rzeką Wołgą i jej dopływem Kamą przewóz ropy wzmożł się w latach 1935 — 1938 w porównaniu do 1913 r. przeciętnie o 61%, przekraczając 2 miliardy tkm.

Transport ropy wynosił w latach:

1936	— 7,1 mio ton
1937	— 7,9 " "
1938	— 8,3 " "

Przewóz zboża osiągnął w latach 1935 — 1938 przeciętnie 4,8 ton; węgiel, o ile do 1913 r. zajmował znikomą pozycję w przewozach wodnych, w latach 1937 — 1938 przekroczył 2,1 mio ton rocznie.

Ścisła współpraca pomiędzy transportem wodnym a kolejowym doprowadziła do powstania jednego systemu transportowo-komunikacyjnego, zmierzającego planowo do wzajemnego uzupełniania się w pokonaniu przestrzeni, w przerzucaniu surowców z okręgów ich produkcji do miejsc ich przeróbki.

Zasadą przyjętą w ZSRR jest przewóz masowych ładunków, jak drzewo, ropa, zboże, rudy itd. drogami wodnymi. Przykładem jaskrawym jest rozbudowany węzeł wodny Moskiewski, posiadający połączenie bezpośrednie z morzami: Bałtyckim, Białym, Kaspiskim, stanowiąc jeden z większych portów śródlądzia. Kombinowane przewozy wodno-kolejowe szeroko są stosowane. Punktów przeładunkowych z kolei na wodę było w 1925 r. — 226, w 1934 r. — 642. Z kombinowanych przewozów wodno-kolejowych w 1929 r. przeładowano ogółem 1.269 mio ton. W tym mieści się 710.000 ton ładunków otrzymanych z kolei na wodę i 559.000 ton z wody na kolej. Przewozy kolejowo-wodne wzmagają się znacznie, osiągając w 1934 r. 3.060 mio ton. Porty rzeczne, szczególnie na Wołdze, są silnie zmechanizowane dla przeładunków masowych i drobnicowych. Ilość dźwigów, transporterów itd. powiększyła się, przekraczając 2.000 w 1935 r. Jednocześnie z ogromnym wzrostem przewozów na drogach wodnych powiększa się ilość przewożonych pasażerów. W 1923 r. przewieziono 8,5 mio pasażerów, w 1938 r. — 68,1 mio osób.

Stan taboru żeglugi śródlądowej wg danych z 1927 r. składał się z 1.637 statków z własnym napędem, o mocy 439.100 K. M. i 3.217 bez włas-

negu napędu, o nośności 3,06 mio ton. Do 1932 r. ilość statków z własnym napędem powiększyła się do 2.136, o mocy 544.000 K. M., zaś bez własnego napędu ilość statków doszła do 7.300, o nośności 5,4 mio ton. Statków o własnym napędzie pasażerskich i transportowych było 722, o mocy 197.000 K. M., zaś statków motorowych — 1.414, o mocy 347 tys. K. M.

Wołga, jedna z największych rzek Europy, posiada długość 3.694 km, jej dorzecze obejmuje 1,46 mio km². Źródła swe czerpie z Wołdajskich wzgórz (228 m n. p. m. Bałtyckiego), wpada do Morza Kaspijskiego, poziom którego wynosi 26 m poniżej Morza Bałtyckiego. Kierunek początkowy Wołgi wschodni, na przestrzeni 1750 km aż do Kazania, po wielu załamaniach i łukach zmienia się na kierunek południowy. Wołga jest spławną bez mała począwszy od swego źródła, żeglowną staje się od ujścia rzeki Szeli-Szarowki, 100 km poniżej jeziora Stercz. Właściwe znaczenie jako rzeki żeglownej nabiera Wołga począwszy od Kalinina, gdzie posiada połączenie z kanałem Moskwa — Wołga. Koło Rybińska, Wołga poprzez Maryjski systemat posiada połączenie z Fińską zatoką i Morzem Białym.

Znaczenie arterii Wołżańskiej w życiu gospodarczym ZSRR jest olbrzymie, bowiem bezpośrednio łączy obszary rolne nadwołżańskie, zagłębie naftowe Bakieńskie z okręgami przemysłowymi Centralnej i Północnej Rosji. Jedenaście dużych miast położonych jest nad Wołgą i 5 miast nad jej dopływami. Systemat Wołżański składa się z 38 dopływów rzek żeglownych i 157 spławnych. Rzeczki Oka i Kama grają ogromną rolę. Z ogólnej ilości tonokilometrów, osiągniętych przewozów w latach 1934 — 1940, na Wołgę, Okę i Kamę — przypada 67%. Przewozy na Wołdze i rzece Kamie w 1937 r. wynosiły 24,2 mio ton i 21,2 mil ardów tkm. Przeciętna długość przewozów wynosiła 880 km.

Podług danych statystycznych z 1937 r. na drodze wodnej Wołga — Kama natężenie przewozów było następujące:

Rodzaj towaru	1937 r.		wg planowania	
	mio ton	mrd tkm	mio ton	mrd tkm
zboże	1,2	0,8	5,3	5,5
sól	1,1	1,6	2,4	3,7
węgiel	0,7	0,9	6,7	8,2
metale	0,4	0,3	1,6	2,1
produkty chem.	0,2	0,2	4,3	6,6
budulec	2,1	0,9	10,3	3,2
drzewo przerob.	1,5	1,3	5,9	7,5
drzewo w tratw.	8,9	6,5	18,4	17,6
ropa	6,9	7,7	20,2	30,6
różne	1,2	1,0	3,9	3,4
Razem	24,2	21,2	79,0	88,4

Na Wołdze nadal utrzymuje się system pociągów holowniczych, uznany jako najbardziej racjonalny. Przyjęty typ statków bez własnego i z własnym napędem posiada wymiary:

Statki bez własnego napędu					
$\frac{L}{m}$	$\frac{B}{m}$	$\frac{T}{m}$	$\frac{To}{m}$	nośność ton	K.M.
100	14,0	3,5	0,40	3.800	—
120	16,4	3,5	0,37	5.400	—
140	20,0	3,5	0,35	7.700	—
Statki śrubowce					
42	8,7	2,3	—	—	800
Statki z własnym napędem — frachtowe					
120	14,0	3,5	0,67	3.880	800
120	14,0	3,5	0,74	3.788	1.600

Z krótkiego szkicu obrazującego rozbudowę dróg wodnych oraz żeglugi rzecznej jasno wynika, jaką ogromną rolę w rozwiązaniach problemu transportów masowych w ZSRR odgrywa transport wodny.

Trzeba tu jeszcze raz podkreślić, że równolegle do rozbudowy sieci kolejowej, ZSRR rozbudował kolosalnie drogi wodne, stwarzając połączenia okręgów przemysłowych z zagłębiami naftowym, węglowym, kopalniami rudy i obszarami rolniczymi. Zagadnienia transportu, które nie zostały nigdy należycie rozwiązane za czasów carskich, znalazły w planowej gospodarce ZSRR właściwe wyjście, dając olbrzymie możliwości rozwojowe życiu przemysłowemu.

Rozwój swój zawdzięczają drogi wodne przede wszystkim:

1) zwiększeniu żeglowności rzek i budowie kanałów, 2) utrzymaniu stałych tranzytowych głębokości oraz 3) rozbudowie portów rzecznych z uwzględnieniem zmechanizowania operacji przeładunkowych, połączeń z siecią kolejową, budową magazynów, zbiorników i ze stworzeniem ośrodków przemysłowych, położonych na terenach portowych. W drodze ścisłej współpracy żeglugi z kolejnictwem, na podstawie taryf łamanych i kontyngentowania ładunków z góry przeznaczonych do przewozów drogą wodną — ustalają się zadania,

jakie ma do wykonania transport wodny w planowaniu ogólnogospodarczym.

Zasadniczym pociągnięciem w udoskonaleniu i usprawnieniu transportu rzecznego, było stworzenie taborów z własnym i bez własnego napędu, odpowiadającemu ostatnim zdobyczom techniki. Statki, holowniki, barki i cysterny o typie znormalizowanym (Wołga, Oka, Kama itd.) ekonomiczne pod względem eksploatacyjnym, posiadające zapewnione ładunki, dają gwarancję szybkiego i taniego przewozu wielkich mas surowców i półfabrykatów.

W ZSRR transport wodny narówni z transportem kolejowym posiada kolosalne zadania. Zważywszy, że o ile porównamy produkcję w 1913 r. z produkcją z 1938 r., widzimy, że ta ostatnia wynosi 655% produkcji z przed pierwszej wojny światowej.

Nowoczesne państwo przemysłowe musi wykorzystać nie tylko sieć kolejową, ale i drogi wodne, dążąc do stworzenia jak najtańszych środków przewozowych, zabezpieczających zapotrzebowania życia gospodarczego. Związek Radziecki w tej dziedzinie zajmuje miejsce czołowe w Europie, pokonując przestrzenie; znalazł rozwiązanie najstojniejszego problemu, a mianowicie problemu „usług przewozowych”.

ŹRÓDŁA:

- 1) Wodnyj Transport — Moskwa Nr 7/1940 r.
- 2) James & Gregory D. W. Shave — „The U. S. R. R. a geographical Survey” — London 1944 r.
- 3) Dr. F. Markmann — „Zur Geschichte der künstlichen Wasserstrassen im Mittelalter bis zur Neuzeit”.
- 4) Mały Rocznik Stat. 1939 r.
- 5) Dr. F. Ross — Institut für Ostdeutsche Wirtschaft, Königsberg.
- 6) „Die Verkehrs — und raumpolitische Bedeutung der europ. Sowjetsrussischen Wasserstrassen”.

JÓZEF WIERZEJSKI

W sprawie kształcenia pracowników Żeglugi Śródlądowej

Na odbytym w grudniu ubiegłego roku II-gim Kongresie Techników Polskich w Katowicach zaakcentowano w rezolucjach (punkt 8) zadanie „wszechstronnego rozwoju szkolnictwa zawodowego na wszystkich stopniach”. Odbudowa i rozbudowa w ramach minimalnego planu 3-letniego oraz maksymalnego — 30-letniego polskiej żeglugi śródlądowej po dotkliwych stratach wojennych, zarówno w urządzeniach i taborze żeglugowym, jak i w żywym materiale ludzkim, w postaci wykwalifikowanego pracownika, stawia pilne i poważne wymagania od czynników odpowiedzialnych za tak ważną w gospodarstwie narodowym dziedzinę, jak transport wodny. Środki materialne, gdy dadzą się zmobilizować, stosunkowo szybko rozwiązać mo-

gą kwestię brakującego taboru i niedostatecznych urządzeń, na wykształcenie natomiast odpowiedniej obsługi aparatu żeglugowego, na przygotowanie licznie bardzo znacznego potrzebnego personelu pracowniczego, najważniejszego bodaj elementu wszelkiego postępu technicznego, wymaga się czasu, a więc pracy przygotowawczej na „dłuższej fali”. Proces bowiem kształcenia człowieka jest poniekąd biologiczny i jako taki podlega prawom i wymaganiom co do zasiewu, powolnego wzrostu i dojrzewania, zanim przyjdzie sięgnąć po dojrzałe owoce.

Stąd też sprawa szkolenia pracownika dla żeglugi śródlądowej stała się już obecnie jedną z najpilniejszych dla transportu wodnego, nawet gdyby

faktyczny popyt na kwalifikowanego w tej dziedzinie pracownika w obecnej rzeczywistości żeglugawej nie uzasadniał jeszcze potrzeby bicia w dzwon na alarm.

Kto zna stosunki w żegludze na Wiśle i uświadomi sobie, że całą żeglugę na Odrze, gdy ją się odbuduje, musi się oprzeć już tylko na polskim pracowniku, nie zaprzeczy chyba, że zdziesiątkowany przez okupanta lub przeniesiony na inny teren pracy zawodowej personel żeglugaowy jest liczebnie niewystarczający i pod względem kwalifikacji, tj. cenzusu naukowego i zawodowego w znacznej części nieodpowiedni, tym bardziej, gdy się weźmie pod uwagę obecne wymagania na tle postępu technicznego w skali światowej, po tak gruntownym przeoraniu przez minioną wojnę niwy techniki.

W tych warunkach pierwszym zadaniem chwili po ukończeniu wojny było, gdy chodzi o personel żeglugaowy o wymaganych średnich kwalifikacjach, ratowanie tego co jest, wyławianie tego, co się wskutek wojny wykoleiło w studiach, a trafiło do żeglugi, stworzenie dla takich możliwości startu życiowego, danie ogólnokształcącego i zawodowego przygotowania, by możliwie jak najprędzej wypełnić luki w szeregach kapitanów, mechaników statkowych i nadzorców dróg wodnych.

Już w roku szkolnym 1945/46 powstała — tymi pobudkami się kierując — jako dwuletnia, doksztalcająca zawodowa wówczas Państwowa Szkoła Żeglugi Śródlądowej. Nie stawiała ona kandydatom — poza wymaganiami co do zdrowia i tężyzny fizycznej i pewnej legitymacji przydatności i zamiłowania do zawodu wodniackiego — zbyt rygorystycznych wymagań ani co do wieku prekluzyjnego, ani co do formalnych dowodów poprzednich studiów, jako że te przypadały na okres okupacyjny, z zasady więc były nieformalne. Chodziło głównie o wyłowienie wartościowszego elementu o pewnym już doświadczeniu w żegludze lub zakładach przemysłu komunikacyjnego i skierowanie go — po odpowiednim doksztalceniu — do żeglugi. Zadanie to i dziś dla szkolnictwa doksztalcającego żeglugaowego nie straciło swej aktualności, bo jakkolwiek wymieniona szkoła po roku pracy przekształciła się na uczelnię o poziomie wyższym niż poprzednio, bo na 3-letnie gimnazjum, z potrzeby szkoły na poziomie niższym wyrosła Szkoła Żeglugi Śródlądowej we Wrocławiu, prowadzona przez Polską Żeglugę na Odrze od marca bieżącego roku. Trudność rozwiązywania kwestii kształcenia zawodowego oraz doksztalcenia zawodowego i ogólnego czynnych pracowników żeglugi leży w tym, że brak jest odpowiedniego organu społecznego lub

państwowego, któryby chciał i mógł systematycznie i celowo poświęcać się temu ważnemu zadaniu. Rozrzucenie pracowników w terenie bez większego skupienia wokół poszczególnych zakładów pracy, intensywne zatrudnienie większości jedynie w sezonie żeglugaowym, nie sprzyjającym skutek przeciążenia pracą zawodową sprawie nauki, brak koniecznej „Centrali Szkolenia Zawodowego”, opartej o państwowy budżet, brak wreszcie wolnych, kwalifikowanych sił wykładowych, książek fachowych i pomocy — to wszystko paraliżuje akcję.

Drugą kwestią kształcenia zawodowego, to jest sprawa organizowania szkół typu zasadniczego o poziomie gimnazjalnym i licealnym dla żeglugi śródlądowej. Bardzo liczne zgłoszenia do jednego na terenie Polski gimnazjum trzyletniego, tj. wspomnianej Państwowej Szkoły Żeglugi Śródlądowej w Warszawie świadczą o pedzie młodzieży do żeglugi. Doświadczenia w ubiegłym roku w tej szkole wykazały, iż mimo bardzo niesprzyjających warunków lokalowych, przy braku książek i pomocy naukowych, wbrew trudnościom w zdobywaniu sił fachowych, które przy istniejących normach wynagrodzenia pracowały raczej ideowo - bezinteresownie, udało się jednak osiągnąć duże rezultaty, a pierwsza emisja (29) absolwentów nie powinna zrobić uczelni wstydu.

Warunkiem pełnego powodzenia szkolnictwa żeglugaowego musi być pełne poparcie szkół żeglugi śródlądowej ze strony Władz i Instytucji żeglugaowych w ich wychowawczym dążeniu, by wychowanek czuł się przyciągającą zawodu tak, jak to dzięki propagandzie wśród społeczeństwa zaczyna odczuwać pęd do żeglugi morskiej. Wiemy, że tam gra też rolę i inny moment, na który w żegludze śródlądowej trudno znaleźć równoważnik, ale wiemy też i to, że póki praktykant na statku będzie owym przysłowiowym piątym kołem u wozu lub namastką pałacza, o jakiego dziś trudno z wolnego najmu, póki adenta będzie się traktowało jako groźnego przyszłego współzawodnika i jako takiemu będzie się wymierzało dawki wiedzy zawodowej homeopatycznie, nie można się dziwić tym, którzy zechcą szkołę traktować jako odskocznię do żeglugi morskiej jeśli nie przez Szkołę Morską to przynajmniej drogą dobrowolnej służby w Marynarce Wojennej.

Problem ten przewyciężenia impasu da się rozwiązać, na co są widoki już w najbliższej przyszłości, drogą wprowadzania narybku żeglugi śródlądowej na specjalne statki szkolne, czyli kształcenie ich na tym, co i jak powinno być, nie na tym, co jest.

**Żądajcie od Waszych dostawców
ogłaszania się**

w „GOSPODARCE WODNEJ”

Określenie rozmiarów budowli piętrzących ze względu na przesiąkanie wody pod fundamentami

Projektowanie budowli, które mają pracować przy pewnej różnicy poziomów wody, wymaga znajomości zjawisk ruchu wody w gruncie oraz wpływu form i rozmiarów budowli na ten ruch. Przesiąkania wody pod budowlą fundowaną na gruncie przepuszczalnym nie unikniemy. Forma budowli i jej rozmiary muszą zapewnić bezpieczne warunki ruchu wody w gruncie pod budowlą i z jej boków, ze względu na wymywanie względnie wypieranie cząstek gruntu oraz ze względu na nadmierne straty wody przesiąkającej i muszą być ekonomiczne.

Zagadnienie ruchu wody w gruncie pod budowlami piętrzącymi jest jeszcze ciągle w stadium początkowym rozpracowywania i w tej dziedzinie jest jeszcze wiele do zrobienia.

Niżej poznamy kilka metod określenia form i rozmiarów budowli piętrzących.

I. Ujęcie matematyczne zjawisk ruchu wody w gruncie.

Zależność między prędkością V filtracji a spadem J linii hydrodynamicznego ciśnienia w dowolnym punkcie w przestrzeni, płynącej wody w gruncie wyraża się formułą Darcy $V = k \cdot J$, gdzie k jest współczynnikiem filtracji, zależnym od właściwości gruntu. Spad J możemy wyrazić równaniem

$$J = - \frac{dh}{dL} \text{ gdzie } h \text{ jest wysokością położenia linii}$$

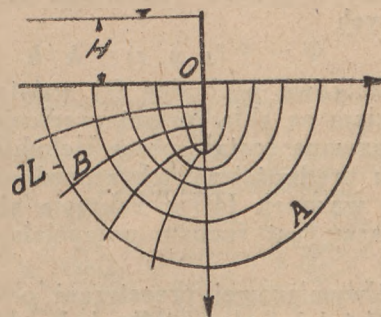
hydrodynamicznego ciśnienia w rozpatrywanym punkcie cieczy płynącej w gruncie, odmierzanej od założonej płaszczyzny, zaś L — drogą liczoną w kierunku prędkości filtracji. Wobec tego równanie Darcy przyjmie postać $V = - k \cdot \frac{dh}{dL}$,

podaną przez Dupuit. W wypadku ogólnym ruchu ustalonego hydrauliczny gradient J jest funkcją współrzędnych przestrzeni zamowanej przez rozpatrywaną ciecz, znajdującą się w ruchu w gruncie i jest wielkością zmienną.

Przy ustalonym (niezmiennym w czasie) ruchu wody pod budowlą, powstałym na skutek różnicy poziomów wody górnej i dolnej, cząstki wody, poruszając się między cząstkami gruntu, dążą pod budowlą do dolnego stanowiska wody. Ogólny kierunek ruchu tych cząstek wody formuje się wzdłuż pewnych linii, nazywanych w literaturze hydrotechnicznej liniami prądu. Obrazem takich linii prądu są krzywe A na rys. 1.

Długość takiej linii przedstawia uogólnioną drogę L , jaką cząstki wody przebywają pod budowlą. Im niżej pod budowlą wybieramy linię prądu, tym dłuższą drogę L mają cząstki wody znajdujące się na tej linii do przebycia przy pokonywaniu tej samej różnicy poziomów wody. I dlatego w dowolnych miejscach przekroju prostopadłego do linii

prądu (krzywa B na rys. 1) znaczenie hydraulicznego gradientu J będzie różne, a więc i miejscowe prędkości V filtracji będą różne, w różnych punktach takiego przekroju. Oczywiście, że nawet przy zupełnie jednorodnym gruncie hydrauliczny gradient J będzie również wartością naogół zmienną



Rys. 1.

wzdłuż tej samej linii prądu. Wskazują na to przeprowadzone badania nad wysokością ciśnienia piezometrycznego (hydrodynamicznego) w różnych punktach tych samych linii prądu. Okazało się, że linia ciśnień w takich wypadkach nie jest prostą (jak to przyjął Bligh), a pewną krzywą. I dlatego teoretycznie nie można przyjmować prostoliniowego rozkładu ciśnienia wzdłuż konturów dolnych budowli.

W związku z tym, w teorii ruchu wody pod budowlami rozpatruje się hydrodynamiczne charakterystyki ustalonego ruchu wody w gruncie jako pewne funkcje współrzędnych przestrzennych i stosuje się ogólne równania hydrodynamiki, co znacznie komplikuje technikę obliczeń.

W odniesieniu do współrzędnych przestrzennych danego punktu w obszarze płynącej wody w gruncie, równanie Darcy możemy napisać w tej formie:

$$V_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad V_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}, \quad V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (1)$$

gdzie: V_x, V_y, V_z są składowymi prędkości wody w danym punkcie o współrzędnych x, y, z liczonych od założonego przestrzennego układu osi prostokątnych, zaś h i k — jak wyżej.

Przy założeniu jednorodności gruntu w całej przestrzeni filtracyjnej, niezmienności ruchu w czasie i że wiązki strug wody po pominięciu miejscowych silnych zmian kierunków ruchu (opływanie ziaren) mają charakter ciągły — można do tego rodzaju ruchu zastosować równanie Eulera o ciągłości ruchu cieczy i jej nieściśliwości:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

Uwzględniając w nim zależności (1) otrzymamy:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

gdzie $h = f(x, y, z)$ nosi w hydraulice gruntowych wód nazwę funkcji ciśnienia.

Wprowadzając nową funkcję $\Phi = k \cdot h$ otrzymamy:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (4)$$

Otrzymaliśmy znane w matematyce różniczkowe równanie Laplace'a. Z niego wynika, że ruchowi wody w gruncie odpowiada pewna funkcja współrzędnych

$$\Phi = \Phi(x, y, z) = k \cdot h \quad (5)$$

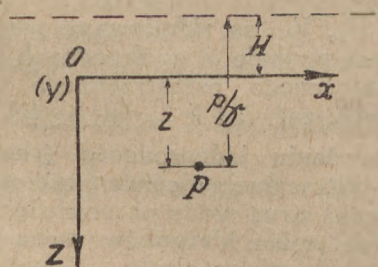
której cząstkowe pochodne (1) wzięte z odwrotnym znakiem są składowymi prędkościami. Taka funkcja nazwana została przez Helmholtza funkcją potencjału prędkości a ruch z prędkościami spełniającymi warunek (4) w zakresie stosowalności prawa Darcy jest ruchem potencjalnym niewirowym¹⁾.

W trójwymiarowej przestrzeni o określonych granicach istnieje jedna i tylko jedna funkcja przestrzenna odpowiadająca równaniu Laplace'a, we wszystkich punktach tej przestrzeni. A więc we wszelkiej trójwymiarowej przestrzeni z określonymi geometrycznymi granicami może być tylko jedna forma potencjalnego ruchu cieczy. Ta forma jest zależna od t. zw. warunków granicznych.

Jeśli znajdziemy taką funkcję Φ , która będzie spełniała równanie Laplace'a oraz warunki graniczne w konkretnych wypadkach, to będziemy mogli znaleźć składowe prędkości dla dowolnego punktu przestrzeni na podstawie zależności:

$$V_x = -\frac{\partial \Phi}{\partial x}, \quad V_y = -\frac{\partial \Phi}{\partial y}, \quad V_z = -\frac{\partial \Phi}{\partial z} \quad (6)$$

oraz wysokość $h = \Phi/k$ położenia linii ciśnienia hydrodynamicznego nad założoną płaszczyzną porównawczą, a następnie wysokość ciśnienia $\frac{p}{\gamma} = H + z$ wg rys. 2 w punkcie P, gdzie płaszczyzna (y)oz jest płaszczyzną porównania a wysokość $\frac{p}{\gamma}$ jest miarą ciśnienia hydrodynamicznego.



Rys. 2.

Dla zanalizowania potencjalnego ruchu nadamy zależnościm (6) inną postać. Pomnożmy lewe i prawe strony tych równości odpowiednio przez dx , dy i dz i dodajmy stronami, a otrzymamy:

$$V_x \cdot dx + V_y \cdot dy + V_z \cdot dz = -d\Phi \quad (7)$$

Prawa strona tej równości przedstawia zupełny przyrost funkcji potencjału prędkości z odwrotnym znakiem przy przejściu z jednego punktu przestrzeni do drugiego dostatecznie blisko siebie położonych. Powierzchnie, na których leżą punkty o jednakowym znaczeniu funkcji potencjału prędkości nazywają się powierzchniami ekwipotencjalnymi o równaniu:

$$d\Phi = 0 \quad (8)$$

które po scałkowaniu otrzyma postać:

$$\Phi(x, y, z) = C_n = \text{Const.} \quad (9)$$

Z analizy położenia wektorów prędkości w stosunku do powierzchni ekwipotencjalnych wynika, że są one prostopadłe do tych powierzchni. A ponieważ wektory prędkości są styczne do linii prądu, po której obserwowana cząstka cieczy się porusza, to w bezwirowym potencjalnym ruchu cieczy linie prądu są prostopadłe do powierzchni ekwipotencjalnych.

Dla płaskiego ruchu potencjalnego (w dwuwymiarowym układzie osi xy) obraz tego ruchu możemy przedstawić graficznie w postaci ortogonalnej siatki zbudowanej z dwóch rodzin krzywych: z linii prądu i linii jednakowego potencjału prędkości, prostopadłych do siebie. Taka siatka nazywa się hydrodynamiczną. Równanie linii ekwipotencjalnych w płaskim układzie ma postać:

$$V_x \cdot dx + V_y \cdot dy = 0 \quad (10)$$

Na podstawie geometrii analitycznej możemy napisać z warunku ortogonalności linii prądu do linii ekwipotencjalnych różniczkowe równanie linii prądu:

$$V_x \cdot dy - V_y \cdot dx = 0 \quad (11)$$

Jeśli dobierzemy taką funkcję $\psi(x, y)$ w zainteresowanym obszarze ruchu cieczy, dla której²⁾

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} = -V_y, \quad \frac{\partial \psi}{\partial y} = V_x \quad (12)$$

to równanie linii prądu w układzie płaskim możemy tak napisać:

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = 0 \text{ albo } d\psi = 0 \text{ a stąd } \psi(x, y) = \text{const.} \quad (13)$$

Porównując ze sobą zależności (6) i (12) widzimy, że

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \text{ i } \frac{\partial \psi}{\partial y} = -\frac{\partial \Phi}{\partial x} \quad (14)$$

stąd wniosek, że cały obraz ruchu cieczy może być wyprowadzony, jeśli znajdziemy funkcję potencjału prędkości $\Phi(x, y)$ ³⁾.

²⁾ Prof. A. I. I. Agroskin, doc. G. T. Dmitrjew, doc. A. I. Iwanow, prof. F. I. Pikałow-Gidrawlika. Gos. EN. Izd. — 1944 r. Moskwa, Leningrad, str. 32.

³⁾ Jak pod 1) — str. 74.

¹⁾ Troskolanński A. T. — Hydrodynamika. 1925 r. Lwów.

Funkcje ϕ i Ψ nazywają się sprzężonymi i aby te funkcje czyniły zadość warunkowi (14) wyrażenie ϕ i Ψ musi być algebraiczną lub przestępną funkcją sumy $z + iy$:

$$\phi + i\psi = f(x + iy) \quad (15)$$

Znalezienie takich funkcji i obliczenie wszystkich interesujących nas wielkości związanych z ruchem wody pod budowlą nie jest sprawą łatwą. W literaturze hydrotechnicznej mamy przykłady rozwiązań na drodze analitycznej stosunkowo prostych wypadków. Bezpośrednie całkowanie równania Laplace'a jak dotychczas możliwe jest dla prostych i prawidłowych form ruchu wody pod budowlą. Przybliżone nieanalityczne metody rozwiązania tego równania można znaleźć w pracach: C. Runge i Fr. A. Willers—, „Numerische und graphische Integration“ w „Encyklopädie der mathem. Wissenschaften“ 234—244, II, 3, 1, SS. 164—171 oraz Ph. D. Muskat, B. S. Wyckoff — „The Flow of homogeneous fluids through porous media“ 1937 r., str. 234—244. W wypadkach mniej prostych stosuje się metodę funkcji sprzężonych, względnie metodę przystosowanych przekształceń („konforme Abbildung“), co wymaga znajomości specjalnych działów matematyki⁴⁾.

II. Metody wyznaczania siatki hydrodynamicznej.

W siatce hydrodynamicznej linie prądu dają obraz ruchu wody pod budowlą (rys. 1 — linie A) zaś linie ortogonalne do nich — linie jednakowego potencjału prędkości będą liniami łączącymi punkty o jednakowej wartości ciśnienia hydrodynamicznego (rys. 1 — linie B).

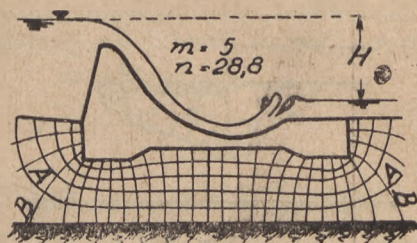
Istnieje kilka metod wyznaczania siatki hydrodynamicznej, która pozwoli na określenie ciśnienia hydrodynamicznego i prędkości wody w dowolnym punkcie badanej przestrzeni.

A. Metoda graficzna.

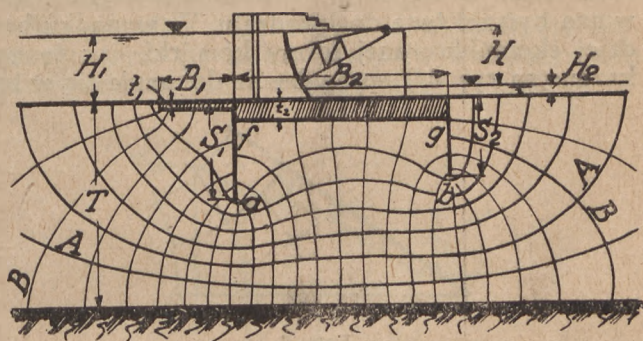
Forchheimer⁵⁾ podał graficzny przybliżony sposób wyznaczenia siatki hydrodynamicznej pod budowlami piętrzącymi w jednorodnym gruncie. Podstawą tego sposobu jest ortogonalność siatki oraz stałość stosunku długości odcinków łączących środki poszczególnych czworoboków siatki, który przyjmuje się równym jednności — t. zn. że siatkę tworzymy „kwadratową“.

Na rys. 3⁶⁾ i 4⁷⁾ przedstawiona jest tego rodzaju siatka w wypadku jazu z fundamentem bez

ścianek szczelnych i z dwiema ściankami szczelnymi. Linie A są liniami prądu, zaś B liniami ekwipotencjalnymi.



Rys. 3.



Rys. 4.

Jako dane wyjściowe przy wyznaczaniu siatki przyjmuje się: a) dolny kontur budowli (ewent. wraz ze ściankami szczelnymi) przyjmuje się jako zerową linię prądu, b) dolna powierzchnia warstwy przepuszczalnej — jako ostatnią z rzędu linię prądu, c) dno poniżej jazu — jako zerową linię ekwipotencjalną o ciśnieniu równym H_1 względnie zeru i d) dno powyżej jazu — jako ostatnią linię ekwipotencjalną o ciśnieniu równym H_1 względnie H .

Nazwijmy przestrzeń między dwiema sąsiednimi liniami prądu warstwą przepływu, zaś przestrzeń między dwiema sąsiednimi liniami ekwipotencjalnymi — pasem ciśnienia.

Wyznaczenie siatki hydrodynamicznej rozpoczynamy od pierwszej warstwy przepływu. W tym celu od dna powyżej jazu, wzdłuż konturu dolnego jazu aż do dna poniżej jazu, wyznaczamy nieprzerwany szereg krzywoliniowych kwadratów, dbając o to, żeby długości odcinków łączących środki boków były sobie równe. W rogach o kątach $< 180^\circ$ stosujemy pięcioboki, zaś przy kątach większych od 180° , jak np. w punktach dolnych ścianek szczelnych (360°), — trójkąty. Oczywiście linia prądu ograniczająca od strony dolnej warstwę przepływu musi być linią ciągłą. Posługując się wyznaczonymi już kwadratami można drogą przedłużenia ich boków (wzdłuż linii ekwipotencjalnych) wyznaczyć drugą warstwę kwadratów, których zewnętrzne boki — o ile pierwsza warstwa przepływu była właściwie przeprowadzona — dadzą następną linię prądu i t.d. Jeśli ostatnia linia prądu pokryje się z dolnym poziomem warstwy przepuszczalnej, to zadanie jest rozwiązane.

⁴⁾ Jak pod 1) — str. 299 — 306, oraz N. N. Pawłowski — Teoria dźwienia gruntowych wód pod gidrotechnicznymi saarużeniami. 1922 r. i B. C. Sofronow — Konformnyje preobrazowania i prymienienie ich w gidrotechnike. 1933 r.

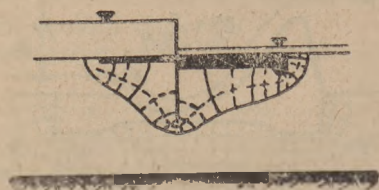
⁵⁾ F. Forchheimer — Hydraulika — wyd. ros. 1935 r. str. 94, 95.

⁶⁾ Jak pod odn. 5 — str. 94.

⁷⁾ E. A. Zamarin, K. W. Popow i in. — Kurs gidrotechnicznych saarużeń. — Sielchozgis, Moskwa — 1940 r. str. 39.

W przeciwnym wypadku wyznaczenie siatki zaczyna się od nowa, zmieniając odpowiednio rozmiary siatki w pierwszej i następnych warstwach.

Na rys. 5⁸⁾ pokazano przykład rozbicia na kwadraty pierwszej warstwy (linie ciągłe) oraz



Rys. 5.

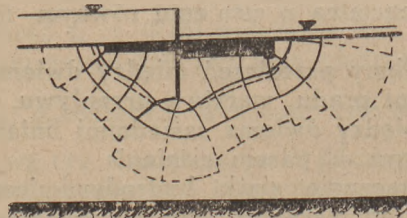
sprawdzenia tego rozbicia (linie przerywane). Każdą komórkę podzielono na cztery figury, których forma w wypadku kwadratowej komórki powinna być zbliżona do kwadratu. W wypadku bardziej skomplikowanej formy komórki, jak to pokazano na rys. 6⁹⁾ sprawdzenie dokonuje się w ten



Rys. 6.

sposób: taką komórkę rozbija się na 4 figury i te z nich, które są zbliżone do kwadratów odrzuca się i pozostałą figurę rozbija się na cztery części itd. z tym założeniem, żeby w każdym następnym rozbiciu były wydzielane (odrzuć) figury podobne do poprzednio odrzuconych, jak to pokazano na rys. 6.

Rys. 7¹⁰⁾ przedstawia wyznaczenie w siatce pierwszej, drugiej i trzeciej warstwy przepływu.

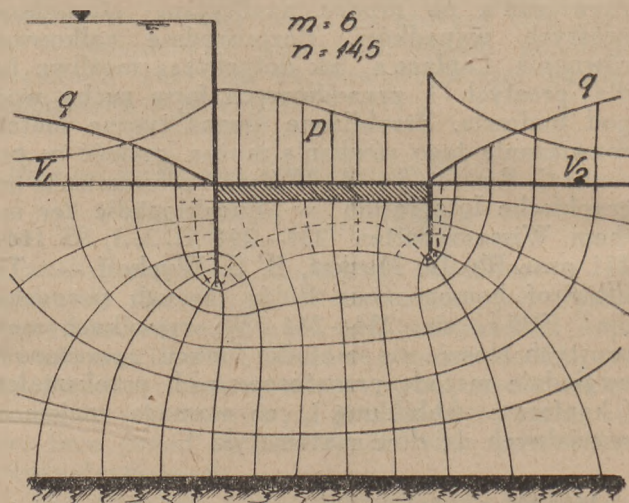


Rys. 7.

Dla dwóch pierwszych warstw otrzymaliśmy ciągłe linie prądu. Po wyznaczeniu trzeciej warstwy okazało się, że przy zachowaniu warunku jednakowej długości odcinków średnich w komórce oraz kątów prostych — nie otrzymamy linii prądu jako krzywej ciągłej. Wskazuje to na konieczność poprawienia najpierw pierwszej linii prądu, co pokazano na rys. linią przerywaną.

Należy przy tym zauważyć, że przy wyznaczaniu siatki nie jest konieczne rozbicie na warstwy i pasy o całkowitej liczbie.

Na rys. 8¹¹⁾ pokazano rozbicie siatki na $m=6$ warstw i na $n=14,5$ pasów. W teorii przystosowanych przekształceń wykazuje się, że przy założonym dolnym konturze jazu i przestrzeni przepuszczalnego gruntu może być wyznaczona niezależnie od współczynnika filtracji gruntu tylko jedna siatka (pojedyncze rozwiązanie równania Laplace'a w danych warunkach), t. j. że stosunek $m:n$ t. zw. moduł siatki — jest wielkością stałą.



Rys. 8.

Zbyt rzadką siatkę można zagęścić, wyznaczając w niej pośrednie linie prądu i ekwipotencjalne, jak to pokazano na rys. 8 w pierwszej warstwie. Otrzymamy wtedy $m=12$, $n=29$ nie zmieniając modułu siatki. To zagęszczenie pozwoli nam jednocześnie na sprawdzenie dokładności siatki.

W wypadku gdy warstwa przepuszczalnego gruntu jest stosunkowo głęboka, np. równa długości L jazu bez ścianek szczelnych względnie około 1,25 — 1,5 długości jazu z jedną ścianką szczelną (t. j. $T=1,5L$) — wyznacza się siatkę trochę inaczej. Badania wskazują¹²⁾, że intensywność ruchu wody w gruncie szybko słabnie w miarę obniżania się wgłąb pod jazem, tak że przy głębokościach poniżej wyżej podanych, można ruch wody pominąć.

Z drugiej strony w teorii strugowego ruchu wody wiemy, że jeśli przyjmiemy dowolną za trajektorii ruchu (tj. linii prądu) za nową granicę obszaru ruchu, to sam ruch od tego się nie zmieni. Te właściwości w wypadku dużych głębokości zalegania warstw przepuszczalnych pozwalają na wyznaczenie siatki hydrodynamicznej w następujący sposób: ograniczamy rozpatrywany ruch do głębokości $T=L$, względnie 1,25 L , zakładamy na tej granicy linię prądu w formie elipsy w wypadku płaskich jazów bez ścianek szczelnych.

Zamarin¹³⁾ podaje, że badania wskazują, iż aktywna przestrzeń ruchu wody w gruncie sięga

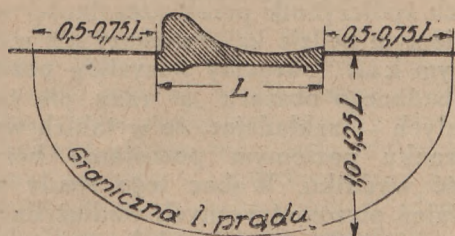
¹¹⁾ Jak pod odn. 7 — str. 41.

¹²⁾ E. Zamarin — Dwiżenije gruntowych wod pod gidrotechničeskim saaruženjami 1928 r., Taszkent oraz jak pod odn. 7 — str. 42.

¹³⁾ Jak pod odn. 12.

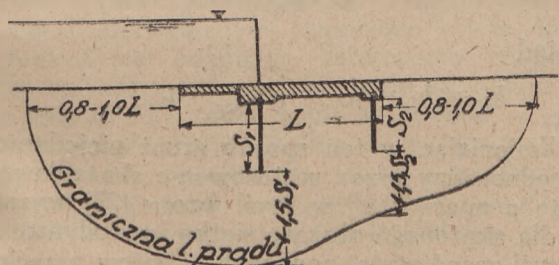
0,5 — 0,75 L , licząc wzdłuż po dnie koryta w obie strony jazu. Wskazuje na to rys. 9.

W wypadku jazów ze ściankami szczelnymi jako obrys aktywnej przestrzeni przyjmuje się krzywą ciągłą, przechodzącą punktu dna odległe od



Rys. 9.

końców nieprzepuszczalnych części jazu na 0,8 — 1,0 L , i przez punkty położone na 1 — 1,5 S po pionowej od dolnych końców ścianek szczelnych (S — długość ścianki szczelnej) jak to uwidoczniło na rys. 10.



Rys. 10.

Dalszy tok postępowania przy wyznaczaniu siatki hydrodynamicznej jest identyczny do wyżej przedstawionego.

Podany sposób wyznaczenia siatki hydrodynamicznej wymaga pewnej wprawy i intuicji oraz poznania wyznaczonych już siatek dla pewnych wypadków¹⁴⁾.

Rozpatrzmy teraz przesiąkanie przez grunty niejednorodne. W tym zakresie przeprowadzono b. mało badań i dotyczą one dwóch warunków załegania gruntów: 1) kilka warstw jednorodnych o różniących się od siebie charakterystykach przesiąkalności i 2) jedna warstwa względnie kilka warstw gruntu o różnej przesiąkalności w kierunkach poziomym i pionowym, co obserwujemy w gruntach pochodzenia osadowego, gdzie współczynnik filtracji w kierunku poziomym jest większy niż w pionowym.

¹⁴⁾ Jak pod odn. 2 — str. 307 oraz N. K. Kiriński — Graficznejsze postrojenie gidrodinamiczeskich siatek dla słuczaja filtracji w adnarodnych gruntach. — Małskowski Gidromielloratiwnyj Institut. Naucznyje zapiłski, T. VIII, wyp. II. M. 1939.

Najpierw rozpatrzmy poziomy układ warstw przepuszczalnych w wypadkach ruchu wody wzdłuż warstw i w kierunku normalnym do warstw.

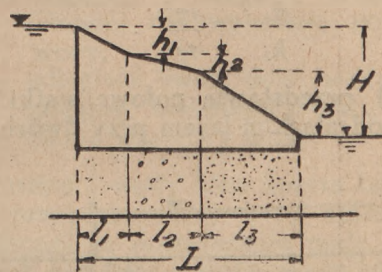
W wypadku kilku różnych jednorodnych warstw gruntu możemy wypośredkować wspólny (średni) współczynnik filtracji k_{sr} wg wzoru:

$$k_{sr} = \frac{\sum t_i \cdot k_i}{T} \quad (16)$$

gdzie t_i grubość poszczególnych warstw, k_i odpowiedni współczynnik filtracji warstwy, zaś $T = \sum t_i$.

Wzór ten wyraża, że sumy przepływów w oddzielnych warstwach są równe całemu przepływowi obliczanemu dla sumarycznej grubości warstw przepuszczalnych.

W wypadku warstw gruntu pochodzenia osadowego (rys. 11) mamy przepływ we wszystkich warstwach ten sam i dlatego możemy napisać:



Rys. 11.

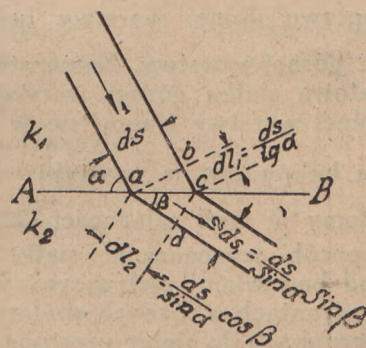
$$\frac{h_i}{l_i} k_i = \frac{H}{L} k_{sr} \quad \text{albo} \quad h_i = \frac{H}{L} \cdot k_{sr} \frac{l_i}{k_i} \quad (17)$$

Po zsumowaniu otrzymamy:

$$\sum h_i = \frac{H}{L} k_{sr} \sum \frac{l_i}{k_i} \quad \text{albo} \quad \frac{L}{k_{sr}} = \sum \frac{l_i}{k_i} \quad (18)$$

bowiem $\sum h_i = H$.

Przy przejściu linii prądu z jednej warstwy w drugą o innej charakterystyce filtracji następuje załamanie tej linii, a zatem i warstwy przepływu (rys. 12).



Rys. 12.

Ponieważ przy ruchu ustalonym wydatek elementarnej strugi o przekroju dw musi być w obu

warstwach gruntu jednakowy, to ten warunek przy uwzględnieniu prawa Darcy napiszemy w postaci równości:

$$dw_1 \cdot k_1 \cdot i_1 = dw_2 \cdot k_2 \cdot i_2 \quad (19)$$

Przy przyjęciu na jednostkę grubości strugi (licząc prostopadłe do pł-zny rysunku 12) — mamy:

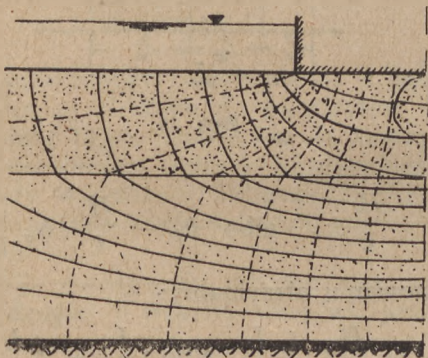
$$dw_1 = ds_1 \quad i_1 = \frac{dp}{dl_1} = \frac{dp}{ds_1} \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (20)$$

$$dw_2 = ds_2 = \frac{\sin \beta}{\sin \alpha} \cdot ds_1 \quad i_2 = \frac{dp}{dl_2} = \frac{dp}{ds_1} \cdot \frac{\sin \lambda}{\cos \beta} \quad (21)$$

gdzie dp jest różnicą ciśnienia piezometrycznego w punktach b i c. Ponieważ linie a — b i c — d jako linie prostopadłe w obrębie warstw przepływu do linii prądu są ekwipotencjalnymi — to różnica ciśnień między punktami a i d będzie też równą dp . Uwzględniając powyższe we wzorze (19) otrzymamy, że

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (22)$$

Rys. 13¹⁵⁾ przedstawia połowę siatki hydrodynamicznej pod płaskim jazem przy dwóch warstwach



Rys. 13.

przepuszczalnych, przy czym dolna warstwa ma współczynnik filtracji (k_2) większy niż górna (k_1) i ich stosunek $k_2 : k_1 = 3$.

Na podstawie równości (19) wynika, że warstwy przepływu dolnej warstwy będą $\frac{k_2}{k_1}$ razy węższe niż górnej warstwy. Następnym jest to, że kwadratowa siatka górnej warstwy po przejściu do dolnej warstwy zmieni się w prostokątną o stosunku boków $\frac{k_2}{k_1}$, a na styku warstwy powstaną załomy w myśl zależności (22).

Inny sposób wyznaczenia siatki hydrodynamicznej pod budowlami piętrzącymi wodę, fundowanymi na gruntach o różnych współczynnikach filtracji w kierunkach do siebie prostopadłych¹⁶⁾ po-

lega na skażeniu wymiarów poziomych budowli i przestrzeni gruntu przepuszczalnego i zamianie gruntu niejednorodnego na jednorodny, wyznaczeniu dla tak zmienionych warunków jednego współczynnika filtracji i siatki, i przejściu na warunki normalnych wymiarów i gruntu niejednorodnego.

Niech współczynnik przepuszczalności w kierunku poziomym będzie $k_{\max}$, większy niż w kierunku pionowym $k_{\min}$. Skróćmy wszystkie poziome elementy badanego obszaru „a” razy, nie zmieniając pozostałych — zakładając, że w takich warunkach w kierunku poziomym pozostanie bez zmiany wielkość wydatku. Wobec tego spadły względne linie ciśnienia piezometrycznych wzdłuż linii prądów zwiększą się „a” razy. Dla ich kompensacji należy założyć, że współczynnik filtracji w kierunku poziomym zmniejszy się „a” razy, t. j. będzie $k_1 = k_{\max} : a$.

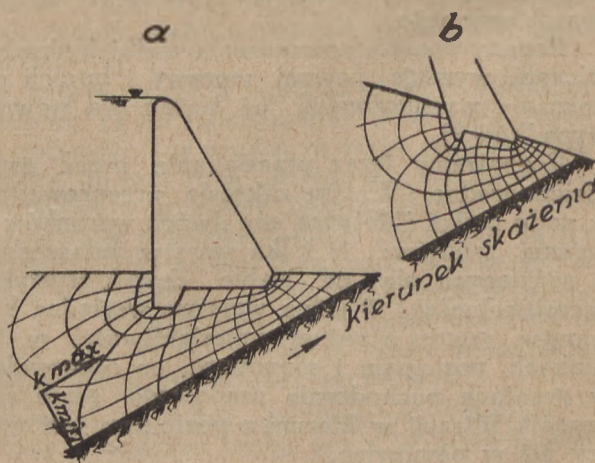
W kierunku pionowym dla zachowania stałości wydatku wobec zmniejszenia przekroju przepływu „a” - krotnie — należy zwiększyć współczynnik filtracji „a” razy — t. j. $k_2 = a \cdot k_{\min}$. A ponieważ szukamy jednego współczynnika filtracji dla zastępczego gruntu jednorodnego — to z warunku, że $k_1 = k_2$ — otrzymamy miarę skażenia:

$$a = \sqrt{\frac{k_{\max}}{k_{\min}}} \quad (23)$$

a stąd

$$k_{sr} = k_1 = k_2 = \sqrt{k_{\max} \cdot k_{\min}} \quad (24)$$

Zmieniając w ten sposób grunt niejednorodny na jednorodny przez zastosowanie skażenia poziomego o mierze „a” w myśl wzoru (23) wyznacza się dla skażonego obszaru siatkę hydrodynamiczną w myśl zasad wyżej podanych, a potem przechodzi się na wymiary normalne i wtedy siatka hydrodynamiczna nie będzie już ortogonalną i linie jednakowych parć hydrodynamicznych nie będą już liniami ekwipotencjalnymi obszaru ruchu wody, co jest charakterystyczne dla gruntów niejednorodnych o różnej przepuszczalności w kierunku poziomym i pionowym.



Rys. 14.

Na rys. 14¹⁷⁾ przedstawiona jest siatka hydrodynamiczna dla niejednorodnego gruntu (a) i ska-

¹⁵⁾ Jak pod odn. 7 — str. 60, rys. 32.

¹⁶⁾ Sposób ten podali: R. Dachler i F. Schaffernak w „Die Wasserwirtschaft” — 30, 25.X.1933 r.

¹⁷⁾ Jak pod odn. 7 — str. 58.

żona w jednorodnym gruncie (b). Skażenie wymiarów wykonano tu w kierunku równoległym do powierzchni warstwy nieprzepuszczalnej (kierunek $k_{\max}$).

B. Metoda analogii.

Siatkę hydrodynamiczną możemy wyznaczyć przy pomocy badań na modelu drogą laboratoryjną. Jeśli model budowli wodnej wraz ze środowiskiem filtracyjnym umieścimy między przezroczystymi ściankami i zapewnimy ustalony ruch wody dostatecznie powolny — w gruncie pod budowlą, to przez wpuszczanie zabarwionych płynów do gruntu od strony górnej wody otrzymamy zabarwione pasma w gruncie pod budowlą, ilustrujące przebieg linii prądu. Na tej podstawie możemy wyznaczyć siatkę hydrodynamiczną dla modelu i przy odpowiednio ustalonych współczynnikach modelowych wyznaczamy takąż siatkę dla właściwej budowli¹⁸⁾.

Inny sposób wyznaczenia siatki jest oparty na analogii zachodzącej między zjawiskami ustalonego ruchu wody w gruncie a zjawiskami rozchodzenia się ciepła, prądu elektrycznego i zjawiskami elektrostatyki. Te zjawiska matematycznie ujmowane są równaniem Laplace'a. Poszczególne czynniki tych zjawisk wchodzące do tego równania wyrażają się analogicznymi funkcjami, tak że obraz tych funkcji jest podobny. Stosowanie analogii jednych zjawisk do drugich pozwala na rozwiązywanie zagadnienia ruchu wody w gruncie w sposób stosunkowo prosty i łatwy do przeprowadzenia. Tabela I¹⁹⁾ przedstawia analogię między ruchem wód w gruncie a rozchodzeniem się ciepła i prądu elektrycznego oraz elektrostatyką.

Z eksperymentalnych metod, opartych na analogii fizycznych zjawisk, rozpatrzmy metodę elektrodynamicznych analogii²⁰⁾. Polega ona na tym, że rozwiązanie równania Laplace'a będzie dotyczyło pewnej funkcji, która w wypadku ruchu wody w gruncie jest potencjałem prędkości, zaś w wypadku badania prądu elektrycznego jest elektrycznym potencjałem (napiecie V — por. tabelę I). Rozwiązanie równania Laplace'a dla prądu elektrycznego przy istnieniu granicznych warunków będzie rozwiązaniem równania ruchu wody w gruncie. Warunki graniczne muszą sobie odpowiadać w obu wypadkach, a mianowicie: warunkowi $\Phi = \text{const.}$ na granicy wykliniania się wody i na swobodnej powierzchni odpowiada stałość elektrycznego potencjału na odpowiedniej granicy konturu w polu prądu elektrycznego; warunkowi zależności:

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma_a} + H + z$$

gdzie: p — ciśnienie w badanym punkcie,
 p_a — ciśnienie na swobodnej powierzchni wody,
 H — odległość swob. pow. wody od dna,
 z — odległość badanego punktu od dna,
 γ — ciężar właściwy wody,

na granicy gruntu i wody (dno koryta lub granica warstwy nieprzepuszczalnej) przy założeniu, że prędkości filtracji są dostatecznie małe — odpowiada lin'owy rozkład elektrycznego potencjału i w końcu warunkowi $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$ na granicy nieprzepuszczalności i na swobodnej powierzchni odpo-

Tabela I.

Ustalony ruch wody w gruncie	Ustalony ruch ciepła	Prąd elektryczny	Elektrostatyka
Ciśnienie H (potencjał prędkości)	Temperatura	Napięcie (woltaż. potencjał)	Elektrostatyczny potencjał
Spółczynnik filtracji	Spółcz. przewodnictwa cieplnego	Spółcz. przewodnictwa elektr.	Stała dielektryczna
Wektor prędkości (prawo Darcy)	Wektor cieplnego prądu (prawo Fourier'a)	Wektor prądu (prawo Ohm'a)	Dielektryczne przeniesienie (prawo Maxwell'a)
Powierzchnia jednakowego ciśnienia $H = \text{const.}$; ekwipotencjalna powierzchnia $\Phi = \text{const.}$	Powierzchnia izotermiczna $t = \text{const.}$	Ekwipotencjalna powierzchnia $V = \text{const.}$	Ekwipotencjalna powierzchnia $\Phi = \text{const.}$
Granica nieprzepuszczalna lub linia prądu $\frac{\partial H}{\partial n} = 0$	Powierzchnia izolacyjna lub linia prądu cieplnego $\frac{\partial t}{\partial n} = 0$	Swobodna lub izolowana powierzchnia, włazka albo linia prądu $\frac{\partial V}{\partial n} = 0$	Włazka albo linia sił $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$

¹⁸⁾ Por. Prof. dr K. Pomianowski, prof. M. Rybczyński, doc. dr K. Wóycicki — Hydrologia — część II, Wody gruntowe, str. 288.

¹⁹⁾ Jak pod odn. 2 — str. 309.

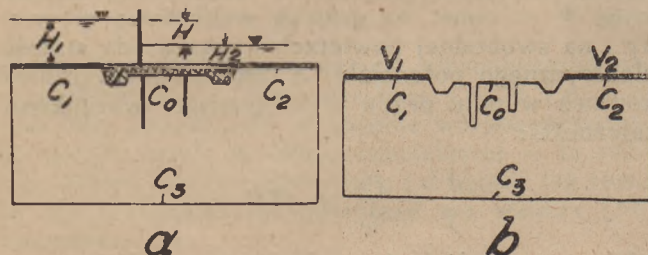
wiada izolacja na odpowiedniej części konturu pola elektrycznego. Zachowanie geometrycznego podo-

²⁰⁾ Jak pod odn. 2 — str. 309 — 313.

bieństwa na wymienionych granicach pozwala na poznanie warunków filtracji drogą zbadania geometrycznie podobnych modeli przestrzeni przewodzącej elektryczność²¹⁾.

Weźmy wypadek przedstawiony na rys. 15 a i b²²⁾.

Budowlę modelujemy w ten sposób, aby przestrzeń przesiąkania była zastąpiona środowiskiem przewodzącym elektryczność a kontury nieprzepuszczalne były dielektrykiem. Z płytki — przewodnika (np. staniolu) wycinamy w przyjętej skali dolny kontur budowli (rys. 15 a i b) i na konturach



Rys. 15.

C_1 i C_2 włączamy potencjały elektryczne V_1 i V_2 . Różnica potencjałów $E = V_1 - V_2$ będzie odpowiadać na zasadzie analogii różnicy parcia $H = H_1 - H_2$ i w rozpatrywanym wypadku prąd elektryczny będzie przepływał od konturu C_1 do konturu C_2 po tych drogach jak i woda. Rozłożenie linii ekwipotencjalnych nie zależy ani od współczynnika filtracji (spółczynnika przewodnictwa elektrycznego) ani od absolutnego znaczenia ciśnienia H (różnicy potencjałów elektrycznych E); zależy tylko od kształtu przestrzeni filtracji (przestrzeni przewodzącej prąd). Dlatego spadek potencjału po konturze C_0 w płytce będzie ściśle odpowiadać spadowi ciśnienia po konturze podziemnym, a położenie linii ekwipotencjalnych prądu na płytce — położeniu linii ekwipotencjalnych w przestrzeni filtracji pod budowlą. Przy tym badaniu na modelu będzie chodziło o znalezienie punktów na płytce, mających równy potencjał i do wyznaczenia linii ekwipotencjalnych, a jeśli konieczne — całej siatki hydrodynamicznej. Poszukiwanie takich punktów przeprowadza się na zasadzie mostku Wheatstone'a. Zastosowanie tej zasady polega tutaj na tym, że jeśli dwie równoległe gałęzie przewodnika mają w początkowym i końcowym punkcie (punkty A i B rys. 16) potencjały V_A i V_B , to na dwóch gałęziach przewodników można znaleźć



Rys. 16.

punkty C i D, które będą miały jednakowe potencjały. Włączony galwanometr G wskaże brak prądu po linii C i D. W tym wypadku między oporami

poszczególnych gałęzi schematu będzie istniała następująca zależność:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4}$$

a ponieważ

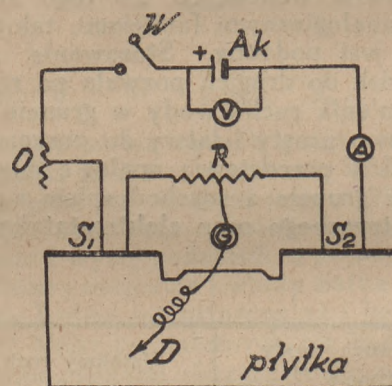
$$R_3 = \frac{V_A - V_D}{J} \quad \text{a} \quad R_4 = \frac{V_D - V_B}{J}$$

gdzie J jest natężeniem prądu, to

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{V_A - V_D}{V_D - V_B}$$

Jeśli więc na jednym z równoległych przewodników ustalono stosunek oporów, to na drugim można otrzymać taki sam stosunek potencjałów.

Jeśli górną gałąź ACB (rys. 16) zamienimy opornikiem cechowanym, a dolną gałąź ADB — płytką modelu, to wybierając stosunek oporów R_1 i R_2 wyrażony w procentach albo częściach od całego oporu, możemy znaleźć na płytce taki punkt, w którym napięcie będzie wyrażone w tychże procentach albo częściach od różnicy potencjałów $E = V_A - V_B$ ²³⁾.



Rys. 17.

Na rys. 17 przedstawiony jest schemat włączenia płytki modelu przy pomocy elektrod S_1 i S_2 w obwód prądu elektrycznego zasilany z akumulatora A_k (zazwyczaj o 4 V).

Równoległe do obwodu akumulatora włączony jest woltomierz V do pomiaru napięcia. W obwód akumulatora włączone są amperomierz A , opornica O i wyłącznik W . Cechowany opornik (R — reochord) jest włączony do elektrod S_1 i S_2 . Mostek z galwanometrem G łączy się z reochordem przy pomocy ruchomego kontaktu oraz z płytką przy pomocy stalowej igły D w ebonitowej oprawie. Tą igłą sonduje się punkty na płytce z poszukiwanym potencjałem.

Zazwyczaj się stosuje do takich badań płytki ze staniolu o grubości 0,01 — 0,02 mm, który nakleja się na karton. Czasem zamiast staniolu stosuje się gruby karton (brystol) pokryty warstwą koloidalnego grafitu. Elektrody S_1 i S_2 są z miedzianych płytek. Absolutna wielkość napięcia na

²¹⁾ Jak pod odn. 18 — str. 235 — 238.

²²⁾ Jak pod odn. 2 — str. 310.

²³⁾ Jak pod odn. 2 — str. 310.

elektrodach nie ma istotnego znaczenia. Jednakże na długości elektrody napięcie winno być jednakowe, co osiąga się dokładnym połączeniem elektrody z płytką. Różnica napięć na elektrodach będzie odpowiadała parciu wody $H = 1$.

Dla określenia ciśnienia na kontur budowli dotyka się igłą mostka do badanego punktu konturu dolnego fundamentu a ruchomy kontakt przy reochordzie ustawia się tak, żeby strzałka galwanometru pozostała na zerze. W ten sposób na reochordzie odczytamy wielkość ciśnienia w danym punkcie w częściach całego naporu.

Dla wyznaczenia linii jednakowego ciśnienia wyrażonego w częściach całkowitego naporu (np. 0,9 H , 0,8 H , itp.) postępujemy w sposób następujący.

Ustawiamy reochord na liczbę odpowiadającą wyznaczonej części całkowitego spadku napięcia. Przy pomocy ruchomej igły D znajdujemy na płytce te punkty, w których potencjał (napór) stanowi taką samą część od całkowitego parcia, jak ustawiono na reochordzie. Taki punkt wskaże nam strzałka galwanometru G , gdy stanie w zerowym punkcie podziałki. W ten sposób wyznaczymy linię ekwipotencjalną.

Dla wyznaczenia linii prądu zmieniamy umiejscowienie elektrod S_1 i S_2 na tej zasadzie, że kontury przepuszczające wodę w badanej przestrzeni uważamy za nieprzepuszczalne, a nieprzepuszczalne za przepuszczalne. A więc elektrodę S_1 umieszczamy wzdłuż konturu dolnego budowli, zaś elektrodę S_2 wzdłuż krawędzi dolnej płytki (na linii warstwy nieprzepuszczalnej). Otrzymane w ten sposób w nowych granicznych warunkach linie ekwipotencjalne będą ortogonalne do wyżej wyznaczonych a więc dadzą poszukiwane linie prądu.

W wypadku różnych warstw gruntu o różnym współczynniku filtracji stosuje się zamiast płytki elektrolit (wodny roztwór soli). Stosunek elektrycznego przewodnictwa elektrolitów na modelu winien odpowiadać stosunkowi współczynników filtracji w naturze.

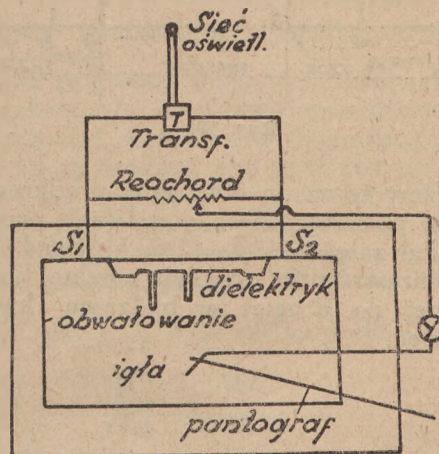
Na poziomą płytę marmurową nalewamy warstwę cieczy — elektrolitu o grubości nie mniejszej od 1 cm. Graniczne warunki stwarzamy przy pomocy elektrod z płytek miedzianych i obwałowania z dielektryka (lak lub plastelina). Przestrzenie z różnymi roztworami odpowiadającymi w naturze przestrzeniom z różnymi współczynnikami filtracji oddziela się na modelu wodnieprzepuszczalnymi ale przewodzącymi prąd elektryczny przeponami gumowymi, okręconymi drutem.

Przy zamianie twardej płytki na elektrolit zmienia się nieco schemat urządzenia. Dla uniknięcia zjawisk polaryzacji elektrod stosuje się tu prąd zmienny. Źródłem prądu może być sieć oświetleniowa. Zamiast galwanometru stosuje się telefon jako organ odbiorczy.

Ogólny schemat urządzenia z elektrolitem jest przedstawiony na rys. 18²⁴⁾. Do sieci miejskiej włącza się transformator zmniejszający napięcie. W obwód mostka włącza się przyrząd do zwiększenia niskiej częstotliwości. Tutaj mostek zamiast

igły ma sondę połączoną jednocześnie z pantografem. Sondę stanowi rurka szklana z platynowym drucikiem. Sonda przy pomocy rżeniowej kropli łączy się przez przyrząd zwiększający częstotliwość z reochordem. Technika badania na modelu z elektrolitem jest taka sama jak ze staniolem. Punkty z pożądanym potencjałem poznaje się po zachodzącym sygnale telefonicznym.

Dla wyznaczenia siatki hydrodynamicznej Guttenmacher²⁵⁾ sporządził specjalny przyrząd, który nazwał elektointegratorem, opierającym się na systemie zmiennych opornic.



Rys. 18.

III. Obliczenia na podstawie wyznaczonej siatki hydrodynamicznej.

Po wyznaczeniu siatki hydrodynamicznej możemy dla dowolnego punktu przestrzeni przesiąkania znaleźć wartość ciśnienia. Jak pokazano na rys. 4 mamy $n = 24$ pasów ciśnienia. Przy przejściu z jednej linii ekwipotencjalnej do drugiej wysokość ciśnienia zmienia się o $1/24 H$, t. j. działającego spadku, powstałego z różnicy poziomów wody górnej i dolnej. Wzdłuż ostatniej ekwipotencjalii (w dnie koryta od strony górnej wody) ciśnienie to będzie równe głębokości nad dnem koryta, a więc równe H_1 , zaś wzdłuż zerowej ekwipotencjalii będzie ciśnienie równe H_2 (względnie $H_2 = 0$). Uwzględniając powyższe możemy w dowolnym punkcie przestrzeni przesiąkania wody, a więc i konturu dolnego budowli obliczyć wartość ciśnienia wody.

I tak np. w wewnętrznym rogu tuż za pierwszą ścianką szczelną (pt. F — rys. 4), do którego to punktu od dna kanału w położeniu dolnej wody mamy 12,7 pasów ciśnienia — wysokość ciśnienia będzie równa:

$$p_f = H_2 + \frac{12,7}{24} \cdot H \text{ albo } p_f = H_1 - \frac{11,3}{2} \cdot H$$

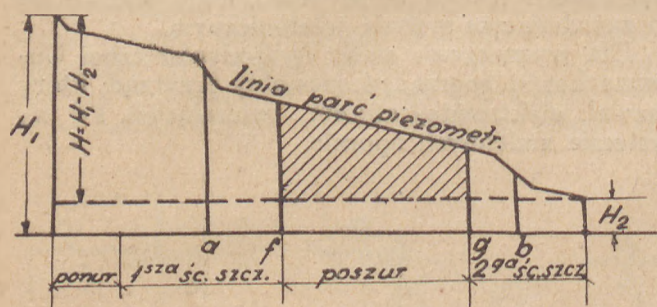
Po obliczeniu dla różnych punktów dolnego konturu budowli wartości wysokości ciśnienia — możemy nanieść je na wykres, w którym te wysoko-

²⁴⁾ Jak pod odn. 2 — str. 311.

²⁵⁾ L. J. Guttenmacher — Elektryczeskoje modelirovanije. Wyd. Akademii Nauk Z. S. R. R., 1943 r.

ści ułożą się wg linii łamanej — schematycznie pokazanej na rys. 19.

Na podstawie tego wykresu możemy określić wartość wyporu działającego na spód budowli przy różnicy poziomów wody H (rys. 19 — pow. zakreskowana).



Rys. 19.

Przejdźmy teraz do obliczenia prędkości przesiekania w poszczególnych warstwach przepływu. Darcy podał zależność, że $V = ki$. Spad i będzie spadem linii parć przy przejściu z jednej linii ekwipotencjalnej do drugiej w badanym kwadracie siatki a więc:

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{H}{n \Delta s}$$

gdzie Δl jest długością boku siatki (a lepiej długością średnią boków siatki wzdłuż kierunku linii prądu). A zatem:

$$V = k \frac{\Delta H}{\Delta l} = \frac{k \cdot H}{n \Delta l} \quad (25)$$

będzie średnią prędkością filtracji w badanym kwadracie.

Objętość przepływu przez taki kwadrat wzdłuż kierunku linii prądu wyniesie:

$$\Delta Q = V \cdot w = k \frac{\Delta H}{\Delta l} \cdot \Delta s \quad (26)$$

przy czym wydatek ΔQ rozumiemy tu na jednostkę grubości strugi (licząc prostopadle do rysunku) a Δs szerokość warstwy przepływu. Ponieważ przy tworzeniu siatki hydrodynamicznej zakładaliśmy, że wzdłuż wszystkich warstw przepływu ma być ten sam wydatek, to cały przepływ pod budowlą wyniesie:

$$Q = \sum \Delta Q = m \frac{k \Delta H}{\Delta l} \Delta s = \frac{m}{n} k H \frac{\Delta s}{\Delta l} \quad (27)$$

gdzie m jest ilością warstw przepływu pod jazem.

W wypadku gdy mamy grunt jednorodny, to $\Delta s \approx \Delta l$ i wtedy:

$$Q = k \frac{m}{n} H \quad (28)$$

Należy przytem nadmienić, że w wypadku istnienia warstw z niepełnymi kwadratami — jak to widzimy na rys. 8, gdzie $m = 6$, $n = 14,5$ albo na rys. 3 gdzie $m = 5$, $n = 28,8$ — należy wstawić odpowiednie wartości ułamkowe na m , względnie n do powyższych wzorów.

W punktach zmiany kierunku konturu dolnego budowli (jak np. w dolnych końcach ścianek szczelnych, koło żeber) teoretycznie otrzymuje się dużo większe szybkości filtracji, niż oblicza się wyżej podanymi wzorami (w rzeczywistości $V \leq \sqrt{2gh}$) i w takich miejscach zdaniem Pałowskiego prawo Darcy nie może mieć zastosowania. Wzrost prędkości można stwierdzić z rys. 19 w punktach a i b , gdzie lokalny spad linii wysokości ciśnienia jest stosunkowo duży i jest odzwierciedleniem zagęszczenia siatki hydrodynamicznej w tych punktach (rys. 3, 4, 5, 13). Jeśli takie punkty będą położone blisko dna koryta po stronie dolnej wody, to przy wypływie wody spod budowli zachodzić może obawa łatwego wymycia cząstek gruntu i naruszenia równowagi ruchu wody oraz stałości budowli.

W ten sposób siatka hydrodynamiczna pozwala na określenie interesujących nas elementów ruchu wody w gruncie pod budowlą. Na rys. 8 pokazana jest krzywa ciśnienia (P) na budowlę od dołu, krzywe prędkości filtracji przy wchodzeniu (V_1) i przy wychodzeniu (V_2) wody oraz krzywe sumowania wydatków wody przy wchodzeniu i wychodzeniu.

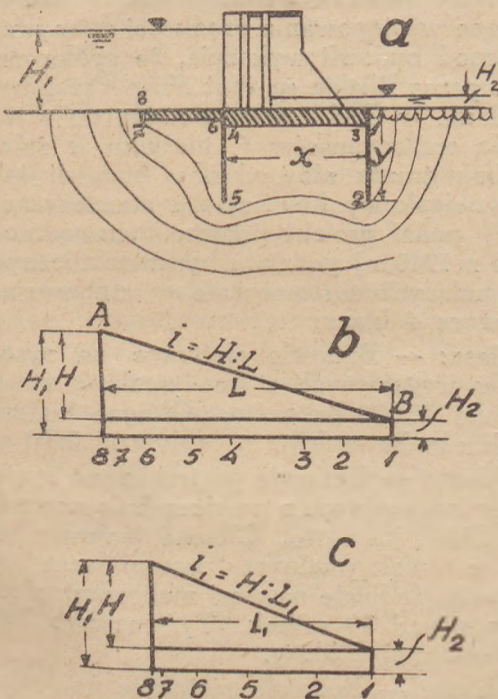
IV. Metoda wyznaczania długości linii przesiekania pod budowlą.

(Metoda Bligh'a).

Inż. W. Bligh²⁰⁾ na podstawie obserwacji szeregu budowli nawadniających w Indiach i Egipcie oraz na podstawie badań inż. D. Klibborn'a doszedł do wniosku, że ruch wody pod budowlą pod wpływem różnicy poziomów wody dolnej i górnej odbywa się w całej przestrzeni przepuszczalnej i to im dalej w głąb gruntu — tym intensywność ruchu tego jest mniejsza. Z tego względu struga wody (aktywna) płynąca wzdłuż dolnego konturu budowli wg Bligh'a może posiadać stosunkowo największe prędkości, czemu sprzyja możliwość istnienia wolnej przestrzeni między spodem budowli a gruntem — wypełnionej wodą. Ciśnienia piezometryczne mierzone po linii tej strugi będą przyjmowane przez spód budowli, a więc od nich powinny być uzależnione rozmiary fundamentu budowli. Bligh rozpatrując tę strugę — w celu ustalenia elementów ruchu wzdłuż niej — założył, że przy jednorodnym gruncie prędkość wzdłuż tej strugi jest wielkością stałą i zależną od długości dolnego konturu budowli. Stąd wynika przy zastosowaniu prawa Darcy, że przy gruncie jednorodnym o stałym współczynniku filtracji mamy liniowy, stały spad linii ciśnień piezometrycznych a więc $i = \text{const.}$ w równaniu $V = ki$. Dalszy wniosek: forma dolnego obrysu budowli nie wpływa na wielkość prędkości filtracji. Te założenia pozwalają przy znajomości fizycznych cech danego gruntu w sposób dość prosty wyznaczyć ciśnienie i prędkości filtracji wody wzdłuż dolnego obrysu budowli. Jeśli na prostej poziomej odłożymy ogół-

²⁰⁾ W. G. Bligh — The practical design of irrigation works.

na długość L dolnego obrysu budowli (rys. 20),²⁷⁾ odkładając w punkcie 8 wysokość ciśnienia H_1 i w punkcie 1 — H_2 i łącząc punkty A i B prostą otrzymamy wykres ciśnień na dolny obrys budowli. I tak np. rzędne tego wykresu na rys. 20b będą wielkościami określającymi wysokość ciśnienia wody od dołu w odniesieniu do płaszczyzny porównawczej przechodzącej przez górną powierzchnię fundamentu budowli przedstawioną na rys. 20a. Odkładając rzędne z wykresu 20b nad od-



Rys. 20.

powiedniami punktami flutbetu i łącząc je prostymi, otrzymamy rozkład wysokości ciśnienia na spód budowli. Otrzymane przytem uskoki w wykresie będą wskazywały na części ciśnienia przejęte przez ścianki szczelne, względnie przez elementy pionowe dolnego obrysu budowli.

Jednakże przy istnieniu ścianek szczelnych w stosunkowo niewielkiej od siebie odległości — może okazać się, że aktywna struga wody gruntowej nie pójdzie po linii styku spodu budowli z gruntem, tj. wzdłuż drogi 5 — 4 — 3 — 2, ale

bezpośrednio od punktu 5 do punktu 2 — jak to pokazano schematycznie na rys. 20a (pierwsza linia prądu). Zwrócił na to uwagę Bligh i przyjął, że przy rozstawie ścianek szczelnych, równej co najmniej podwójnej ich głębokości, tj. przy $x \geq 2y$ (rys. 20a) można przyjąć drogę aktywnej strugi po linii 5—4—3—2 oraz wyznaczyć wykres wysokości ciśnień w sposób wyżej opisany i jak to pokaza- no na rys. 20b. Przy $x < 2y$ droga ta będzie krótsza bo wzdłuż linii 8—7—6—5—2—1 (rys. 20c). A więc i spad linii ciśnień piezometrycznych będzie większy oraz wzrośnie prędkość ruchu wody gruntowej.

Długość fundamentu budowli piętrzącej.

Ażeby prędkość wody gruntowej pod budowlą nie przekroczyła wartości dopuszczalnej, musimy zaprojektować dostatecznie długą drogę L dla aktywnej strugi wodnej, aby przy różnicy poziomów wody H powstał spad linii ciśnień piezometrycznych $i = H : L$ mniejszy od pewnego dopuszczalnego spadku i_p , uwarunkowanego prędkością wymywania cząstek gruntu. Bligh podał graniczną

wartość spadku i_p oraz współczynnik $C = \frac{1}{i_p}$ dla pewnych rodzajów gruntu.

W myśl tych założeń:

$$i = \frac{H}{L} \leq i_p = \frac{1}{C}; \text{ stąd } L \geq H \cdot C = L_0 \quad (29)$$

Dopuszczalne spadki i_p i współczynnik C wg Bligh'a są podane w tabeli II.

T a b e l a II.

L. p.	Rodzaj gruntu	i_p w ‰	C
1	Muł	5,5	18
2	Piasek drobny	6,7	15
3	Piasek gruboziarnisty	8,3	12
4	Löss	16,7 — 11,1	6 — 9
5	Piasek ze żwirem	20,0 — 11,1	5 — 9
6	Piasek z kamieniami	25,0 — 16,7	4 — 5

Dla określenia długości poszczególnych części fundamentu Bligh podał formuły przedstawione w tabeli III.

T a b e l a III.

Część fundamentu	Długość w		U w a g i
	jazach	upustach płuczających	
Ponur	od 0 do $2H_1$	od H_1 do $3H_1$	H_1 — głębokość górnej wody
Poszur	$0,6 \cdot C \cdot \sqrt{H_a}$	$C \sqrt{H_a}$	H_a — głębokość dolnej wody nad poszurem
Poszur wraz z dolnym umocnieniem dna koryta	$0,64 \cdot C \sqrt{H_b q}$	$C \sqrt{H_b q}$	H_b — wysokość progu jazu nad najniższym poziomem dolnej wody q — maksymalny przepływ na 1mb otworu w m ³ /sek. C — współczynnik Bligh'a.

²⁷⁾ Jak pod odn. 7 — str. 27.

Žurin²⁸⁾, a za nim Zamarin³⁰⁾ uważają, że długość poszuru określona wzorami podanymi w tab. III otrzymuje się stosunkowo dużą, zaś długość umocnienia poniżej poszuru jest niewystarczająca. Według nich prawidłowiej byłoby określać długość poszuru, wychodząc z warunków ruchu wody przez budowlę (z niszczeniem kinetycznej energii płynącej wody), zaspakajając przytem warunek bezpiecznego ruchu wody pod budowlą.

Zamarin³⁰⁾ podaje następujące dane dla ustalenia długości poszczególnych elementów fundamentu budowli piętrzącej w zależności od głębokości górnej wody H_1 :

Ponur.

a) w śluzach regulujących przepływ wody (np. pobór wody do kanału) — od H_1 do $2H_1$,

b) w śluzach płuczających od $2H_1$ do $4H_1$ w zależności od szerokości wejścia wody do śluzy: czym szersze wejście tym krótszy ponur,

c) w jazach — od 0 do $2H_1$; czym wyższy jaz, tym krótszy ponur, jednak dla silnie przepuszczalnych gruntów możliwe są i większe długości ponuru,

d) na bystrotokach, wodospadach (stopnie) itp. — od $2H_1$ do $3H_1$.

Długość ponuru prawidłowiej jest jednak wyznaczyć z warunku nierozmywalności koryta przed ponurem, uwzględniając warunki przejścia wody przez budowlę (np. pod zasuwą) i konstrukcyjnego połączenia go z poszurem.

Poszur.

a) w śluzach regulujących i płuczających od $2H_1$ do $4H_1$,

b) w jazach — według obliczeń hydraulicznych, jednak niemniej niż potrójna głębokość dolnej wody przy współczynniku zatopienia strugi nie mniejszym od jedności, (tj. przy położeniu dolnego zw. w. poniżej, względnie równo z poziomem progu na jazie),

c) na bystrotokach, wodospadach itp. — według obliczeń hydraulicznych,

d) według danych Bligh'a — dla śluz regulujących $0,6 C \sqrt{H_1}$ i dla śluz płuczających $C \sqrt{H_1}$ — gdzie C — współczynnik Bligh'a.

Umocnienie koryta poniżej poszuru.

a) za śluzami regulującymi — od $3H_1$ do $5H_1$,

b) za śluzami płuczającymi — od $5H_1$ do $8H_1$.

Mniejsze długości brane są przy szerokości dna dolnego koryta zbliżonej do szerokości śluzy. Przy znacznej różnicy tych szerokości należy przy wyborze długości umocnienia posługiwać się metodami obliczenia ruchu wody w korycie o zmieniającym się w sposób ciągły przekroju poprzecznym. Samą konstrukcję umocnienia koryta poniżej jazu ustala się z warunków jego stałości na rozmycie przez spływającą z jazu wodę, względnie wysiąkającą spod budowli. Również długość i forma te-

go umocnienia powinny być dostateczne i odpowiednie, ze względu na duże prędkości wody wypływającej z jazu do kanału i konieczność doprowadzenia jej do prędkości bezpiecznej dla koryta poniżej tego ubezpieczenia.

Przy dużych budowlach wodnych, pracujących przy różnicach poziomów wody, metoda Bligh'a podana wyżej jest dzisiaj stosowana o ile nie opieramy się na dokładniejszych laboratoryjnych badaniach. Obserwacje poczynione na wykonanych budowlach, badania laboratoryjne i teoretyczne dotyczące występowania prędkości wymywających grunt spod budowli wykazują, że współczynniki C podane przez Bligh'a są zbyt duże. Przeprowadzone badania w ZSRR doprowadziły do wyśrodkowania współczynników C nie tylko w zależności od rodzaju gruntu, ale i od klasy budowli (tab. IV). Międzyzwiązkowy komitet dla standaryzacji budowli³¹⁾ podał projekt (jeszcze nieuzgodniony wg danych z 1940 r.) podziału hydrotechnicznych budowli mających zastosowanie w melioracjach na następujące 4 klasy:

I klasa: — Budowle piętrzące na systemach kanałów irygacyjnych z powierzchnią nawadniania ponad 75.000 ha netto. Główne budowle na rzekach z maksymalnym przepływem 2500 m³/sek.

II klasa: — Budowle piętrzące na systemach kanałów irygacyjnych z powierzchnią nawadniania ponad 15.000 ha netto. Główne budowle na rzekach z maksymalnym przepływem ponad 500 m³/sek. Budowle na sieci melioracyjnej z przepływem ponad 30 m³/sek. Tymczasowe budowle (prowizoryczne) I klasy.

III klasa: — Budowle piętrzące na systemach kanałów irygacyjnych z powierzchnią nawadniania nie większą od 15.000 ha. Budowle na sieci melioracyjnej z przepływem od 5 m³/sek. Typowe (zwykłe) budowle. Tymczasowe budowle II klasy.

IV klasa: Budowle na sieci z przepływem do 5 m³/sek. Typowe małe budowle. Tymczasowe budowle III klasy.

Budowle mające specjalne znaczenie, szczególnie te, których zniesienie względnie uszkodzenie może osłabić obronność kraju, są poza wyżej wymienionymi klasami i rozmiary ich muszą przewidywać duży zapas bezpieczeństwa.

T a b e l a IV.

L. p.	Rodzaj gruntu	Współczynniki C dla klasy budowli		
		I	II	III
1	Muł	12	9	6
2	Piasek drobny	10	7,5	5
3	Piasek średnio i grubo-ziarnisty	9	7	4,5
4	Löss lekki	8	6	4
5	Löss ciężki	7	5	3,5
6	Torf *)	7—12	5—9	3,5—6
7	Grunt gliniasty	7	4,5	3
8	Piasek ze żwirem	7	5	4
9	Piasek z kamieniami	6	5	3,5

²⁸⁾ B. D. Žurin: — Osnovy gidrotechničeskowo rasczota. Art. w „Wiestnik irrigacji“, 1923 — 1924 r. Taszkent.

²⁹⁾ Jak pod odn. 7 — str. 29.

³⁰⁾ Jak pod odn. 7 — str. 25.

*) W zależności od stopnia rozłożenia.

³¹⁾ Jak pod odn. 7 — str. 14, 15.

Rozmiary budowli IV klasy — jako małych — wyznacza się z punktu widzenia konstrukcyjnego i dlatego dla nich nie wyznaczono współczynników C_1 .

Zamarin³²⁾ uważa jednak, że odległość między ściankami szczelnymi podana przez Bligh'a powinna być nie mniejsza, niż dwie głębokości ścianki szczelnej, tj. $x \geq 2y$ jest warunkiem niedostatecznym przy rozpatrywaniu aktywnej strugi wody jako położonej wzdłuż dolnego obrysu fundamentu i dlatego proponuje przyjąć warunek $x \geq 3y$. W tych wypadkach kiedy mamy $x < 3y$ wpływ ścianek szczelnych na wydłużenie drogi aktywnej strugi wodnej będzie miał miejsce nie na całej ich długości a tylko na ich części, a mianowicie na długości równej $x : 3$.

Na podstawie badań stwierdzono, że elementy pionowe dolnego obrysu fundamentu wpływają na intensywniejsze zmniejszanie ciśnienia piezometrycznego niż poziome, i to w stosunku 2,5—3 razy przy dwuspuntowych fundamentach, a 1,5 — 2 razy przy jednoszpuntowych. Uwzględniając to, możemy wyznaczać parcie na dolny obrys fundamentu w następujący sposób podany przez Lane³³⁾. Stosujemy przedstawione na rys. 20 rozwinięcie obrysu fundamentu tak, jak w metodzie Bligh'a z tą zmianą, że długości elementów poziomych tego obrysu odkładamy trzykrotnie mniejsze niż na rys. fundamentu, zaś pionowe elementy bez zmian (niezależnie od ilości ścianek szczelnych). W odniesieniu do rysunku 20a będziemy brali długości odcinków (3 — 4), (6 — 7) trzy razy krótsze, zaś (1 — 2), (2 — 3), (4 — 5), (5 — 6), (7 — 8) bez zmian. Otrzymamy w ten sposób nową skażoną długość L_p podstawy wykresu analogicznego do przedstawionego na rys. 20b. W ten sposób znajdziemy wysokość ciśnienia w poszczególnych punktach dolnego obrysu fundamentu przy założonych jego rozmiarach. Przy tym sposobie wyznaczenia długości L_p Zamarin³⁴⁾ podaje zmienione współczynniki C_1 Bligh'a według tabeli V dla pierwszej klasy budowli. Znaczenia C_1 dla budowli II i III klasy zmniejsza się odpowiednio o 20% i 40% wartości C_1 podanych w tabeli V.

Zaprojektowana w ten sposób skażona długość dolnego obrysu fundamentu L_p powinna być $\geq C_1 \cdot H$.

Grubość poszuru.³⁵⁾

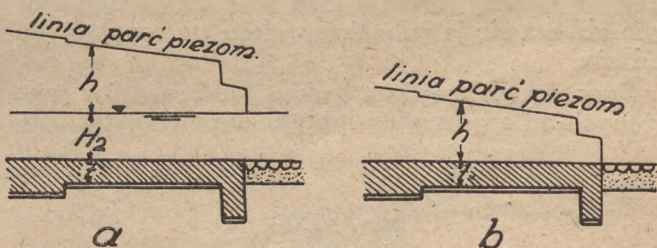
Jeśli fundament budowli jest elementem niezwiązanym konstrukcyjnie z innymi częściami budowli (jak np. ze ścianami, przyczółkami itp.) — to jego grubość wyznaczamy z warunku, żeby ciężar fundamentu był dostateczny dla przeciwstawienia się wyporowi wody. Nadmiar wyporu może być przyczyną powstania pęknięć fundamentu. Powstałe szczeliny mogą spowodować wypływ

T a b e l a V.

L. p.	Rodzaj gruntu	Spółczynnik C_1
1	Muł	8 — 9
2	Piasek drobny	6,5 — 7,5
3	Piasek średni	6 — 7
4	Piasek gruby	5,5 — 6,5
5	Löss lekki	5 — 6
6	Löss zwięzły	4,5 — 5
7	Torf turzycowy	4,5 — 5
8	Torf sfagnowy stary	5 — 6
9	Torf sfagnowy młody	8 — 9
10	Grunty gliniaste	4 — 4,5
11	Piasek ze żwirem	4,5 — 5
12	Piasek z kamieniami	4 — 4,5

wody spod budowli, a więc skrócenie drogi przesiekania pod budowlą i większą prędkość filtracji, co w skutkach może okazać się niebezpieczne dla stałości budowli. Grubość fundamentu powinna być przyjęta z pewnym zapasem, który powinien być możliwie jednakowy na całej powierzchni fundamentu, w przeciwnym wypadku przy wypieraniu będą powstawały dodatkowe siły wywołane sprężystością materiału. Materiały, z których budujemy masywne fundamenty nie są wytrzymałe na naprężenia ścinające i rozciągające. Z tego też względu pomija się siły tarcia w spoinach fundamentu (w szwach) jako przeciwdziałające wyporowi.

Obliczenie grubości fundamentu prowadzi się przy założeniu, że wypór działa jednakowo na całej szerokości fundamentu, mierzonych poziomo w kierunku prostym do osi podłużnej budowli.



Rys. 21.

a) Poszur zatopiony. Wydzielamy element poszuru o powierzchni poziomej równej 1. Od góry na dół działają siły: ciężar wody nad tą powierzchnią H_2 i ciężar poszuru $\gamma \cdot t$, gdzie γ — ciężar objętościowy materiału, zaś t — grubość poszuru. Od dołu w górę działa parcie wody gruntowej (rys. 21a) $t + H_2 + h$. Z warunku równowagi sił mamy:

$$\gamma t + H_2 = t + H_2 + h \quad \text{stad } t = \frac{h}{\gamma - 1} \quad (30)$$

b) Poszur niezatopiony. Warunek równowagi (rys. 21b) będzie tu:

$$\gamma t = t + h \quad \text{stad } t = \frac{h}{\gamma - 1} \quad (30a)$$

³²⁾ Jak pod odn. 7 — str. 33.

³³⁾ E. Lane: — Security from underseepage masorny damson earth foundations, Proc. of Amer. Soc. Civ. Eng. 1934 — IX, 1935 — I.

³⁴⁾ Jak pod odn. 7 — str. 34.

³⁵⁾ Jak pod odn. 7 — str. 30 — 32.

Wprowadzając współczynnik n zapasu dla grubości poszuru otrzymamy:

$$t = n \frac{h}{\gamma - 1} \quad (31)$$

We wzorach tych h — w wypadku poszuru zatopionego równa się różnicy wysokości ciśnienia wody gruntowej od dołu i głębokości wody nad poszurem, zaś w wypadku poszuru niezatopionego — wysokości ciśnienia wody gruntowej.

W wypadku jeśli fundament stanowi całość wraz ze ścianami bocznymi budowli, względnie za pośrednictwem szwów przenosi się na nie wypór — liczymy wtedy grubość fundamentu i ścian — w odniesieniu do rys. 22 — na 1 mb w kierunku



Rys. 22.

ruchu wody wzdłuż budowli na podstawie równania równowagi sił:

$$lt + 2l_1t_1 = n \frac{w}{\gamma - 1} \quad (32)$$

gdzie: w — powierzchnia abcd,

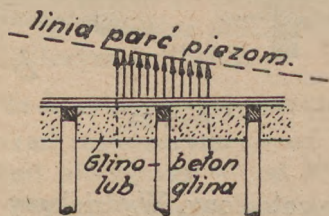
t i t_1 — średnie grubości fundamentu i ścian,

l i l_1 — jak na rys. 22.

Ściany budowli powinny być sprawdzone na parcie ziemi.

Fundamenty żelbetowe nieoddzielone od ścian liczy się według formuły (32), a w budowlach dużych oblicza się je jako konstrukcje na sprężystym podłożu.

Przy drewnianej konstrukcji fundamentów wyłożonych od spodu gliną lub glinobetonem (rys. 23)



Rys. 23.

oblicza się grubość fundamentu wraz z wyłożeniem według wzoru (31). W wypadkach, kiedy warstwa uszczelniająca wypadnie dość gruba, to dla zmniejszenia jej grubości można uwzględnić przy wyporze przeciwdziałającą siłę tarcia pali o grunt. Wtedy równanie równowagi będzie:

$$S + w \cdot t (\gamma_1 - 1) = n \cdot W \quad (33)$$

gdzie: S — siła tarcia pala,

γ_1 — objętościowy ciężar warstwy uszczelniającej,

w — powierzchnia fundamentu przypadająca na jeden pal,

W — siła parcia wody gruntowej na powierzchnię w .

Siłę S znajdziemy ze wzoru:

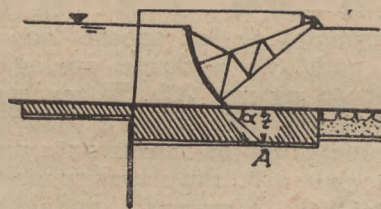
$$S = \frac{\gamma_2 \cdot l^2 \cdot p \cdot P \cdot f}{2m} \text{ w tonach} \quad (34)$$

gdzie: γ_2 — objętościowy ciężar gruntu w t/m^3 ,
 l — długość pala w gruncie w m ,
 p — średnica pala w m ,
 P — $\lg^2 (45^\circ - 0,5 \varphi)$,
 φ — kąt naturalnego stoku gruntu,
 m — współczynnik zapasu równy 3 — 5 (większy przy słabych gruntach),
 f — współczynnik tarcia równy 0,25 — 0,50 (większy dla piaszczystych, mniejszy dla gliniastych gruntów).

Współczynnik zapasu n we wzorze na grubość fundamentu uwzględnia w sobie niedokładności w wyznaczeniu parcia wody gruntowej, zwiększenie się ciężaru fundamentu wskutek namoknięcia, tarcie w szwach itp. Wartości tego współczynnika przy fundamentach nieobciążonych poziomymi siłami (przesuwającymi) dla różnych klas budowli są następujące:

Klasa budowli	I	II	III
Współczynnik n	1,2	1,0	0,9

W wypadkach analogicznych do przedstawionego na rys. 24 przy obliczaniu grubości funda-



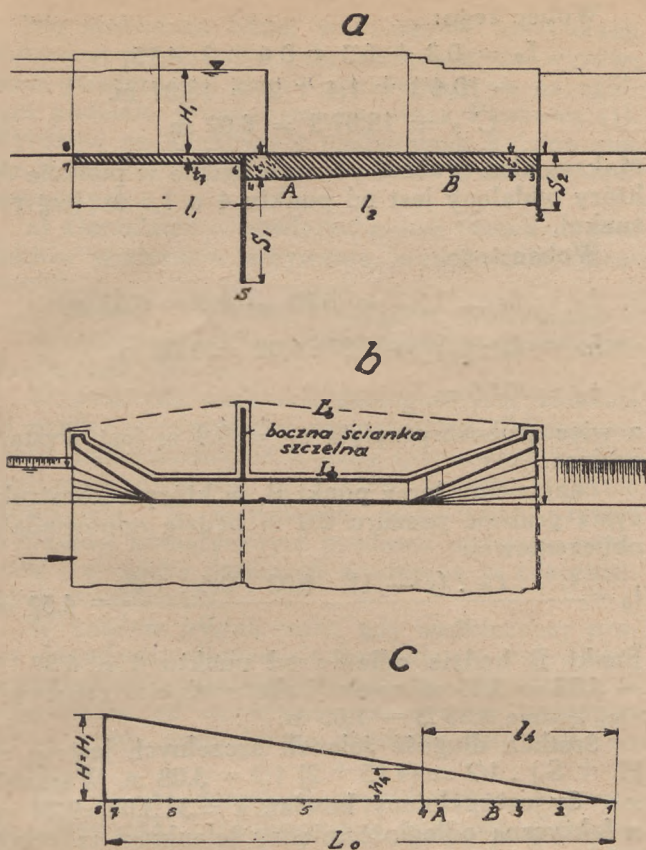
Rys. 24.

mentu należy uwzględnić, że ciśnienie wody przed zasuwą w jazie rozprzestrzenia się w fundamencie pod kątem $\alpha = 35^\circ - 40^\circ$. Licząc się z tym — jak wykazała praktyka — należy obliczać we wskazanym na rys. 24 punkcie A największą grubość poszuru.

Grubość ponuru wyznacza się tylko ze względów konstrukcyjnych, ponieważ ciśnienie wody od góry jest większe niż od strony gruntu.

Boczna filtracja.

Przy budowlach piętrzących nie można pominąć zjawiska przesiekania wody z boków budowli. Przesiekanie to może odbywać się wzdłuż najkrótszej drogi po linii L_b , jak to pokazano na rys. 25b, albo po obwodzie konstrukcji od strony gruntu, tj. po linii L'_b . Ze względu na niejednakowe osiadanie ścian oporowych przyczółków i zasyпки — mogą się tworzyć szczeliny między ścianami budowli a gruntem i dlatego przy wyznaczaniu drogi filtracji wody po bokach budowli Zamarin podaje, żeby długość L_b w linii poziomej bocznego szczelnego konturu budowli od strony gruntu była conaj-



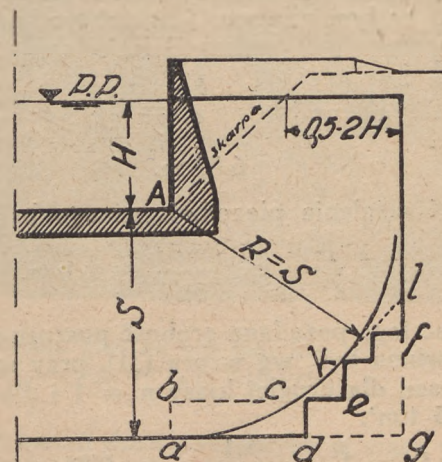
Rys. 25.

mniej równa 0,67 — 0,75 długości dolnego obrysu fundamentu³⁶⁾.

Przy budowie jazów piętrzących na rzekach, względnie zastawek na kanałach i rowach na gruntach łatwo przepuszczających wodę i rozmywalnych oraz gdy wielkie wody wylewają ponad brzegi i opływają dookoła budowli — należyte związanie ścian przyczółkowych z gruntem przy pomocy ścianek szczelnych oraz skrzydeł jest rzeczą zasadniczą. Wody ponadbrzegowe znajdujące się powyżej jazu spiętrzającego je choćby na nieznaczoną wysokość spływają do koryta tuż poniżej dolnego skrzydła przyczółkowego, powodując rozmycia skarp i tworzenie się wyrwy w tym miejscu, która może przesunąć się w stronę górnego skrzydła wzdłuż przyczółka. Ponieważ grunt przy przyczółkach, wzruszony przy budowie urządzenia piętrzącego, łatwo może ulec wymyciu, zarówno przez wody wielkie opływające budowlę, jak i przez przesiąkanie — w takich wypadkach, moim zdaniem, na podstawie obserwacji mniejszych jazów (na rzekach niespławnych) i zastawek należałoby ścianki boczne wpuszczać w brzeg poza linię wzruszenia gruntu w poziomie wody spiętrzonej normalnie na odległość równą co najmniej połowie piętrzenia, tj. $0,5 H$, względnie poza linię skarpy, mierząc w poziomie piętrzenia na odległość $0,5 H - 2H$, jak to pokazano na rys. 26.

Jednocześnie koniec ścianki szczelnej powinien się znaleźć poza łukiem koła wykreślonego promieniem R , równym odległości od punktu A przecię-

cia się linii dna jazu z linią ściany przyczółkowej do spodu ścianki szczelnej pod fundamentem. Poza łukiem koła i styczną do niego linią równoległą do skarpy (poza linią ak_1 — rys. 26) możemy skrócić ściankę szczelną po linii def ze względów oszczędnościowych, zamiast zabijać ją do pełnej długości (d_{gf}). W żadnym razie nie można skracać bocznej ścianki szczelnej pod przyczółkiem po linii abc , jak uwidoczniono na rys. 26.



Rys. 26.

Przykład.

Betonowy jaz z maksymalnym przepływem $150 \text{ m}^3/\text{sek}$ ma piętrzyć wodę na wysokość do 3 m ponad dno kanału o przekroju trapezowym ze skarpą 1:1 (por. rys. 25). Zakładamy, że $H_2 = 0$ (dolna woda), zatem $H = H_1 = 3 \text{ m}$. Budowlę zaliczymy do drugiej klasy. Grunt, na którym stawiamy budowlę, stanowi piasek drobnoziarnisty. Z tabeli V określimy, że $C_2 = 7,5 \cdot 0,8 = 6$. Długość ponuru przyjmijmy według wyżej cytowanych danych Zammarina $l_1 = 2H_1 = 6 \text{ m}$. Długość poszuru $l_2 = C_2 \cdot \sqrt{H_1} = 10,4 \text{ m}$. Długość umocnienia poniżej poszuru $l_3 = 4 H_1 = 12 \text{ m}$. Zakładamy grubość ponuru $t_7 = 0,3 \text{ m}$, grubość poszuru na początku $t_4 = 1,0 \text{ m}$, zaś na końcu $t_3 = 0,6 \text{ m}$. Dolną ściankę szczelną zamykającą, chroniącą przed wymyciem przyjmijmy $S_2 = 2 \text{ m}$.

Rozłożona długość dolnego obrysu fundamentu powinna być co najmniej równa $L_0 = C_2 \cdot H_1 = 6 \cdot 3 = 18 \text{ m}$. Stosując sposób zaproponowany przez Lane dla wyznaczenia długości skażonej dolnego obrysu fundamentu, określimy narazie przy założonych grubościach elementów fundamentu przybliżoną długość ścianki szczelnej głównej:

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot \left[L_p - \frac{l_1 + l_2}{3} - t_7 - S_2 - (S_2 - t_3) \right] = 4,42 \text{ m}.$$

Przyjmijmy $S_1 = 4,4 \text{ m}$. Według powyższych rozmiarów robimy wykres linii ciśnień na długości dolnego obrysu fundamentu, przy czym długość elementów poziomych fundamentu odłożymy 3-krotnie zmniejszoną niż na rysunku.

Do tego wykresu obliczymy długość podstawy trójkątnej wykresu ciśnień, która równa się skażonej długości dolnego obrysu fundamentu:

³⁶⁾ Jak pod odn. 7 — str. 62.

$$L_0 = 0,3 + \frac{6}{3} + 4,4 + 1 - 0,3 + 4,4 + \frac{10,4}{3} + 2 - 0,6 + 2 = 18,67 \text{ m.}$$

Teraz możemy określić wartość współczynnika C'_2 przy tej długości podstawy:

$$C'_2 = L_0 : H_1 = 6,22.$$

Dla obliczenia grubości fundamentu w punkcie 4 musimy określić wysokość ciśnienia piezometrycznego w tym miejscu. Skażona odległość od końca wykresu (od punktu 1) jest:

$$l_4 = S_2 + (S_2 - t_3) + \frac{l_2}{3} = 2 + 1,4 + 3,47 = 6,87 \text{ m.}$$

Wysokość ciśnienia piezometrycznego będzie:

$$h_4 = \frac{l_4}{C'_2} = \frac{6,87}{6,22} = 1,1 \text{ m.}$$

Wobec tego pożądana grubość poszuru w punkcie 4 powinna być, wg wzoru (31), przy współczynniku zapasu dla drugiej klasy $n = 1$ i dla betonu $\gamma = 2,25 \text{ t/m}^3$:

$$t_4 = 1 \cdot \frac{1,1}{2,25 - 1} = 0,88 \text{ m.}$$

Analogicznie dla punktu 3:

$$l_3 = S_2 + (S_2 - t_3) = 3,4 \text{ m,}$$

$$h_3 = 3,4 : 6,22 = 0,55 \text{ m}$$

$$t_3 = 1 \cdot \frac{0,55}{2,25 - 1} = 0,44 \text{ m}$$

Przeprowadzamy obliczenie jeszcze raz, przyjmując $t_4 = 0,9 \text{ m}$ i $t_3 = 0,6 \text{ m}$.

Wtedy:

$$L_p = 18 = t_1 + l_1/3 + (t_4 - t_1) + 2S_1 + l_2/3 + (S_2 - t_3) + S_2 = 0,3 + 2 + 0,6 + 2S_1 + 1,4 + 3,47 + 2.$$

$$\text{Stąd } S_1 = 1/2 (18 - 9,77) = 4,12 \text{ m.}$$

Przyjmujemy $S_1 = 4,15 \text{ m}$,

Wobec tego:

$$L_0 = 0,3 + 6/3 + 0,6 + 2 \cdot 4,15 + 10,4/3 + 1,4 + 2 = 18,07 \text{ m.}$$

$$C''_2 = 18,07/3 = 6,02 \text{ m.}$$

Maksymalna grubość poszuru będzie w punkcie A, który oddalony jest od punktu 4 o 1,5 m (wg rysunku).

Wobec tego

$$l_A = l_4 - 1,5/3 = 6,87 - 0,5 = 6,37 \text{ m.}$$

$$h_A = l_A : C''_2 = 6,37 : 6,02 = 1,06 \text{ m.}$$

$$t_A = 0,85 \text{ m}$$

a więc grubość przyjęta $t_4 = 0,9 \text{ m}$ jest wystarczająca.

Znajdziemy teraz punkt B, w którym konstrukcyjna grubość poszuru 0,6 m będzie odpowiadała obliczeniowej:

$$l_B = \frac{C''_2 \cdot t_B \cdot (\gamma - 1)}{n} = \frac{6,02 \cdot 0,6 \cdot 1,25}{1,0} = 4,52 \text{ m.}$$

Punkt B będzie oddalony od punktu 4 o $6,87 + 4,52 = 2,35 \text{ m}$, w skali skażonej, a w rzeczywistości będzie $2,35 \cdot 3 = 7,05 \text{ m}$.

Średnia długość ścianek szczelnych jest: $y = (S_1 + S_2) \cdot 1/2 = (4,15 + 2) \cdot 1/2 = 3,08 \text{ m}$. Warunek $x > 3y$ jest spełniony, bowiem $x = 3 \cdot 3,08 = 9,24 \text{ m}$, a faktyczna odległość między ściankami szczelnymi wynosi 10,40 m.

Faktyczna długość dolnego obrysu fundamentu wynosi:

$$L = 0,3 + 6,0 + 0,6 + 2 \cdot 4,15 + 10,4 + 1,4 + 2,0 = 29 \text{ m.}$$

Droga dla bocznej filtracji powinna być nie mniejsza od $L_b = 0,75 \cdot 29,0 = 21,8 \text{ m}$. Droga liczona po obwodzie poziomym przyczółków od strony gruntu, wg rys. 25b, wynosi 20,8 m. Wobec tego dajemy w płaszczyźnie głównej ścianki szczelnej znajdującej się pod fundamentem — boczne ścianki szczelne na długość $0,5 H = 1,5 \text{ m}$ poza linię skarpy. Długość ścianki bocznej włąb brzegów od ściany przyczółkowej damy 4,5 m. Otrzymamy w ten sposób z zapasem $L_b = 20,8 + 2 \cdot 4,5 = 29,8 \text{ m}$.

DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI

Bydgoszcz — Państw. Instytut Nauk. Gosp. Wiejsk.

Erozja gleb jako zagadnienie melioracyjne

Określenia.

Proces wietrzenia powierzchni skorupy ziemskiej wytwarza produkty, które mają zdolność do ruchliwości maksymalnie osiągalnej w danych warunkach klimatycznych. Odbywa się więc ciągłe przechodzenie materiału w stan bardziej ruchliwy i aktywniejszy, niż ten, jaki jest właściwy dla materiału wyjściowego, pierwotnego. Produkty wietrzenia rzadko pozostają na miejscu, raczej zaś przemieszczają się pod bezpośrednim działaniem siły ciężkości, lub też przy udziale siły ciężkości,

lecz za pośrednictwem wody i powietrza. Te zjawiska zachodzą zarówno na powierzchni skał macierzystych, jak i w zwiertzałych, a przeobrażonych już utworach, tj. glebach.

W naszym klimacie wietrzenie lub przemieszczanie produktów pochodnych odbywa się przy znacznym udziale wody; w innych szerokościach geograficznych przeważać mogą czynniki inne, np. zespół: temperatura — wiatr. W ten czy w inny sposób powierzchnia ziemi ustawicznie jest jednak atakowana, a rozdrobnione produkty przenoszone z miejsca na miejsce.

Nie wchodząc bliżej w szczegóły klasyfikacji procesów przemieszczania, dążących do wyrównania powierzchni ziemi, zatrzymamy się na ogólnym podziale proponowanym przez Pankowa (1). Wyróżnia on mianowicie następujące kolejne stadia destrukcyjnej pracy różnych czynników zewnętrznych:

a) Denudację — powierzchniowe usuwanie produktów wietrzenia (zmywanie, wywiewanie, obsuwanie).

b) Erozę — liniowe i głębne rozmywanie.

c) Sedymentację — odkładanie materiału pochodzącego z a i b.

W pewnych okresach geologicznych, zależnie od nasilenia czynników zewnętrznych (klimatycznych), może zachodzić niejaka równowaga między nagromadzeniem się produktów wietrzenia a ich usuwaniem. W warunkach wzmożonego rytmu czynników klimatycznych prędkość usuwania przeważa i zjawiska denudacji występują w znacznie szerszych rozmiarach.

W każdym jednak razie, gdy współczesny proces denudacji odbywa się bez udziału człowieka, nazywają to normalną geologiczną denudacją, w odróżnieniu od denudacji ekscesywnej, przyspieszonej przez gospodarcze działanie człowieka na przyrodę.

Ten proces denudacji przyspieszonej ingerencją człowieka, przeobrażający pokrywę glebową, nosi nazwę erozji gleb, a jest tak charakterystyczny, że niektórzy (Pankow, 1) zaliczają go do nowych oryginalnych zjawisk przyrody, sprzyjających raczej destrukcji gleb niż ich rozwojowi, zachodzącemu np. przy normalnej denudacji.

Rozmiary i znaczenia erozji gleb.

Zależnie od sposobu w jaki człowiek wtrąca się w naturalny przebieg zjawisk przyrody, natężenie erozji gleb może być rozmaite.

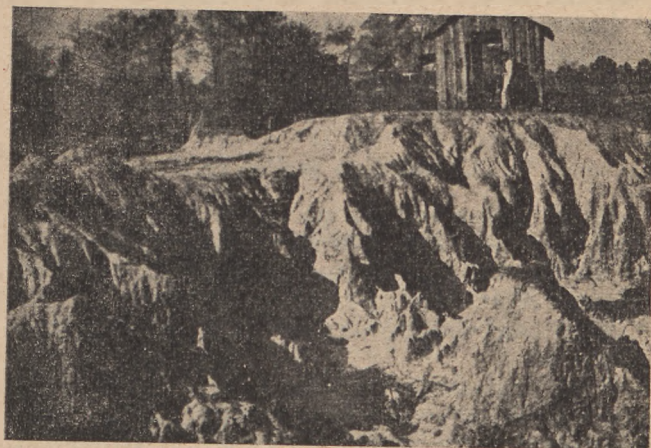
Jedną z dawniejszych czynności gospodarczych był niewątpliwie wypas bydła, w ślad za tym szło wylesianie powierzchni, zakończone wreszcie rozwojem uprawy rolnej. W okresie współczesnym trzy te czynności występują równolegle, każda z nich wszelako w określony sposób sprzyja erozji gleb.

Gdy gospodarka człowieka nosi cechy rabunkowe, tj. ogranicza się do doraźnego wykorzystania zasobów przyrody, procesy erozji gleb są wprost katastrofalne i bezpośrednio widoczne. Ale nawet w tych wypadkach, gdy mamy do czynienia z gospodarką zwyczajowo stosowaną, uchodzącą za normalną w danych warunkach, procesy erozji istnieją i prędzej czy później objawiają się ich skutki.

Do kategorii gospodarki rabunkowej można by np. zaliczyć intensywny wyrąb lasów i swoiste metody rolnictwa stosowane jeszcze w ubiegłym wieku w Stanach Zjednoczonych A. P. Postępująca w ślad za tym erozja gleb wywołała olbrzymie straty, zarówno doraźne (urodzajność), jak i nieodwracalne (zniszczenie gleb, rys. 1).

Dlatego też najwcześniej problem erozji gleb został właśnie tam podniesiony, a walka poprowadzona w kierunku zmiany metod rolnictwa w oparciu o badania naukowe i ustawodawstwo.

O wielkości strat i zasięgu erozji w Stanach Zjednoczonych świadczą przykładowo następujące liczby¹⁾ (Czerkasow, 2):



Rys. 1. Erozja gleb na południu Stanów Zjednoczonych A. P. (wg. Rowalt'a).

a) wg badań doświadczalnych w ciągu pół wieku na polach ornych, położonych na stosunkowo niewielkich spadkach (około 6%), zmywy mogą zniszczyć warstwę gleby grubości 20 cm;

b) około 150 miliardów ton gleby zmywane jest rocznie z pól i pastwisk. W glebach zmytych znajduje się około 63 milionów ton N, P, K, tj. zapas wystarczający na otrzymanie plonów w ciągu 10 lat;

c) erozja gleb, w mniejszym lub większym stopniu, obejmuje powierzchnię 305 milionów ha, co odpowiada około 75% powierzchni wszystkich ziem uprawnych;

d) roczne straty wskutek erozji gleb oceniają na 2 — 4 miliardów dolarów.

W innych krajach procesy erozyjne również występują, choć nie są tak szczegółowo poznane i rejestrowane. Zwłaszcza w pasie zwrotnikowym, z uwagi na ilości i natężenie opadów, gleby są silnie narażone na erozję (szczególnie w rejonach intensywnych plantacji).

W Z. S. R. R. około 4,4 miliona ha znajduje się w zasięgu erozji gleb, przejawiającej się między innymi w tworzeniu wąwozów na krańcach starej sieci hydrograficznej, a przyrost powierzchni erodowanej obliczają na 1% rocznie (Czerkasow, 2).

Nie ulega wątpliwości, że procesy erozji gleb, niszcząc powierzchnię w jednym miejscu, przyczyniają się jednak do powstawania nowych gleb, wskutek osadzania zmytych produktów na niższych partiach reliefu. Korzyści z tego są natomiast małe w porównaniu ze stratami. Przede wszystkim bowiem tylko pewna ilość zmytego materiału zdoła się odłożyć (reszta, a zwłaszcza części rozpuszczalne, wędruje ostatecznie do morza), a poza tym jakość nowych gleb namytych jest niejednokrotnie gorsza od gleb pierwotnych (Tomaszew-

¹⁾ Aczkolwiek cytowane liczby mogą budzić pewne wątpliwości co do wartości bezwzględnych, to jednak charakteryzują skalę zjawisk.

ski, 3) tak, że w terenie objętym erozją przecięt-
na urodzajność się obniża.

Liczne obserwacje świadczą o przebiegu erozji
gleb nawet na małych spadkach rzędu 1 — 2%
i chociaż nie wszędzie pociąga proces ero-
zji katastrofalne i bezpośrednio dotkliwe skutki,
to jednak wszędzie jest na dalszą metę zja-
wiskiem bardzo groźnym dla gospodarstwa spo-
łecznego.

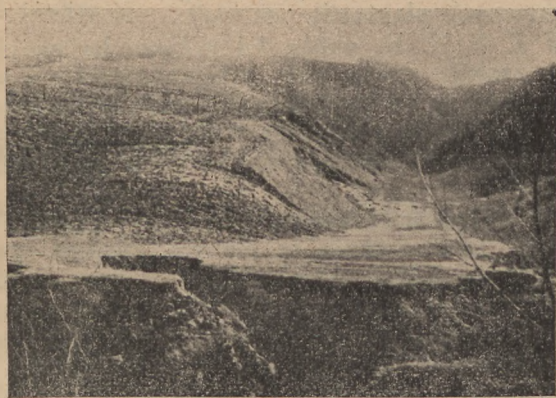
Erozja gleb w Polsce.

Erozja gleb przejawia się i na naszych terenach.
Przekonać się o tym łatwo chociażby drogą uważ-
nej obserwacji krajobrazu, sięgając do literatury
pięknej („Placówka” Prusa), wreszcie zwracając
się do źródeł miarodajniejszych, tj. do publikacji
naukowych.

Bardzo charakterystyczne jednak, że zjawisko
to powszechnie i oddawna stwierdzane, za mało
jest jeszcze opracowane, jeśli chodzi o stronę ilo-
ściową i dynamikę. Również problem zwalczania
i zapobiegania, poza pracami Baca, nie znalazł
szerszego rozwinięcia, tym bardziej zaś w ograni-
czonym zakresie prowadzono praktyczną realiza-
cję zwalczania erozji. Być może przyczyn tego sta-
nu rzeczy szukać należy między innymi właśnie
w powszechności zjawiska, które przy naszym do-
tychczasowym sposobie użytkowania gruntów
i stosunkach własnościowych (szachownica i roz-
drobnienie), zdawało się być czymś naturalnym
i nieuniknionym. Poza tym skala procesu erozji
tego bezwątpienia nie należy u nas do katastro-
falnych, jak np. w Stanach Zjednoczonych i dzie-
ki temu zainteresowanie problemem było mniej-
sze, niżby to jednak z racji jego wagi należało
oczekiwać.

Na swoje dobro musimy wszelako zapisać fakt,
że o ile problem erozji gleb w Polsce od wielu lat
był podnoszony, to np. w Niemczech dopiero w
1938 r. zaczęto rozważać jego aktualność i rozpo-
czynać badania terenowe.

Przykłady erozji gleb na naszych terenach po-
dają rys. 2 i 3.



Rys. 2. Erozja stoków i formowanie się wąwozów (Wież
Zbédowice, pow. Puławy; ze zbiorów Prof. Baca).

Jak wyżej wspomniano materiał liczbowy dla
oceny erozji gleb w Polsce jest skąpy, tym nie-
mniej, korzystając z opisów i uwag rozproszonych
w publikacjach krajoznawczych, gleboznawczych

lub wreszcie specjalnych (co prawda rzadkich),
możemy próbować wyrobić sobie pewien pogląd
na panujące u nas na tym odcinku stosunki.



Rys. 3. Zmywy wiosenne na stoku niegdyś zadarnionym,
obecnie zaorywanym. (Wież Parchatka, pow. Puławy;
ze zbiorów Prof. Baca).

A więc przemieszczanie warstw gleby zachodzi
w Polsce:

- a) drogą zmywania po deszczach i roztopach
wiosennych,
- b) przez unoszenie wiatrem,
- c) wreszcie (choć rzadko) przez ściekanie
silnie uwodnionej warstwy (Łoziński, 4).

W górach o silnych spadkach notuje się ponad-
to bezpośrednie obsuwanie się warstw lub oddziel-
nych płatów gleby.

Odnosnie terenowego zasięgu procesów erozyj-
nych mamy informacje, iż występują one we wszy-
stkich prawie glebach. Zarówno białe faliste
pojezierza, jak borowiny i rędziny środkowej Wi-
sły, czy lössy Małopolski i Śląska, a nawet piasz-
czyste gleby Ziemi Zachodniej noszą ślady ciągłej
erozji (Miklaszewski, 5, Żołciński, 6, Bac, 7, 8).
Powierzchnia poddana erozji pozostaje jednak nie-
znana i trudno nawet w przybliżeniu ją ocenić.

Jeśli chodzi o rodzaj użytkowania gleb podle-
głych erozji, to spotykamy ją na wylesionych zbo-
czach, na pastwiskach zwłaszcza górskich i pod-
górskich intensywnie spaszanych i niepielegnowa-
nych (Czerwiński, 9, Królikowski, 10), a przede
wszystkim na gruntach ornych i to nawet na słabych
spadkach.

O intensywności procesów erozji możemy wnio-
skować z pomiarów dokonanych przez Baca (7).
Autor ten stwierdził, że na ornych gruntach lösso-
wych, położonych na kilkuprocentowych spad-
kach, została w ciągu 45 lat zmyta z grzbietów
i stoków warstwa gleby grubości do 25 cm, a ma-
teriał przeniesiony i złożony 40 cm odkładem w do-
linkach zadarnionych. Żołciński (6) podaje dla löss-
ów znacznie większą grubość warstwy zmytej,
bo do 1 m; tenże przytacza dla borowin v. rędzin
obserwacje Karpińskiego, który znalazł w Lubel-
szczynie grubość namytej borowiny na dolne par-
tie stoku do 80 cm, przy całkowitej zmytej glebie
w partiach górnych. W tych ostatnich przykładach
nie mamy, niestety, określonego czasu, w jakim
proces się odbywał, w każdym razie jako proces
denudacji przyspieszonej mierzy się wiekiem po-
koleń ludzkich, a nie okresów geologicznych.

Sumaryczny ubytek masy z naszych terenów podaje Friedberg (11) w wysokości 11.600.000 ton rocznie; jest to ilość materiału unoszona do morza przez Odrę, Wisłę i Niemen, a w przeliczeniu odpowiadałaby równomiernie zdjętej warstwie gleby około 0,02 mm/rok.

W nowszych badaniach Dębski²⁾ ocenia roczną denudację w zlewni Wisły po Sandomierz na 66,6 m³/km², tj. 0,07 mm warstwy, przy czym jeśli przyjąć za 100% wielkość obliczoną dla Sandomierza, to dla Krakowa wyniesie współczynnik denudacji 120%, a dla Tczewa tylko 20% (zgodnie z kształtowaniem się spadków terenu).

Będą to oczywiście ubytki bezpowrotne, poza granice wewnątrz których odbywa się jednak pewne wyrównanie mas przemieszczanych ze stoków w doliny. Ubytki lokalne mogą być zatem wielokrotnie większe zwłaszcza jeżeli uwzględnimy, że część terenów chroniona jest trwałą pokrywą roślinną (np. las), a erozja głównie niszczy powierzchnie niezarośnięte lub czasowo tylko porośnięte (pola orne).

Straty wskutek erozji gleb są znaczne. Według Zółcińskiego (6) zmycie 20 cm warstwy (o zawartości tylko 2% próchnicy) pociąga za sobą stratę 3,5 tony N i 2,8 tony P₂O₅ z hektara i słusznie też nazywa on erozję „skrytym biczem rolnictwa”.

W stosunku do zwalczania i zapobiegania erozji gleb można zauważyć, że nasza literatura techniczna zazwyczaj zajmuje się tym problemem w związku z regulacją i zabudową potoków górskich. Metody tam opisywane i stosowane w praktyce dotyczą raczej walki ze skutkami erozji, odbijającymi się już w sieci hydrograficznej. Powszechnie natomiast jest podkreślana konieczność zalesienia stromych stoków, co stanowi bezwzględnie skuteczny sposób zapobiegania erozji (Rybczyński, 12). Celowość tego zabiegu dość wcześnie znalazła swój wyraz w naszym ustawodawstwie (13). Odnosne rozporządzenia przewidują ochronę lasów i zarośli, ubezpieczających grunty przed zmywaniem i wyjąłowaniem, powstrzymujących usuwanie się ziemi i przeszkadzających powstawaniu albo rozszerzaniu się piasków lotnych i parowów. W jakim stopniu realizowano zalesianie w związku z erozją dość trudno dociec. Dane statystyczne (14) podają ogólnie, że w latach 1925 — 1936 zalesiono w ramach Lasów Państwowych 44,3 tys. ha gruntów użytkowanych rolniczo i nieużytków. Na gruntach prywatnych w latach 1919 — 1936 przybyło 149,8 tys. ha lasu, z czego wypada zalesionych gruntów użytkowanych rolniczo 96,8 tys. ha, a nieużytków 53,0 tys. ha. Niewątpliwie część zalesienia odnosi się do terenów zagrożonych lub poddanych erozji, zwłaszcza w grupie nieużytków i w województwach południowych.

Z drugiej jednak strony jeśli uwzględnimy dwa momenty:

- a) że w omawianych okresach na obszarze ówczesnej Polski ubyło ogółem 53,5 tys. ha lasów państwowych i 809,7 tys. ha lasów niepaństwowych,

- b) że w ramach lasów niepaństwowych w dwóch województwach południowych (Krakowskie i Lwowskie), z racji hypsometrii najbardziej zagrożonych erozją, ubyło powierzchni zalesionej 12,6 tys. ha, przybyło tylko 11,8 tys. ha — to możnaby sądzić, że tak skuteczny środek jak zalesianie nie odegrał u nas w praktyce znaczniejszej roli, a raczej znaczny deficyt powierzchni leśnej (około 700 tys. ha) pozwalał na ciągłe pogłębianie i rozszerzanie procesów erozji.

Technika melioracyjna naogół mało się interesuje problemem erozji gleb pozostawiając troskę o to (niezupełnie słusznie) wyłącznie leśnikom i rolnikom, względnie indywidualnym właścicielom gruntów. Tak np. Skotnicki (15) w zakresie robót melioracyjnych zwraca uwagę tylko na umacnianie wąwozów (końcowe stadium erozji), nie zajmując się bliżej erozją gleb na stoku. Rezultaty tego stanu rzeczy nie są zadawalniające, gdyż samorzutne zwalczanie i zapobieganie erozji spotyka się u nas naogół rzadko. Miklaszewski (16) wspomina o stosowanym przez chłopów umacnianiu wąwozów w lössach, za pomocą sadzenia w poprzek rzędów wierzb. Pod Bydgoszczą na stromych stokach wzdłuż doliny Brdy znajdują się sady założone na sztucznie wykonanych tarasach obsianych trawą (rys. 4). Będą to raczej jednak przy-



Rys. 4. Tarasy na stromych stokach pod Bydgoszczą.

kłady sporadyczne, podobnie jak i używanie właściwych płodozmianów i narzędzi do upraw ziemi na stokach, czemu literatura rolnicza za mało poświęca uwagi³⁾ (17).

Wyjątkowo spotykamy w literaturze melioracyjnej takie pozycje jak prace Baca (7,8) poświęcone specjalnie erozji. Autor ten wysuwa konieczność udziału melioratora w zapobieganiu erozji; obok celowości stosowania właściwych metod i narzędzi upraw ocenia pozytywnie możliwość użycia do walki z erozją systemu melioracji Korzyb-

²⁾ Udzielone uprzejmie przez Inż. Dębskiego odręcznym pismem, za co wyrażam Mu na tym miejscu podziękowanie.

³⁾ Np. w „Podręczniku Gospodarstwa Wiejskiego” jest tylko wzmianka o pługu odwracalnym, jako narzędziu przydatnym do uprawy na wzgórzach; nie ma natomiast wskazanego wpływu niewłaściwych upraw na zmywanie gleby.

skiego, tj. rowów rozorywanych, przegonów i bródz, względnie systemu grobelkowego, służącego za podstawę do formowania naturalnych tarasów.

Nawet z tak niepełnego przeglądu problemów erozji gleb w Polsce wynika, iż zjawisk tych nie można niedoceniać.

Do należytego rozwiązania problemu obowiązane jest doświadczalnictwo i praktyka, nie tylko rolniczo-leśna lecz i melioracyjna, przede wszystkim zaś inicjatywę winny ująć organy planujące gospodarkę społeczną w przestrzeni.

Zadanie o tyle pilne, że scalenie gruntów (w ślad za przebudową ustroju rolno) musi się także oprzeć o wnioski wynikające z faktów istnienia erozji gleb, aby rozplanowanie i kształty działek umożliwiły w przyszłości stosowanie technicznych i rolniczych zabiegów zwalczających erozję.

Mechanizm zmywu.

Aczkolwiek na erozję gleb oddziaływać mogą różne czynniki zewnętrzne, to z uwagi na dominującą w naszym klimacie rolę wody, będziemy w dalszym ciągu uwzględniać głównie procesy zmywu, kształtujące się pod działaniem wody.

Działanie erozyjne wody w okresach geologicznych daje się obecnie odczytać w istniejącej sieci hydrograficznej i zanotowane jest na wszelkich mapach warstwicznych. Erozja współczesna powodująca przemieszczanie gleb (zmywanie, rozmywanie, wywiewanie, odkładanie) może być wykryta częstokroć dopiero przy szczegółowych zdjęciach i badaniach terenowych na powierzchni i w profilach, wyjątkowo większe wąwozy, jako końcowy efekt erozji, są zaznaczone na mapach. Szczegół ten jest ważny, jak to ustalają prace rosyjskie (1), w ocenie istoty i zasięgów terenowych współczesnej erozji oraz w jej zwalczaniu. Rozróżnienie form erozji dawnej i współczesnej pozwoliło np. ująć we właściwy sposób palącą dla środkowej i południowej Rosji kwestię parowów, które dawniej niesłusznie identyfikowano i traktowano jak części sieci hydrograficznej. W związku z tym poszły dalsze wnioski o celowości melioracji wyłącznie utworów erozji współczesnej, gdyż dawna sieć hydrograficzna po ustaniu przyczyn, które ją wykształciły w epokach ubiegłych, rozwój swój już zakończyła.

W jakim stopniu twierdzenia te słuszne byłyby dla naszych warunków trudno odpowiedzieć, w każdym razie, jako poglądy wypracowane w obrębie wspólnej strefy geograficznej godne są odnotowania.

Sam mechanizm zmywu, w zasadzie swej dość prosty, dopuszcza pewne modyfikacje zależnie od warunków terenu i klimatu. Naogół biorąc woda opadowa lub pochodząca z tajania śniegu, a nie wchłonięta przez grunt, ściekając po powierzchni, w miarę oddalenia od wododziałów, przybiera na ilości i energii. Pojedyncze drobne strugi unoszące z powierzchni tylko części najdrobniejsze, łączą się wskutek wzrostu zlewni i na przeszkodach w większe strugi, które mogą działać rozmy-

wajaco. Formowaniu się większych strug sprzyjają zwłaszcza ścieżki, miedze graniczne, brózdy i przegony wzdłuż spadku. Te wzbierające na sile strugi, uchodząc do najniższych punktów, wyłabiają parowy, wąwozy, podciągając je z roku na rok w górę; części zmyte docierają do dolin rzecznych, sieci hydrograficznej, gdzie się akumulują.

Schemat wyżej opisany dotyczy zjawisk erozji w makroreliefie; w mikroreliefie końcowe stadia procesu (wąwozy) mogą nie występować, natomiast zmyte cząstki odkładają się w zagłębieniach, prowadząc do wyrównania powierzchni.

Wyraźne końcowe efekty erozji (wąwozy), jako skutki ostateczne, stanowią tylko część procesu i to bodaj nie najważniejszą. Groźniejsze są od nich zmywy powierzchni, przynoszące również istotne szkody, a nie tak widoczne. Zgodnie z zasadą usuwania przyczyn a nie tylko leczenia skutków, właściwa walka z erozją gleb musi się odbywać na stopniu powyżej rozmywów końcowych. Usuwanie przyczyn rozmywów jednocześnie zapobiega ruinie samej zmywanej w górze gleby. Dlatego też słusznie ostatnie prace rosyjskie (1) stosunkowo więcej uwagi poświęcają procesom zmywu na stopniu.

Straty wskutek erozji przedstawiono ogólnie w rozdziałach poprzednich, tutaj dodamy jeszcze parę szczegółów dotyczących się sposobu działania zmywów.

Oprócz utraty masy glebowej, wskutek zmywu, pogarszają się znacznie własności fizyczne i żyzność zmywanej gleby. Ilustrują to tabele 1 i 2 dotyczące gleb uprawnych poddanych erozji.

Tabela 1.

Zmiany własności zmywanych gleb.
Doświadczenia Edena (wg Czerkasowa, 2).

Własności gleby	Przed zmyciem %	Po zmyciu %
Pojemność wodna	67,2	46,8
Próchnica	14,6	0,6
Azot	0,49	0,16

Tabela 2.

Własności zmywanych gleb
Doświadczenia Bradfielda (18).

Własności gleby	Gleba nieuprawna „dziewicza“	Gleba uprawiana w ciągu 40 lat
Porowatość %	60,3	50,5
Próchnica (funty/akr.)	132 000	89 400

Obok zmniejszania się zawartości próchnicy, szczególnie zmniejszenie porowatości i pojemności wodnej wskazuje na degradację struktury. Równoległe z tym maleją plony w rejonach podległych erozji, co wykazuje tabela 3.

Tabela 3.

Plony na zmytych glebach wg Kleninina (1).

G l e b a	Plon w q/ha		
	Pszemica	Jęczmień	Owies
Lekko falisty, prawie równy relief, czarnoziem	14,2	8,5	8,5
Wapienny czarnoziem stoków	9,9	6,0	8,5
Grubo ziarnista gleba stoków	7,1	4,2	6,0

W stadium końcowym (rozmywanie wawozów) erozja rujnuje gleby kompletnie, powodując tworzenie się nieużytku, porzucanego przez rolnika i z trudnością dającego się rekonstruować.

Czynniki erozji gleb.

Szereg czynników współdziałających w procesach erozji można podzielić w zasadzie na dwie kategorie: czynników zewnętrznych i wewnętrznych.

A) Do czynników zewnętrznych zaliczają (Kornew, 1):

1. Ukształtowanie powierzchni (spadki, długość stoku po linii największego spadku, wystawa stoku).
2. Wodę (ilość i natężenie opadu, rozkład pokrywy śnieżnej, jej grubość i intensywność tania wiosennego).
3. Pokrywę roślinną (rodzaj i gęstość).
4. Charakter użytkowania gruntów (w związku ze strukturą społeczno-gospodarczą).

W zestawienie powyższe, gdyby chodziło o erozję w ogólności (nie tylko o zmywy), należałoby jeszcze włączyć czynnik wiatru, który w pewnych warunkach może być poważnym lokalnym czynnikiem denudacyjnym. Bac (7) na przykład podaje w tym względzie własne obserwacje na gruntach lössowych. Okazało się, iż w ciągu 3 dni z mowych wietrznych, na 1 m² powierzchni zostało nawiane około ¼ kg lössu, pochodzącego ze stoków nie osłoniętych śniegiem. W procesach zmywu do pewnego stopnia wpływ wiatru będzie się pośrednio uwydatniał w p. 1 — 2 opisanego podziału (wystawa stoków, rozkład pokrywy śnieżnej), można by go zatem osobno tutaj nie wydzielać.

Natomiast wydaje się niezbędne, uwzględnić dodatkowo mechaniczną uprawę gleby, jako istotny czynnik zewnętrzny, a więc:

5. Sposób uprawy mechanicznej.

B) Czynniki wewnętrzne reprezentowane są przez własności gleby, jak np.: pojemność wodną, przepuszczalność w profilu, podatność na dyspersję, skład mechaniczny i stopień agregacji.

Kornew (1), idąc za Baverem (19), podaje dla erozji ogólne wyrażenie, które rozszerzymy wprowadzając omówiony wyżej punkt 5.

Erozja gleby (E) wyrazi się zatem jako:

$$E = F(I, Q, S, Z, U, P) \quad (1),$$

gdzie: I — ukształtowanie powierzchni,

Q — czynnik wodny,

S — roślinność,

Z — charakter użytkowania,

U — sposób uprawy mechanicznej,

P — odporność gleby na rozmywanie.

Wyrażenie erozji w funkcji tych czynników jest oczywiście raczej symbolicznym, skróconym ujęciem procesu. Wątpić należy, aby udało się ściśle rozwiązać równanie, zwłaszcza w odniesieniu do współczynników liczbowych, zbyt wiele bowiem trzeba by wprowadzać upraszczających założeń, nie mających miejsca w przyrodzie. Tym niemniej ujęcie procesu erozji w tej formie jest pożyteczne z wielu względów. Po pierwsze wyodrębnienie czynników wskazuje, które z nich i w jakim kierunku możemy zabiegami technicznymi czy rolniczymi regulować, poza tym zaś z równania wynika, że w walce z erozją zachodzi potrzeba współpracy wielu specjalistów, wśród których nie na ostatnim miejscu winien znajdować się i meliorator.

Z kolei przejdziemy do charakterystyki poszczególnych czynników, tj. zajmiemy się niejako rozszyfrowaniem ogólnego równania erozji.

Ukształtowanie powierzchni.

Ilość części zawieszonych w wodzie wpływającej, przechodzących przez przekrój stoku na szerokości jednostkowej wyraża Kornew (1) jak następuje:

$$M = C \cdot I^u \cdot X^v \cdot h^z \quad (2)$$

gdzie: C — współczynnik stały dla danego spadku i gruntu,

I — spadek,

X — odległość przekroju od punktu początkowego (wododział),

h — natężenie opadu.

Przy teoretycznym założeniu, iż energia strugi wodnej jest proporcjonalna do kwadratu jej prędkości, współczynniki liczbowe są równe:

$$u = 0,75 \quad v = 1,50 \quad z = 1,50$$

O ile przyjąć, że wskutek oporów wykładnik potęgowy $= 2$, lecz 1,56 (Kennedy, 1), to odpowiednie współczynniki będą mniejsze, a mianowicie:

$$u = 0,54 \quad v = 1,28 \quad z = 1,28$$

Iwanowski (1) wprowadza pojęcie zmywalności gruntu, tj. oblicza przyrost zmywanego materiału w danym przekroju, co wyraża różniczką funkcji M , a więc w formie:

$$dM = 1,5 C \cdot I^{0,75} \cdot h^{1,5} \cdot X^{0,5} \cdot dX + \frac{0,75 C \cdot X^{1,5} \cdot h^{1,5}}{I^{0,25}} \cdot dI \quad (3)$$

Przytoczone równania wykazują na sprzężone działanie spadku i długości zmywanego stoku. Przy stałym spadku (na całej długości stoku) zmywalność w pewnym przekroju jest proporcjonalna do X^{-1} (odległość od początku spływu), a zatem rośnie wolniej niż długość stoku; natomiast suma zmywu z całego stoku jest proporcjonalna do $X^{>1}$, a więc zmyw ogólny rośnie szybciej niż długość stoku.

Naogół jednak równania 2 i 3 są jeszcze za mało zbadane w praktyce pod względem współczynników liczbowych.

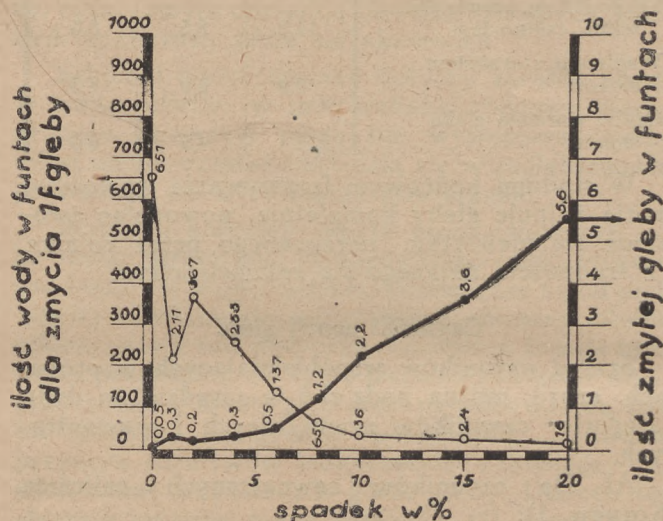
Z pośród licznych obserwacji nad wpływem nachylenia stoku na zmywy przytoczymy amerykańskie badania (rys. 5 i 6) Duley'a, Heys'a (1). Obserwacje wykonywano na monolitach o wymiarach

2 × 10 stóp, przy różnych nachyleniach powierzchni i natężeniu opadu (deszczownia) 1 cal/godzinę.

Współczynnik spływu a zatem i jego prędkość wzrastała szybko na spadkach od 0 do 2%; na spadkach powyżej 6% współczynnik spływu wra- stał już łagodniej, osiągając wszelako duże bez- względne wartości (70 — 80%). Zmywanie gleby na spadkach mniej więcej do 4% było stosunkowo małe i dopiero, poczynając od spadków > 4%, zmywanie rosło szybko ze wzrostem spadku. Na- tomiast ilość wody niezbędna do zmycia jednostki masy gleby maleje szybko w miarę zwiększania spadków.

Opisane doświadczenia mają wartość raczej te- oretyczną, gdyż, jak słusznie zaznacza Kornew (1), niema tu wprowadzonego czynnika długości stoku. W rzeczywistości, w działaniu erozyjnym, wpływ spadku i długości stoku kombinuje się. Z tym związana jest np. optymalna szerokość sztucznych tarasów, które nie powinny być szersze niż okre- ślone X, przy jakim na danym spadku zachodzi już wyraźne rozmywanie.

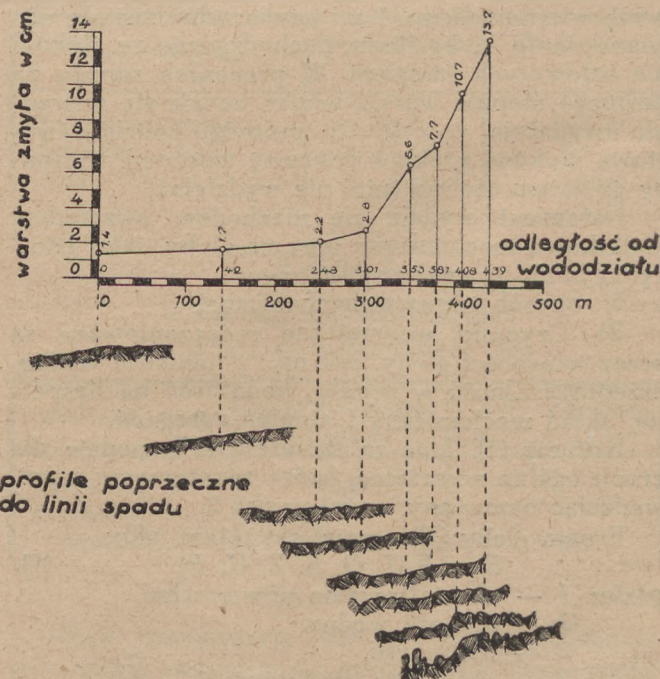
niu na erozję. Potwierdzają to dane Kornewa (1) rys. 7, wzięte wprawdzie z terenów silnie erodo- wanych, gdzie występują końcowe stadia erozji — wąwozy.



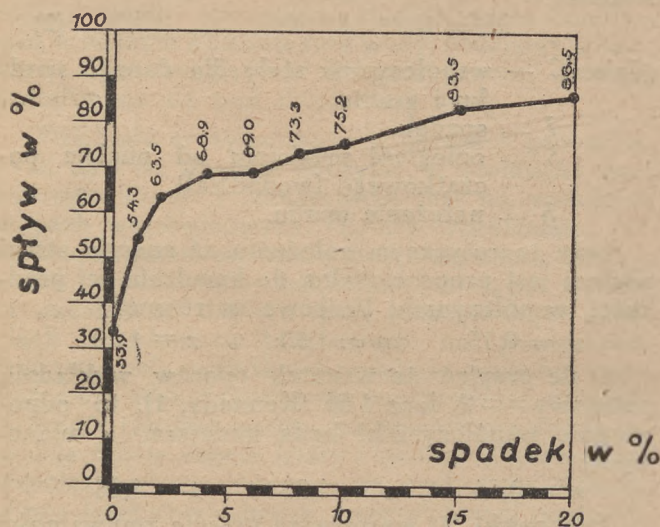
Rys. 6. Wpływ nachylenia powierzchni na zmyw gleby (wg Duley'a i Heys'a).

W miarę oddalenia od wododziału (długość sto- ku) zmywane są większe ilości gleby, a powierzch- nia coraz silniej poślizbiona, przechodząc w kom- pletny nieużytek w dolnych partiach.

Te obserwacje, jak widać, nie pokrywają się z teoretycznymi wnioskami wypływającymi z rów- nania 3, gdyż zmywalność w przekroju rosła szyb- ciejsz niż X (długość stoku), a raczej byłyby zgodne z równaniem Kostiakowa (4).



Rys. 7. Rozkład erozji gleby na stoku o spadku 5% (wg Kornewa).



Rys. 5. Wpływ nachylenia powierzchni na współczynnik spływu (wg Duley'a i Heys'a).

Dla określania siły rozmywającej Kostiakow (20) oblicza energię strugi wodnej ściekającej po po- wierzchni stoku jako:

$$F = B \sqrt{\frac{87}{\gamma}} \cdot I^{0,25} \cdot l^{1,5} \cdot A^{1,5} (1-\mu)^{1,5} \quad (4)$$

gdzie: γ — współczynnik szorstkości powierzchni gruntu,

I — spadek,

l — odległość od wododziału,

μ — współczynnik chłonności gleby,

A — opad m/sek,

B — wielkość stała.

Zmywanie gleby będzie zależało od stopnia zrównoważenia sił rozmywających ze swoistymi oporami gleby, wynikającymi z jej fizycznych wła- sności, co omówimy w dalszych rozdziałach.

Długość stoku po linii największego spadku, jak widać z formuły (4), wpływa w znacznym stop-

Oprócz elementów spadku i długości stoku ważnym czynnikiem jest wystawa stoku, której jednak działanie nie da się ująć nawet w przybliżone formuły, lecz musi być empirycznie stwierdzone, dla każdego warunków z osobna. Ogólnie biorąc wystawa, zależnie od kierunku panujących wiatrów, wpływa na rozkład terenowy pokrywy śnieżnej. Poza tym dzięki różnemu oświetleniu stoków mogą pojawiać się różnice w temperaturach, a w rezultacie inna dla każdej wystawy wilgotność gleby i rozwój roślinności. Na Nowosilskiej Doświadczalnej Stacji (1) obserwowano na stokach południowych wilgotność gruntu 21,6%, a na stokach północnych 23%, a więc większą. Procesy przemarzania (ważne w zjawiskach erozji) przebiegają też niejednakowo na różnych wystawach (tab. 4).

Tabela 4.

Przemarzanie gruntu w cm w zależności od wystawy stoku (wg obserwacji Stacji Nowosilskiej, 1)

Wystawa	Środek stoku	Podnóże stoku
Połudn. wschodnia	100	110
Północ. zachodnia	100	80

Grubość warstwy zamrożonej, a nade wszystko związana z tym prędkość rozmarzania ma znaczny wpływ na erozję. Mianowicie o ile w okresie tajania śniegów rozmarznie tylko cienka warstwa powierzchniowa, to przy ilościach wody przekraczającej zdolności chłonnej tej warstwy, następuje intensywne jej zmywanie, gdyż spodem zmarzliny tworzy jeszcze nieprzepuszczalny pokład. W tych warunkach notowano (1) na spadkach zaledwie 3% — współczynnik spływu wody z tajania śniegów w wysokości 90%. Odpowiednio do masy wody postępuje oczywiście erozja.

Czynnik wodny.

Poza ukształtowaniem powierzchni nasilenie zmywu warunkowane jest natężeniem opadu (wzgl. intensywnością tajania śniegu), a także wielkością kropli deszczu.

Moment pierwszy jest oczywisty, gdyż z rosnącym natężeniem deszczu rośnie ilość wody spływającej w jednostce czasu, wskutek potęgownia się różnicy między ilością wody dochodzącej a ilością wody mogącą być wchłoniętą przez grunt. Uderzenia grubych kropli deszczu działają mechanicznie na rozspojenie powierzchni, ułatwiając w ten sposób strugom wodnym dalsze unoszenie cząstek gleby. Praca deszczów burzowych jest silnie rujnująca zwłaszcza wtedy, gdy spadają one na ziemię suchą, która dopiero po pewnym czasie (wyparcie powietrza z przestworków) zdolna jest przyjąć większe ilości wody.

Wg teoretycznych formuł (1 — 3) erozja gleby wzrasta szybciej niż natężenie opadu, czego wyrazem jest współczynnik potęgowy $> 1 (h^{1,5})$. Obserwacje wskazują (Kornev 1), że dwukrotne zwiększenie natężenia deszczu podniosło zmyw gleby

(na spadkach 0,5 — 16%) od 2 do 5 razy, średnio zaś 3,5 razy, co w tym wypadku dość dobrze zgadzałoby się z teoretycznym wywodem.

O nasileniu erozji decyduje więc natężenie opadów, a nie bezpośrednio roczna suma. Wg Rowalta (22) opad roczny w Anglii, wynoszący około 650 mm, rozkłada się na 200 dni deszczowych i nieznacznie wpływa na erozję; tymczasem w południowej Oklahomie (gdzie 84% ziem uprawnych cierpi od przyspieszonej denudacji) opad roczny wynosi prawie tyle samo (500 — 1000 mm), lecz spora jego część spada w postaci deszczów burzowych (o natężeniu często 25 mm/10 minut lub 100 — 125 mm w ciągu kilku godzin) i to w porze zimowej lub wiosennej, a więc na pola nie chronione roślinnością.

Pod tym względem np. Polska z opadem rocznym rozłożonym w ciągu 150 — 180 dni jest niewątpliwie w lepszych warunkach, tym bardziej, że większość opadu (latem) spada na glebę pokrytą roślinnością.

Rola pokrywy śnieżnej jest wielostronna. Prace rosyjskie (1) stwierdzają istnienie korelacji odwrotnej między grubością pokrywy śnieżnej a współczynnikiem spływu powierzchniowego wód pochodzących z tajania śniegów. Zjawisko to objaśniają w ten sposób, że pod grubsza warstwą śniegu grunt płycej zamarza, wiosną zaś szybciej rozmarza i zdolny jest wchłonać większą ilość wody z roztopów. O wpływie pokrywy śnieżnej na ilość wchłoniętej przez glebę wody możemy sądzić z obserwacji Dawida (1). Tab. 5.

Tabela 5.

Woda wchłonięta przez glebę w % zapasu wody w postaci śniegu (wg Dawida, 1).

R o k	Bez sztucznego zatrzymywania śniegu na powierzchni gruntu	Przy zatrzymywaniu śniegu na powierzchni gruntu
1921	0	57
1922	26	77
1923	50	70

Woda pochodząca z topnienia śniegów, w pokrywie grubej spływa częściowo wewnątrz niej, co działa hamująco na prędkości; w śniegu jak w filtrze mogą się osadzać drobne cząstki gleby. Przebieg tajania śniegu jest różny na wododziałach i u podnóża stoku. W środkowej Rosji (1) na wododziałach śnieg leży dłużej i grubsza warstwa; podczas gdy u podnóża śnieg już schodzi i woda silnie rozspoi masę gleby, tające w górze śniegi dostarczają wody unoszącej rozluźnioną glebę dolnych partii.

Roślinność.

Poza dwoma opisanymi czynnikami zewnętrznymi występuje jako jeden z poważniejszych pokrywa roślinna. Czynnik ten jest charakterystyczny z dwóch względów; po pierwsze roślinność w wybitny sposób przeciwdziała erozji gleb, po drugie regulowanie rodzaju i ilości pokrywy leży prawie całkowicie w granicach możliwości współ-

czesnej gospodarki. W ten sposób roślinność staje się jednym ze skuteczniejszych środków w zwalczaniu erozji gleb.

Ujęcie wpływu roślinności w formuły, podobnie jak dla czynnika wody czy ukształtowania powierzchni, jest prawie niemożliwe, musimy się zadowolnić opórowym, względnie empirycznym stwierdzeniem działania.

Przechodząc do charakterystyki pokrywy roślinnej trzeba by podzielić ją na trzy grupy stosownie do kolejności ochronnych własności, a więc:

- trwała pokrywa leśna,
- trwała pokrywa łąkowo-pastwiskowa,
- czasowa pokrywa roślin w uprawie polowej.

a) Bezwzględnie skuteczną ochronę gleby stanowi las, a działanie to nie ogranicza się wyłącznie do terenu bezpośrednio nim pokrytego, lecz rozciąga się i na przyległe niezalesione obszary. Rzeczy te są o tyle znane, że przytoczymy tylko pokrótce ważniejsze momenty pozwalające porównawczo ocenić rolę innych pokryw roślinnych. Na ilość i natężenie opadu las na ogół działa hamująco; około $\frac{1}{4}$ rocznych opadów zatrzymuje się w koronach drzew i paruje bezpośrednio nie docierając do gruntu (21). Podszycie leśne ze swej strony również przyczynia się do osłabienia siły kropel deszczu, a ściółka leśna stawia znaczne opory w ruchu powierzchniowym spływającej wody. Równomierniejszy rozkład pokrywy śnieżnej, jej powolniejsze tajanie na wiosnę, nieco późniejsze i płytsze zamarzanie gruntu niż w miejscach otwartych, wpływają na wyrównanie wiosennego spływu powierzchniowego. Spływ powierzchniowy ponadto nie ulega większym wahaniom jeszcze z tych przyczyn, że grunt w lesie pokryty ściółką jest znacznie przepuszczalsniejszy (21) i chłonny, wsiąkanie odciąża więc spływ powierzchniowy.

Szczególnie w planowanej gospodarce przetrzeźnia las ma do spełnienia wielką rolę również i w zakresie zwalczania i zapobiegania erozji gleb.

b) Pokrywa łąkowo-pastwiskowa, dzięki osłonie gleby przez roślinność trawiastą (mniej lub więcej zwartą, wysoką i trwałą w ciągu roku) i wskutek związania gleby w warstwie darniowej przez system korzeniowy, zalicza się również do silnie przeciwdziałających erozji czynników. Z natury rzeczy ma jednak mniejsze własności regulujące obrót wodny niż las, zwłaszcza odnośnie wpływu poza własny obszar. O ile łąki zdają się być ochroną trwałą, o tyle na pastwiskach uwzględnić należy intensywność spasaniasa przez zwierzęta. Doświadczenia Weaver'a (18) na pastwiskach o nachyleniu 10% wykazały (tab. 6) poważne straty na skutek wypasu.

Tabela 6.

Wpływ spasaniasa na erozję gleby (wg Weaver'a).

Zbocze	Straty gleby	Współczynnik spływu	Uwagi
zadarnione, niewypasane	0	2,5%	Opad 26,9 cala, okres 15 miesięcy
zadarnione, intensywnie spasanie	5 ton/akr	15%	

Nadmierny wypas pastwiska prowadzi więc do rozwijania się procesów erozji. Ziemanicki (1) dla podgórskich pastwisk Kirgizji podaje, że rozmywanie następuje o ile pokrycie trawiaste zajmie (wskutek wydeptania i wypasienia) mniej niż 50 — 70% powierzchni.

Te dane pozwalają sądzić, że chociaż sama roślinność trawiasta chroni gleby przed erozją, to użytkowanie jej na wypas stwarza a priori możliwości procesów erozyjnych.

c) Rośliny w uprawie polowej oddziałują na erozję gleby mniej ochronnie niż pokrywa trwała, a między działaniem poszczególnych roślin są znaczne różnice. Tutaj kombinuje się wpływ gęstości pokrywy, czasu trwania pokrywy w ciągu roku, wpływ upraw mechanicznych (przedsiewnych i pielęgnacyjnych) i zmianowania. Dla ilustracji przytaczamy badania amerykańskie (18, 1) zamieszczone w tab. 7 i 8.

Tabela 7.

Wpływ roślin na erozję gleb; doświadczenia Stacji Columbia St. Missouri w ciągu 14 lat na spadkach 3,7%, długości poletek 90 stóp, gleba gliniasto-ilasta (silt loam).

Roślinność	Straty gleby ton/akr	Współczynnik spływu w % opadu
1. Czarny ugór	41,0	30
2. „Wieczna“ kukurydza	19,7	29
3. „Wieczna“ pszenica	10,1	23
4. Zmianowanie: kukurydza, pszenica, koniczyna	2,7	14
5. „Wieczna“ wiechlina łąkowa	0,3	12

Tabela 8.

Wpływ roślin na erozję gleb; doświadczenia Stacji w Alabama. Straty gleby w funtach/akr spowodowane ulewą (deszcz 1 cal w ciągu 8,5 minuty).

Roślinność uprawna	Spadek w %				
	0	5	10	15	20
Wyka	63	80	90	569	608
Groch	203	142	191	324	276
Ugór	457	1093	1515	673	9256
Orka	610	2123	2315	952	29301

Z tab. 7, porównując zmywy w roślinności trawiastej i w płodozmianie, możemy wyczytać między innymi b. ważne stwierdzenie: (znane intuicyjnie i z obserwacji jakościowych), a mianowicie — uprawa rolna jest jedną z głównych przyczyn erozji gleb. Zamiana gruntu z pokrywą naturalną, lasu lub stepu (rośl. trawiasta), na pola orne automatycznie powoduje erozję na stokach; od doboru roślin zależy tylko mniejsze lub większe nasilenie procesu. Sama roślinność pól uprawnych spełnia niewątpliwie rolę ochronną, ale okoliczności towarzyszące, a więc okresowość pokrycia, mechaniczne i pielęgnacyjne uprawy, przerwy między zmianowaniem, stwarzają podstawy do rozwoju procesów erozji.

Porównanie zmywów z lasu, łąki i pola ornego dają nam również dla amerykańskich warunków tab. 9 i 10, które jeszcze dobitniej potwierdzają opisane fakty.

Tabela 9.

Roczne straty gleby wg doświadczeń Stacji w Oklahoma.

Roślina	Spadek powierzchniowy %	Spływ wody opadowej w %	Straty gleby zmytej, ton/akr	Uwagi
„Wieczna“ bawełna	8,8	19,5	19,8	z czterech lat 1931–1934
Trawa bermudzka	8,8	1,4	0,18	
Las	12,5	0,6	0,08	

Tabela 10.

Powierzchnia erodowana w stanie Oklahoma.

Rodzaj użytku	Powierzchnia w milion. akrów ogółem	Powierzchnia erodowana w milion. akrów	Powierzchnia erodowana w % ogólnej
Grunty orne	15,78	13,20	83,5
Łąki i lasy	15,18	0,76	5,0

Charakter użytkowania.

Kornew i Kozmenko (1) uważają, że struktura społeczno-gospodarcza i wynikający z niej charakter użytkowania gruntów również należy do zewnętrznych czynników erozji. Sprawa ta jeszcze bardziej jest skomplikowana niż działanie poprzednio omówionych czynników i trudniejsza do liczbowej analizy.

Jeśli weźmiemy pod uwagę, iż wzrost powierzchni gruntów ornych potęguje erozję, a z drugiej strony, że na ogół z rozdrobnieniem gospodarstw (np. drogą podziałów) wzrasta własnie powierzchnia orna (tab. 11) to możnaby wnioskować o możliwości intensywniejszych procesów erozji w gospodarstwach drobnych.

Tabela 11.

Użytkowanie gruntów w Polsce w % (1931).

Gospodarstwa	Lasy	Nieużytki i inne	Grunty orne	Sady	Łąki	Pastwiska
< ha	4,8	5,8	68,3	2,1	12,4	6,6
> ha	42,6	10,2	32,9	0,7	8,4	5,2

W ten sposób ujmuje kwestię Kornew, Kozmenko (1) opisując erozję w środkowej Rosji przed 1918 r. w Europie wschodniej i części środkowej rozkład terenowy gospodarstw większej i mniejszej własności łączył się z uwłaszczeniem chłopów w połowie ub. wieku; należy przypuszczać, że nadziały chłopskie nadawane zostawały na gruntach gorszych, co przy dalszym rozdrobnieniu i zwiększaniu % gruntów ornych rzeczywiście stworzyło warunki większej erozji. Być może jednak, że nie tyle sama wielkość, ile układ uprawianej działki w stosunku do stoku, ma tu przeważający wpływ. Inaczej bowiem zmywane będą działki wąskie (sznurki) biegnące z góry na dół po największym spadku, a inaczej jeśli są położone równolegle do warstw.

Charakterystyczne są w tym względzie pomiary Baca (7), który stwierdził, iż na gruntach lössowych przy skośnym (do spadku) układzie drobnych działek powstały na skutek długoletnich upraw skarpy na miedzach granicznych (rys. 8) i utworzyły się w ten sposób niejako tarasy łagodzące erozję. Natomiast na sąsiednich polach większej własności zmywy były znaczne, gdyż uprawiano pola jako całość od wierzchołka wyniosłości do podnóża.



Rys. 8. Wytwarzająca się skarpy na zboczu między polami dwóch właścicieli (ze zbiorów Prof. Baca).

Z wielkością gospodarstwa związany jest ponadto dobór uprawianych roślin i ich % udziału w powierzchni obsianej, co również nie powinno być bez wpływu na procesy erozji; jednak bliższych danych w tej mierze nie mamy.

Sposób uprawy mechanicznej.

Uprawa mechaniczna na stoku może różnorodnie współdziałać w procesie erozji. Z jednej strony wpływa na samą strukturę i pewne zmiany fizycznych własności gleby (ingerencja w czynniki wewnętrzne erozji), z drugiej strony ułożenie danego zabiegu uprawowego w czasie nie jest obojętne, gdy okres trwania zmienionej czy naruszonej struktury zbiega się z okresem intensywniejszego działania czynników zewnętrznych np. wodnych (orka jesienna, wiosenna).

Ponadto ważny jest jeszcze rodzaj użytego narzędzia. W tym zakresie odnośnie pługów mamy badania Baca (7), który stwierdza, iż z zastosowaniem pługa o odkładnicy silnie odwracającej i wobec nie zwracania uwagi na kierunek orki wzrosło przesuwanie gleby na stokach. Długotrwała orka pługiem jednostronnym powoduje niezależnie od kierunku orki (wpoprzek czy wzdłuż spadku) szybkie przesuwanie warstwy uprawianej, już dzięki samej zasadzie rozkładu sił; natomiast pług obrotowy może zapobiegać przesuwaniu pod warunkiem, że kierunek orki będzie równoległy do warstw, a skiba odkładana zawsze ku górze. Oprócz narzędzi uprawowych zapewne i maszyny do zbiorów np. kopaczki, wpływają pośrednio na erozję poprzez mechaniczne działanie na glebę.

Pewne znaczenie posiada też rodzaj siły pociągowej przy uprawach. Williams (23) wskazuje, że siła żywa (konie, woły) dwa razy silniej niszczy strukturę gleby niż siła mechaniczna (traktor).

(dokończ. nastąpi)

O finansowaniu robót wodno-melioracyjnych

Artykuł dyskusyjny.

I.

Skutki melioracji wodnych dla rolnictwa, a więc i dla całej gospodarki narodowej kraju, są wszystkim już tak dobrze znane, że zbędnym się wydaje ich powtarzanie w szczegółach, lub też przekonywanie o ich celowości. Niemniej, należy zwrócić raz jeszcze uwagę na pewne liczby, stanowiące wyjście dla niniejszych rozważań.

Wg małego rocznika statystycznego z 1939 r. przeciętne roczne plony z ha w q wynosiły:

Jeżeli uwzględnić równocześnie, że przyrost naturalny w Polsce w latach 1919 — 1938 wynosił przeciętnie rocznie 432.000 głów, a roczne spożycie zboża i jego przetworów na głowę ludności wynosiło 1,6 q, potrzeba było na przeżywienie przyrostu naturalnego okragło 700.000 q zboża rocznie, którą to ilość jedynie drogą podniesienia wydajności roli, drogą wzmożonej akcji melioracyjnej zdobyć można było, bez uciekania się do zakupu zboża poza granicami kraju.

Tablica 1.

L. p.	K r a j	Pszenica			Żyto			Ziemniaki			Buraki		
		1909	1932	1937	1909	1932	1937	1909	1932	1937	1909	1932	1937
		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		1913	1936	1937	1913	1936	1937	1913	1936	1937	1913	1936	1937
1	Anglia	21,2	23,0	20,6	—	—	—	156,4	168,9	172,4	—	234,3	204,1
2	Czechosłowacja	—	17,5	16,4	—	17,3	15,3	—	122,1	160,1	—	256,4	331,0
3	Francja	13,1	15,9	13,5	10,6	11,9	11,2	87,1	110,0	103,6	—	281,6	265,6
4	Niemcy	22,7	22,0	22,6	18,6	17,6	16,6	137,7	158,4	191,5	299,7	291,9	344,8
5	Polska	12,4	11,2	11,4	11,2	10,9	9,9	103,0	113,7	134,9	245	209	221,1
6	Włochy	—	14,3	15,5	—	—	—	—	61,8	73,6	355,5	265,4	258,6

Tablica 2.

L. p.	U p r a w a	W o j e w ó d z t w a.											
		Zachodnie			Centralne			Południowe			Wschodnie		
		1934	1938		1934	1938		1934	1938		1934	1938	
		—	—	W tym gosp. <50 ha	—	—	W tym gosp. <50 ha	—	—	W tym gosp. <50 ha	—	—	W tym gosp. <50 ha
		1938	Ogółem	Ogółem	1938	Ogółem	Ogółem	1938	Ogółem	Ogółem	1938	Ogółem	Ogółem
1	Pszenica	15,4	17,8	16,8	12,4	12,9	12,6	10,7	10,9	10,7	9,5	9,5	9,4
2	Żyto	13,6	15,9	15,5	11,3	12,2	12,0	10,7	11,3	11,0	9,8	10,4	10,3
3	Jęczmień	16,1	17,3	16,1	12,2	12,1	11,8	10,1	9,7	9,6	9,3	8,7	8,7
4	Owies	14,4	16,4	13,1	13,1	13,2	13,0	10,4	10,5	10,4	9,4	9,3	9,3
5	Ziemniaki	129	119	117	123	126	125	112	106	105	109	105	105
6	Buraki cukrowe	231	223	215	206	211	203	180	184	172	170	185	161

Z porównania liczb tabl. 1 i 2 wynika, że w bardzo zbliżonych warunkach glebowych, klimatycznych i opadowych produkcja głównych ziemiopłodów w Polsce była znacznie niższą niż w innych krajach oraz że w samej Polsce, w gorszych warunkach glebowych i opadowych była wyższą. Przyczyną tego niekorzystnego dla Polski zjawiska jest fakt, że jak w jednym tak i w drugim wypadku uporządkowane i daleko zaawansowane sprawy gospodarki wodą na zachodzie Europy i kraju, szczególnie drenowania, dają rolnikowi ustalone warunki pracy na roli, zapewniają roli przewiewność, usunięcie nadmiaru szkodliwej wilgoci, dłuższy okres wegetacji, łatwiejszą uprawę, jednym słowem wszystko to, co stanowi o kulturze rolnej i wysokim plonie z jednostki powierzchni.

II.

Akcja melioracyjna w Polsce zaznaczała się dwoma wyraźnymi etapami. Pierwszy z nich to okres lat 1925 — 1928; jest to okres wzmożonego drenowania, powstały i rozwinięty dzięki inicjatywie prywatnej, głównie działalności firm melioracyjnych oraz stworzeniu państwowych źródeł finansowania tej akcji. Drugi okres od roku 1928, to okres zapoczątkowanych i energicznie rozwiniętych prac regulacji mniejszych cieków i odwodnienia rowami otwartymi przez Ministerstwo Reform Rolnych, od roku 1934 — Rolnictwa i Reform Rolnych, również dzięki przerezuaniu na stanowiska naczelne i kierownicze szeregu inżynierów z życia prywatnego, zamierającego od 1928 r. wskutek nadciągającego kryzysu gospodarczego.

W pierwszym okresie, w latach 1925 — 1928, wydrenowano ogółem 95.000 ha, z czego w 1928 r. 45.000 ha. Jeśli porównać tę liczbę z liczbą 70.000 ha wydrenowanych w Niemczech w 1937 r., lub nawet 94.000 ha w 1938 r., lat wysokiej koniunktury, to dorównywałaby ona tym ostatnim, gdyby ogólny stan akcji melioracyjnej w Polsce i Niemczech był równy, a nie wynosił różnicy druzgocących 30 lat na naszą niekorzyść. Podobnie wyglądała akcja Ministerstwa Reform Rolnych, wzgl. Rolnictwa i Reform Rolnych. W latach 1928 — 1937 wykonano w Polsce ogółem 19.000 km regulacji rzek i kanałów oraz rowów osuszających na powierzchni 548.200 ha, z czego w 1937 r. — 3.600 km, na obszarze 97.300 ha. W tym samym roku wykonano w Niemczech osuszenia rowami otwartymi na obszarze 80.253 ha, regulacji rzek i kanałów 1.359 km, na powierzchni 40.038 ha; w 1938 r. odpowiednie liczby wynoszą: 104.268 ha, 2.500 km, 59.824 ha.

Czemu przypisać należy raptowne i całkowite załamanie się rozwijającej się akcji drenowania od roku 1925? Ogólnie zwala się winę za to na kryzys gospodarczy, który dotknął całą Europę, a w szczególności kraje rolnicze, lecz kryzys zahamował wszelkie poczynania inwestycyjne i w innych działach życia gospodarczego, nie uśmiercając ich tak całkowicie, jak to miało miejsce z drenowaniem, musiały przeto istnieć i poza kryzysem inne przyczyny, nie mniej ważkiej natury.

Jedną i to najważniejszą z tych przyczyn było pozostawienie akcji melioracyjnej bez należytej opieki ze strony państwa, mianowicie traktowanie jej jako akcji prywatno-kapitalistycznej, ograniczając się jedynie do stworzenia szeregu norm prawnych, zezwalających między innymi na udział w niej również jednostek publiczno-prawnych (spółki wodne, drenarskie itp.) oraz pewnych ułatwień kredytowych.

W rzeczywistości akcja melioracyjna posiada dla państwa inny niż prywatno-prawny charakter i z tego tytułu koniecznym jest inne ustosunkowanie się do niej, polegające z jednej strony na pewnym przymusie meliorowania, z drugiej strony na stworzeniu takich warunków finansowania, które dałyby rolnikowi pewność korzyści z akcji, nie narażając go na ryzyko przesilen gospodarczych lub innych niezależnych od niego zjawisk.

Postaramy się sprawę tę wyjaśnić szczegółowiej.

Przymus stosowany przez państwo w stosunku do swoich obywateli za czyny (według każdorazowych pojęć) społecznie szkodliwe jest tak stary jak stare są państwa. Również stary i zrozumiały jest przymus stosowany z tzw. „racji stanu”, inaczej za czyny przeciwne idei państwowej, natomiast w czasach nowoczesnych, z chwilą coraz większego różniczkowania funkcji państwa, nawet w krajach liberalizmu państwowego i gospodarczego, zaczęto stosować ograniczenia swobodnego rozporządzania czy to swoją osobą, czy własnością, czyli przymus z tytułu dobra państwa czy jednostki.

Dla przykładu wystarczy wymienić przymus szczepienia przeciwko chorobom, przymus powszechnego nauczania, przymus ubezpieczenia od ognia nieruchomości, ograniczenia prawa rozporzą-

dzania swym majątkiem (ograniczenie prawa podziału) itd. Ideą przewodnią tych wszystkich przymusów i ograniczeń jest zasada dobra powszechnego i podporządkowanie dobra jednostki temu pierwszemu.

Otóż jest dziś kwestią bezsporną, że akcja melioracyjna ma na celu dobro powszechne, mianowicie w pierwszym rzędzie zapewnienie w dostatecznej ilości podstawowych produktów wyżywienia, a więc jako taka może i winna podlegać przymusowi, tam gdzie taka potrzeba zachodzi.

Sądźmy, że również dla wszystkich jasną jest sprawa, że państwo nowoczesne musi gospodarką swoją kierować planowo, a więc i jedną z najważniejszych gałęzi swej gospodarki, mianowicie omyślaną przez nas szczególną częścią gospodarki wodnej — melioracją.

Ta gospodarka planowa ma polegać między innymi na stworzeniu takich norm prawnych, które pozwalaby, w ramach ogólnych planowanych poczynąń gospodarczych, najmniejszym wysiłkiem i z najmniejszą stratą czasu realizować potrzeby melioracyjne.

Wymagane dla powyższego celu normy prawne dadzą się ująć następująco:

1) Wszelka akcja mająca związek z gospodarką wodną, niezależnie z czyjej inicjatywy powstałaby i w jaki sposób miałaby być sfinansowana, wymaga zezwolenia władzy wodnej.

2) Odsłone Urzędy 2-giej instancji, z własnej inicjatywy, lub potwierdzając inicjatywę prywatną, w porozumieniu z właściwą komórką samorządu rolniczego wydają wstępne orzeczenia o zamierzeniach melioracyjnych na określonym terenie.

Ponieważ żadna melioracja sama dla siebie nie jest celem, również zwiększenie wydajności z ha wskutek melioracji, nie stanowi jeszcze o stopniu korzyści dla gospodarstwa rolnego jako całości; dlatego też celem wstępnego orzeczenia powinno być stwierdzenie konieczności lub celowości gospodarczej zamierzenia jako całości oraz jego rentowności gospodarczej prywatnej i państwowej.

Orzeczenie takie winno się opierać na badaniach rolniczych, technicznych oraz rolniczo-ekonomicznych, dając odpowiedź na następujące pytania:

a) Co jest niezbędne dla podniesienia dochodowości gospodarstwa objętego zamierzeniem?

b) Czy melioracje wniosą poprawę i jaką?

c) Jakie środki techniczne należy zastosować?

d) Czy zagospodarowanie rolnicze ma nastąpić jednocześnie z technicznym z urzędu, czy też ma być pozostawione do wykonania zainteresowanym?

e) Jak dalece dopuszczalne jest obciążenie finansowe gospodarstwa objętego zamierzeniem.

W wypadku znacniejszego charakteru zamierzenia, orzeczenie wyda 3-cia instancja. Wysłuchanie osób zainteresowanych winno w każdym wypadku mieć miejsce.

3) Opracowanie projektu zamierzenia następuje po wydaniu wyżej wzmiankowanego orzeczenia. Projekt może być opracowany z urzędu lub przez uprawnioną osobę prywatną.

4) Po sprawdzeniu i zatwierdzeniu projektu władze 2 ej wzgl. 3-iej instancji wydają ostateczne

orzeczenie. Ma ono równocześnie stwierdzić czy wykonane będą wyłącznie prace melioracyjne — techniczne, czy też równocześnie z urzędu wykonane być mają zagospodarowania rolnicze, ich jakość i rozmiar.

Orzeczenie to poza tym zawierać ma kosztorys i wstępny plan sfinansowania zamierzenia, z wyszczególnieniem wysokości udziału zainteresowanych oraz wysokości bezzwrotnej zapomogi ze strony państwa. Ostateczne orzeczenie jest dokumentem prawnym i wystarczającym dla wszelkiego rodzaju instytucji kredytu publicznego, udzielających pożyczek na cele melioracyjne, o czym szczegółowo będzie mowa poniżej. Jest ono jednocześnie z projektem wystarczającym materiałem podstawowym do zawiązywania wszelkiego rodzaju spółek (jednostek prawa publicznego), mających na celu wykonanie lub konserwację zamierzeń melioracyjnych lub robót wykonanych.

5) Po wydaniu ostatecznego orzeczenia można przystąpić do wykonania robót na gruncie, już to z urzędu, już to przez osoby prywatne lub jednostki prawa publicznego. Nadzór nad robotami wykonawczymi sprawuje państwo przez swoje urzędy 1-szej wzgl. 2-ej instancji.

6) Po wykonaniu robót przedkładają odnośne Urzędy swym władzom zestawienia faktycznych kosztów. Te ostatnie władze, w porozumieniu z komórką samorządu rolniczego układają i ogłaszają ostateczny plan finansowy, uwzględniając przy podziale udziałów istotne korzyści, odniesione przez gospodarstwa z tytułu wykonanych robót oraz dopuszczalny stopień ich obciążenia. Równocześnie ustalony zostaje termin, od którego począwszy konserwacja urządzeń przechodzi na rzecz spółki wodnej czy konserwacyjnej.

III.

Uważamy, jak to już wyżej powiedziano, że akcja melioracyjna ma na celu dobro powszechne i z tego tytułu państwo ma prawo nakładać na swych obywateli pewne ograniczenia dowolnego użytkowania swoją własnością lub też obowiązkiem wykonywania niezbędnych w pojęciu państwa, inwestycji dla osiągnięcia tego dobra.

Z drugiej strony wiemy, że wykonywane inwestycje melioracyjne przynoszą państwu poza pośrednią korzyścią (powiększenie majątku i dochodu narodowego, oszczędność ludzkiej pracy, podniesienie zdrowotności, wzmocnienie obronności kraju), bezpośrednią korzyść materialną, cechującą wszelkie roboty o charakterze publicznym, do których roboty melioracyjne się zaliczają ze względu na przeważający w nich udział robocizny, dochodzący do 80% wykładanych kosztów.

Ta korzyść materialna wyraża się we wpływie do kas państwowych części wyłożonych na roboty środków pieniężnych. Według obliczeń niemieckich około 40% wyłożonych sum na roboty publiczne powraca do kas państwowych już w okresie 3 — 4 lat, pod postacią zwiększonych wpływów z podatku dochodowego, obrotowego, przemysłowego, na skutek wciągnięcia w krąg gospodarczo-czynny rzeszy robotników, bezpośrednio w pracach biorących udział oraz przemysłów, organicznie z tymi pracami związanych.

Jest rzeczą przeto słuszną, by w tego rodzaju inwestycjach państwo przyjęło na siebie część obowiązków finansowych, tak dalece by ryzyko zamierzeń melioracyjnych nie obarczało obywatela, a ponoszona przez niego część kosztów inwestycji była gospodarczo uzasadniona.

Zasada ta stosowana już przez państwo w celach ożywienia pewnych przemysłów, np. budowlanego, automobilowego, pod postacią darowizny podatkowej, nie znalazła należytego zrozumienia dla poczynań melioracyjnych, ograniczając się jedynie do pomocy finansowej pewnej kategorii robót, a nie uwzględniając tych potrzeb w dziale melioracji szczegółowych, poza drobnymi kwotami przeznaczonymi na obniżenie oprocentowania pożyczek obligacyjnych, co i było główną przyczyną całkowitego załamania się tej akcji po 1928 r.

Powyższe względy przemawiają za potrzebą bezzwrotnego dotowania przez państwo wszelkiego rodzaju robót melioracyjnych technicznych, a w pewnym stopniu i rolniczych, bez względu z czyjej inicjatywy prace te wykonane być mają.

Opierając się na doświadczeniach innych krajów oraz własnych, wysokość dotacji należałoby ustalić następująco:

1) Melioracje podstawowe: regulacja większych rzek dla celów melioracyjnych, obwałowania, regulacja potoków górskich, budowa zbiorników dla celów melioracyjnych stanowią po wykonaniu własność państwa. Koszt robót ponosi w 100% państwo, do którego też należy konserwacja. Samorząd terytorialny zwraca państwu 50% kosztów konserwacji.

2) Melioracje podstawowe: regulacja mniejszych rzek, główne kanały melioracyjne. Koszt robót ponosi skarb państwa w 75%; 25% kosztów ponosi samorząd terytorialny, który przeprowadza również konserwację. 50% kosztów konserwacji ponoszą bezpośrednio zainteresowani, zwracając je samorządowi terytorialnemu.

3) Melioracje szczegółowe wszelkiego rodzaju łącznie z odpływami 1-go stopnia oraz ewent. pracami rolniczymi finansuje państwo w wysokości 50% kosztów, zainteresowani również w 50%. Odstępstwa od tej normy wwyż i w dół, w zależności od obciążenia gospodarstwa, są dopuszczalne.

Koszty konserwacji ponoszą: przy odwodnieniach rowami większych obszarów, kosztownych odpływów itp. zainteresowani w 50%, samorząd terytorialny w 50%. W pozostałych wypadkach (drenowania) — zainteresowani 100%.

We wszelkich wypadkach koszty ruchu (np. pompowanie) oraz administracji ponoszą zainteresowani.

IV.

Wyluszczone powyżej zasady nie stanowią właściwie nic nowego, gdyż zostały częściowo uznane przez państwo już w r. 1921 (Ustawa o popieraniu publicznych przedsięwzięć melioracyjnych), nie zostały jedynie praktycznie wprowadzone w życie na dużą skalę. Stało temu głównie na przeszkodzie niedocenianie przez ówczesne czynniki ustawodawcze ważności zagadnienia, stąd również

brak odwagi postawienia kropki nad „i”, czyli uogólnienia zasady oraz wskazanie na właściwe źródło sfinansowania.

Po przeprowadzeniu reformy rolnej olbrzymią większość gruntów stanowią drobne gospodarstwa. Olbrzymia przeto większość poczyniń melioracyjnych dotyczyć będzie gruntów rozdrobnionych, a więc gruntów zmuszonych siłą rzeczy tworzyć spółki w celach ich zmeliorowania. Celowość tworzenia takich spółek należy uznać całkowicie, gdyż za tworzeniem przemawia przede wszystkim potrzeba jak najściślejszego zespolenia z akcją osób zainteresowanych, co ma miejsce z reguły zawsze, gdy inicjatywa oraz doprowadzenie jej do końca, leży w ich rękach.

Z drugiej strony przyznać należy, że w tym najliczniejszym gronie osób zainteresowanych akcja melioracyjna nie jest jeszcze na tyle popularna i doceniana, aby, bez oglądania się na bodźce z zewnątrz tego grona, przyjęła także rozmiary, jakie jej się z tytułu ważności zagadnienia należą. W dodatku odbudowa zniszczonych gospodarstw i inne palące sprawy pochłonać mogą uwagę bezpośrednio zainteresowanych tak dalece, że nie znajdują czasu na inicjatywę akcji melioracyjnej.

Z tych względów prawdopodobnie conajmniej w pierwszym okresie (3 lata) pierwszego dziesięciolecia, inicjatywa, poza sporadycznymi wypadkami, pozostanie całkowicie w rękach państwa. Z tych również względów oraz uznając za słuszną zasadę finansowania przez państwo wszelkich robót melioracyjnych, należy powiedzieć sobie otwarcie, że środków pieniężnych na ruszenie akcji we właściwym tempie, nie da nam na początku nikt, poza państwem.

Nawiązując do wyżej omówionych norm prawnych akcji oraz zasad dotowania robót przez państwo, z chwilą wydania ostatecznego orzeczenia i przewidywanego planu finansowego, należy przystąpić do robót wykonawczych. Środki na ten cel w okresie trwania robót, swój udział oraz udział zainteresowanych pośrednio (samorząd terytorialny), lub bezpośrednio, winien dostarczyć również skarb państwa, tytułem zwrotnej bezprocentowej pożyczki. Po zakończeniu robót zainteresowani wystąpią do odpowiedniej instytucji kredytu długoterminowego o przyznanie im pożyczki w wysokości ich udziału, ustalonego ostatecznym planem finansowym, zwracając skarbowi państwa wyłożone na roboty środki.

Wykładanie przez państwo tak wysokiej kwoty, będącej zresztą tylko częścią najpotrzebniejszych inwestycji ogólnopaństwowych nie da się prawdopodobnie osiągnąć drogą zwykłych operacji budżetowych, jak to zwiększeniem dochodów przez podniesienie podatków, ani również drogą pożyczek i sądzić należy, że właściwe rozwiązanie znaleźć można tylko na drodze wprowadzenia dodatkowego pieniądza, opartego o skapitalizowany zysk z akcji melioracyjnej i innych zyskownych inwestycji.

Rozważania szczegółowe na ten temat nie mogą jednak stanowić przedmiotu niniejszego, gdyż sprawa wprowadzenia pieniądza zastępczego sięga głęboko w inne dziedziny naszego życia gospodar-

czego i tylko w łączności z tamtymi zagadnieniami i całością polityki finansowej państwa rozwiązana być może.

V.

Należałoby jeszcze zastanowić się nad źródłami pomocy kredytowej dla akcji inicjowanej przez osoby prywatne, na pokrycie ich udziałów oraz udziałów osób zainteresowanych w akcji inicjowanej przez państwo.

Wchodzić tu mogą w grę wyłącznie pożyczki instytucji kredytu długoterminowego, a w pierwszym rzędzie Państw. Banku Rolnego, posiadającego dostosowane do tych potrzeb warunki statutowe oraz znajomość rzeczy, nabytą dotychczasową akcją, a także Ubezpieczalnie Społeczne. Te ostatnie lokowałyby swoje nadwyżki budżetowe (w ostatnich latach przed wojną około 100 mio zł rocznie) w pożyczkach melioracyjnych, udzielanych za pośrednictwem K.K.O. osobom prywatnym i spółkom.

Jest rzeczą słuszną, by instytucje, czerpiące dochód ze składek wszelkich rodzajów gospodarki narodowej, zasilały z powrotem życie gospodarcze, w sposób jak najbardziej wszechstronny, do czego prace melioracyjne nadają się przede wszystkim.

Kasy Komunalne byłyby wyłącznie instytucjami rozprawdzającymi gotówkę otrzymywaną z Ubezpieczalni Społecznych, opierając się w swych decyzjach na wydawanych przez państwowe Urzędy ostatecznych orzeczeniach, o przeprowadzeniu melioracji oraz ostatecznym planie finansowym. Oparcie o akt urzędowy zwolniłoby je od potrzeby merytorycznego badania wniosków o pożyczkę, upraszczając tym samym procedurę jej wydawania. Wysokość przyznanych kwot przez Ubezpieczalnię poszczególnym Kasom Komunalnym ustalona byłaby na rok gospodarczy naprzód, w miarę istotnej potrzeby, wynikającej z będącej w toku akcji melioracyjnej, regulowanej przez Urzędy państwowe w ramach ogólnego i szczególnego planowania.

Ustalając wysokość stopy procentowej od pożyczek udzielanych przez Ubezpieczalnię na 4 od sta oraz dodatek na rzecz Kas Komunalnych $\frac{1}{2}$ od sta, należałoby ustalić okres amortyzacji tego rodzaju pożyczki przeciętnie na lat 10, uwzględniając okres karencyjny na lat 2, licząc od dnia I.I. następnego roku po zakończeniu robót (obrachunek), w granicach od 14 do 6 lat, w zależności od rodzaju melioracji, stopnia opłacalności i wysokości obciążenia.

Renta melioracyjna (procenty od pożyczek oraz rata amortyzacyjna) wyniosłaby wówczas przeciętnie około 13% (10% — 22%), co przy przeciętnej wielkości gospodarstwa 12 ha i obciążeniu go inwestycją melioracyjną do kwoty 4000 zł (waluty przedwojennej), z czego zainteresowani pokryć winni połowę, tj. 2000 zł — wynosiłaby przeciętnie z gospodarstwa 260 zł rocznie. Kwota taka, wobec przeciętnego dochodu z takiego gospodarstwa z ha: rolniczego 120 zł, społecznego zaś 192 zł (przeciętna z lat 1936 — 1938) oraz zwiększenia tego dochodu wskutek inwestycji melioracyjnej o 20% z ha, co dałoby z gospodarstwa nadwyżkę

288 zł, względnie 460 zł — byłyby gospodarczo usprawiedliwione.

Pozostałoby przeto ustalić formę gwarancji spłaty pożyczek udzielanych przez Ubezpieczalnię. Najślusniejszą, gdyż prowadzącą najprędzej do celu, a jednocześnie dającą całkowitą pewność, byłaby ustawa o traktowaniu pożyczek tego rodzaju na równi z podatkami państwowymi (podatek gruntowy), a więc ściąganymi bezpośrednio przez państwo i wpłacany mi bezpośrednio do kas Ubezpieczalni.

Reasumując powyższe wywody należy stwierdzić wielką wagę ścisłej współpracy melioracji wodnych z rolnictwem, na udział którego wypadnie przede wszystkim opiniowanie opłacalności gospodarczej i właściwego obciążenia zainteresowanych. Ta ścisła współpraca winna znaleźć swój wyraz we wszystkich trzech instancjach, w szcze-

gólności w bliskiej łączności prac 2-ej instancji z Wojewódzkim Samorządem Rolniczym. Należy mieć pewność, że współpraca ta, oparta na dobrej woli i zrozumieniu wspólnych celów obydwu czynników, wyda właściwe rezultaty.

Przedstawione tutaj do dyskusji wytyczne sfinansowania części programu robót wodnych, mianowicie robót melioracyjnych, podkreślają dwie zasady. Pierwszą jest uogólnienie dotowania robót melioracyjnych każdej kategorii przez państwo, drugą — stwierdzenie, że tylko drogą wejścia na tory śmielszej polityki finansowej (pieniądz oparty o wyniki pracy) można żywić nadzieję, że prace ruszą naprzód we właściwym tempie, aby najważniejsze zagadnienia bytu państwa, jakimi są przyrost naturalny i wyżywienie narodu, uzależnione od racjonalnej gospodarki wodą, pozostały we własnych rękach, jako gwarancja bytu niepodległego.

INŻ. TYTUS PILLER

Uwagi nad projektowaniem robót wodno-melioracyjnych

Zebrane poniżej uwagi nie zawierają rzeczy nowych ani też nie mają na celu omówienia w całości spraw związanych z projektowaniem robót wodno-melioracyjnych. Chodzi tu raczej o podanie luźnych wytycznych, które się nasuwały podczas kontrowania tego rodzaju prac.

Zacznę od organizacji projektowania. Najprostszym jest tu wypadek, gdy zdjęcie i projekt wykonuje jednostka. Jest to możliwe, gdy projekt jest nieznacznych rozmiarów. Wtedy jednak potrzebne jest także ścisłe współdziałanie ze strony Rejonowego Kierownika Robót Melioracyjnych, któremu technik projektant podlega. Kierownik ten powinien osobiście zapoznać się z terenem, a w okresie gdy projekt się opracowuje w biurze, interesować się sposobem wykonania i wziąć za robotę nie tylko formalną ale i faktyczną współodpowiedzialność. Gdy projekt jest większych rozmiarów, wskazana jest uprzednio ekspertyza. W ekspertyzie tej oprócz Rejonowego Kierownika Robót Wodno-Melioracyjnych i desygnowanego projektanta oraz znawcy rolnego wskazany jest także udział technicznego Delegata Urzędu Wojewódzkiego. Podczas ekspertyzy, do której nadto powinni być powołani interesowani w zamierzonej melioracji rolnicy, należy stwierdzić ujemne strony stanu dotychczasowego oraz w związku z tym jasno ustalić cel i rozmiary projektu.

Stanowisko projektanta da się tu porównać m. i. z rolą lekarza. Tak jeden jak i drugi powinien być świadom potrzeb swego pacjenta oraz znać skuteczność środków zapobiegawczych. Sprawdzeniem ich skuteczności jest dla lekarza pomyślny przebieg rekonwalescencji; technik przekonywa się o trafności swego projektu dopiero z wyników wykonania projektowanych robót. Nie powinien on jednak poprzestać wówczas na własnych obserwacjach, lecz nadto, podobnie jak przy ekspertyzie, zasięgnąć opinii znawcy rolnego a przede wszystkim interesowanych w melioracji rolników.

Na prace przy projektowaniu składają się zdjęcia i opracowanie projektu w biurze. Tak jedna jak i druga praca może być wykonana przez pracowników Rejonowego Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych lub przez przedsiębiorcę.

Przy zdjęciach należy zwracać szczególną uwagę na sondowania. Nie jest więc właściwe odkładanie sondowań do chwili ukończenia zdjęć, ale już odrazu równoległe z pomiarami sytuacyjno-wielocynnymi powinno się wykonywać sondy. Najpraktyczniej jest polecić figurantowi przenoszącemu instrument ze stanowiska na stanowisko, aby podczas wykonywania zdjęcia z pomocą innych figurantów ten pierwszy kopał dół próbny obok stanowiska.

Nie jest właściwe oddzielanie zdjęć i ich nanieśnienie od projektowania. Te rzeczy powinny odbywać się jednym ciągiem i być wykonywane przez tych samych ludzi. Kto wykonał zdjęcia, wyobraża sobie dobrze teren i może się posługiwać pamięcią, ale tylko do pewnego czasu. Nie powinien więc pracownik, poza wypadkami wyjątkowymi, być delegowany na dalsze zdjęcia, dopóki nie ukończy poprzedniego projektu.

Mylnie częstokroć opracowuje się podstawy hydrologiczne projektu. Niektórzy ograniczają się tu mianowicie tylko do korzystania z wzorów doświadczalnych na spływy a nie badają sami przepływów mimo, że są na miejscu i choćby metodą pływakową mogliby uzyskać oryginalne dane. Przysłużyliby się przez to nie tylko swemu projektowi ale nadto Państwowemu Instytutowi Hydrologiczno-Meteorologicznemu, który skrzętnie tego rodzaju dane zbiera. Również przy zatwierdzeniu hydrologicznych podstaw projektów obeszłoby się wtedy prędzej bez zabierającej czas korespondencji na temat spływów.

Aczkolwiek projekty należące do tej samej dziedziny posiadają wspólny na ogół normal, jednak winny być dalekie od szablonu. Wspomniany

na początku cel projektu niech będzie tą gwiazdą przewodnią, prowadzącą myśli i prace projektanta, który winien przy tym uwzględnić wskazania nauki. Nauka przewiduje jednak szereg czynników, które w zastosowaniu do warunków technicznych mogą podawać wymagania wzajemnie kolidujące. Wtedy projektant musi szukać sposobu, któryby je możliwie pogodził przy uwzględnieniu na pierwszym miejscu zasadniczego celu projektu. Swoje rozważania winien projektant szczegółowo spisać w sprawozdaniu technicznym.

Tu zaznacza się, że istnieje pewna różnica między projektami wykonywanymi podczas studiów a sporządzanymi w praktyce. Na ogół tematy dawane podczas studiów bywają trudniejsze. Natomiast zagadnienia, które trzeba opracować w praktyce, wymagają bardziej uwzględnienia rzeczywistych możliwości (jak np. przy zamierzonej kolmatacji lub nawodnieniu). Również musi tutaj projektant, zwłaszcza przy opracowaniu planu sytuacyjnego, liczyć się z granicami gruntów. Także i sprawa ekonomicznego wykonania wszelkich robót, a sztucznych budowli (obiektów) w szczególności, odgrywa większą rolę przy projektach wykonywanych w praktyce.

Wyniki sondowań stanowią przy projektach wodno-melioracyjnych czynnik dla nich istotny. Nie należy ich przeto traktować jako rzecz uboczną i podawać dopiero gdzieś w ostatnim lub przedostatnim załączniku oraz zmuszać badającego projekt do mozolnego wyszukiwania wyników poszczególnych sondowań w ich zestawieniu, a następnie na planach sytuacyjnych; natomiast należy wskreślić uwarstwienie w punktach sondowania wzdłuż cieków na przekrojach podłużnych tychże cieków tak, żeby oczom badającego projekt narzucił się wprost związek przyczynowy między sondami a projektowaną niweletą.

Nie jest właściwe drobiazgowo projektowanie niwelety dna z częstymi załomami spadków oraz nieregularnym usytuowaniem progów; wielkie wody bowiem przechodzą nad takimi szczegółami do porządku dziennego. Niweleta dna poza wypadkami wyjątkowymi powinna mieć na dłuższej prze-

strzeni możliwie jeden spadek zdecydowany. Jeżeli spadek ten wypada w stosunku do jakości podłoża za duży, wówczas należy dla dopuszczalnego spadku obliczyć ilość i regularny odstęp progów. Progi te powinny mieć dostateczną długość tak, żeby poniżej nich nie powstawały wyboje. W razie potrzeby stosowania lokalnych większych stopni należy zaniechać projektowania skomplikowanych stopni drewnianych. Przy obecnym wyniszczeniu lasów, znacznych kosztach dowozu drzewa i obróbki nie opłaca się stosować stopni drewnianych. Należy też mieć na względzie, że drzewo utrzymuje się lepiej, gdy jest umieszczone albo stale nad wodą, albo stale pod wodą i wobec tego winno się, zaniechać stosowania do ubezpieczeń podłużnych płotków, a projektować raczej kieszki faszynowe; także należy pamiętać, że budowle wodne muszą mieć pewną elastyczność i być w ten sposób przygotowane na grożące im stale lokalne podmycia i t. d.

Dla zaoszczędzenia czasu w projektowaniu ubezpieczeń i budowli sztucznych (obiektów) zamierzone jest tworzenie typów normalnych. Przyczyni się to znacznie do przyspieszenia robót przy projektach. Rzeczą projektanta będzie wówczas tylko racjonalnie zastosować typy i uwzględnić je w przedmiarze i kosztorysie.

Trzeba nadto projektować ze świadomością, że zamierzone roboty wodne mają się możliwie długo utrzymać. Bez konserwacji naturalnie nie obejdzie się, gdy się ma do czynienia z takim gwałtownym żywiołem jak woda, ale w każdym razie można i należy dążyć do tego, żeby spodziewane szkody były jak najmniejsze. Pomoże tu obserwacja szkód w podobnych robotach już wykonanych i dociekanie przyczyny powstania tych szkód.

Wreszcie trzeba podnieść, że pomyłki popełnione przez projektanta mszczą się niejednokrotnie na wynikach robót choćby nie wiem jak starannie wykonanych. Projektant musi sobie zdawać sprawę z odpowiedzialności swego zadania i z tego, że on ma być niejako mózgiem dla organów przeprowadzających roboty wykonawcze.

INŻ. LEONARD SKIBNIEWSKI

Jeziora w Polsce i wpływ ich na stosunki hydrologiczne

W stosunkach hydrologicznych Polski przedwojennej, jeśli nie liczyć kilku zbiorników wodnych wykorzystywanych dla alimentacji kanałów spławnych, jeziora nie odgrywały zbyt wielkiej roli. Obecnie stosunki pod tym względem się zmieniły i w granicach naszych znalazły się obfitujące w jeziora Pojezierze Mazurskie i Pomorskie, tak że sporządzanie na tych terenach projektów w zakresie dróg wodnych lub melioracji spowoduje w większości wypadków oparcie się o jeziora, jako podstawowy czynnik hydrologiczny. Poza tym na innych terenach jeziora również częściowo kształtują stosunki hydrologiczne lub też odpowiednio je charakteryzują, dlatego też zapoznanie się przez szerszy ogół pracowników z zakresu inżynierii

wodnej z ważniejszymi cechami naszych pojezierzy jest ze wszech miar wskazane.

W obecnych granicach Polski wyróżniamy następujące pojezierza:

1. Pojezierze Mazurskie,
2. " Pomorskie,
3. " Poznańskie,
4. " Suwalskie,
5. " Dobrzyńskie,
6. " Gostyńskie,
7. " Lubartowsko-Włodawskie.

1. Pojezierze Mazurskie.

Największe co do ilości i zagęszczenia jezior jest Pojezierze Mazurskie, rozciągające się na

1) grupa Warmijska (Oberlandzka) obejmująca jeziora Kanału Warmijskiego, jeziora zlewni Drwęcy i lewych dopływów Pasłęki;

3) jeziora Doliny Mazurskiej, obejmujące zlew-
nię Pisy i Węgorapy;

Oberland jest regionem jezior rynnowych, które ciągną się uszeregowane w 5 wstęg wodnych. Do największych zbiorników zaliczamy tu jezioro Iławskie (pow. 33,75 km²), trzecie co do wielkości jezioro Pojezierza, jezioro Drużno (17,9 km²), jezioro Narien (12,34 km²) oraz jezioro Drwęskie (8,49 km²), które jest środkowym punktem Pojezierza Oberlandzkiego i stanowiło ważny węzeł dróg wodnych, sprzężonych z kanałem dochodzącym na północy do jez. Drużno. Jeziora tej grupy znajdują się już w stadium widocznego zaniku, przyczyną którego jest zamulanie zbiorników przez dopływające rzeki, lub też zarastanie roślinami wodnymi. Wskutek tego kształt jezior, powierzch-

Na wschód od jezior Grupy Oberlandzkiej są położone jeziora Zachodnio-Mazurskie. Rozłożenie ich jest bardzo nieregularne. Podobnie jak i w Oberlandzie przeważają tu jeziora rynnowe, jednakże ze znacznym dodatkiem jezior moreny dennej. Największą powierzchnię zajmuje tu jez. Łańskie (11,10 km²) i jez. Dadaż (10,51 km²). Cechą charakterystyczną wymienionej grupy jezior jest znaczna ich głębokość. Jez. Łańskie osiąga 57 m głębokości i jest prawie najgłębszym jeziorem Pojezierza. Wielkie Pluszne posiada 49 m głębokości, a Marazy — 38 m. Jeziora te ulegają również częściowemu zanikowi, chociaż nie w tym stopniu co jeziora wymienione na wstępie.

[illegible]

nia ich i ilość ulegają stałym zmianom. Charakterystycznym pod tym względem jest jezioro Drużno, utworzone przez odcięcie mierzei części Zalewu Wiślanego. Zarosło ono do takiego stopnia, że celem utrzymania wzdłuż niego trasy odpowiedniej głębokości dla przepływu statków, należy trasę tę bagrować. Drugim takim szczątkowym jeziorem jest jezioro Pauzeńskie o maks. głębokości 4,0 m oraz jez. Dzierżgowo (maks. głęb. 2,0 m). Przykłady te świadczą, że zbiorniki wodne omawianej grupy znikają, tworząc moczary i torfowiska.

208

jez. Mamry ulegał już w czasach historycznych pionowym ruchom tektonicznym, które spowodowały wypiętrzenie brzegu północnego. Niektórzy badacze niemieccy przypuszczają, że okolice Węgorborka w okresie ostatnich 500 lat podniosły się o 2 metry. Największą w granicach Polski jednolitą taflę wodną posiada jez. Śniardwy, do którego od zachodu dołącza się długa, południkowo skierowana rynna, ciągnąca się na długości 35 km od miasta Ryn do linii kolejowej Jańsbork—Szczytno. Zatoki jez. Śniardwy noszą następujące nazwy: Jez. Ryńskie, Tałty, Bełdańskie.

Poza jeziorami moreny dennej w Dolinie Mazurskiej występują w większej ilości jeziora zalewowe o okrągławej formie linii brzegowej i nieznacznej głębokości (do 6 m). Jako największe z tego typu możemy wyróżnić Jez. Łukniańskie (6,2 km²) i jez. Ewing (5,23 km² i 4 m maks. głębokości).

Do doliny Mazurskiej, leżącej jakby pośrodku 2 wzniesień, przesączają się znaczne ilości wód z wyżej położonych terenów Wschodnich i Zachodnich Mazurów. Przesiąki te wydobywają się na powierzchnię w postaci źródeł, lub też jako wody gruntowe wydatnie zasilają jeziora. Można to stwierdzić obserwując jez. Niegocińskie, na dnie którego występują źródła. Dopływ wód gruntowych zimą wpływa dodatnio na stosunki termiczne i powoduje, że pewne jeziora Doliny Mazurskiej pokrywają się lodem tylko w czasie dłuższych i silnych mrozów.

Na wschód od Doliny Mazurskiej teren podnosi się, to też miejscowe jeziora tworzą grupę odrębną. Największą powierzchnię zajmuje tu jez. Rajgrodzkie (15,2 km²). Na północ od niego w okolicach Elku znajdujemy najbogatszy w jeziora obszar tej części pojezierza. Najgłębsze jest tu jez. Elckie (5,7 m). Wody podziemne krążą również między jeziorami grupy Wschodnio-Mazurskiej. Wykonane obserwacje pozwalają przypuszczać, że istnieje podziemny związek wodny między jez. Elckim i Selmeckim, odległymi od siebie o kilka km, poziom których jest zawsze jednakowy.

Pozioomy, na których leżą jeziora Mazurskie są następujące:

Pozioom m nad poz. morza	Ilość jezior	Łączna pow. km ²	G r u p a
poniżej 100	56	158,86	Oberland
101 — 120	105	541,50	Jez. Doliny Maz.
121 — 150	124	370,94	Maz. Zachodnie
151 — 250	29	55,22	Maz. Wschodnie
Razem:	314	1 126,52	

Ze względu na przynależności jezior Mazurskich do dorzeczy, rozpadają się one na 2 grupy: południową i północną. Pierwszą z nich odwadnia Wisła, drugą zaś Pregola i w bardzo ograniczonej mierze kilka innych rzek, jak Pasłęka, Niemen przez Szeszupe i Elbląg przez Dzierzgoń. Zarówno na obszarze dorzecza Wisły jak i Pregoli spotykamy 21 jezior bezodpływowych, przeciętna powierzchnia których nie przekracza 0,86 km². Zgru-

powane są one na poziomach najwyższych (ponad 140 km). Znajduje się tu największe z jezior bezodpływowych, rynnowe jez. Krzywe.

Jeziora Pojezierza Mazurskiego przynajmniej w swej górnej warstwie pozostają w stałym ruchu, gdyż są to przeważnie jeziora przepływowe. Dzięki temu służą jakby jako zbiorniki wyrównawcze dla rzek. Np. niewielka rzeka Wadąg sprowadza do Łyny wody 40 jezior, rz. Krutynia wpadająca do jez. Śniardwy odwadnia 36 różnej wielkości zbiorników. Związane z tym wyrównanie biegu rzek daje idealne możliwości wykorzystania wody dla celów energetycznych.

Zasoby energii wodnej na Mazurach można szacować na 220 milionów kWh, z czego w 1921 r. wykorzystywano 20 milionów kWh, a następnie przystąpiono do przygotowań celem wydatnego zwiększenia tej ilości.

Poza czynnikami energetycznym jeziora Mazurskie stanowią zasadniczą podstawę komunikacji wodnej. W części b. Prus Wschodnich, która przypadła Polsce, znajduje się Kanał Mazurski i Kanał Warmijski. Kanał Mazurski jest zasilany w wodę z jez. Mamry w drodze spadku naturalnego. Długość drogi wodnej tego kanału od Jańsborka do Łyny wynosi 140 km, z czego 88 km, tj. 63%, znajduje się w obrębie jezior systemu jezior Śniardwy—Mamry. Systemat Kanału Warmijskiego (Oberlandzkiego) w stopniu jeszcze bardziej znacznym wykorzystuje jeziora jako drogi żeglowne.

Poza wymienionymi wpływami na stosunki hydrologiczne regionu, jak wyrównywanie biegu rzek, dostarczanie źródeł energii wodnej i alimentacja kanałów żeglownych, które to wpływy są bezwzględnie dodatnie, jeziora Mazurskie zabagniając znaczne obszary powierzchni użytkowej oddziałują na stosunki wodne również i ujemnie. Zabagnianie terenu powstaje wskutek wysokiego poziomu wód jeziornych oraz zarastania jezior. Wyjątkowo wysoki poziom wód w stosunku do przyległej depresji terenowej, posiadają jeziora Doliny Mazurskiej, między innymi wielki zbiornik Śniardwy—Mamry. Okoliczne grunty są stale podtapiane, co wpływa ujemnie na stosunki rolnicze sąsiednich osiedli.

Należy nadmienić, że jednym z powodów budowy Kanału Mazurskiego była konieczność odprowadzenia zbytecznych wód z Doliny Mazurskiej. Nad problemem budowy tego kanału zastanawiano się dość długo, gdyż właściciele gruntów nad Pregolą i Dejmą protestowali przeciwko skierowaniu na ich tereny wód z obszarów położonych wyżej.

Drugą przyczyną zagadnienia jest zarastanie jezior. Pomijając fakt, że bagna powstałe na zarosłych jeziorach przez czas dłuższy nie nadają się do uprawy rolnej i odwodnienia, spiętrzają one przepływające rzeki, które zabagniają swe doliny.

Niezbędnych źródeł celem szczegółowego przebadania zagadnienia Pojezierza Mazurskiego, umożliwiając rzecz praktycznie, nie posiadamy. Temat ten dotychczas obszerniej był ujęty w polskiej publikacji Srokowskiego — „Jeziora i Moczary Prus Wschodnich”. Warszawa 1930, która jest już prawie wyczerpana. Źródłowe prace niemieckie Ulego, Jentzscha i Seligo przeważnie z końca ubie-

głego wieku, poza tym że są praktycznie niedostępne, są już przestarzałe. Należy zauważyć, że rozwój limnologii niemieckiej pozostawał daleko w tyle za rozwojem tej nauki w krajach sąsiednich, jak Francji, Szwajcarii lub Szwecji. Jedyną obszerniejszą pracą o Jeziorach Mazurskich, którą możemy jeszcze spotkać w bibliotekach, jest szkic G. Brauna: *Ostpreussens Seen*. (Schritten der physikalisch-ökonomischen Gesellschaft zu Königsberg, 1903). Praca ta zawiera katalog powyżej 300 jezior o powierzchni ponad 0,5 km².

2. Pojezierze Pomorskie.

Pojezierze Pomorskie nie zawiera tak zwartych grup jezior, jak to ma miejsce na Mazurach. Jeziora są tu rozrzucone na stosunkowo znacznej powierzchni i dlatego nie wywierają dominującego wpływu na stosunki hydrologiczne regionu. Jezior powyżej 4 ha na Pomorzu znajduje się 279 o łącznej powierzchni 504 km², całkowity zaś obszar zajęty jeziorami wynosi 726 km². Jeziora te zgrupowały się przeważnie w pasie moren bałtyckich w powiatach szczecińskim, drawskim i bytomskim, gdzie zajmują od 5,5% do 4,2% obszaru. W celach porównawczych nadmienimy, że na Mazurach w powiecie węgorzowskim wody jezior zajmują 14% ogólnego arealu, w pow. żądzborskim i łuczajńskim — 13% i w jańsborskim — 11,3%.

Poza jeziorami na Pomorzu (jak zresztą i na Mazurach) spotykamy znaczne ilości „oczek” — małych jezior o powierzchni poniżej 1 ha. Ilość tych oczek dochodzi tu do kilkudziesięciu tysięcy. Szczegółowe zbadanie ich rozmieszczenia, co nie jest jeszcze wykonane, mogłoby w znacznym stopniu wyświecić stosunki hydrologiczne terenu.

Na Pomorzu przeważającym typem są jeziora rynnowe. Często są one ułożone w długie szeregi stanowiące jakby jedną wielką rynną, która wskutek obniżenia się poziomu wody rozpadła się na oddzielne części. Taką typową pozostałością większego jeziora, utworzonego przy końcu ostatniego zlodowacenia, jest jez. Drawsko. Świadczy o tym znaczny rozwój linii brzegowej wynoszący 4,92 (stosunek obwodu jeziora do długości okręgu koła równoważnej z nim powierzchni) oraz większa ilość niewielkich jezior, przeważnie bezodpływowych, znajdujących się w pobliżu jeziora macierzystego.

Na wybrzeżu natomiast spotykamy jeziora nadbrzeżne utworzone, jak się należy domyślać, przez odcięcie mierzajami mniejszych zatok morskich Bałtyku, który dawniej (przed 10.000 lat) sięgał znacznie dalej ku południowi. Jeziora te stanowią 34,8% ogólnej powierzchni jezior pojezierza. Niektóre z nich łączą się jeszcze z morzem wąskimi kanałami (jez. Łeba) i dlatego posiadają słoną wodę. Zasolenie ich waha się w granicach do 5‰. Dla celów porównawczych podajemy, że zasolenie Zatoki Gdańskiej wynosi 3,5‰, a Bałtyku do 7,5‰.

Jeśli podzielimy jeziora stosownie do zlewni rzek, to okaże się, że 2,2% powierzchni jezior należy do zlewni Wisły, 25,9% do Noteci, 15% do Odry, 12,3% do morza Bałtyckiego oraz 9,4% — bezodpływowe.

Co się tyczy ilości, to najmniej spotykamy jezior nadbrzeżnych, a jeziora bezodpływowe stanowią prawie 1/3 wszystkich jezior. Dawniej, gdy proces zatorfienia nie postępował naprzód i melioracje nie były przeprowadzane, liczba tych jezior była jeszcze większa. W ogóle jeziora bezodpływowe są małe i przeciętna ich powierzchnia wynosi 50 ha.

Do największych jezior Pomorza należą:

jez. Łeba	75,3 km ²
„ Miedwie	36,0 km ²
„ Bukowskie	18,0 km ²
„ Żarnowskie	15,0 km ²
„ Gardeńskie	23,0 km ²
„ Jamno	22,9 km ²
„ Drawsko	18,6 km ²
„ Wielim	18,3 km ²
„ Lubieszowo	14,85 km ²
„ Wdzydze	14,00 km ²
„ Wiecko	11,25 km ²

Pod względem batymetrycznym spotykamy tu stosunki dość urozmaicone. Do najgłębszych należą: jez. Drawsko — maks. głębokość 83 m, jez. Pieburskie — 54 m, jez. Lubieszowo — 46 m i jez. Miedwie — 42 m. Poza tym 17 jezior osiąga głębokość 40—30 m, 25 jezior 30—20 m.

Co się tyczy objętości wody, to:

jez. Miedwie zawiera	0,726 km ³
„ Drawsko	0,357 km ³
„ Lubieszowo	0,203 km ³
„ Łeba	0,160 km ³

gdy znajdujące się na Mazurach jez. Mamry — 1,15 km³ i Śnardwy — 0,780 km³.

Rozpatrując znaczenie jezior Pomorskich pod względem hydrologicznym zauważymy, że służą one zbiornikami wyrównawczymi dla rzek. Największy % powierzchni jezior w stosunku do swej zlewni posiada Płona (50,24 km² jezior na 1173 km² zlewni, tj. 4,25%) oraz Drawa i Głda, dla których ten stosunek wynosi 2 i 3%.

Poza tym jeziora leżące na stosunkowo wysokich tarasach, a mianowicie: 47 jezior o pow. 25,6 km² znajduje się na poziomie 200—150 m, 125 jezior o pow. 160,7 km² znajduje się na poziomie 150—100 m, — mogą być wykorzystane dla siłowni wodnych. Na najniższym tarasie 30—0 m leżą jeziora nadbrzeżne. Są one bardzo płytkie. Maksymalna głębokość jez. Jamno wynosi 3 m, Bukowskiego około 2 m, Gardeńskiego 2,3 m. Najgłębszym z nich jest jez. Łeba o głębokości 5,3—6,25 m. Co się tyczy tego ostatniego jeziora, to dane uzyskane przez poszczególnych badaczy, wykonujących pomiary w pewnych odstępach czasu, nie zgadzają się między sobą, należy więc przypuszczać, że poziom jeziora jest zmienny. Niewielka głębokość jezior nadbrzeżnych oraz dające się zaobserwować intensywne ich zarastanie pozwala na wyciągnięcie wniosku o zbliżającym się zaniku tych jezior. Będzie to powodem zabagnienia wybrzeża oraz podniesienia się zw. wody rzek przepływowych. Odpowiednio zastosowane zabiegi melioracyjne winny przeciwdziałać tym ujemnym skutkom.

Jeziora Pomorskie były studiowane przez niemieckich badaczy Halbfassa i Keilhacka. Dokonałi oni do końca 19 wieku dokładnych pomiarów 172

jezior; dalsze 107 jezior posiada najważniejsze dane limnometryczne za wyłączeniem batymetrii. Wspomniane badania wraz ze 125 mapkami batymetrycznymi są przytoczone w dość szczegółowo ujętej pracy: W. Halbfass „Beiträge zur Kenntnis der Pommerschen Seen“. (Petermanns Mitteilungen Gotha 1901. Ergänzungsband XXIX). Nowszych źródłowych prac w zakresie jezior Pomorskich do ostatnich czasów nie wydano, za wyjątkiem urzędowego katalogu, zawierającego nazwy 1.600 jezior, opracowanego w roku 1937 przez Reichs u. Pr. Ministerium für Ernährung u. Landwirtschaft.

3. Pojezierze Poznańskie.

Trzecim pod względem obfitości jezior w Polsce jest Pojezierze Poznańskie. Zawiera ono około 1.000 jezior o powierzchni ponad 1 ha, które możemy podzielić według poniższej tabelki:

Wielkość jezior ha	Ilość	Powierzchnia ogólna km ²
1 — 10	500 (około)	25
10 — 50	318	75
50 — 100	93	66
100 — 400	84	165
400 — 1 000	5	35
ponad 1 000	2	49
Razem:	1 002	415

Największą absolutną ilość jezior (189) posiada Wschodnie Poznańskie, a również i największą absolutną powierzchnię jezior (151,8 km²). Największą ilość jezior przypadających na każde 1 000 km² ma Zachodnie Poznańskie (24) i Wschodnie (22); co się tyczy powierzchni jezior w stosunku do powierzchni obszaru, to odpowiednie liczby wynoszą 1,77%, względnie 1,76%.

Najbogatszymi w jeziora są powiaty żniński i międzychodzki.

W dorzeczu Wisły leży bardzo nieznaczna część — 26 jezior. Prawie wszystkie pozostałe są odwadniane przez Odrę, a właściwie przez jej dopływy, z których Warta i Wełna zbierają wody 316 jezior o powierzchni 229 km²; Noteć odwadnia 147 jezior o pow. 126 km². Pozostałe jeziora Południowego i Zachodniego Poznańskiego leżą w dorzeczu Odry. Jezior bezodpływowych, a ściślej bez zewnętrznego dopływu, jest 215. Do tych jezior możemy również zaliczyć oczka, które w ogromnej ilości (ponad 30.000) są porozrzucane po całym terenie.

Największymi jeziorami Poznańskiego są następujące: Gopło (23,4 km²), Powidzkie (12 km²), Pohoskie (8 km²), Zbąszyńskie (7,5 km²), Skórcin (7,5 km²), Przemęt (7,5 km²), Wielkie Żnińskie (4,6 km²). Z tych 7 największych — znajduje się we Wschodnim Poznańskim i na Kujawach; jedno w zachodniej i jedno w południowej części regionu.

Najgłębszym jeziorem jest Popielewskie — maks. głębokość 50,5 m i Szremskie (Śmigiełskie)

49 m. Dno jego leży o 10 m niżej poziomu morza. Jest to jedyna kryptodepresja w Poznańskim. Największe jezioro regionu, Gopło, posiada maksymalną głębokość 13,5 m.

Większość jezior Poznańskich stanowią jeziora rynnowe; obok nich w mniejszej ilości występują jeziora moreny dennej i czołowej. Jeziora rynnowe układają się najczęściej szeregami z północy na południe, morenowe zaś zwykle szeregami ze wschodu na zachód. Do jezior pochodzenia rynnowego zaliczamy Gopło. Długość jego wynosi 25,8 km, maksymalna szerokość — 3,2 km, średnia — 1 km. Jak podaje Długosz, w wieku 15 długość Gopła była o 20% większa. Tak znaczna rozbieżność w pomiarach powstała dlatego, że w tym czasie z Gopłem stanowiło jedną całość jez. Szarlejowskie, które wskutek obniżenia się poziomu wody obecnie już się od niego oddzieliło. Długosz zapewne podawał łączną długość obu obecnych jezior. Stosownie do podań krążących wśród miejscowej ludności, niegdyś Gopło było połączone z Wartą, Notecią i Wisłą i stanowiło ruchliwą drogę wodną, a Kruszwica była ważnym węzłem komunikacyjnym tej drogi. Istotnie, dział wód między Gopłem i Wisłą przewyższa poziom jeziora tylko o 8 m, a między tymi zbiornikami przebiega ztorfiała depresja rzeczki Bachorzy, która przed zatorfieniem mogła stanowić drogę wodną. Również jest możliwe, że poziom Gopła przed uregulowaniem jego odpływu, co nastąpiło w latach 1857/59, był wyższy.

Badania hydrogeologiczne zapoczątkowane w 1946 r. przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny pozwalają się domyślać, że wody Gopła dawniej rozpościerały się o 20 km dalej od obecnego jego krańca północnego w kierunku wschodnim do wsi Sedzin, lecz okres, w którym ustalił się obecny obszar jeziora, będzie można określić po bardziej szczegółowym opracowaniu wspomnianych badań. Wszystko więc wskazuje, że niegdyś Gopło posiadało więcej danych niż obecnie do zajęcia czołowego miejsca wśród naszych tranzytowych dróg wodnych.

Należy jeszcze zauważyć, że ostatnio zwrócono uwagę na systematyczne obniżanie się w Poznańskim poziomu wód gruntowych. Zagadnienie to możemy badać obserwując wahania zwierciadła wody w jeziorach, szczególnie bezodpływowych. Najnowsze obserwacje 1946 r. wykazały stopniowy zanik kilku tych jezior, co wskazuje o zaniku wód wgłębnych w sąsiednich terenach. Wiąże się to ze zbyt intensywnie i jednostronnie przeprowadzanymi od dłuższego czasu robotami melioracyjnymi. W dzielnicy tej ubogie w opady (średnia roczna 500—550 mm), roboty melioracyjne winny być prowadzone ostrożnie i umiejętnie. W okolicach gdzie zaobserwowano zanikanie jezior należy dokładnie zbadać przyczyny tego zjawiska i przedsięwziąć odpowiednie środki zaradcze, mające na celu utrzymanie wód gruntowych na poziomie pożądanym dla rolnictwa.

Podstawowym źródłem naszych wiadomości o jeziorach Poznańskich jest praca Schütze'go — „Die Posener Seen“ (Forschungen zur Deutschen Landes u. Volkskunde, XXII Band, Stuttgart, 1920). Poza tym w wymienionym zakresie istnieją

prace kilku polskich limnologów, odnoszące się do poszczególnych jezior.

4. Pojezierze Suwalskie.

Wschodnim przedłużeniem jezior Mazurskich jest Pojezierze Suwalskie. Obejmuje ono około 125 jezior o ogólnej powierzchni 94,5 km². Największym jest znane turystom jez. Wigry o pow. 21,66 km² i maks. głębokości 73 m. Pozostałe jeziora posiadają już wymiary znacznie mniejsze. Następnym co do wielkości jest jez. Sajno — 5,25 km² i maks. głębokość 27 m, 20 dalszych jezior posiada powierzchnię od 5 do 1 km². Jeziora te są na ogół głębokie. Znajduje się tu najgłębsze w północnej Europie jez. Hańcza (maks. głębokość 108,5 m).

Grupa jezior Augustowskich, stanowiąca północną część pojezierza, jest położoną tak dogodnie pod względem hipsometrycznym, że stanowi ważne ogniwo szczytowego odcinka kanału żeglownego, łączącego Biebrzę z Niemnem.

Charakterystyczną cechą jezior Suwalskich jest ich zanikanie, wskutek zarastania czy też zamułania niecek jeziornych. Proces ten przebiega w stosunkowo szybkim tempie, tak że został zauważony przez miejscową ludność, która nazwała jeziora w stadium daleko posuniętego zaniku — „sucharami”.

5. Pojezierze Dobrzyńskie.

Jeziora Dobrzyńskie pokrywają powierzchnię 39,2 km² na obszarze 2,710 km². Liczymy tu 316 jezior, z czego 66 jezior o powierzchni ponad 10 ha i 190 jezior ponad 1 ha.

6. Pojezierze Gostyńskie.

Jeziora Gostyńskie w sumie pokrywają obszar wodny o powierzchni 19,42 km²; powierzchnia ich zlewni wynosi 1,060 km². Liczymy tu 62 jeziora pochodzenia lodowcowego, które stosownie do wielkości możemy podzielić na następujące grupy:

ponad 100 ha — 4 jeziora	10,57 km ²
50—100 ha — 3 jeziora	1,82 km ²
10—50 ha — 23 jeziora	5,59 km ²
1—10 ha — 32 jeziora	1,44 km ²

Największym jeziorem jest Zdrowskie o pow. 3,53 km², o maks. głębokości 5,4 m. Obok Suwalskich, jeziora Gostyńskie są najlepiej opracowane pod względem morfometrycznym. Cechą charakterystyczną jezior Gostyńskich jest dające się łatwo zauważyć krążenie wód podziemnych między poszczególnymi zbiornikami. Np. grupa jezior w zlewni Rakutówki (pow. zlewni 317 km²) posiada jednakowy poziom zwierciadła wody, co wskazuje na bezpośredni związek podziemny między nimi. Odpływ z tej podziemnej masy kieruje się do dolin rzecznych położonych niżej. Również zaobserwowany związek podziemny u większości pozostałych jezior pozwala sądzić, że krążenie wód podziemnych ma wybitną przewagę nad powierzchniowymi. Poziom więc miejscowych jezior charakteryzuje stan wód podziemnych.

Znaczna ilość omawianych jezior wykazuje tendencję mniej lub więcej powolnego zaniku.

7. Pojezierze Lubartowsko-Włodawskie.

Jako ostatnie wymienimy jeziora Lubartowsko-Włodawskie. Są to najmniej zbadane nasze jeziora. Ogólna ich ilość wynosi 104. Największe z nich to Siemieński Wielki Staw o pow. 4,99 km² i maks. głębokości 2,5 m, Wytyckie Wielkie pow. 4,23 km², maks. głębokości 2 m i Uściwierz — 2,94 km².

Poza Wielkim Stawem Siemieńskim, który jest pochodzenia sztucznego, geneza jezior Lubartowsko-Włodawskich nie jest z całą pewnością ustalona. Usytuowanie pojezierza mniej więcej na granicy pierwszego zlodowacenia pozwala jednak przypuszczać, że jeziora wytworzyły się tu w rynnę lodowcowej na początku okresu pleistocenńskiego. Byłoby to więc najstarsze nasze pojezierze. Świadczą o tym: niewielka głębokość jezior oraz znaczne obszary przyległych torfowisk o głębokich pokładach dobrze rozłożonego torfu.

Jeziora te mogą być wykorzystane jako zbiorniki retencyjne przy melioracji gruntów, szczególnie celem nawodnienia sąsiednich obszernych łąk torfowych.

Wnioski ogólne.

Jeziora w Polsce, zajmując około 2.600 km² powierzchni wodnej, stanowią ważki czynnik hydrologiczny, który wyzyskany właściwie może dostarczyć kilkaset milionów kWh energii wodnej oraz służyć do retencjonowania wody dla celów żeglugowych, melioracyjnych i gospodarczych. Poza tym wody jezior, będąc w kontakcie z wodami gruntowymi, odpowiednio charakteryzują w różnych okolicach kraju regime tych wód, mający ważne znaczenie dla hydrologii jak i rolnictwa.

Szczegółowe badania poziomu wód jeziornych może również rzucić wiele światła na bilans hydrologiczny kraju. Do tej pory jeziora były u nas badane przeważnie przez geografów raczej w celach teoretyczno-naukowych, a nie praktycznych.

Nadszedł już czas aby tym problemem zainteresowali się również hydrologowie i wyciągnęli ze swych badań wnioski bardziej konkretne, niż to mogły dać poprzednio prowadzone badania ogólne.

LITERATURA.

Jaczynowski J. — Morfometria Jezior Gostyńskich, Warszawa, 1929 r., oraz Przegląd Geograficzny t. IX.

Lencewicz S. — Jeziora Gostyńskie, Warszawa, 1929, oraz Przegląd Geograficzny t. IX.

Nechay W. — Studia nad genezą Jezior Dobrzyńskich, Warszawa 1932 oraz Przegląd Geograficzny t. XII.

Pietkiewicz S. — Pojezierze Suwalszczyzny Zachodniej, Warszawa 1928 oraz Przegląd Geograficzny t. VIII.

Stangenberg W. — Szkic limnologiczny Pojezierza Suwalskiego, Warszawa 1936.

Charakterystyka przebiegu stanów wody w okresie 1.V. – 31.VII.1947

Z początkiem maja 1947 r. panowały na ogół średnie stany wody na wszystkich rzekach w Polsce. Poziomy wód przy stanach powoli opadających w górnych biegach rzek były już w tym czasie nieco poniżej średniej rocznej, zaś na dolnej Wiśle i Odrze utrzymały się stany nieco wyższe. W ciągu maja, z wyjątkiem dat około 20-go i 27-go, gdzie wystąpiły opady przekraczające 10 mm w ciągu doby, trwała na ogół pogoda słoneczna. Te intensywniejsze deszcze nie miały prawie żadnego wpływu na poziom wód w rzekach, wobec silnego wyschnięcia gruntu, niskiego stanu wód gruntowych, znaczniejszego zapotrzebowania wody przez rośliny oraz wydawniejszego parowania w tym okresie roku. Na przeważnej części obszaru Polski sumy opadu w maju b. r. wynosiły od 15 do 30 mm. Nieco większe opady notowano w górnym dorzeczu Wisły i przy ujściu Odry (Kasprowy 57,4 mm, Zawoja 50,5 mm, Lubień 48,0 mm, Porąbka 47,5 mm, Babia Góra 44,3 mm, Wieliczka 42,4 mm, Piekło 39 mm, Pyrzyce 52,1 mm, Szczecin 49,0 mm, Gryfin 45,7 mm. Wobec niedoboru opadu nie było też żadnych większych wahań stanów wody w tym miesiącu na rzekach. Pod koniec miesiąca zostały osiągnięte stany średnie niskie.

W czerwcu niedobór opadów wystąpił przeważnie we wschodniej i środkowej części Polski. Opady większe od 10 mm w ciągu doby pojawiły się w dorzeczu górnej Wisły i Odry w dniach 5, 7, 15, 20 i 23 czerwca, jednak wielkość opadu na ogół nie przekroczyła 20 mm. Silniejsze opady wystąpiły jedynie lokalnie w górach. I tak notowano dnia 17.VI na Kasprowym 50,7 mm, 24.VI — 29 mm, 17.VI na Babiej Górze — 40,6 mm. 23.VI na Górze Św. Anny — 45,2 mm, 17.VI w Zakopanem — 42,8 mm. Rozkład tych opadów pod względem czasu i zasięgu przy niskim stanie wód gruntowych i na rzekach, nie sprzyjał wytworzeniu się letniej powodzi. Zapoczątkowane wezbranie w górnym biegu Wisły w połowie czerwca nie osiągnęło nawet poziomu zw. W. W. powyżej Krakowa, zaś w dalszym biegu osiągnęło jedynie stany średnie. Również na Odrze deszcze w czerwcu b. r. wytworzyły jedynie stany średnie.

Lipiec b. r. charakteryzowały: brak większych opadów oraz większych zmian stanów wody.

Wody gruntowe w tym roku wcześniej osiągnęły niski poziom mimo znacznej ilości śniegu w okresie wiosny i znacznych rozmiarów wiosennej powodzi. Przyczyną tego były niskie stany wody jesienią zeszłego roku, silne zamarznięcie gruntu zimą oraz powierzchniowy spływ wód wiosennych do rzek. Wskutek tego opadanie stanów wody na rzekach nastąpiło tej wiosny wcześniej, powodując dłużej trwające stany niskie, co pogarsza warunki żeglugi w tym roku. W sierpniu w niektórych miejscach najniższe głębokości dla żeglugi poniżej Warszawy osiągnęły 75 cm.

Kraków - Wisła

Nowy Sącz - Dunajec

Przemyśl - San

Warszawa - Wisła

Wyszaków - Bug

Pułtusk - Narew

Tczew - Wisła

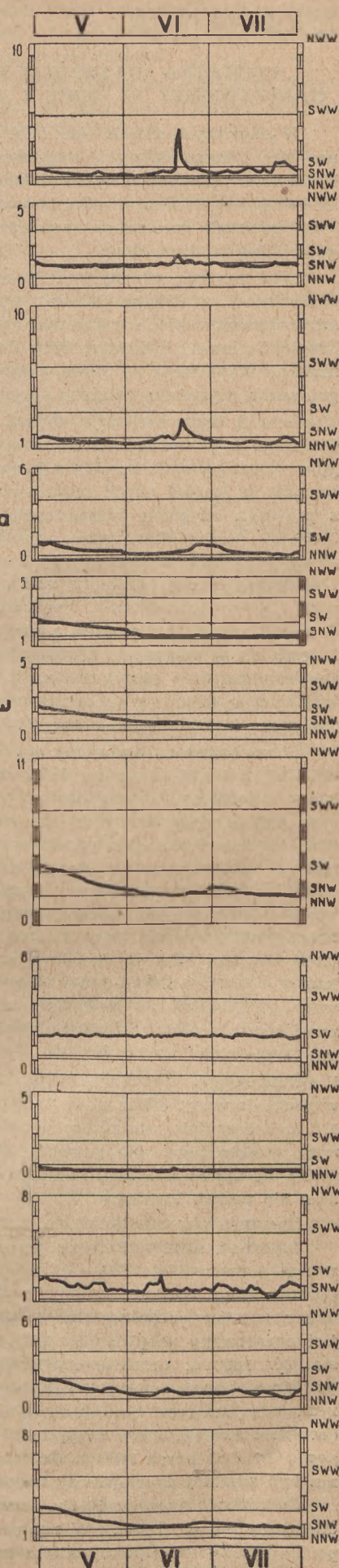
Kozle - Odra

Kłodzko - Nysa

Brzeg Dolny - Odra

Krosno - Odra

Poznań - Warta



WYCIECZKA STUDENTÓW POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ NA ODRĘ I KANAŁ GLIWICKI.

W pierwszych dniach lipca b. r. odbyła się wycieczka na Odrę i kanał Gliwicki, zorganizowana dla Studentów Politechniki Warszawskiej, Wydziału Inżynierii, Oddziału Budownictwa Wodnego. Zamiast suchego sprawozdania z tej wycieczki zamieszczamy poniżej barwny opis jednego z Kolegów Studentów:

„Już wczesną wiosną prof. Rodowicz przyrzekł nam, studentom Polit. Warsz. Oddziału Budownictwa Wodnego, zorganizowanie dwóch wycieczek, a mianowicie po Wiśle, drugiej kanałem Gliwickim, Odrą do Głogowa. Z powodu niskiego stanu wody na Wiśle, pomimo całkowitego przygotowania, wycieczkę odłożono do jesieni b. r.

Dnia 2 lipca następuje wyjazd wycieczki z dworca Głównego z W-wy. Zainteresowanie wycieczką było duże, gdyż nawet przybyli koledzy z innych wydziałów, gotowi zastąpić w każdej chwili spóźnialskich lub tych, którzy z przyczyn od siebie niezależnych wyjechać nie mogli. Jednakże, jeszcze długo przed odjazdem, cały komplet zapisanych, w ilości 17, był gotowy do drogi. Przewodnictwo i serdeczną opiekę przejmują nad wycieczką prof. Rodowicz i prof. Czetwertyński. Początkowy charakter „urzędowości“ między profesorami a studentami, z chwilą znalezienia się w wagonach, a szczególnie potem na statku, zupełnie zanika, a raczej następują wprost przyjacielskie wyjaśnienia ze strony pp. profesorów studentom wciąż „żądny wiedzy“, przeplatane wesołymi opowiadaniem.

Przez Katowice, dostajemy się do Gliwic, skąd samochodami Państw. Zarządu Wodn. zajeżdżamy do portu, który zwiedzamy z inż. Ziembą. Obecnie port w Gliwicach jest głównie nastawiony na przeładunek węgla. Zdolność przeładunkowa jego wynosi wg obliczeń 7 mio ton rocznie, przeładowuje się obecnie ca 1.200.000 ton. Jest tutaj 5 dźwigów węglowych i 2 drobnicowe. W porcie wladowaliśmy się na statek „Chodkiewicz“, który odbył długą podróż z Wisły poprzez Brdę, kanałem Bydg., Notecią, Wartą, Odrą aż do Gliwic, gdzie musiano poziom kanału obniżyć o 0,5 m, przez co wyzbyć się ca 1 mio m³ wody, gdyż statek ma nadbudowę zbyt wysoką i nie mógł przejść pod mostami. W czasie podróży po kanale słuchamy wyjaśnień szczegółowych techników Piaseckiego i Gruszeckiego. Przekrój poprz. kanału wynosi 45 m w poziomie wody, 3,5 m głęb. w środku, nachylenie skarp 1:3 do 1:5 w dnie, ubezpieczenie skarp narzutem kamiennym, w dnie żwir. Na pewnym odcinku widzimy różne próby ubezpieczeń skarp; najodpowiedniejszym wydaje nam się narzut kamienny.

Spławność kanału obliczona jest na barki 1000 t.

Piękno i siła wody oraz jej ujarznienie wzbudziły w nas podziw. Wskazano nam miejsce przyszłego odgałęzienia drogi wodnej Południe — Północ dla tranzytu międzynarodowego (kanał Dunaj — Odra), dla której już jest opracowany projekt. Projekt ten uwzględnia ruch statków 1000 t; przekroczenie wododziału ma nastąpić pod Hranicą przy pomocy 3 — 4 podnośni statków, z których jedna ma mieć spad 47 m — byłaby największą budowlą na świecie. Śluzy mają być budowane jako pociągowe, dla 2-ch barek 1000 t i holownika. Początek kanału ma być powyżej drugiej śluzy kanału Gliwickiego.

Zwiedzamy port w Koźlu, następnie samochodami dostajemy się do Opola. W następnym dniu zwiedzamy port i stocznę w Opolu, poczym samochodami udajemy

się do zbiornika Turawa. Następuje w dalszym ciągu szybkie przesuwanie się obiektów przez nas zwiedzanych, obrazy przesuwają się jak w kalejdoskopie. Na Odrze zwiedzamy śluzy, jazy iglicowe i tak dobijamy do Brzegu. skąd samochodami udajemy się do Wrocławia. Nocleg i znów zwiedzanie stoczni, portów, śluz, jazów i Politechniki. W następnym dniu, t. j. 6.VII, już widać u kolegów przemęczenie, odczuwa się błogi stan odpoczynku w drodze z Wrocławia do Głogowa statkiem. Sen morzy niejednego w kajucie na dole statku, lub też przy stole. Tylko na mostku kapitańskim coraz częściej słychać słowa: szybko! wolniej! oraz szybkie obroty koła sterowego, gdyż ta część Odry jest nieskanalizowana i żegluga po niej przy niskim stanie wód jest dość niebezpieczna. Dobijamy do Głogowa. Z żalem rozstajemy się ze statkiem i sympatyczną jego załogą; tych parę dni złączyło nas. Żegnamy dyr. inż. Kajzara, ładujemy się na samochody i pociągami z Leszna przez Poznań przyjeżdżamy do Warszawy.

Piękno wycieczki wraz z jej dopełnieniem praktycznym do naszej nauki teoretycznej pozostawia w nas zobowiązanie dla prof. Rodowicza, jako szczerzego i miłego przyjaciela młodzieży oraz wzorowego organizatora“.

A. R.

KOMUNIKAT

Zarządu Głównego Stowarzyszenia Inżynierów i Techników
Wodno-Melioracyjnych R. P.

Działalność Stowarzyszenia w I półroczu 1947 r. wyraźnie przesunęła się z etapu organizacyjnego branży melioracyjnej w kierunku dalszego samokształcenia, popularyzacji i popierania rozwoju wodnych nauk technicznych, celem podniesienia poziomu gospodarki wodnej w naszym kraju.

Ogólna ilość członków Stowarzyszenia wynosi obecnie 636 osób.

W poszczególnych oddziałach terenowych ilość członków jest następująca:

Białystok	35	Olsztyn	30
Cieplce	39	Poznań	57
Katowice	35	Rzeszów	17
Kielce	30	Sopot	40
Kraków	36	Szczecin	36
Lublin	53	Toruń	35
Łódź	52	Warszawa	121

Przypuszczalna ilość inżynierów i techników wodno-melioracyjnych, nie objętych jeszcze przez Stowarzyszenie, wynosi około 350 osób. Są to przeważnie wolno-praktykujący, należący do Stowarzyszenia Przedsiębiorców Budowlanych. Największą aktywność wykazuje Oddział w Białymstoku.

Odnosnie składu władz Stowarzyszenia nie zaszły w tym okresie poważniejsze zmiany. Jedynie inż. Jerzy Ostrowski ustąpił z Zarządu Gł. ze stanowiska przewodniczącego Komisji Normalizacji i Wynalazczości. Na opróżnione miejsce powołano inż. Kubickiego, Dyr. Kraj. Tow. Melior.

Zarząd Gł. w tym czasie odbył 9 zebrań. Poza tym wprowadził deklaracje członkowskie, kartotekę członków i przystąpił do ściągania składek wpłacanych dość opornie.

W programie swych prac Zarząd Gł. systematycznie zmierza do realizacji uchwał I Walnego Zjazdu Delegatów Oddziałów Stowarzyszenia, który odbył się w dniach 15 i 16 listopada 1946 r.

Dużą przeszkodą w pracach jest brak stałych funduszy.

Najczynniejszą w tym okresie była Komisja Naukowo-Wydawnicza Zarządu Gł., która opracowała ogólny plan działania i sporządziła wykaz najpotrzebniejszych wydawnictw.

W roku bieżącym ma być wydany I tom Podręcznika melioracji rolnych prof. inż. Zakaszewskiego Czesława, rozszerzony w stosunku do wydania przedwojennego i wzbogacony szeregiem tabel opracowanych wg najnowszych badań naukowych. Będzie to podręcznik najwyższej jakości w przystosowaniu do potrzeb inżyniera, technika i studenta w zakresie projektowania i wykonawstwa.

Wkrótce ukaże się nowe wydanie Tablic do obliczeń robót ziemnych opracowanych przez inż. Kazimierza Myślakowskiego, oraz Instrukcja drenarska opracowana przez prof. dr Stanisława Baca.

W ramach działalności Komisji Naukowo-Wydawniczej Zarz. Gł. powstały 3 Podkomisje: 1) Podkomisja wydawnicza w składzie: prof. inż. Zakaszewski Czesław, inż. Taytsch Leon, inż. Sochoń Zygmunt, 2) Podkomisja Naukowo-Odczytowa w składzie: prof. inż. Turczynowicz, prof. dr inż. Czetwertyński, inż. Dębski, inż. Kollis, 3) Podkomisja dla spraw słownictwa wodno-melioracyjnego: prof. inż. Czetwertyński Edward, inż. Dębski Kazimierz, prof. inż. Turczynowicz Stanisław, prof. inż. Zakaszewski Czesław, inż. Sochoń Zygmunt oraz członkowie korespondenci — prof. dr Bac Stanisław, prof. dr Ostromecki Jerzy, prof. dr Pietkiewicz.

Staraniem Komisji Naukowo-Wydawniczej Zarządu Gł. Stow. zostało zorganizowanych szereg odczytów.

W kwietniu br. wygłosił pierwszy odczyt inż. Kazimierz Matul, Dyr. Dep. Wodno-Melior. Min. Roln. i R. R., p. t. „Melioracje w 3-letnim planie odbudowy kraju“¹⁾

W maju br. wygłosił drugi odczyt prof. inż. Zakaszewski Czesław p. t. „Krajobraz w budownictwie wodnym“²⁾.

Referat wywołał żywy oddźwięk u słuchaczy. Zebrani, w nawiązaniu do poruszonych w dyskusji zagadnień, na wniosek inż. Próchnika uchwalił rezolucję treści następującej:

„Wobec konieczności zachowania nikłych resztek naszych drzew, apeluje się do obywatelskiego sumienia, ażeby w przyszłości wszelkie dekoracje z okazji różnych manifestacji i obchodów, były urządzane jedynie z kwiatowych roślin jednorocznych, z całkowitym wykluczeniem stosowania gałęzi drzew i krzewów wieloletnich, których wyhodowanie wymaga nakładu czasu i stworzenia specjalnych warunków“.

W czerwcu br. wygłosił 3-ci odczyt prof. dr Stanisław Bac p. t. „Przemieszczenie gleb jako zagadnienie melioracyjne“.

Odczyt bogato ilustrowany przezroczami dał zebrałym wyobrażenie o dobru i zła skutkach erozji wodnej gleb.

Odczyty gromadzą liczne grono kolegów i budzą szerokie zainteresowanie. Po każdym odczycie następuje wymiana zdań w poważnej dyskusji. Teksty wygłoszonych referatów są rozsyłane po Oddziałach celem wykorzystania na miejscowych zebraniach dyskusyjno-odczytowych.

W ramach prac Komisji Normalizacji i Wynałazczości w składzie: inż. Kubicki Apolinary, inż. Gumiński Leonard, inż. Kowalski Władysław i inż. Puczyński Kazi-

mierz, zostało rozesełane pismo okólne w sprawie nadsyłania odrysów typów budowli wodno-melioracyjnych, w celu wydania Atlasu typów budowli.

Koszty sporządzenia odrysów odpowiadających warunkom podanym w piśmie okólnym będą zwracane autorom po złożeniu odpowiednich rachunków.

Ponadto prace wyróżnione będą zakupione. Wysokość zakupu od kilku do kilkudziesięciu tysięcy zł w zależności od wartości technicznej projektu. Prace należy nadsyłać pocztą poleconą na adres Zarządu Gł. Stowarzyszenia Inż. i Techn. Wodno-Melior. R. P., Warszawa, Saska Kępa, ul. Bajorńska 3/5 (tel. Praga 54-03).

Staraniem Zarządu Gł. Stowarzyszenia został uruchomiony Dom wypoczynkowy w Szklarskiej Porębie, gdzie członkowie Stowarzyszenia mogą spędzać czas zdrowo i przyjemnie, przy koszcie około 400 zł na dzień i osobę.

Zarząd Gł. rozpoczął nawiązywanie kontaktów z sekcjami technicznymi Związków Zawodowych oraz współpracuje z N. O. T. przez swych przedstawicieli biorących udział w posiedzeniach N. O. T-u.

Sekretarz:

Prezes:

(—) Techn. St. Hausman

(—) Inż. A. Szczawiński

ORGANIZACJA SŁUŻBY KONSERWATORÓW URZĄDZEŃ WODNO - MELIORACYJNYCH.

Dla podniesienia poziomu rolnictwa prowadzone były od dawna w Polsce prace wodno-melioracyjne. Wojna poczyniła znaczne uszkodzenia w tych urządzeniach, ale największe szkody powstały skutkiem braku ich konserwacji. Jeżeli w tej dziedzinie nie zostaną podjęte prace, wszystkie dotychczasowe nakłady organizacji i środków finansowych pójdą na marne, a tereny zmeliorowane wrócą do pierwotnego stanu. Ich wydajność spadnie.

Najpilniejszym w tej dziedzinie zadaniem jest zorganizowanie służby konserwacyjnej. Potrzebne są liczne zastępy ludzi obznajmionych z tymi robotami, by nimi pokierować i doprowadzić urządzenia wodno-melioracyjne do stanu pełnej używalności.

Ponieważ drogą normalnego szkolenia niepodobna w krótkim czasie stworzyć licznych zastępów konserwatorów, Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych zorganizowało za pośrednictwem Muzeum Przemysłu i Rolnictwa specjalne Kursy Korespondencyjne dla tego typu przyszłych pracowników. W ciągu 1/2 do 1 roku kandydaci mogą zdobyć najpotrzebniejsze wiadomości techniczne, aby móc rozpocząć na tym polu pracę w terenach wiejskich.

Konserwatorzy będą podlegali pod względem fachowym urzędowi wodno-melioracyjnemu i otrzymywali od nich wskazówki.

Nie jeden z pośród właścicieli małych gospodarstw rolnych, lub członek jego rodziny mógłby bądź wyłącznie podjąć się tego zadania, bądź traktować je jako dodatkowe zajęcie w okresie od wiosny do późnej jesieni. Niemal w każdej gminie będą tego rodzaju prace i napewno w każdej gminie ludzie chętni do tego znajdują się. Trzeba, aby o tym wiedzieli.

Robota będzie polegała na dobraniu sobie grupy ludzi do czyszczenia rowów, kanałów, mniejszych rzek, na prawie grobel, wałów ochronnych i innych urządzeń specjalnych, jak drenowanie, służby itd.

Osoby pragnące przygotować się do tego rodzaju prac przy pomocy Kursów korespondencyjnych dla konserwatorów mogą zgłosić się pisemnie pod adresem: Warszawa, ul. Bagatela 11 m. 4, skrzynka pocztowa 43,

¹⁾ „Gospodarka Wodna“ — nr 3 — 1947 r.

²⁾ Str. 150 niniejszego zeszytu.

gdzie mogą otrzymać szczegółowe informacje. Tutaj podajemy, że w przybliżeniu co tydzień wysyłane są wykłady drukowane z szeregiem pytań, na które uczestnik winien przysłać odpowiedzi. Liczba wykładów wynosi około 25.

Koszt nauki korespondencyjnej wynosi 1000 zł za całość. W wyjątkowych wypadkach kwota ta może być wpłacana w 2 ratach.

(—) Inż. L. Gumieński

ZMELIOROWANE GOSPODARSTWA POKAZOWE.

Celem zaznajomienia miejscowej ludności z korzyściami, jakie dają melioracje przeprowadzone na gruntach wykorzystywanych rolniczo i to zarówno na łąkach, pastwiskach, jak i na gruntach ornych, Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych przy współpracy Związku Samopomocy Chłopskiej przystąpiło do zorganizowania w każdym powiecie zmeliorowanych gospodarstw pokazowych o powierzchni do 20 ha. Tego rodzaju gospodarstwa zostaną najpóźniej w przyszłym sezonie 1948 r. zmeliorowane całkowicie i ewent. zagospodarowane. Będą one zasadniczo służyły dla celów pokazowych, a jednocześnie dla celów przeprowadzania doświadczeń z melioracyjnego i kształcenia personelu wodno-melioracyjnego i łaskarskiego.

W związku z tym są wybierane przede wszystkim obiekty, na których już są częściowo względnie całkowicie wykonane melioracje, a które ze względu na warunki wodne, rodzaj gleb, swoje położenie i kulturę rolną nadają się do wyżej wymienionych celów. Po wybraniu obiektu będą wykonane pomiary, badania glebowe i florystyczne (fitosocjologiczne), zostanie opracowany szczegółowy projekt wraz z kosztorysem odwodnienia z ew. nawodnieniem oraz zagospodarowania obiektu. W projekcie będzie przewidziany program realizacji robót w zakresie wodno-melioracyjnym i zagospodarowania oraz szkic programowy co do możliwości badań w zakresie doświadczeń z melioracyjnego.

W wypadkach zaistnienia możliwości i potrzeby doświadczeń z badań melioracyjnych na obiektach pokazowych zostanie w porozumieniu z Wydziałem Melioracyjnym przy Państwowym Instytucie Naukowym Gospodarstwa Wiejskiego ustalony szczegółowy program w tym zakresie, po zatwierdzeniu projektów przez Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych.

Z. S.

BATALIONY PRACY DO ROBÓT WODNO-MELIORACYJNYCH.

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych przewiduje zorganizowanie w 1948 r. Batalionów Pracy do robót wodno-melioracyjnych. Młodzież w wieku poborowym w sezonie letnim w okresie 5 — 6 miesięcy będzie zatrudniona na robotach o charakterze publicznym. W ramach Planu Inwestycyjnego na przyszły rok przewiduje się prowadzenie w dalszym ciągu większych robót masowych, a mianowicie: renowację i budowę nowych wałów, renowację uregulowanych rzek, kanałów i potoków i odwodnienie Żuław. Na ten cel przeznaczonych zostanie 1.147 mio złotych kredytów, z czego na wydatki związane z pracą Batalionów wypadnie 573 mio zł. Na pozostałych odcinkach robót przewiduje się zorganizowanie ośrodków Batalionów Pracy po 100 ludzi. Mieszkać

oni będą w przenośnych barakach, względnie w ośrodkach rolnych, otrzymując całodzienne wyżywienie oraz umundurowanie i odpowiedni sprzęt do robót.

Koszt jednego ośrodka w 1948 r. wyniesie 4 mio zł, zaś w 1949 r. 3 mio zł, bowiem w drugim roku odpadają częściowo koszty sprowadzenia i wyposażenia baraków oraz umundurowania. Za sumę 573 mio zł można będzie w przyszłym roku zorganizować ca. 140 ośrodków Batalionów Pracy dla ca. 14.000 ludzi.

Ilość i wartość pracy wykonanej przez ośrodki w 1949 r. będzie ta sama co przy użyciu robotników płatnych. Natomiast w 1949 r., w którym w porównaniu z 1948 r. odpadają częściowo znaczne koszty sprowadzenia i wyposażenia baraków oraz umundurowania — 140 ośrodków wykona tę samą pracę o 140 mio zł taniej niż przy zatrudnieniu robotników płatnych. A zatem przy dwurocznym cyklu otrzymamy pracę wykonaną przez 140 ośrodków Batalionów Pracy o 140 mio zł tańszą, co przeciętnie na rok pracy tych ośrodków wypadnie 70 mio złotych. Poza momentem opłacalności finansowej należy podkreślić i inne dodatnie strony takich Batalionów Pracy. Uczestnicy ośrodków Batalionów Pracy będą pracowali w rejonach, z których pochodzą. Wkładając własną pracę w urządzenia wodno-melioracyjne nauczą się je cenić i otoczą opieką te urządzenia, które mają, względnie będą mieli na własnych gruntach, przyczyniając się w ten sposób do ich stałej konserwacji. Praktyka i odpowiednie wykształcenie w ośrodkach pozwoli im na wykonanie prostszych zabiegów konserwacyjnych i renowacyjnych we własnym zakresie i we właściwym czasie, chroniąc urządzenia wodno-melioracyjne przed zniszczeniem.

Poza tym ośrodki Batalionów Pracy będą miały duże znaczenie wychowawczo-społeczne. Wdrażają młodych ludzi do systematycznej i ciągłej pracy dla dobra ogólnego i dadzą duży i pożyteczny wkład do odbudowy i rozbudowy gospodarczej kraju.

Z. S.

ZJAZD GAZOWNIKÓW, WODOCIĄGOWCÓW I TECHNIKÓW SANITARNYCH.

W dniach 27 — 29 czerwca br. odbył się we Wrocławiu XXIV Zjazd Polskich Gazowników Wodociągowców i Techników Sanitarnych. Zjazd wykazał, iż dwa lata ofiarnej pracy tych fachowców dały nawet najbardziej zniszczonym miastom możliwość korzystania z niezbędnych dla życia wody i gazu oraz, że zagadnienie odbudowy i rozbudowy sieci gazowej i wytwórni gazu, urządzeń wodociągowo-kanalizacyjnych i techniczno-sanitarnych jest tak samo ważne, jak uruchamianie najbardziej potrzebnych fabryk, odremontowywanie budynków i warsztatów pracy.

Zjazd powyższy był poświęcony omówieniu szeregu konkretnych problemów i wspólnych bolączek, wynikających z codziennej pracy technicznej. Powołano do życia nowy Oddział Zrzeszenia w Łodzi oraz uchwalono wiele zasadniczych wniosków i dezyderatów, mających podstawowe znaczenie dla uporządkowania i należytego rozwoju spraw gazowych, wodociągowo-kanalizacyjnych i techniczno-sanitarnych. Zjazd m. in. domaga się, aby Ministerstwo Oświaty zrealizowało uchwalony na XXII-gim Zjeździe w Katowicach w 1945 r. — projekt kształcenia inżynierów budownictwa sanitarnego na Politechnice Warszawskiej.

W drugim dniu Zjazdu odbyło się Walne Zebranie Członków Polskiego Zrzeszenia Gazowników. Wodociąg-

gowców i Techników Sanitarnych, przy czym po uzupełnieniu Zarządu Głównego wybrano Prezesem Zrzeszenia na nowy okres Ob. Inż. Mgr. Zygmunta Rudolfa, Dyrektora Biura Zakładów i Urzędzeń Użyteczności Publicznej w Ministerstwie Odbudowy.

MINISTERSTWO ODBUDOWY

Biuro Zakładów i Urzędzeń

Użyteczności Publicznej

L. dz.BZ/582/47

OKÓLNIK Nr 24

z dnia 20 maja 1947 r. w sprawie przestrzegania przepisów o badaniu wody wodociągowej.

Do

wszystkich Urzędów Wojewódzkich (Wydziały Odbudowy).

Ministerstwo Odbudowy, nawiązując do rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 16.III.1928 r. (Dz. U. R. P. Nr 32, poz. 310), do rozporządzenia wykonawczego Min. Op. Społ. i Spraw Wewnętrznych z dnia 22.VIII.1933 r. (Dz. U. R. P. Nr 79 z dnia 11.X.1933 r., poz. 562) oraz do okólnika Min. Op. Społ. Nr 6/34 z dnia 1.III.1934 r. Nr Z. H. 16/XI/6/1/7, (Prawo Sanitarne Tom I), po porozumieniu się z Ministerstwem Zdrowia, zwraca uwagę na konieczność wydania zarządzeń, aby przeprowadzono systematycznie badania wody w zakładach wodociągowych.

W związku z powyższym każdy zakład wodociągowy winien mieć ustalone ilości analiz fizyczno-chemiczno-bakteriologicznych, które mają być dokonywane w ciągu roku, oraz miejsca pobierania próbek wody do picia.

Terminy te i kolejności muszą być ściśle przestrzegane, względnie ilość badań zwiększona, o ile praktyczne dane wykażą ich potrzebę.

Sprawa badania wody ma ogromne znaczenie dla zwalczania chorób zakaźnych, a na ogół nie jest należycie doceniana.

Wyniki analizy ponadto, obserwowane systematycznie, dają wskazówkę o technicznych brakach w działaniu urządzeń wodociągowych, jak np. wadliwe oczyszczanie wody, ew. nieszczelności zbiorników i zakażenie ich z zewnątrz itp.

Dla celów administracji sanitarnej miarodajnymi są wyniki badań przeprowadzonych przez Państwowy Zakład Higieny i jego filie.

Wyżej wymienionej instytucji z reguły należy powierzać badania wody wodociągowej, a wyniki analiz winny być w specjalnie do tego przeznaczonym rejestrze, w sposób chronologiczny i szczegółowy notowane.

Okólnik Ministerstwa Zdrowia z dnia 4.XII.46 r. Nr 43/46 w tej sprawie załącza się do wiadomości.
1 załącznik

DYREKTOR BIURA

Zakładów i Urzędzeń Użyteczności Publicznej

(—) Inż. Mgr Z. Rudolf

Warszawa, dn. 4.XII.1946 r.

RZECZPOSPOLITA POLSKA MINISTERSTWO ZDROWIA

Nr 8714/E/1128—III

W sprawie badania wody
do picia i potrzeb gospo-
darczych w wodociągach.

OKÓLNIK Nr 43/46.

Do

Urzędów Wojewódzkich (Wydział Zdrowia),
Morskiego Urzędu Zdrowia w Gdyni, Zarządów Miejskich m. st. Warszawy (Resort Zdrowia i Opieki Społecznej), m. Łodzi (Wydział Zdrowia).

Ministerstwo Zdrowia poleca dopilnowanie ścisłego wykonywania obowiązku kontroli wody do picia i potrzeb gospodarczych ze wszystkich czynnych wodociągów zgodnie z obowiązującą instrukcją zamieszczoną w okólniku Nr 6/34 Ministerstwa Opieki Społecznej z dnia 1 marca 1934 r. Nr Z. H. 16/XI/b/1/7, (Prawo Sanitarne tom I).

Jednocześnie Ministerstwo Zdrowia wyjaśnia, że próbki wody do badania pod względem chemicznym i bakteriologicznym należy kierować do właściwej terytorialnie filii P. Z. H., ponieważ Państwowe Zakłady Badania Żywności, o których mowa w instrukcji, na mocy Rozporządzenia Prezydenta R. P. z dnia 28 grudnia 1934 r. (Dz. U. R. P. Nr 110, poz. 977) o złączeniu Państwowego Zakładu Badania Żywności i Przedmiotów Użytku z P. Z. H., włączone zostały do P. Z. H.

W wypadku nie zachowania przepisów instrukcji, wynikających z Rozporządzenia Ministrów Op. Społ. i Spraw Wewn. z dnia 27 sierpnia 1933 r. o wodzie do picia i potrzeb gospodarczych (Dz. U. R. P. Nr 79, poz. 562), należy stosować przepisy art. 16 Rozporządzenia Prezydenta R. P. z dnia 16 marca 1928 r. o zaopatrywaniu ludności w wodę (Dz. U. R. P. Nr 32, poz. 310).

Za Ministra

(—) Dr med. Tadeusz Mischejda
Podsekretarz Stanu

ZBIÓRKA DARÓW PIENIĘŻNYCH NA ODBUDOWĘ WARSZAWY.

W czerwcu b. r. zakończona została zbiórka darów pieniężnych na odbudowę Warszawy. Zebrane ofiary mają być przeznaczone na budowę mostu Śląskiego (Kierbedzia) w Warszawie). Do dnia 11.VI Naczelną Radę Odbudowy Warszawy zebrała na terenie całej Polski ok. 423.000.000 zł, w czym udział pracowników komunikacji jest niewspółmiernie wysoki, gdyż wyniósł ok. 9%. To też Ob. Minister Komunikacji, inż. J. Rabanowski, w uznaniu wysokiej ofiarności pracowników resortu, którym kieruje, wyraził publiczne podziękowanie poniżej zamieszczone:

DO

WSZYSTKICH PRACOWNIKÓW KOMUNIKACJI!

Pierwsza faza zbiórki darów pieniężnych na Odbudowę Warszawy została zakończona. Ogółem Naczelną Radę Odbudowy Warszawy zebrała w całej Polsce 423.000.000 zł. Pracownicy Komunikacji w liczbie 333.000 osób ofiarowali 37.100.000 zł, co stanowi około 9% sumy zebranej w całej Polsce.

Wynik ten to jeszcze jeden chlubny dowód ofiarności rzeszy pracowników Komunikacji, to jeszcze jeden dowód Waszego społecznego i obywatelskiego wyrobienia.

Zaszczytnie wyróżnili się przy tym pracownicy D. O. K. P. we Wrocławiu, gdzie wszyscy bez wyjątku wzięli udział w akcji zbiorkowej, składając 5.000.000 zł.

Za ofiarność składam Wszystkim Pracownikom Komunikacji moje serdeczne podziękowanie.

Warszawa, dnia 12 czerwca 1947 r.

(—) Inż. J. RABANOWSKI
Minister Komunikacji

W ogólnej sumie darów zebranych wśród pracowników Komunikacji, poszczególne działy wzięły udział w następujących procentach:

pracownicy P. K. P. złożyli	88,02%
„ Dróg Kołowych złożyli	4,88%
„ Dróg Wodnych „	2,38%
„ Kolei Prywatn. pod zarząd państw. złożyli	2,03%
„ Komun. Samoch. złożyli	1,74%
„ Minist. Komunik. złożyli	0,58%
pozostali pracownicy złożyli	0,37%

Chlubne miejsce zajęło Min. Komun., którego pracownicy ofiarowali przeciętnie po 160 zł na osobę, następnie Państw. Instyt. Hydrolog.-Meteorolog. — po 139 zł i D. O. K. P. Wrocław — po 137 zł na osobę.

REJESTRACJA AUTORÓW PRAC TECHNICZNYCH.

Naczelna Organizacja Techniczna wzywa wszystkich autorów prac technicznych, aby zgłaszali wszelkie swoje zamierzone lub będące już w opracowaniu dzieła i książki techniczne w Głównej Komisji Wydawniczej N.O.T. (Warszawa, Lwowska 17).

Rejestracja tych prac ma na celu koordynację wysiłków związanych z odbudową wydawnictw technicznych w Polsce. Pozwoli również na uniknięcie powtarzania się prac wokół zagadnień będących często już w stadium opracowywania przez innych autorów.

Sekretarz Generalny

(—) Inż. FR. CIECIÓRA

KOMISJA WYNAŁAZKÓW DZIAŁU KOMUNIKACJI.

Zarządzeniem Ministra Komunikacji z dnia 25 sierpnia 1947 r. wznowiona została działalność Komisji Wynalazków w Radzie Technicznej przy Ministrze Komunikacji. Będzie ona ogłaszała konkursy na wszelkiego rodzaju wynalazki, projekty i wnioski, zmierzające ku osiągnięciu w komunikacjach lepszych wyników pracy.

Stała Komisja Wynalazków Działu Komunikacji ma działać na zasadach niżej podanych:

1) Konkurs na wynalazki trwa w ciągu całego roku, a posiedzenia Komisji Wynalazków, kwalifikujące zgłoszone pomysły, odbywają się zasadniczo raz na kwartał, w razie potrzeby częściej.

2) W konkursach mogą brać udział wszyscy pracownicy komunikacji, tak etatowi, jak i nieetatowi.

3) Zgłoszony do konkursu wynalazek, ulepszenie, pomysł lub projekt, stanowiący nową myśl, powinien założyć uczynić chociażby jednemu z niżej podanych warunków:

- zamieniać pracę ręczną na mechaniczną,
- przyspieszać wykonanie pracy i ją ułatwiać,
- dawać oszczędność w robociźnie i materiałach,
- zwiększać dokładność w wykonywaniu pracy i ułatwiać jej kontrolę,
- zwiększać bezpieczeństwo ruchu przejazdów na drogach komunikacji,
- zwiększać bezpieczeństwo pracy.

4) Projekty nowych urządzeń technicznych, ulepszonych narzędzi pracy, przyrządów pomocniczych itp., tudzież zmian konstrukcji istniejących powinny być przedstawiane na konkurs wynalazków w postaci modeli lub wyraźnych rysunków z dokładnym opisem. Projekty dotyczące ulepszeń organizacji i podziału pracy, sposobu wykonywania robót i prowadzenia gospodarki w różnych działach komunikacji powinny być przedstawiane w postaci referatu czytelnie i zrozumiale napisanego.

5) Pracownik przedstawiający na konkurs swój wynalazek, powinien podać przy tym swoje imię, nazwisko, miejsce pracy i miejsce zamieszkania. Wnioski na konkurs należy przysyłać za pośrednictwem władzy przełożonej. Jeżeli wynalazca ma zamiar opatentować swój pomysł, to powinien to zastrzec w swym podaniu.

6) W przypadkach zasługujących na to, Ministerstwo Komunikacji dopomoże autorowi wynalazku, udzielając zezwoleń na dokonywanie prób, budowę modeli itp.

7) Ministerstwo Komunikacji zastrzega sobie prawo korzystania ze zgłoszonych na konkurs wynalazków na warunkach, które będą w każdym poszczególnym przypadku omówione osobno z wnioskodawcą.

Blіszsze szczegóły dotyczące organizacji i funkcjonowania Komisji Wynalazków Działu Komunikacji będą ogłoszone w Dzienniku Urzędowym M. K.

KOMITET REDAKCYJNY: Prof. Dr Inż. S. Bac, Inż. W. Balcerski, Inż. M. Chudzyński, Prof. Dr Inż. E. Czetwertyński, Inż. K. Dębski, Inż. S. Ihnatowicz, Inż. Z. Kornacki, T. Maliszewski, Inż. K. Matul, Dr Inż. J. Matuszewicz, Dr Inż. J. Ostromecki, Prof. Dr Inż. K. Pomianowski, Prof. Inż. K. Rodowicz, Prof. Dr Inż. R. Rosłowski, Inż. Mgr Z. Rudolf, Inż. S. Sienkowski, Inż. Z. Sochoń, Inż. T. Tillinger, Prof. Inż. S. Turczynowicz, Inż. J. Wokroj, Prof. Inż. C. Zakaszewski, Inż. Z. Żmigrodzki.

Redakcja i Administracja: Warszawa, Nobla 9 m. 4.

Czynna w dni powszednie w godz. 14 — 16 (tel. 52-38).

Prenumeratę należy wpłacać na konto P. K. O. I-1960, „Gospodarka Wodna“, Czasopismo, Redakcja i Administracja.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna.

Redaktor: Inż. M. Chudzyński

Prenumerata za 1947 r. wynosi 600 zł. Cena numeru 140 zł.

BIURO BUDOWLANE

Inż. Zygmunt Zarzecki i Ska

Sp. z o. o.

Warszawa, ul. Smulikowskiego 9, tel. 870-37

Oddział Gdański

Oliwa, ul. Lubelska 12. Telefon 510-02

**DOSTAWA MATERIAŁÓW
FASZYNOWYCH**

ANTONI KOWALSKI

W A R S Z A W A

UL. KRASICKIEGO 16a

ZAKŁADY STOLARSKIE

**»W. TARASEK
i E. SMOLIŃSKI«**

Warszawa-Praga

ul. Żąbkowska 24/26



**stolarka budowlana
urządzenia biurowe
sprzęt wodny i t. p.**

**SPÓŁDZIELNIA BUDOWNICTWA WIEJSKIEGO
SAMOPOMOC CHŁOPSKA**

z odpowiedzialnością udziałami w Warszawie

Oddział w GDAŃSKU-WRZESZCZU

ul. Partyzantów 59.

Tel. 420-22

WYKONUJE:

**wszelkie roboty budowlane i wo-
dno-melioracyjne, posiada mecha-
niczną stolarnię, betoniarnię, tar-
tak, cegielnię, warsztaty produkcji
mat trzcinowych i wikliny**

**PRZEDSIĘBIORSTWO
INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE**

»BŁOK«

Szczecin, Aleja Piastów 4 m. 6

Oddział w Sopocie

ul. D-ra Ceynowy 8 m. 2. Tel. 51-319

»V I S B A L T«

MIĘDZYNARODOWE TRANSPORTY

Sp. z ogr. odp.

GDAŃSK-WRZESZCZ

UL. DANUSI 5,

TEL. 416-45

**TRANSPORTY ZAMORSKIE, ŚRÓDLĄDOWE,
EKSPEDYCJA, CLENIE, MAGAZYNOWANIE
PODNOSENIE ZATOPIONEGO TONAŻU
NAWIGACYJNEGO**

BIURA PORTOWE

NOWY PORT

GDYNIA PORT

ul. Bliska 9. Tel 411-16

ul. Rotterdamska 3. Tel. 267-12

**KONCESJONOWANE PRZEDSIĘBIORSTWO
ELEKTRO-INSTALACYJNE**

Inż. Jan PAJCHEL

GDAŃSK - WRZESZCZ

Al. Grunwaldzka 154 m. 4

WYKONUJE:

WSZELKIE ROBOTY

WCHODZĄCE

W ZAKRES BUDOWY I REMONTU

WSZELKICH POMP

....Wypadki przy pracy i choroby zawodowe są marnotrawstwem sił produkcyjnych kraju i krzywdą społeczną, zwalczać je więc należy zarówno z punktu widzenia gospodarczego jak i socjalnego. A zwalczać je można skutecznie tylko w drodze zorganizowanej i systematycznej akcji bezpieczeństwa pracy.

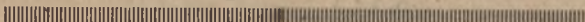
PODSTAWĄ PRODUKCJI JEST I POZOSTANIE CZŁOWIEK.

Prawda ta powinna być punktem wyjścia zainteresowań akcją bezpieczeństwa pracy ze strony organizatorów przemysłu, którzy odbudowują nasz kraj dla tych, którzy w ciężkim trudzie odbudowy biorą bezpośredni udział, dla
ludzi pracy.

(z artykułu Wiceministra Przemysłu i Handlu E. Szyra, zamieszczonego w 1-szym numerze miesięcznika „Bezpieczeństwo i Higiena Pracy“ — wydawnictwie Instytutu Naukowego Organizacji i Kierownictwa, Oddział w Warszawie, ul. Niemcewicza 9 m. 12).

Przedsiębiorstwo Robót Budowlanych i Wodnych

Irena Janowska



P i a s e c z n o
ul. Ś-to Jańska 16

OGŁOSZENIE O PRZETARGU

Okręgowa Dyrekcja Dróg Wodnych w Poznaniu, ul. Mickiewicza 29, ogłasza przetarg nieograniczony na **wytrasowanie i niwelację osi projektowanego kanału żeglugi Opole — Kluczbork — Konin** od m. Groszkowice km 0,00 projektowanego kanału do m. Grabów km 108,00 kanału oraz według alternatywy trasy, poczynając od m. Mirków km 85,6 trasy głównej do Ostrów Kaliski km 115,8 trasy głównej, razem około 138 km długości. Termin rozpoczęcia robót ustala się na tydzień od dnia podpisania umowy. Ostateczny termin ukończenia robót i oddania wszystkich planów ustala się na dzień 31.XII.1947 r.

Oferty z napisem „Przetarg na wytrasowanie i niwelację osi projektowanego kanału żeglugi Opole — Kluczbork — Konin“ należy składać w Dyrekcji w terminie do dnia 3.IX.1947 r. godz. 10,00. Otwarcie ofert nastąpi dnia 3.IX.1947 r. o godz. 10,15. Do oferty należy dołączyć kwit na wpłacone do kasy I-go Urzędu Skarbowego w Poznaniu wadium w wysokości 2% oferowanej sumy.

Szczegółowe warunki przetargu, warunki techniczne, kosztorysy ofertowe są do wglądu i nabycia w Dyrekcji.

Dyrekcja zastrzega sobie prawo unieważnienia przetargu bez podania powodów, jak również prawo wyboru oferenta niezależnie od oferowanej ceny.

Dyrektor
(—) Inż. J. Lambor

OGŁOSZENIE O PRZETARGU

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych ogłasza przetarg nieograniczony na dostawę następujących materiałów faszynowych:

1. 7.800 mp faszyny, 1.600 kóp kołków 1 m długości, średnicy 5 do 7 cm, loco prawy brzeg rz. Wisły (km 411 — 414), w miejscowości Wróble — Wargocin, pow. Garwolińskiego;
2. 7.800 mp faszyny, 1.600 kóp kołków 1 m długości, średn. 5 do 7 cm, loco prawy brzeg rz. Wisły (km 460 — 462), w miejscowości Gusin.

Dokładne miejsca złożenia powyższych materiałów faszynowych będą podane przez Rejonowe Kierownictwo Robót Wodno-Melioracyjnych w Warszawie.

Dostawa wyżej wymienionych materiałów faszynowych ma być wykonana do 10 października 1947 roku.

Oferty w zalakowanych kopertach na całość lub część dostawy z napisem: „Oferta na dostawę materiałów faszynowych“ należy składać do Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych — Departament Wodno-Melioracyjny, ul. Filtrowa 57 III p. pokój Nr 313 do dnia 13 września 1947 roku godz. 10-tej, w którym to czasie nastąpi otwarcie ofert.

Do oferty należy załączyć pokwitowanie na złożone wadium w wysokości 2% oferowanej sumy.

Złożone oferty obowiązują pod rygorem utraty wadium, przez 14 dni.

Dla zabezpieczenia dostawy żądana będzie kaucja w wysokości 5% od sumy oferowanej.

Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych zastrzega sobie prawo wyboru oferenta, podziału dostawy pomiędzy oferentów oraz unieważnienia przetargu bez podania przyczyny i ponoszenia jakichkolwiek odszkodowań z tego tytułu.