

GOSPODARKA WODNA



PRZEKOP NA RZ. ŚWIDE

DWUMIESIĘCZNIK POSWIECONY SPRAWOM DRÓG WODNYCH, PORTÓW, MELIORACJI
WODNYCH, SIŁ WODNYCH, HYDROGRAFII, WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI ORAZ ZA-
GADNIENIOM PLANOWANIA I EKONOMICZNYM Z DZIEDZINY GOSPODARKI WODNEJ.

WARSZAWA

WRZESIEŃ-PAŹDZIERNIK
1947

ROK VII 5

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, WRZESIEŃ – PAŹDZIERNIK 1947 r.

Nr 5

TREŚĆ: Inż. Kazimierz Dębski — Hydrauliczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną. Inż. Tadeusz Tillinger — W sprawie kanalizacji Wisły. Inż. Julian Lambor — Budowle regulacyjne typu szkieletowego. Inż. Alfons Naszkiewicz — Betonowe tamy szkieletowe i zastony iglicowe. Dr Inż. Józef Matusiewicz — Uwagi Państw. Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego do artykułu Inż. K. Cisło w sprawie strat wody na Wiśle. Inż. Antoni Gołczewski — W sprawie projektów generalnych zabudowania rzek i potoków górskich. Dr Inż. Jerzy Ostromecki — Zagadnienie gospodarki wodnej w obszarze węzła bydgoskiego. Prof. Inż. Stanisław Turczynowicz — Zabiegi melioracyjne w obrębie zbiorników wodnych i ich dorzeczy. Dr Inż. Jerzy Ostromecki — Erozja gleb jako zagadnienie melioracyjne (dokończ.). Inż. Jadwiga Bury-Zaleska — Kilka uwag w sprawie koncepcji zbiornika łomżyńskiego. Inż. Leon Taytsch — Kilka uwag do projektu zbiornika łomżyńskiego. Techn. Alfons Rozem — Niemieckie roboty melioracyjne na Mazurach. Inż. Jan Wokroj — Charakterystyka przebiegu stanów wody w okresie I.VIII. — 31.X.1947 r. — Kronika.

SOMMAIRE: Ing. K. Dębski — Bases hydrauliques du projet de la régularisation de la Vistule moyenne. Ing. T. Tillinger — Sur la canalisation de la Vistule. Ing. J. Lambor — Constructions ajourées de régularisation. Ing. A. Naszkiewicz — Digue ajourée en béton. Dr Ing. J. Matusiewicz — Remarques de l'Institut Hydrologique et Météorologique de Pologne sur l'article de l'ing. K. Cisło. Ing. A. Gołczewski — Sur la question du projet de l'aménagement des torrents. Dr Ing. J. Ostromecki — La question de l'aménagement des eaux dans la région de Bydgoszcz. Prof. Ing. S. Turczynowicz — Amélioration dans les bassins d'eau. Dr Ing. J. Ostromecki — Erosion du sol et les améliorations agricoles (fin). Ing. J. Bury-Zaleska — Quelques remarques au sujet de la conception de la retenue de Łomża. Techn. A. Rozen — Anciennes améliorations dans la région des Mazury. Ing. J. Wokroj — Caractéristique des débits des eaux dans la période de VIII.47 — X.47. — Chronique.

СОДЕРЖАНИЕ НОМЕРА: инж. К. Дембский — Гидравлические основы выправления средней Вислы. — инж. Ф. Тиллингер — Шлюзование Вислы. инж. Ю. Лямбор — Выправительные сооружения легкого типа. инж. А. Нашкевич — железобетонные ажурные выправительные сооружения. Др. инж. И. Матусевич — По вопросу потер воды р. Вислы, к статье инж. К. Цисло. инж. А. Гольчевский — К вопросу о сооружениях на реках и горных потоках. Др инж. Ю. Остроменцкий. — Водное хозяйство в районе Быдгощ. проф. инж. С. Турчинович. — Мелиорационные мероприятия в районе водохранилищ. Др. инж. Ю. Остроменцкий — Проблема эрозии почв в мелиорации (канец). инж. Бury-Zaleska — По вопросу основ проекта ломжинского водохранилища. инж. Л. Тайтш — По вопросу проекта ломжинского водохранилища. техн. А. Розен. — Немецкие мелиорационные работы в мазурском районе. инж. И. Вокрой — Характеристика колебаний уровней воды за период от I.VIII — 31.X 1947 г. Хроника.

CONTENS: Eng. K. Dębski — The hydrological basis of the project of the middle Vistula regulation. Eng. T. Tillinger — On the Vistula canalisation. Eng. J. Lambor — Light regulation concrete constructions. Eng. A. Naszkiewicz — Concrete dams of light construction. Dr Eng. J. Matusiewicz — Some remarks of the Polish Hydrological and Meteorological Institute on the article of eng. K. Cisło. Eng. A. Gołczewski — Projects of works on torrents. Dr Eng. J. Ostromecki — Problems of water-management in the district of Bydgoszcz. Prof. Eng. S. Turczynowicz — Melioration measures in the limits of water-reservoirs. Dr Eng. J. Ostromecki. The ground erosion as a melioration problem (end). Eng. J. Bury-Zaleska — Some remarks on the conception of the Łomża reservoir. Eng. L. Taytsch — Some remarks concerning the project of the Łomża reservoir. Tech. A. Rozen — Post-german meliorations of the Mazury district. Eng. J. Wokroj — Characteristic of the water-course during the period of VIII.47 — X.47. — Chronicle.

Hydrauliczne podstawy projektu regulacji Wisły środkowej na wodę średnią roczną

Podział treści:

Wstęp. 1. Podstawy obliczenia przekroju normalnego. 2. Głębokości normalne. 3. Przekroje normalne koryta średniej wody. 4. Przekroje w przejściach nurtowych. 5. Morfologia przejść nurtowych: a) Zjawisko ruchu spiralnego, b) Metoda Lelawskiego. 6. Obliczenie promieni łuków: a) Siła poruszająca i sposób kształtowania przejść, b) Tracenie nadmiaru siły poruszającej, c) Obliczenie promieni i długości łuków. 7. Spadek podłużny Wisły Środkowej i wysokość budowli regulacyjnych. 8. Przekrój poprzeczny wód wyższych od wody średniej. 9. Zapotrzebowanie wody zbiornikowej. 10. Potrzeba dalszych prac badawczych.

Wstęp.

Na konferencji wiślanej, która odbyła się na statku „Kościuszek” w dniu 12 maja 1947 roku pod przewodnictwem inż. Zdzisława Kornackiego, Dyrektora Departamentu Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji, usłyszeliśmy z ust, Dyr. Kornackiego program prac nad projektem Wisły i jego realizacją, powtórzony następnie w „Gospodarce Wodnej” (Zeszyt 3.1947). Program ten, przedstawiony zwięźle i przekonująco, jest realny i powinien być realizowany.

Decyzja o tym, żeby zabudowę łożyska Wisły prowadzić stopniowo i tak, jak to przedstawili inż. Kornacki, jest bardzo szczęśliwa. Istotnie, zabudowa Wisły budowlami regulacyjnymi na łukach wklęsłych do trasy wody średniej rocznej a na łukach wypukłych do linii regulacyjnej wody brzegowej, doprowadzi do takiej koncentracji koryta, że po tym, już tylko niektóre, najgorsze odcinki wymagać będą dalszej poprawy.

Ażebym nie być gołosłownym, cytuję tu wyniki pomiarów głębokości w nurcie żeglownym Wisły, przeprowadzonych w roku 1924.

Jeśli przy stanie średnim niskim dla rzek żeglownych o dużym ruchu wymagamy głębokości 1 metra, wtedy na zasadzie tych pomiarów powiedzieć możemy, że już obecnie, w dziczałym korycie Wisły głębokości tranzytowe na trzech czwartych długości biegu rzeki są na ogół wystarczające. Tylko 1/4 część biegu rzeki ma głębokości tranzytowe mniejsze od wymaganej normy 1 m przy stanie średnim niskim. Na 9/10 częściach długości biegu głębokości tranzytowe przy stanie średnim niskim wynoszą 50 — 60 cm, a tylko 1/10 biegu rzeki ma głębokości tranzytowe mniejsze.

Oczywiście, że o żeglowności rzeki decydują najmniejsze głębokości spotykane na szlaku. Od głębokości najmniejszej między Pilicą i Świdrem zależy cały tranzyt tej przestrzeni Wisły. Nie znaczy to jednak, że na całej tej przestrzeni potrzebne są roboty; prawdopodobnie po wstępnej koncentracji łożyska okaże się, że dalsze roboty regulacyjne potrzebne są tylko na niektórych odcinkach.

Dlatego podtrzymuję swoje zdanie wypowiedziane w innym miejscu („Przegląd Komunikacyjny”, 1946, Zeszyt 2), że „przyczyną, dla której Wisła w obecnym stanie nie jest w tym stopniu żeglowna, jakby nią być powinna wobec swych warunków przyrodzonych, nie jest brak głębokości, ale duża zmienność głębokości w profilu podłużnym”.

Pozwolę sobie jeszcze raz przypomnieć słowa prof. Matakiewicza: „Wisła jako droga wodna może do równać Łabie a przewyższyć Odrę i Wezerę”.

Zastrzeżenie prof. Rodowicza, co do mojej oceny głębokości na Wiśle („Gospodarka Wodna”, Zeszyt 3.1947), jak również jeszcze dalej idące zastrzeżenia inż. J. Lambora („Przegląd Komunikacyjny”, 1946, Zeszyt 6), nie zmieniają stanu rzeczy, który przedstawiłem *loco citato*:

„Gdyby przez regulację udało się wyeliminować przejścia najgorsze tak, aby głębokości na nich (tranzytowe) nie spadły poniżej 2/3 głębokości nurtowych przeciętnych, głębokość 1 m dla jazdy przy stanie średnim z najniższych zapewniona by była na Wiśle już od ujścia Sanu.

Tak skromnie sformułowane cele regulacji dadzą się niewątpliwie osiągnąć tymi środkami, jakie przy regulacji rzek zwykle stoją do dyspozycji”.

O środkach będę mówić w obecnym artykule.

Autor.

1. PODSTAWY OBLICZENIA PRZEKROJU NORMALNEGO.

Projektując przekroje regulacyjne wychodzimy zwykle ze znanej objętości przepływu i zadanego spadku zwierciadła wody. Wybieramy następnie jeden ze wzorów na prędkość i posługując się nim staramy się obliczyć wymiary przekroju normalnego.

Rachunek kształtuje się następująco:

- 1) $F = B t_s$ (równanie przekroju),
- 2) $v = c \cdot i^m \cdot t_s^n$ (równanie prędkości),
- 3) $Q = Fv$ (równanie przepływu).

Z równań tych otrzymujemy:

- 4) $Q = B \cdot c \cdot i^m \cdot t_s^{n+1}$

Oznacza tu: Q — przepływ, B — szerokość zwierciadła wody, t_s — średnią głębokość, i — spadek zwierciadła wody, c, m, n — wielkości stałe, przywiązane do odnośnego odcinka rzeki.

Dochodzimy w ten sposób do jednego równania z dwoma niewiadomymi B, t_s . Do rozwiązania tego równania potrzebne jest drugie równanie, warunkowe, przy pomocy którego niewiadome dadzą się obliczyć.

Dotychczas radzono sobie w ten prosty sposób, że przyjmowano pewien stosunek szerokości do głębokości średniej $k = B : t_s$ i podstawiając w równanie (4) znajdowano:

$$t_s = \sqrt[n+2]{\frac{Q}{c i^m k}} \quad (1)$$

Przyjęcie racjonalnego stosunku k na rzekach o zmiennej szerokości nie jest zadaniem łatwym i opiera się na kryteriach subiektywnych, często zawodnych.

Prof. Zaczek uczynił próbę związania tego równania ze stosunkiem lepiej zdefiniowanym: głębokości największej do głębokości średniej. Przyjął on przekrój paraboliczny, którego kształt zależy od nachylenia skarpy naturalnej materiału tworzącego dno. Zamiast głębokości średniej wprowadził Zaczek do rachunku głębokość największą w przekroju. Z równania na przepływ, podanego w jego rozprawie doktorskiej¹⁾, można ustawić równanie na głębokość największą.

Równanie funkcji przepływu w korycie rzeczonym (według Zaczka):

$$Q = \frac{2c}{\gamma_1} \left(a + \frac{2}{3} b \right) J^m t_{max}^{2+\alpha}$$

Stąd:

$$t_{max} = \sqrt[2+\alpha]{\frac{Q \gamma_1}{2c \left(a + \frac{2}{3} b \right) J^m}} \quad (2)$$

Oznacza tutaj:

γ_1 — nachylenie skarpy brzegowej, naturalnej,

c — funkcję charakteryzującą rozkład głębokości w przekroju poprzecznym,

$\left(a + \frac{2}{3} b \right)$ — funkcję charakteryzującą rozkład prędkości na pionie.

Porównując równanie (1) z równaniem (2) widzimy, że miejsce niewiadomego stosunku k zajął w równaniu (2) stosunek również niewiadomy γ_1 a nadto dwie wielkości funkcyjne, których obliczenie jest także potrzebne.

Stosowanie równania (2) w praktyce nie jest łatwe a w każdym razie nie daje się tej pracy mechanizować. Dużą trudność sprawia ustalenie stosownej wielkości stosunku γ_1 . Nachylenie skarpy naturalnej materiału nie jest pojęciem ściśle zdefiniowanym. W każdym razie definicji takiej nie podaje nam Zaczek.

Nachylenie skarpy przybrzeżnej koryta zależne jest od wielu czynników, którymi są: miejscowy skład mechaniczny aluwów rzecznych, stopień w jakim masa tego materiału jest zleżała lub zbita, prędkość strug wody, płynących wzdłuż skarpy, kąt uderzenia i odbicia cząstek wody uderzających o skarpy, zależny wybitnie od krzywizny linii brzegowej, głębokość pod zwierciadłem wody itd.

Badać nachylenie skarpy naturalnej koryta Wisły możemy znaleźć najróżniejsze kąty nachylenia i w rezultacie będziemy zmuszeni zadowolnić się całkiem subiektywnym wyborem takiej czy innej wielkości.

Wobec tych trudności korzystania z równań typu (1) lub (2) należało poszukać innych dróg do sformułowania potrzebnego równania warunkowego.

Zająłem się w tym celu badaniem siły poruszającej dozwolonej a także prędkości dozwolonej w korycie Wisły. W pracy mojej na ten temat drukowanej w „Gospodarce Wodnej” (1946. Zeszyt 3) podałem równanie dla warunku równowagi dna, określające głębokość i spadek, przy których siła poruszająca nie jest jeszcze szkodliwa. Wyprowadzone przeze mnie równanie na prędkość dozwoloną w korycie Wisły opiewa:

$$v_0 = \alpha \cdot \beta \cdot 0,56 t^{0,5}, \quad (1)$$

przy czym $\alpha = 1,73 i^{0,0676}$, poprawka zależna od spadku, $\beta = t^{-0,0093}$, poprawka zależna od głębokości.

Równanie prof. Matkiewicza z r. 1925 na prędkość w korytach naturalnych, nieuwzględniające zwiększenia szorstkości w czasie transportu piasków dennych, opiewa:

$$v = f(i) \cdot f(t) \quad (2)$$

przy czym $f(i) = 34 i^{0,493 + 10 i}$,

$$f(t) = 1,04 t^{0,7}.$$

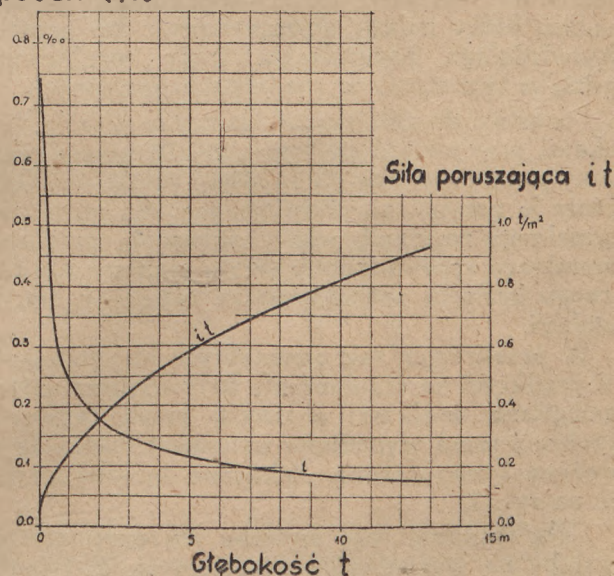
Porównując prędkości ze wzoru na prędkość dozwoloną i prędkość w korycie o niezmienną się szorstkość otrzymujemy potrzebne nam równanie warunkowe:

$$\frac{f(i)}{\alpha} = \frac{\beta \cdot 0,56 t^{0,5}}{f(t)} \quad (3)$$

Dla każdej dowolnej głębokości (t) możemy z tego równania obliczyć przynależną wielkość (i), przy której równowaga dna będzie zachowana. Odwrotnie też dla każdej wielkości spadku podłużnego, z pośród tych, które spotykane są na Wiśle, możemy obliczyć przynależną głębokość, zapewniającą stan równowagi.

Wyniki obliczenia przedstawia załączony wykres (rys. 1) oraz tabelka dopuszczalnych głębokości, spadku i siły poruszającej:

Spadek i %.



Rys. 1. Spadek dozwolony i dozwolona siła poruszająca jako funkcje głębokości.

¹⁾ Inż. Józef Zaczek. Próba ustalenia teoretycznych podstaw regulacji rzek żeglownych o dnie ruchliwym. Warszawa 1935.

Głębokość t m	Spadek i ‰	Siła poruszająca $i t$ t/m^2
0,1	0,742	0,074
0,2	0,530	0,106
0,3	0,435	0,130
0,4	0,380	0,152
0,5	0,345	0,178
0,6	0,312	0,187
0,8	0,275	0,220
1,0	0,245	0,245
1,5	0,205	0,308
2,0	0,178	0,356
2,5	0,160	0,400
3,0	0,148	0,444
4,0	0,129	0,516
5,0	0,115	0,558
6,0	0,106	0,636
7,0	0,098	0,686
8,0	0,091	0,728
9,0	0,086	0,774
10,0	0,082	0,820
11,0	0,078	0,858
12,0	0,075	0,900
13,0	0,072	0,936

Korzystanie z równania (3) na rzece nieżeglownej byłoby proste. Znając spadek, obliczylibyśmy przynależną głębokość, potem prędkość, z kolei ze znanej objętości i prędkości powierzchnię przekroju normalnego i w końcu szerokość przekroju.

Przy tym sposobie liczenia otrzymalibyśmy stosunkowo małe głębokości i duże szerokości koryta regulacyjnego.

Sposobu tego nie można stosować na Wiśle, która jest rzeką żeglowną i na której muszą być zapewnione głębokości niezbędne dla żeglugi. Dlatego to sposób posługiwania się równaniem (3), w praktyce, musi być odmienny.

Na podstawie szczegółowych pomiarów głębokości w korycie Wisły, wyznaczmy przeciętne głębokości nurtowe i te przyjmijmy za normalne. Po podstawieniu odpowiednich wielkości w równanie (3) otrzymamy przynależny spadek. Ponieważ spadek rzeczywisty Wisły będzie z reguły większy, różnica obu spadków będzie przedstawiać nadmiar spadku, który należy skompensować za pomocą odpowiedniego prowadzenia trasy regulacyjnej. Będzie o tym mowa w rozdziałach następnych.

Pozostaje do rozstrzygnięcia pytanie, jakie głębokości przyjmować za normalne. W nurcie rzeki mamy pewne znaczne głębokości i prędkości. Gdybyśmy je przyjęli za obowiązujące dla przekroju normalnego regulacji, wtedy obliczenie przekroju normalnego sprowadziłoby się do zamiany nieregularnego kształtu naturalnego na regularny kształt regulacji.

W przekrojach tak zmienionych ani głębokość ani prędkości po regulacji nie były większe aniżeli analogiczne wielkości w nurcie przed regulacją. Przekroje same wypadłyby natomiast dostatecznie zwężone i zmniejszone. Pokazano to schematycznie na rys. 2.

Cała trudność tego sposobu postępowania polegałaby na wyznaczeniu przeciętnych głębokości i prędkości nurtowych. Należałoby je zmierzyć w całym biegu rzeki na linii nurtu (droga statków) i z wielkości zmieniających się z przekroju na

przekrój wypośredkować odcinkami wielkości przeciętne, jako normalne dla regulacji.

2. GŁĘBOKOŚCI NORMALNE.

W pracy swojej drukowanej w „Przeglądzie Komunikacyjnym” (zesz. 2.1946) na temat: „Zagadnienia hydrologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką drogę wodną” wspomniałem o wynikach pomiarów z lat 1937 — 1938 wykonanych w nurcie żeglownym Wisły na przestrzeni od Niepołomic do morza. W dyskusji na ten temat¹⁾ zarzucono mi, że pomiary te nie mogą być miarodajne, bo wykonane były zaledwie co kilometr biegu rzeki a więc wyniki ich są przypadkowe. Sporu tego nie podejmuję, gdyż nie jest to konieczne. Przepracowałem bowiem w międzyczasie znacznie lepszy materiał dowodowy, wolny od zarzutów uczynionych wobec materiału z lat 1937 — 1938.

Materiał ten stanowią wyniki pomiarów głębokości na drodze statków, w nurcie Wisły, przeprowadzonych w 1924 r. aparatem samoczynnym. Pomiary wykonane były przy niskich stanach wody na całej przestrzeni od ujścia Sanu do dawnej granicy niemiecko-rosyjskiej pod Nieszawą. Głębokości sprowadzono do stanów wody odpowiadających odczytowi +100 cm w Warszawie (+140 cm stan średni roczny). Zarejestrowano je na przestrzeni 430 km przeciętnie co 310 m, zagęszczając ilość punktów rejestrowanych w dnie nierównym i zwiększając odległości punktów w dnie bardziej wyrównanym.

Pomiary te pozwoliły na skonstruowanie krzywych głębokości na poszczególnych odcinkach rzeki w podwójnym układzie.

Pierwszy rodzaj wykresów przedstawia profil podłużny dna rzeki, w którym zwierciadło wody przyjęto za poziom porównania. Odcięte wykresów przedstawiają odległości od początku kilometrowania biegu rzeki, rzędne odpowiednią temu głębokość.

Drugi rodzaj wykresów przedstawia głębokość jako funkcję długości biegu rzeki. Odcięte wykresów przedstawiają długość biegu w procentach długości poszczególnych odcinków rzeki. Rzędne są głębokościami tranzytowymi na biegu rzeki o tej długości. Wykresy te powstały z wykresów pierwszego rodzaju przez sumowanie poziomych pasków powierzchni. Pola zawarte między poziomem głębokości zerowej a linią wykresów są równe w odpowiadających sobie wykresach pierwszego i drugiego rodzaju.



Rys. 2. Schemat zamiany koryta naturalnego na równoważny przekrój normalny.

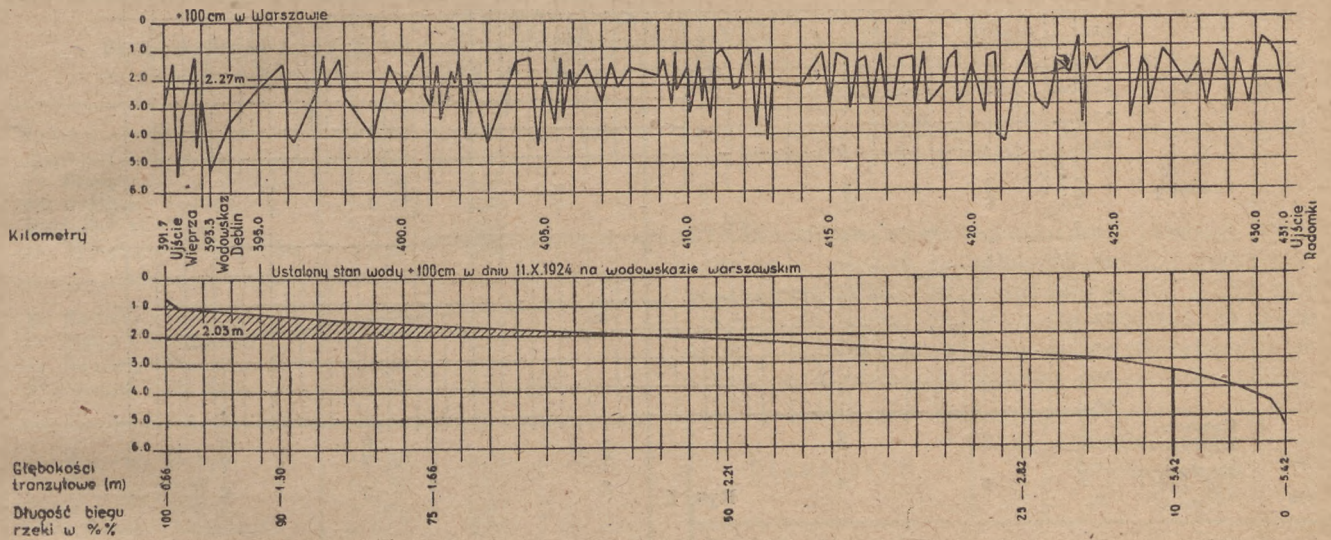
Z rysunków tych podano tutaj te, które odnoszą się do najgorszej przestrzeni Wisły, położonej między ujściem Wieprza i ujściem Świdra (rys. 3—5).

¹⁾ Inż. J. L a m b o r, „Przegląd Komunikacyjny” (Zeszyt 6.1946).

Odcinek VI. Od ujścia Wieprza do ujścia Radomki

Wypośredkowana obecna głębokość nurtowa 2.27 m

Projektowana średnia głębokość koryta regulacyjnego 2.03 m



Rys. 3.

Na podstawie wykresów zestawiono tabelę 1. Znajdujemy tu głębokości, które wraz z głębokościami większymi zajmują 25, 50, 75, 90 i 100% biegu rzeki. Są to głębokości tranzytowe pozwalające na przejście poszczególnych odcinków rzeki w całości (100%) lub w niektórych częściach tych odcinków, dających w sumie na wykresach wskazany procent całej długości odcinków.

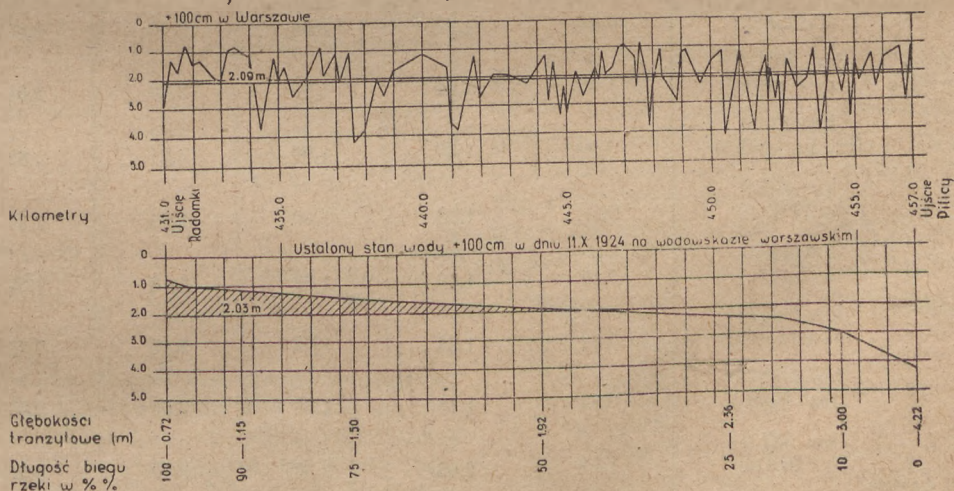
szymi zajmują 100% biegu rzeki (najmniejsze spotykane na szlaku) są tymi, od których zależy przełotność szlaku żeglownego obecnie.

Głębokości przeciętne są zestawione w tabeli 2. Mamy tu także redukcje potrzebne do sprowadzenia stanów wody w czasie pomiarów (11.X.1924 = +100 cm w Warszawie) na stan średni roczny. Mamy również głębokości sprowadzone do stanów

Odcinek VII. Od ujścia Radomki do ujścia Pilicy

Wypośredkowana obecna głębokość nurtowa 2.09 m

Projektowana średnia głębokość koryta regulacyjnego 2.03 m



Rys. 4.

Głębokości, które wraz z większymi zajmują 50% biegu rzeki, uważamy za przeciętne na szlaku żeglownym. Przyjmujemy je za podstawę do określenia normalnych głębokości regulacji na poszczególnych odcinkach. Głębokości, które wraz z więk-

średnich rocznych. Głębokości te wahają się od 2,65 do 3,00 m na przestrzeni od Sanu do Radomki, od 2,57 do 2,78 m na przestrzeni od Radomki do Buga, wreszcie od 2,97 do 3,27 m między Bugiem a wodowskazem w Nieszawie.

Odcinek VIII. Od ujścia Pilicy do ujścia Świdra
Wypośredkowana obecna głębokość nurtowa 2.21 m
Projektowana średnia głębokość koryta regulacyjnego 2.03 m

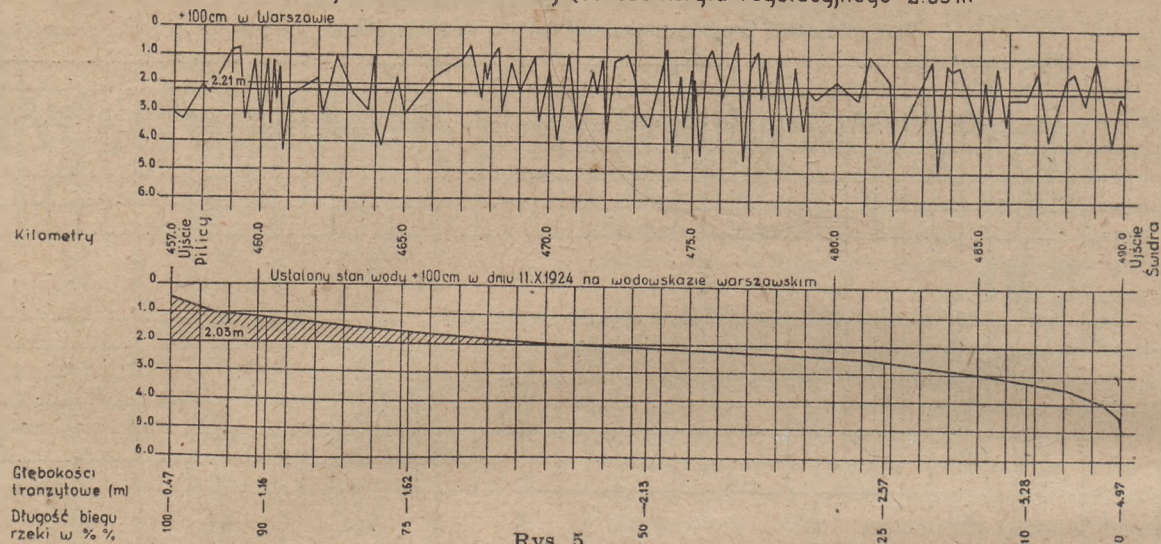


Tabela 1.

Tabela głębokości przy ustalonym stanie wody w dniu 11.X.1924 r., odpowiadającym odczytowi wodowskazu + 100 cm w W-ucie

Odcinek biegu rzeki		Głębokości większe od niżej wymienionych zajmują bieg rzeki na długości					
od	do	100%	90%	75%	50%	25%	0%
		głębokości najmniejsze m	— m	— m	głębokości przeciętne na odcinku m	— m	głębokości największe m
km 288,0 (Zawichost)	km 298,37 (Annopol)	0,90	1,25	1,60	1,90	2,45	4,16
km 298,37 (Annopol)	km 324,0 (rz. Kamienna)	0,98	1,20	1,60	2,10	2,66	4,90
km 324,0 (rz. Kamienna)	km 340,85 (rz. Hżanka)	0,92	1,18	1,54	1,95	2,60	4,70
km 340,85 (rz. Hżanka)	km 371,74 (Puławy)	0,86	1,27	1,66	2,20	2,85	5,08
km 371,74 (Puławy)	km 391,70 (rz. Wieprz)	1,12	1,50	1,80	2,30	2,88	5,30
km 391,70 (rz. Wieprz)	km 431,0 (rz. Radomka)	0,66	1,30	1,66	2,21	2,82	5,42
km 431,0 (rz. Radomka)	km 457,0 (rz. Pilica)	0,72	1,15	1,50	1,92	2,36	4,22
km 457,0 (rz. Pilica)	km 490,0 (rz. Świder)	0,47	1,16	1,62	2,13	2,57	4,97
km 490,0 (rz. Świder)	km 515,75 (Warszawa)	0,62	1,24	1,62	2,13	2,75	6,07
km 515,75 (Warszawa)	km 550,19 (rz. Bug)	0,62	1,16	1,50	2,06	2,50	4,58
km 550,19 (rz. Bug)	km 587,0 (rz. Bzura)	1,14	2,00	2,30	2,72	3,26	5,42
km 587,0 (rz. Bzura)	km 632,38 (Płock)	1,02	1,70	2,15	2,52	3,01	5,32
km 632,38 (Płock)	km 679,32 (Włocławek)	1,03	1,70	2,08	2,42	2,88	5,18
km 679,32 (Włocławek)	km 702,42 (Nieszawa)	1,11	1,66	2,17	2,65	3,30	4,97
km 702,42 (Nieszawa)	km 718,0 (Silno)	1,39	2,11	2,58	3,19	3,80	5,07

Tabela 2.

Głębokości nurtowe przeciętne przy stanie wody średnim rocznym

Odcinek	Redukcje (m) stanu ustalonego na średni roczny	Głębokość przeciętna nieuregulowana m	Głębokość przeciętna uśredniona m
Zawichost — Annapol	+ 0,75	2,65	2,81
Annapol — rz. Kamienna	+ 0,70	2,80	
rz. Kamienna — rz. Hżanka	+ 0,70	2,65	
rz. Hżanka — Puławy	+ 0,70	2,90	
Puławy — rz. Wieprz	+ 0,70	3,00	
rz. Wieprz — rz. Radomka	+ 0,65	2,86	
rz. Radomka — rz. Pilica	+ 0,65	2,57	2,68
rz. Pilica — rz. Świder	+ 0,65	2,78	
rz. Świder — Warszawa	+ 0,65	2,78	
Warszawa — rz. Bug	+ 0,55	2,61	
rz. Bug — rz. Bzura	+ 0,55	3,27	3,23
rz. Bzura — Płock	+ 0,55	3,07	
Płock — Włocławek	+ 0,55	2,97	
Włocławek — Nieszawa	+ 0,55	3,20	
Nieszawa — Siłno	+ 0,55	3,73	3,73

Z głębokości przeciętnych możemy wypośredkować głębokości regulacyjne normalne, średniej wody.

L. p.	Przestrzeń rzeki	Głębokość regulacyjna normalna m	Sposób obliczenia
1	Od Sanu do Radomki	2,81	Średnia arytmetyczna na 6 odcinkach.
2	Od Radomki do Bugu	2,68	Średnia arytmetyczna z przeciętnych na 4 odcinkach.
3	Od Bugu do Nieszawy	3,23	Średnia z przeciętnych na odcinkach Bug-Bzura i Włocławek-Nieszawa.
4	Poniżej Nieszawy (wpływ regulacji dolnej Wisły)	3,73	Przeciętna na odcinku Nieszawa-Siłno.

Wypośredkowane głębokości normalne porównamy ze spadkiem i materiałem dna rzeki na poszczególnych przestrzeniach. Spadek odczytamy z profilu ustalonego zwierciadła wody Wisły według niwelacji b. Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji, wykonanej w dniu 10.VI.1937 przy stanie wody zbliżonym do stanu trwającego 21 dni w okresie żeglugi. Obliczenie spadku widzimy w tabelce.

Materiał dna rzeki na całej przestrzeni jest to piasek, którego przeciętna grubość ziarna zamyka się w dość szczupłych granicach, znanych z pomiarów 1937 i 1938 roku.

Lp.	Położenie przekroju	Km	Rzędna zw. w. m	Odległość następnego przekroju km	Spad do następnego przekroju m	Spadek jednostkowy do następnego przekroju 0/00
1	Ujście Sanu	279,7	138,168	151,5	36,574	0,242
2	Ujście Radomki	431,2	101,594	119,3	31,740	0,266
3	Ujście Bugu	550,5	69,854	151,9	29,230	0,192
4	Wodowskaz Nieszawa	702,4	40,624	70,1	12,740	0,182
5	Ujście Brdy	772,5	27,884	—	—	—

W tabelce niżej umieszczonej zebrano porównawcze wielkości głębokości, spadku zwierciadła wody, przeciętne średnicy ziarna (d) i siły poruszającej na wyżej omówionych czterech przestrzeniach biegu Wisły. Poszczególne przestrzenie wymieniono w porządku spadku zwierciadła wody.

Przestrzeń	Spadek 0/00	Głębokość normalna m	Siła poruszająca $S = Jt$ ton/m ²	Ziarno d mm
Od Radomki do Bugu	0,266	2,63	0,713	0,47
Od Sanu do Radomki	0,242	2,81	0,680	0,41
Od Bugu do Nieszawy	0,192	3,23	0,622	0,48
Poniżej Nieszawy (wpływ regulacji rzeki)	0,182	3,73	0,696	0,55

Widać z zestawienia, że na nieuregulowanym odcinku Wisły głębokości normalne wzrastają w miarę jak maleje spadek zwierciadła wody. Równocześnie maleje siła poruszająca, przy bardzo małym zmieniającym się ziarnie.

Poniżej Nieszawy następuje duży wzrost głębokości i siły poruszającej, a także zwiększa się grubość przeciętnego ziarna. Uwidacznia się w tym wpływ regulacji tej przestrzeni Wisły.

3. PRZEKROJE NORMALNE KORYTA ŚREDNIEJ WODY.

Przekrój poprzeczny koryta regulacyjnego ma być dobrany tak, aby obecne głębokości przeciętne w nurcie żeglownym pozostały przeciętnymi głębokościami średnimi koryta regulacyjnego.

Głębokości normalne i spadki przeciętne znamy z rozdziału poprzedniego. Do obliczenia prędkości używamy wzoru na prędkość dopuszczalną w korycie Wisły, o którym była mowa powyżej.

Przestrzeń 1 (San — Radomka).

$$\begin{aligned}
 t &= 2,81 \text{ m}, \\
 i &= 0,242^{0/00}, \\
 \alpha &= 0,983, \\
 \beta &= 0,994, \\
 w &= 0,56 t^{0.5} = 0,94, \\
 V_0 &= \alpha \cdot \beta \cdot 0,56 t^{0.5} = 0,983 \cdot 0,994 \cdot 0,94 = 0,918 \text{ m/s}.
 \end{aligned}$$

Przestrzeń 2 (Radomka — Bug).

$$\begin{aligned}
 t &= 2,68 \text{ m}, \\
 i &= 0,266^{0/00}, \\
 \alpha &= 0,99, \\
 \beta &= 0,995, \\
 w &= 0,92, \\
 V_0 &= 0,906 \text{ m/s}.
 \end{aligned}$$

Przestrzeń 3 (Bug — wodowskaz Nieszawa).

$t = 3,23 \text{ m}$,
 $i = 0,192\text{‰}$,
 $\alpha = 0,970$,
 $\beta = 0,993$,
 $w = 1,005$,
 $V_o = 0,970 \text{ m/s}$.

Miarodajne objętości przepływu wody średniej rocznej przyjmujemy według Siebauera (Wiadomości Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej. Zeszyt 1.1947). Obliczenie przekrojów normalnych wody średniej w poszczególnych przekrojach wodowskazowych Wisły prowadzimy dalej następująco:

Powierzchnię przekroju obliczymy jako iloraz objętości przepływu i prędkości średniej dopuszczalnej $F = Q : V_o \text{ (m}^2\text{)}$.

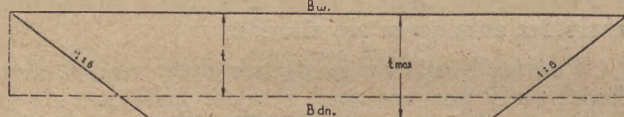
Szerokość zwierciadła wody na poziomie wody średniej obliczamy jako iloraz powierzchni przekroju i głębokości średniej

$$B_w = F : t \text{ (m)}.$$

Szerokość koryta wody średniej w poziomie dna obliczamy z równań:

- 1) $F = B_w \cdot t$,
- 2) $F = \frac{1}{2} (B_w + B_{dno}) \cdot t_{max}$.

Oznaczenia objaśniono za pomocą rys. 6. Stosunek nachylenia skarpy 1 : n przyjmujemy według pochylenia skarp w tamach regulacyjnych.



Rys. 6. Schemat przekroju normalnego.

W projekcie niemieckim, opracowanym w czasie okupacji w Toruniu, przyjęto dla głowicy ostróg na brzegach wklęsłych i dla tam regulacyjnych równoległych, od strony rzeki nachylenie 1:5 w zasięgu bruku, poniżej zaś dla narzutu kamiennego 1:8 (rys. 7).

Dla obecnego obliczenia wypośredkowano stąd stosunek 1:6, z którego wynika równanie:

$$B_w = B_{dno} + 12 t_{max}.$$

Licząc w sposób wyżej, opisany sporządzono tabelę 3, gdzie zestawione są wszystkie elementy przekroju normalnego, dla przekrojów wodowskazowych przestrzeni Zawichost — Nieszawa.

Szerokości zwierciadła wody, w tej tabeli zestawione, rosła od 161,5 m przy ujściu Sanu do 300 m pod Nieszawą.

Zwraca uwagę mały przyrost szerokości trasy po przyjęciu Bugu. Objętość przepływu Wisły w Modlinie zwiększa się o 50% w stosunku do przepływu w Warszawie, podczas gdy szerokość trasy tylko o 16%. Tę niewspółmierność tłumaczymy tym, że spadek poniżej Bugu jest mniejszy niż powyżej. Mimo stosunkowo małej szerokości siła poruszająca wypada mniejsza.

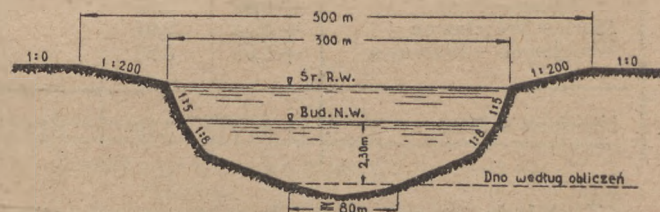
Gdybyśmy wyszli z założenia niezmienną siły poruszającej szerokość koryta normalnego poniżej Bugu wypadłaby jeszcze mniejsza.

Tabela 3.

Obliczenie przekrojów normalnych średniej wody.

Przekrój	Q_{sr}	V_o	F	t_s	B_w	B_{dno}	t_{max}
1	2	3	4	5	6	7	8
Zawichost	416	0,918	453,1	2,81	161,2	122,9	3,19
Annapol	420	0,918	457,5	2,81	162,8	124,6	3,18
Solec	435	0,918	473,8	2,81	168,6	130,6	3,17
Puławy	449	0,918	489,1	2,81	174,1	136,3	3,15
Dęblin	492	0,918	535,9	2,81	190,7	153,4	3,11
Kłoda	513	0,906	566,2	2,68	211,3	176,3	2,92
Królewski Las	574	0,906	633,6	2,68	236,4	201,7	2,89
Warszawa	591	0,906	652,3	2,68	243,4	208,8	2,88
Modlin	888	0,970	915,5	3,23	283,4	241,5	3,49
Zakroczym	888	0,970	915,5	3,23	283,4	241,5	3,49
Płock	922	0,970	950,5	3,23	294,3	252,5	3,48
Włocławek	930	0,970	958,8	3,23	296,8	255,2	3,47
Nieszawa	939	0,970	968,0	3,23	299,7	258,1	3,47

Przekrój regulacyjny



Rys. 7. Przekrój regulacji wg projektu toruńskiego.

W Warszawie jest: $t = 2,68 \text{ m}$, $J = 0,266\text{‰}$, $S = 0,713 \text{ t/m}^2$.

W Modlinie jest: $J = 0,192\text{‰}$.

Zakładając dla Modlina $S = 0,713 \text{ t/m}^2$, znajdujemy dopuszczalną głębokość średniej wody: $t = 3,72 \text{ m}$; jest to ta sama głębokość, którą mamy dzisiaj poniżej Nieszawy.

Obliczamy stąd prędkość dopuszczalną.

$w = 1,08$,
 $\alpha = 0,966$,
 $\beta = 0,992$,
 $V_o = 1,035 \text{ m/s}$.

Stąd potrzebna powierzchnia przekroju $F = 888 : 1,035 = 860 \text{ m}^2$. Wreszcie potrzebna szerokość koryta w poziomie wody średniej $B_w = F : t = 860 : 3,72 = 231 \text{ m} < 243,4 \text{ m}$.

Wnoskujemy stąd, że przyjmując za dopuszczalną tę samą wielkość siły poruszającej, jaką mamy powyżej ujścia Bugu, moglibyśmy szerokość normalną koryta po przyjęciu Bugu pozostawić bez zmiany. Nie czynimy tego, bo siła poruszająca powyżej ujścia Bugu jest za duża i tolerować ją musimy z konieczności. Obecność tak dużej siły prowadzi do dużych trudności przy projektowaniu regulacji i przy późniejszej realizacji projektu.

Poniżej ujścia Bugu możemy tych trudności uniknąć przyjmując siłę poruszającą dostosowaną do istniejących głębokości i spadku.

Inż. J. Lambor w swym przemówieniu na konferencji wiślanej (artykuł w „Gospodarce Wodnej”. Zeszyt 3.1947) przedstawił kryterium do wyznaczenia potrzebnej szerokości trasy na tle już wykonanych regulacji innych rzek.

Porównując szerokości obliczone przeze mnie z tymi, które inż. Lambor uważa za leżące w strefie możliwości, widzimy, że wahają się one około górnej granicy tej strefy.

Wodowskaz	Szerokość trasy (m)		Różnice szerokości w 0,0% wartości drugiej
	u/g Lambora	u/g Dębskiego	
Chwałowice	170	161,2	+ 5,2
Puławy	180	174,1	+ 3,3
Dęblin	187	190,7	- 2,1
Warszawa	23	243,4	-16,6
Wyszogód	266	283,4	- 6,3
Włocławek	280	296,8	- 5,7
Toruń	297	299,7	- 1,0

Widzimy na ogół zgodność w granicach do $\pm 6\%$. Wyjątek stanowi odcinek Warszawy, który z powodu spadku większego aniżeli na odcinku San — Radomka wymaga odrębnego traktowania i wypada ze schematu.

4. PRZEKROJE W PRZEJŚCIACH NURTOWYCH.

Dotychczas nie ma metody umożliwiającej obliczenie kształtu przekrojów poprzecznych koryta

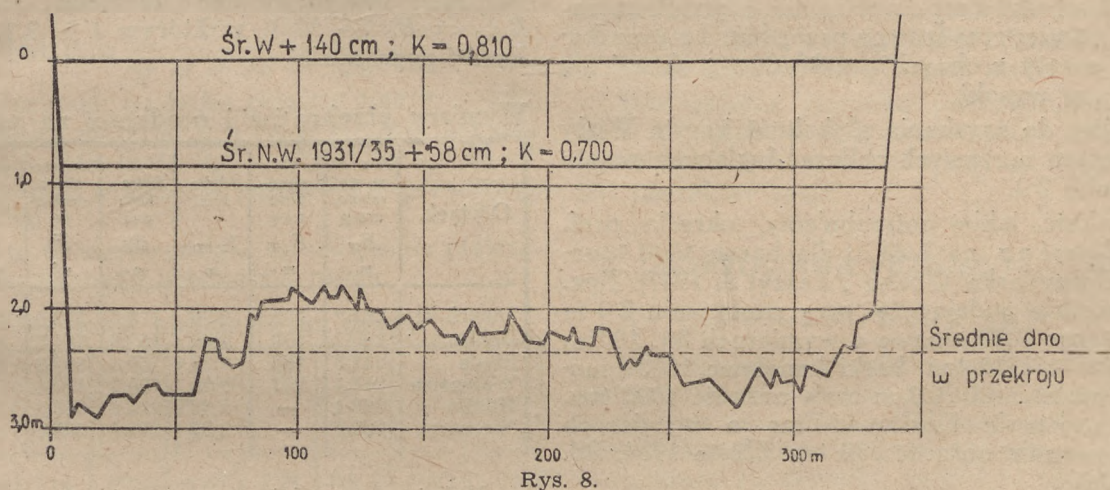
uregulowanego na przejściach i w łukach. Kształty te są różne między sobą, są także odmienne od kształtu przekroju normalnego. Typowe przekroje spotykane na przejściach i w zakolach trasy widzimy na rysunkach.

Rysunek 8 podaje przekrój poprzeczny Wisły w przejściu położonym w km 504,0, w którym stosunek głębokości średniej do największej $k = 0,810$.

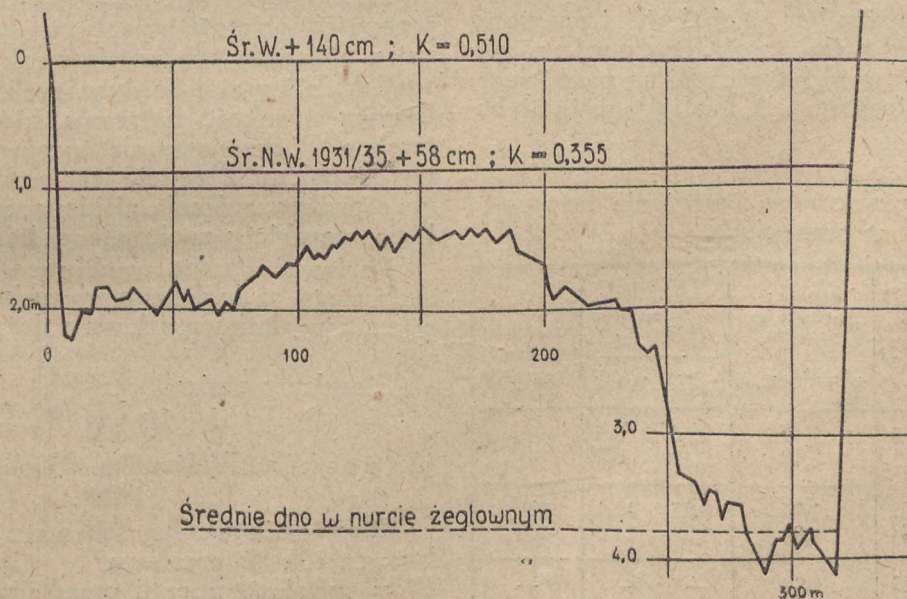
Rysunek 8a przedstawia przekrój na łuku w km 503,2, gdzie stosunek $k = 0,510$ przy średnim stanie wody.

Ten sam stosunek w przekrojach trapezowych, których wymiary mamy w tabeli III waha się między 0,88 i 0,94. Tak duża wartość tego stosunku w naturze, w korytach rzek z dnem ruchomym trudna jest do uzyskania. W rzeczywistości wykształca się zwykle przekroje o stosunku głębokości średniej do największej około 0,8 na przejściach i około 0,5 na łukach.

Skoro bezpośrednie obliczenie wymiarów przekrojów na przejściach i łukach nie jest możliwe, zmieniamy porządek obliczenia na odwrotny. Staramy się przyjąć pewne najkorzystniejsze formy przekrojów regulacyjnych i sprawdzić je następnie pod względem hydraulicznym.



Rys. 8.



Rys. 8a.

Dotyczy to przede wszystkim przekrojów położonych w przejściach nurtowych, gdyż od głębokości ich zależy przepływność drogi wodnej.

W tabeli 3 zestawiono głębokości t_{max} przekroju normalnego, trapezowego, średniej wody. Są to oczywiście głębokości tylko obliczeniowe, które w naturze, w całym biegu rzeki utrzymać się nie dadzą. Rzeczywiste głębokości będą zmienne, większe w wybojach położonych w zakolach trasy regulacyjnej, mniejsze na przejściach.

Nasuwa się pytanie, jaki najkorzystniejszy stosunek osiągnąć można za pomocą zwykłych środków regulacji rzek między głębokościami na przejściach a głębokością przekroju normalnego. Odpowiedź na to pytanie dałem w artykule na temat „Zagadnienia hydrologiczne w projekcie przebudowy Wisły na wielką drogę wodną”, drukowanym w „Przeglądzie Komunikacyjnym” (Zeszyt 2.1946).

Wykazałem tam, za pomocą wyników prac badawczych na Wiśle oraz doświadczeń w laboratorium wodnym Politechniki Warszawskiej, że głębokości tranzytowe rzeki uregulowanej przyjmować należy na $2/3$ głębokości przekroju normalnego. Jest to optimum, którego można oczekiwać.

Stosunek głębokości tranzytowej do normalnej równy $3/4$, jak go przyjęli prof. Rybczyński i prof. Matkiewicz w opinii o projekcie regulacji Wisły, sporządzonym przez inż. Ingardena, był wzięty z obcych przykładów i okazał się na Wiśle za wysoki.

Możliwą do uzyskania głębokość koryta Wisły w przejściach nurtowych obliczać będziemy przeto ze stosunku $2/3$.

Głębokość, jakiej potrzebujemy, określa prof. K. Rodowicz na 2,20 m dla barek 1000 tonowych („Gospodarka Wodna”, Zeszyt 3. 1947). Normy niemieckie podają, że przy zanurzeniu 2,0 m barki rzeczne 1000 tonowe o wymiarach 80 . 10,5 m mają nośność 1310 ton, barki kanałowe 1000 tonowe o wymiarach 80 . 9,2 m mają nośność 1000 ton, barki na kanale Dortmund-Ems o wymiarach 66,9 . 8,1 m mają nośność 850 ton (Hütte 1934. Bd. III. S. 524).

Przyjąwszy potrzebną głębokość tranzytową 2,20 m, tak jak ją podaje prof. Rodowicz, możemy porównać ją z głębokościami na przejściach, obliczonymi ze stosunku $2/3$. Zestawiono te głębokości w tabelce:

Głębokość przekrojów i zwężenie trasy w przejściach.

Lp.	Odcinek	Głębokość przekroju normalnego t_{max}	Głębokość przekroju na przejściu $t_p = 2/3 t_{max}$	Niedobór głębokości na przejściu (2,20 — t_p)		Projektowane zwężenie przekroju na przejściu
				w metrach	% od t_p	
1	Zawichost	3,19	2,12	0,08	3,6	4%
	Dęblin	3,11	2,08	0,12	5,8	6%
2	Kłoda	2,92	1,95	0,25	11,4	12%
	Warszawa	2,88	1,92	0,28	14,6	15%
3	Modlin	3,49	2,32	—	—	—
	Nieszawa	3,47	2,32	—	—	—

Głębokość przekroju normalnego t_{max} wzięto z tabeli 3.

Głębokość przekroju w przejściu obliczono równaniem $t_p = 2/3 t_{max}$.

Różnica głębokości na przejściu, potrzebnej i wyrachowanej ze stosunku $2/3$, przedstawia teoretyczny niedobór głębokości. Przekroje na przejściach po wykonaniu regulacji mogłyby się okazać o tyle za płytkie. Ażeby uzyskać potrzebną normę głębokości 2,2 m należy zastosować środek powodujący pogłębienie dna w stopniu większym niż na odcinkach przyległych. Środkiem tym jest lokalne zwężenie trasy w przejściu. Zwężamy ją o tyle procent, ile głębokości brakuje na przejściu.

W tej samej tabelce podano więc w dalszym ciągu wyrachowany niedobór głębokości (2,20 — t_p) w metrach i w procentach od t_p . Na tej podstawie określono projektowany procent zwężenia szerokości trasy regulacyjnej w przejściu nurtowym.

Powyższe założenia pozwalają nam na dokładne zaprojektowanie przekrojów koryta regulacyjnego w przejściach. Wymiary tych przekrojów zestawiono w tabelce następnej. Podano tu według tabeli 3 szerokość przekroju normalnego na poziomie wody średniej, a następnie po zastosowaniu ustalonego procentu zwężenia podano szerokość zwężoną. Szerokość dna obliczono z równania $B_{dno} = B_w - 12 t$, w którym $t \geq 2,20$ m, z kolumny poprzedniej.

Wymiary przekrojów i prędkości na przejściach.

Odcinek	Normalna szerokość trasy B_w m	Zwężona szerokość trasy B_{zw} m	Głębokość t_{max} m	Szerokość dna B_d m	Powierzchnia przekroju F m ²	Prędkość wody V m/s	Głębokość średnia t m
Zawichost	161,2	155	2,20	128,6	312,0	1,33	2,01
Dęblin	190,7	179	2,20	152,6	364,8	1,35	2,04
Kłoda	211,3	186	2,20	159,6	380,2	1,35	2,04
Warszawa	243,4	207	2,20	180,6	426,4	1,39	2,06
Modlin	283,4	—	2,32	255,6	626,0	1,42	2,21
Nieszawa	299,7	—	2,32	271,9	663,0	1,42	2,21

Należy sprawdzić, czy przekroje te są zdolne przepuścić objętość przepływu wody średniej rocznej z obliczoną prędkością i czy wystarczy na to spadek, który stoi do dyspozycji. W tym celu obliczamy wysokość piętrzenia, które jest na to potrzebne. Posługujemy się tu równaniem na przelew zatopiony. Przejście jest bowiem z hydraulicznego punktu widzenia niskim progami w dnie rzeki, o szerokiej i zaokrąglonej koronie.

Ponieważ korona zbudowana jest z materiału ruchomego, są tu duże opory ruchu i dlatego współczynnik wydatku przelewu należy przyjmować niski.

Stosujemy wzór:

$$Q = \varphi \cdot b \cdot h \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

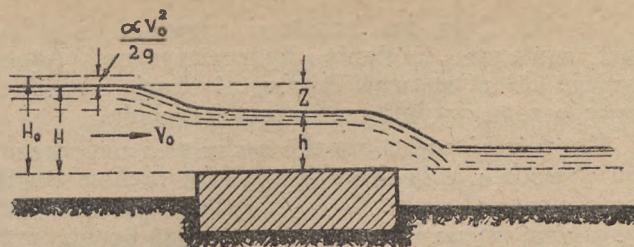
(Agroskin, Hydraulika. Moskwa — Leningrad 1944).

Oznaczenia według schematu (rys. 9):

b = szerokość przelewu,

H_0 = wysokość energii przed przelewem,

h = wysokość warstwy wody na przelewie.



Rys. 9. Schemat przelewu.

Współczynniki wydatków są zależne od rodzaju progu (rys. 9a).

$\varphi = 0,80$ (próg bez zaokrąglenia krawędzi od górnej i przy niesprzyjających hydraulicznych warunkach — nierówne, szorstkie podejście),
 $\varphi = 0,95$ (przy dobrze zaokrąglonym kształcie od górnej strony przelewu i bardzo dobrym podejściu).

Na zasadzie tych danych obliczamy:

$$H_0 = \frac{Q^2}{\varphi^2 b^2 h^2} \cdot \frac{1}{2g} + h$$

Wysokość energii przed progiem wyrazić można sumą trzech wysokości:

$$H_0 = h + z + k$$

gdzie: z = piętrzenie przed progiem,

k = wysokość prędkości,

h = wysokość pokrycia progu wodą.

$$\text{Stąd: } z = \frac{Q^2}{\varphi^2 b^2 h^2 2g} - \frac{V_0^2}{2g}$$

Współczynnik wydatku przyjmujemy $\varphi = 0,80$, gdyż ruchliwy materiał dna rzeki stwarza większe opory ruchu. Wielkość $2g\varphi = 12,53$. Iloczyn $bh = F$ wyrazić można wielkością przekroju poprzecznego na przejściu.

Dane te są wystarczające do obliczenia piętrzenia spowodowanego obecnością progu.

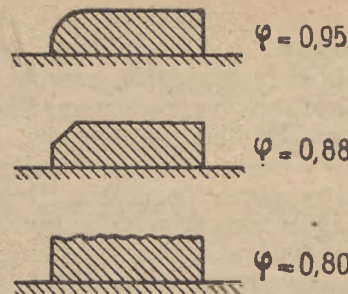
Obliczenie piętrzenia na progu.

Przekrój	Q m/s	F=bh m ²	Q=Fv m/s	V ²	V ₀ m/s	V ₀ ² / 2g	Piętrzenie z
Zawichost	416	312,0	1,33	1,77	0,98	0,043	0,098
Dęblin	492	364,8	1,35	1,82	0,918	0,043	0,102
Kłoda	513	380,2	1,35	1,82	0,96	0,042	0,103
Warszawa	591	426,9	1,39	1,93	0,906	0,042	0,112
Modlin	888	626,0	1,42	2,02	0,970	0,048	0,113
Nieszawa	939	663,0	1,42	2,02	0,970	0,048	0,113

Spieźnienie to rozłoży się na całej szerokości progu, która jest zarazem długością przejścia. Długość przejścia sprawdzimy wzorem Matakiewicza i porównamy z szerokością trasy regulacyjnej.

Sprawdzenie długości przejścia wzorem Matakiewicza.

Odcinek	Prędkość na progu m/s	Głębokość na progu m	Funkcje ze wzoru Matakiewicza		i ‰	Piętrzenie na progu m	Długość przejścia m (1)	Szerokość trasy m (2)	Stosunek (1) : (2)
			f(t)	f(i)					
Zawichost	1,33	2,01	1,695	0,785	0,52	0,098	188	161,2	1,17
Dęblin	1,35	2,04	1,71	0,790	0,53	0,102	193	190,7	1,01
Kłoda	1,35	2,04	1,71	0,790	0,53	0,08	194	211,3	0,92
Warszawa	1,39	2,06	1,725	0,805	0,55	0,112	204	243,4	0,84
Modlin	1,42	2,21	1,812	0,785	0,52	0,113	218	283,4	0,77
Nieszawa	1,42	2,21	1,812	0,785	0,52	0,113	218	299,7	0,73



Rys. 9a. Rodzaje progów.

Stosując wzór Matakiewicza obliczymy, jaki spadek jest potrzebny, ażeby przeprowadzić wodę z żadaną prędkością przy zadanej głębokości.

Znając spadek na długości przejścia równy obliczonemu piętrzeniu i spadek jednostkowy, potrzebny dla uzyskania prędkości, możemy obliczyć długość odcinka nurtowego na progu.

Obliczenie to zawiera tabelka podana niżej. Zastrzec się trzeba, że wyniki tego obliczenia nie mogą być uważane za bezwzględnie ścisłe, przedstawiają one jedynie pewne przybliżenie, charakteryzujące nam rząd wielkości i wzajemne stosunki wielkości tych wzdłuż rzeki.

Długość przejścia pod Zawichostem jest równa 188 m, co odpowiada 7/6 szerokości trasy, zaś pod Nieszawą 218 m, co odpowiada około 3/4 szerokości trasy regulacyjnej średniej wody.

Zmniejszenie stosunku jest zrozumiałe, albowiem przejścia projektować należy tym krótsze w stosunku do szerokości trasy, im więcej nizinny jest charakter rzeki.

5. MORFOLOGIA PRZEJŚĆ NURTOWYCH.

A. Zjawisko ruchu spiralnego.

W rozdziale poprzednim ustalono, jakimi powinny być przejścia, aby żegluga nimi odbywać się mogła bez przeszkód. Obliczono więc potrzebne najmniejsze głębokości oraz przynależne szerokości w poziomie zwierciadła wody i w dnie, następnie prędkości i potrzebny spadek wody. Poza tym ustalono długość odcinków prostych lub quasiprostych na punktach przebiegu osi trasy regulacyjnej, położonych między odwrotnymi łukami.

Z kolei zastanawiać się będziemy nad tym, jakie warunki powinny być spełnione, ażeby przejścia wykształcić się mogły tak, jak zostało ustalone.

W tym celu rozpatrzynmy morfologiczną stronę kształtowania koryta rzeki w przejściach nurtowych.

wych. Poznawszy czynniki tutaj działające zastanowimy się, jak można czynnikami tymi kierować.

Sprawy te były omówione szeroko w sprawozdaniu technicznym do projektu regulacji Wisły na przestrzeni od Modlina do Torunia. Projekt wykonany był w okresie okupacji niemieckiej, w 1942 roku, przez ówczesne Toruńskie Biuro Projektów Dyrekcji Dróg Wodnych w Gdańsku. W sprawozdaniu podpisanym przez inż. Sieversa omówiony jest projektowany poziomy układ brzegów oraz sposób kształtowania przekrojów koryta regulacyjnego. Sprawozdanie to oparte na materiale polskim i niemieckim, cechuje staranne podejście do zagadnień i wnikliwa, dużym doświadczeniem wzbogacona analiza.

Wywody inż. Sieversa zawarte w tym sprawozdaniu powtórzono poniżej w streszczeniu.

Zwężenie nadmiernie szerokiego łóżyska rzeki samo przez się nie może doprowadzić rzeki żeglownej do stanu zadowalniającego. Decydujący wpływ mają na to kierunki sztucznych brzegów, od których w wysokim stopniu zależą wyniki regulacji. Kierunki sztucznych brzegów składają się, jak wiadomo z odcinków linii krzywych, naprzemianku rzecze wklęsłych i wypukłych, niekiedy z krótkich odcinków prostych między krzywymi. Przez odpowiedni układ poziomy trasy regulacyjnej średniej wody można oddziaływać zarówno na ruch, jak i na osadzanie piasków i namulów na dnie.

Głównym celem właściwego zabudowania rzeki winno być nadanie brzegom koryta średniej wody takiej linii, aby osady powstawały na ściśle określonych i z góry przewidzianych miejscach, przede wszystkim na brzegach wypukłych.

Przyroda posługuje się krzywymi jako najprostszym i najpewniejszym środkiem do wytworzenia stanu równowagi między siłą poruszającą a oporami ruchu. Wydłuża ona bieg rzeki przy pomocy krzywych i przez to łagodzi spadek. Jednocześnie niszczy część energii płynącej wody na oporach powstających w krzywiznach.

Opór krzywizny jest tym większy, im szybciej woda płynie, a także im mniejszy jest promień łuku. Na pokonanie oporu potrzeba zwiększonej wysokości ciśnienia, które akumuluje się na początku krzywizny, w postaci odpowiedniego spiętrzenia zwierciadła wody.

Niezależnie od tego, masa nadpływającej wody z powodu swej bezwładności nie może się od razu dostosować do kierunku krzywej i ciśnienie na brzeg wklęsły w kierunku stycznym do krzywizny brzęgu.

Zwierciadło wody przy brzegu wklęsłym podnosi się z tej przyczyny jeszcze więcej i o tyle obniża się przy przeciwnym, wypukłym brzegu.

Podniesienie to, względnie obniżenie, zwierciadła wody jest tym większe, im większa jest prędkość i im mniejszy jest promień krzywizny. Przez podniesienie zwierciadła wody przy brzegu wklęsłym i obniżenie przy brzegu wypukłym stwarzają się warunki do powstania spiralnego ruchu części wody w krzywiznach trasy.

Cząstki wody znajdujące się w okolicy wklęsłego brzegu, naciskanego przez cząstki nadpływające z góry rzeki, ustępują w dół, w kierunku mniejszego naporu, następnie zaś w po-

bliżu dna dążą ku brzegowi wypukłemu, gdzie jest mniejsze ciśnienie hydrostatyczne. Ażeby wrócić do równowagi hydrostatycznej wychodzą przy brzegu wypukłym na powierzchnię.

Rozwija się w ten sposób cyrkulacja poprzeczna po obwodzie koła, kombinowana z ruchem postępowym w dół rzeki. W wyniku tego, cząstki wody poruszają się po linii spiralnej, wzdłuż koryta, przy czym znajdując się przy powierzchni wody, zdążają ku brzegowi wklęsłemu, — znajdując się przy dnie zdążają ku brzegowi wypukłemu. Przy brzegu wklęsłym opadają ku dołowi, przy brzegu wypukłym wznoszą się do góry. Z tego powodu obserwujemy na powierzchni wody w pobliżu brzegów wklęsłych leje tworzących się tu wirów, zaś w pobliżu brzegów wypukłych owalne napęcznienia, będące wyrazem pracy prądów wstępujących.

Ruch spiralny stwierdzony został laboratoryjnie i potwierdzono go naukowo (Farquhar, Winkel, Wittman). Ruch ten jest tym silniejszy, im większa jest prędkość i mniejszy promień krzywej.

Na skutek ruchu spiralnego woda żłobi dno przy brzegach wklęsłych. Powstają z tego powodu wyboje, tym bliżej wklęsłego brzegu i tym głębsze, im węższe jest koryto, im mniejszy jest promień krzywej oraz im większa prędkość, wreszcie im drobniejszy materiał leży na dnie rzeki.

Piaszek wyniesiony z wybojów nie osadza się w tym samym przekroju poprzecznym koryta lecz nieco niżej.

Ruch spiralny ciągnie się na przestrzeni krzywizny i zanika nieco poniżej końca krzywizny. W związku z tym wybój przy wklęsłym brzegu stopniowo się spłyca a odkłady przy wypukłym brzegu stopniowo zanikają.

Przy małej wodzie są mniejsze prędkości i zjawiska te, w szczególności zaś wyżej opisany ruch spiralny, tracą na znaczeniu. Natomiast zaczyna się proces pogłębienia mielizn i spływania wybojów. Dzieje się tak dlatego, że w krzywiznach przekroje są zbyt głębokie i dla prowadzenia wielkiej wody zaobszerne. Linia spadku układu się prawie poziomo, tym silniejszy przeto spadek gromadzi się na przejściach. Zwiększony spadek powoduje większą prędkość wody i rozmywanie dna na przejściu. W poprzednim rozdziale wskazano, że prędkość na przejściach przy średniej wodzie wynosić będzie (według obliczenia) w Zawichoście 1,33 m/s, a w Modlinie 1,42 m/s; prędkość ta będzie większa od dozwolonej, która wynosi nie więcej od 0,92 m/s na tej samej przestrzeni rzeki.

Zjawiska ruchu wody w krzywych mają duży wpływ na ruch wody w przejściach. Dotyczy to przede wszystkim ruchu spiralnego. Ruch ten istnieje zarówno w krzywej doprowadzającej wodę do przejścia, jak i w krzywej odchodzącej od przejścia. Kierunek obrotów spirali jest w obydwu krzywych odwrotny. W jednej z nich obroty spirali są zgodne z ruchem wskazówek zegara, w drugiej niezgodne z tym ruchem.

Na przejściu gromadzi się materiał denny wyniesiony z krzywej znajdujący się przed przejściem. W miejscu, gdzie ruch spirali jest najsilniejszy, to jest w pobliżu wierzchołka krzywej, materiał gromadzi się w okolicy brzegu przeciwnego (wypukłego), dalej w dół rzeki ruch spiralny staje się co-

raz słabszy. Materiał denny z wyboju przy brzegu wklęsłym odkładany jest coraz dalej od brzegu wypukłego a bliżej brzegu wklęsłego, aż w końcu dochodzi niemal do brzegu wklęsłego. Powstaje w ten sposób próg leżący ukośnie do kierunku biegu wody, którego działanie hydrauliczne jest podobne, jak działanie jazu zatopionego (zobacz rysunki następne).

Powyżej progu płyną dolne warstwy wody nad dnem podnoszącym się do góry (od wyboju do progu) ruchem opóźnionym. Górne warstwy wody dopływają do progu ruchem przyspieszonym, przebiegają przez próg ukośnie do kierunku brzegów i wchodzi w następną odwrotną krzywiznę, powodując ruch spiralny o kierunku odwrotnym.

Zależnie od kształtu — rozróżniamy progi dobre i złe. Gdy progi są dobre, nurt przebiega stopniowo od jednego do drugiego brzegu i krzyżuje się z progiem ukośnie (rys. 10). Przy złym progu nurt zmienia swój kierunek nagle i przechodzi

przez próg prawie prostopadłe do przeciwnieległego brzegu. Prógi są wtedy szerokim przelewem o małej głębokości wody (rys. 10a). Progi złe występują wtedy, gdy łożysko rzeki jest za szerokie a przejścia na odcinkach prostych za długie, lub gdy przejścia są wprawdzie krótkie ale spadki po dłuższe za duże.

Cyrkulacja poprzeczna — o której mówi sprawozdanie inż. Sievers'a nie jest tematem nowym w literaturze hydrotechnicznej. Zajmuje się nią także Wielikano w swojej „Dynamice koryt rzecznych” (Leningrad — Moskwa 1946) i opisuje mniej więcej tak jak Sievers, jako ruch spiralny cząstek wody, powstający na zakrętach rzecznych.

O ruchu tym pierwszy pisał Girardon, potem Möller. W Z. S. R. R. badał tę formę ruchu Lelawski na przemiałach Dniepru. Lelawski tak wyjaśnia powstawanie nanosów w przejściach nurtowych:

W miejscu, gdzie nurt rzeki przechodzi od jednego wklęsłego brzegu do przeciwnieległego brzegu wklęsłego, zmienia się kierunek cyrkulacji. Jeśli nurt przechodzi z lewego brzegu na brzeg prawy, cyrkulacja przed przejściem ma kierunek przeciwny ruchowi wskazówek zegara, poniżej przejścia natomiast zgodny z ruchem wskazówek zegara. Jeśli nurt przechodzi z prawego brzegu na brzeg lewy, cyrkulacja przed przejściem ma kierunek zgodny z ruchem wskazówek zegara, poniżej przejścia przeciwny ruchowi wskazówek zegara.

Zmiana kierunku cyrkulacji odbywa się bezładnie, strugi wodne tracą swój kierunek poprzedni i prędkość posiadaną powyżej przejścia. Powoduje to odkładanie nanosów na przejściu.

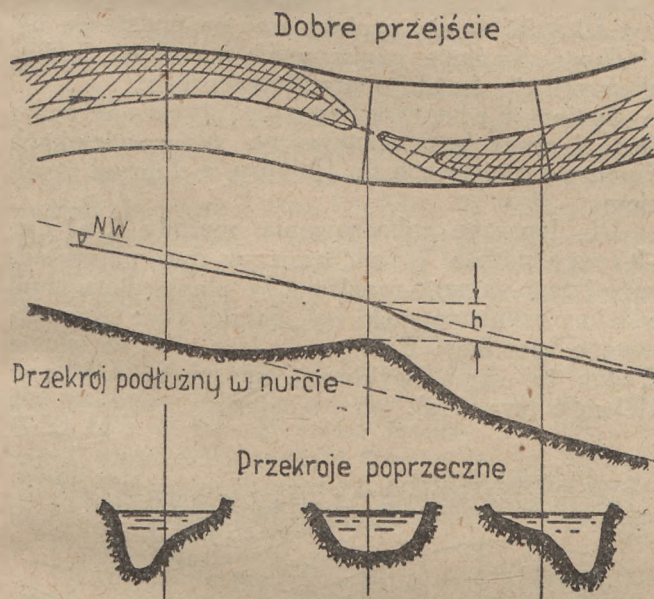
Z badań prowadzonych na rzekach nie można było wyjaśnić, co jest powodem ruchu spiralnego, a w szczególności bez odpowiedzi pozostawało pytanie, czy ruch spiralny powoduje powstawanie zakoli rzecznych czy też odwrotnie, zakola rzeczne są powodem powstawania ruchu spiralnego.

Dopiero Łosiewski udowodnił doświadczeniami laboratoryjnymi, o których pisze ostatnio inż. Stanisław Hawryłek w „Gospodarce Wodnej” (Zeszyt 4. 1947), że ruch spiralny może powstawać także w zupełnie prostolinijnym korycie. Udowodnił przez to, że ruch ten jest głównym powodem powstania zakoli rzecznych.

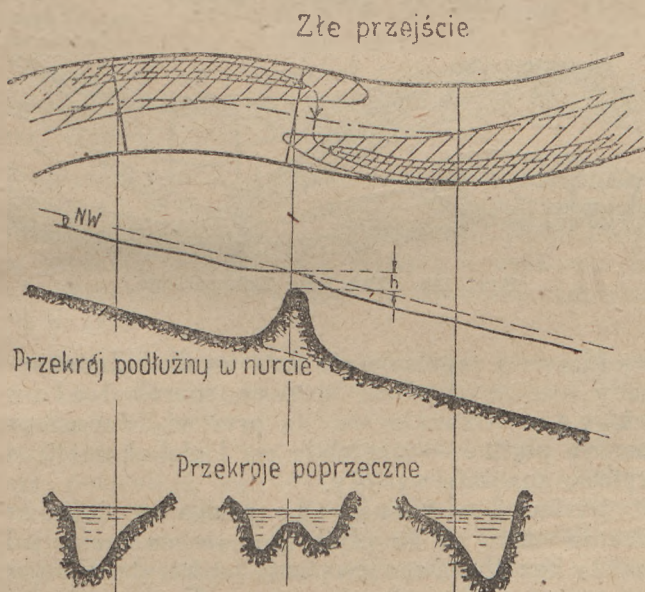
Cyrkulacja poprzeczna jest zasadniczą właściwością każdego postępowego ruchu płynów. Wskutek cyrkulacji tworzą się zakola rzeczne, ale także obecność zakol wzmacnia intensywność cyrkulacji.

Inny badacz Z. S. R. R. Potapow wykazał, że na cyrkulację poprzeczną można oddziaływać. Można ją sztucznie wzmocnić, osłabić lub zmienić jej kierunek. Rezultaty takie uzyskał Potapow ustawiając odpowiednie łopatki w przekroju koryta, w różny sposób. Udało mu się, za pomocą łopatek takich, spowodować powstanie nanosów, nawet na brzegu wklęsłym a pogłębienie na brzegu wypukłym.

Wynika stąd bezpośrednio możliwość zastosowania laboratoryjnej metody Potapowa do polepszenia głębokości tranzytowych rzeki, ochrony brzegów w zakolach od zerwania, kanałów zasilających od zamulenia itd.



Rys. 10.



Rys. 10a.

B. Metoda Lelawskiego.

M. A. Wielikanow przeciwstawia sobie dwie metody regulacji rzek:

Metodę opartą na prawach Fargue'a i metodę zaproponowaną przez Lelawskiego.

Metoda Fargue'a, przedstawiona w monograficznym dziele Fargue'a p. t. „O kształtowaniu łóżyska rzeki z ruchomym dnem” (wyd. z roku 1903) opracowana była przez autora na zasadzie jego doświadczeń przy regulacji rzeki Garony. T. zw. prawa Fargue'a przedstawiające zasady ukształtowania koryt rzecznych, zyskały sobie dużą popularność u współczesnych mu hydrotechników i do dziś znajdują duże uznanie¹⁾.

Fargue wypowiada sąd, że brak jest dotąd naukowej metody regulacji rzek żeglownych. Dlatego należy zwrócić się po wskazówki do samej przyrody i badać morfologię koryt rzecznych, aby stąd wnioskować o prawach, według których kształtują się koryta i o sposobach, jak wpływać na udoskonalenie kształtu rzeki w sposób sztuczny.

Najdogodniejszym kształtem linii regulacyjnych są według Fargue'a sinusoidy, przy czym lewo-brzeżne w stosunku do prawobrzeżnych należy co-
kolwiek przesunąć, tak mianowicie, aby przeście łączące odwrotne krzywizny, wypadło nieco zwężone w stosunku do zakoli, które powinny mieć szerokość normalną.

Nieco inaczej patrzy na tę sprawę Lelawski. Badacz ten opiera swe rozumowanie na analizie zjawisk ruchu spiralnego a w szczególności na tym fakcie, że przy ruchu spiralnym materiał denny est zabierany przez strugi przydenny z głębiny przy brzegu wklęsłym i wynoszony na odsypisko przy brzegu wypukłym, nieco poniżej miejsca, skąd został zabrany.

Regulując rzekę żeglowną musimy się starać o to, aby wykorzystać zjawisko ruchu spiralnego dla celów regulacji. Dlatego trzeba proces erozji dna powstający w wyniku ruchu spiralnego jak najbardziej usystematyzować i wzmocnić. Należy go przy tym skierować na przemiał tak, aby silny prąd przydenny dochodził do na płytszego miejsca w przeście nurtowym. Niezbędne jest przy tym, aby tama regulacyjna, nadająca kierunek strumieniowi płynącemu na przeście, miała krzywiznę nie malejącą, jakby to wynikało z praw Fargue'a lecz wzrastającą.

Zwykle ruch spiralny w krzywej słabnie tym bardziej, im bliżej krzywa zbliża się do prześcia. Nadanie linii regulacyjnej w tym miejscu coraz większe, krzywizny, podtrzyma słabnącą siłę poruszającą strumienia i w ten sposób spowoduje intensywniejsze pogłębianie dna na przeście na drodze strumienia.

Lelawskiego szerokość trasy zupełnie nie interesuje. Uważa on, że zwężenie łóżyska rzeki jest niecelowe, przyczynia się do większego zrywania brzegów i nie jest potrzebne żegludze. Materiał zerwany z brzegów zasypuje odcinek rzeki, położony poniżej. Według Lelawskiego, bu-

dowie regulacyjne wykonywać należy wyłącznie na brzegu wklęsłym, pozostawiając brzeg wypukły procesowi naturalnemu.

Różnice między zapatrywaniami Fargue'a i Lelawskiego są więc istotne.

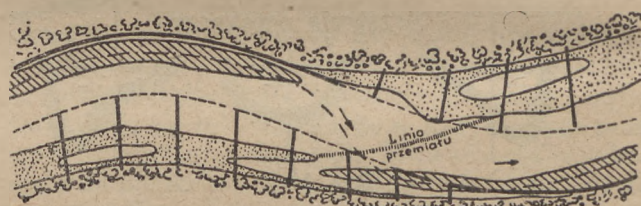
1. Fargue kładzie nacisk na dobranie odpowiedniej szerokości trasy regulacyjnej, Lelawski uważa za właściwe, nie ograniczać szerokości koryta od strony brzegu wypukłego.

2. Fargue dobiera krzywizny trasy w postaci sinusoid, których krzywizna od wierzchołka do przejścia maleje, Lelawski odwrotnie, uważa za potrzebne — powiększenie krzywizny przed przejściem.

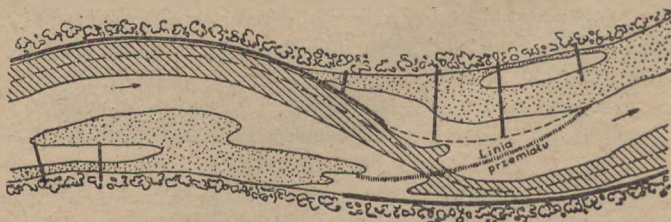
To drugie wskazanie Lelawskiego prowadzi do pewnej komplikacji. Zwiększając krzywiznę tamy kierującej nurt na przeście, musimy ją wysunąć od brzegu daleko na wodę. Przeto zwężamy nadmiernie koryto i stwarzamy warunki do dużej erozji dna przy końcu tamy. Jedynym wyjściem z tego jest odpowiednie zmniejszenie długości tamy. Długość należy projektować na podstawie dokładnego zbadania miejscowych warunków hydraulicznych dla każdego prześcia osobno.

System Lelawskiego był stosowany przez niego i przez jego uczniów na wielu odcinkach Dniepru i dopływach do Dniepru, z dobrym wynikiem.

Dla lepszego zobrazowania metody Lelawskiego podaje Wielikanow dwa plany jednego i tego samego prześcia. W planie pierwszym widzimy regulację rzeki na odcinku prześcia nurtowego sposobem Fargue'a (rys. 11), na planie drugim to samo wykonane sposobem Lelawskiego (rys. 11a).



Rys. 11. Przeście Fargue'a.



Rys. 11a. Przeście Lelawskiego.

Pierwsza regulacja nie dała wyniku. Zmieniono tedy system regulacji stosując sposób Lelawskiego. Okazało się, że przeście dotychczas bardzo płytkie — pogłębiło się i głębokości tranzytowe znacznie wzrosły.

System Lelawskiego polega na doprowadzeniu nurtu aż do płytkiego miejsca rzeki, jednakże bez zbytniego zwężenia jej koryta. Stanowi on postęp w stosunku do systemu Fargue'a. Nie znaczy to, że jeden system wyklucza drugi.

¹⁾ W polskiej literaturze obszernie mówi o nich m. in. prof. Matakiewicz w swojej „Regulacji rzek”, wydanej w 1923 r.

System Fargue'a jest bezwzględnie stosowny tam, gdzie mamy przed sobą małą rzekę. Na rzekach dużych pierwszeństwo należy przyznać metodzie Lelańskiego. Rzecz w tym, że według Fargue'a budowle regulacyjne nadają kierunek całej masie wody płynącej rzeką. Na rzece dużej

staje się to zadaniem zbyt trudnym. Dlatego to Lelański stara się nadać kierunek tylko takiej części przepływu rzecznej, która zdolna jest spowodować pożądane zmiany w ukształtowaniu koryta rzeki żeglownej.

(Dok. nastąpi).

INŻ. TADEUSZ TILLINGER

W sprawie kanalizacji Wisły

WSTĘP.

Sprawa ta nie jest nową. Kanalizacja górnej Wisły była brana pod uwagę równocześnie z opracowywaniem projektu Kanału Małopolskiego, a więc przed 40 laty.

O możliwości skanalizowania Wisły środkowej i dolnej zaczęto mówić później. Jednakże, gdy w 1912 r. w Stowarzyszeniu Techników w Warszawie piszący te słowa, referując wykonywane właśnie wtedy roboty przy skanalizowaniu rz. Dońca, wspominał o możliwości zastosowania w przyszłości tego rodzaju robót na Wiśle, myśl ta przyjęta była bardzo sceptycznie. Również wysunięty przeze mnie w 1919 r. projekt jazu pod Bielanami spotkał się z energiczną krytyką. W 1938 r. został opracowany projekt wstępny tego jazu przez prof. K. Pomianowskiego i inżynierów H. Herbicha oraz Z. Zmigrodzkiego, który to projekt wywołał analogiczne, jak i poprzedni, zarzuty.

Jednakże poglądy na tę sprawę z czasem uległy ewolucji. Ostatnio, na konferencji wiślanej, odbytej 12.V.47 („Gospodarka Wodna”, 2. 1947), na której uzgodnione zostały główne zasady regulacji Wisły, wszyscy referenci zgadzali się, że należy się liczyć z ewentualnością skanalizowania rzeki w przyszłości.

Na tę zmianę poglądów wpłynęły bezwzględnie przekonujące przykłady robót tego rodzaju, wykonanych zarówno na Zachodzie Europy i w U. S. A., jak i w Z. S. R. R., mianowicie: na Górnym Dunaju i Renie, na Rodanie, Sekwanie, Łabie, Wezerze i Odrze, w Ameryce na Ohio, Tennessee i Mississippie, na północnych rzekach rosyjskich — na Wołdze, Swir, Ocie, na południu — na Dnieprze, Dońcu, Donie, Manyczu i innych.

Kanalizację Wisły, jako całej rzeki, zaczęto się zajmować w czasie okupacji. Niektóre rezultaty tych dociekań zostały podane przez podpisanego w artykule „Kanalizacja Wisły i wyzyskanie jej sił wodnych” w „Przeglądzie Komunikacyjnym” Nr 6, 1945.

Aczkolwiek sprawa opracowania szczegółowego, a nawet wstępnego projektu kanalizacji i wyzyskania sił wodnych Wisły jest dopiero w zarodku, to jednak dotychczasowe rozważania i obliczenia pozwalają już dojść do pewnych wniosków w kilku kwestiach. Pozwoli to może na lepsze zorientowanie się przy podejściu do tego, tak ważnego, a tak skomplikowanego zagadnienia i przyczyni się do pewnego posunięcia tej sprawy na przód.

1. STOSUNEK DO ZAGADNIENIA ENERGETYCZNEGO.

Dawniej nie brano wcale pod uwagę sprawy wyzyskania energii przy kanalizacji rzeki, albo sprawy tej niedoceniano. Obecnie całkowite wyzyskanie rzeki staje się regułą. Biały węgiel zdobywa sobie szerokie pole zastosowania nie tylko w krajach, nie posiadających węgla kamiennego, jak kraje skandynawskie, Szwajcaria, Italia, ale i w takich, jak Francja, Niemcy, Ameryka lub Z. S. R. R.

Zasobna w węgiel kamienny Francja produkowała w 1938 r. 10 miliardów kWh energii hydraulicznej, pokrywając tym 53% zapotrzebowania na prąd. W 1946 r. produkcja wróciła do normy z 1938 r. Dzięki nowym urządzeniom na Renie i Rodanie produkcja ta będzie wzrastała po 2 miliardy kWh rocznie i za 10 lat dojdzie do 30 miliardów kWh, pokrywając 70% zapotrzebowania i oszczędzając rocznie 30 milionów ton węgla.

Nawet kraj o terenie stosunkowo płaskim, jak Związek Radziecki buduje olbrzymie siłownie na największej rzece naszego kontynentu — Wołdze, posiadającej jednak najmniej spadek podłużny.

Jak wszędzie, tak i u nas przemysł węglowy niechętnym okiem patrzy na konkurenta. Ale przeświadczenie, że bezpieczniej posiadać parę źródeł energii, niż jedno, zakorzenia się. Już w 1926 r. na kongresie energetycznym w Bazylei delegat amerykański zaznaczył, że wprost niepodobna sobie przedstawić ogromu katastrofy, jaką dla wielkiego miasta pociągnęłoby odcięcie jedyne źródła energii. To też źródeł tych powinno być jak najwięcej i jak na różnorodniejszych, bez względu na, niewielkie zresztą, różnice w kosztach budowy. Przekonanie to, aczkolwiek opornie, ale jednak zaczyna i u nas się przyjmować. Jasnym jest, że najbogatsze kopalnie przecież kiedyś się wyczerpią, ale woda płynąć będzie zawsze i raz ujarzmiona, będzie posłusznie obracała turbiny przez wieki.

Podane w tab. 1 cyfry rocznej produkcji siłowni, projektowanych na Wiśle, doprowadzają do następującego, zdaje się dotąd niedocenianego wniosku.

Gros naszych zasobów energii wodnej, mianowicie przeszło 5 miliardów kWh dadzą nam nie potoki górskie, lecz potężna arteria Wisły, i to głównie Wisły dolnej (62% całości). Z tego względu nie możemy jej wyłączyć z programu wyzyskania naszych sił wodnych, których mamy stosunkowo niewiele.

Tabela 1.

Odcinek	Długość km	Spad ogólny m	Ilość stopni	Roczna produkcja kWh
a) Przemsza — Dunajec (Dwory — Karsy)	169	51 (użył. 29)	7	124 000
b) Karsy — Sandomierz	94	26	7	254 000
A) Wisła Górna a + b	263	77	14	378 000
c) Popów	55	11,6	1	265 000
d) Popów — Częstków	240	62,4	14	1.335 000
B) Wisła Środkowa c + d	295	74	15	1.600 000
e) Częstków — Płock	81	16,5	3	707 000
f) Włocławek	50	9	1	446 000
g) Włocławek — Palczewo	241	44,5	8	2.120 000
C) Wisła Dolna e+f+g	372	70	12	3.273 000
D) B+C Wisła Śr. i Dolna	667	144	27	4.873 000
E) D+b Wisła od Dunajca	761	170	34	5 127 000
F) Wisła cała A+B+C	930	221	41	5.251 000

2. NAJKORZYSTNIEJSZA WYSOKOŚĆ PIĘTRZENIA.

Jednym z poważniejszych zarzutów przeciwko wyzyskaniu siły wodnej na jazach przy kanalizacji rzek jest ta okoliczność, że przy zwykle praktykowanych niewielkich spiętrzeniach wody spadek użyteczny w miarę przyboru maleje i przy większych wzniesieniach stanu wody, praca siłowni ustaje. Siłownia zaś, której produkcja podlega periodycznym przerwom, w różnych, nigdy z góry nie określonych terminach, nie może liczyć na korzystny zbyt swej energii.

W miarę wzrostu wysokości spadu jazu — niedogodność ta maleje. Jeżeli przez H nazwiemy różnicę poziomów górnej i dolnej wody, to moc zakładu, przy uwzględnieniu współczynnika dzielności turbin 0,84, wyniesie w kW:

$$N = \frac{Q \cdot H \cdot 1000}{75} \cdot 0,84 \cdot 0,736 = 8,2 Q \cdot H.$$

gdzie Q oznacza przepływ w m³/sek.

Nazywając przez H_0 różnicę rzędnych piętrzenia dwóch sąsiadujących jazów, mamy dla jazu górnego: $N_0 = 8,2 H_0 Q$, jako moc siłowni w wypadku, gdyby na stanowisku między jazami nie było wcale spadku zwierciadła wody.

Roczna produkcja zakładu, przy stałym H_0 wyniosłaby:

$$E_0 = 365 \times 24 N_0 = 8760 N_0 \text{ kWh.}$$

Roczna produkcja siłowni według wykresu (rys. 1), na którym uwzględniono zmienny stan wody, zmienną objętość przepływu, chłonność turbin oraz ich zmienną, zależną od spadu, moc i współczynnik dzielności, wyniesie E' , przy czym E' jest mniejsze od E_0 . Stosunek $E':E_0 = K_p$ wyraża zmniejszenie produkcji, wywołane cofką, tj. zmiennością stanów wody i spadkiem jej zwierciadła na stanowisku dolnym. Nazwiemy go współczynnikiem wydajności siłowni w zależności od

podtapiania, lub w skróceniu współczynnikiem podtapiania.

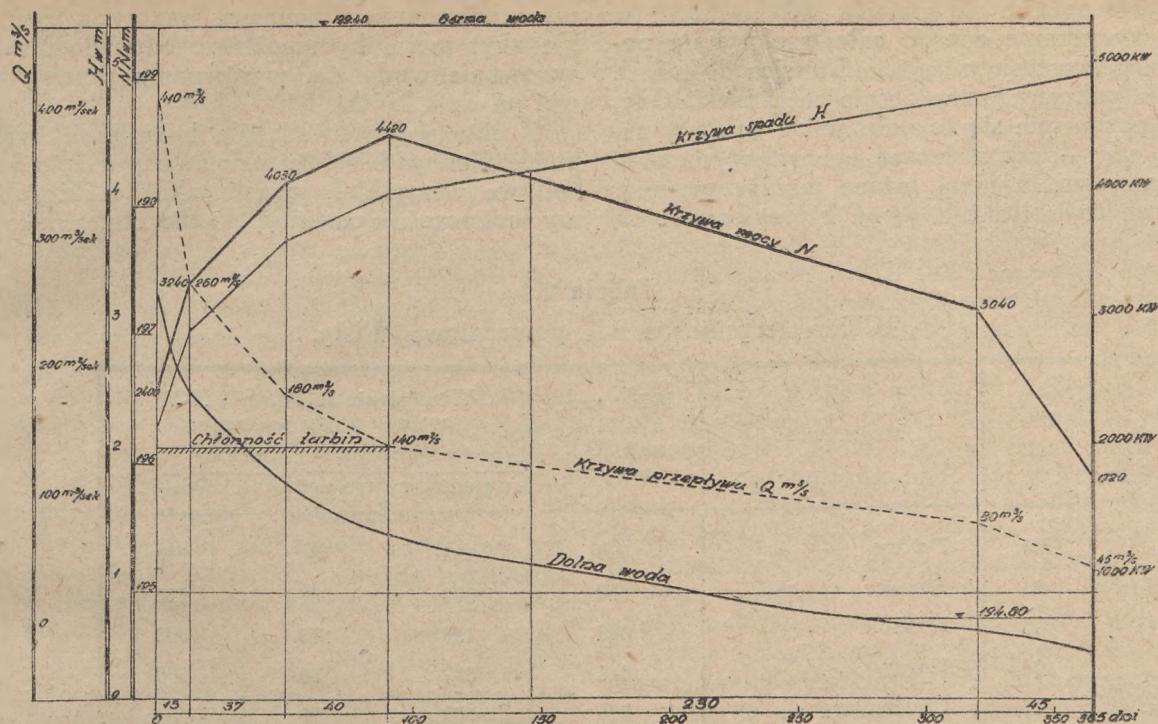
Dla przekroju Wisły pod Bieleńskimi został obliczony ten współczynnik dla różnych wysokości piętrzenia: 4,6 m (jak w projekcie) oraz 2,6 m, 3,6 m, 5,6 m, 6,6 m, 7,6 m, 8,6 m i 11,6 m

Dla H	K_p
2,6	0,44
3,0	0,49
3,6	0,56
4,0	0,59
4,6	0,63
5,0	0,65
5,6	0,68
6,0	0,70
6,6	0,73
7,6	0,74
8,6	0,75
11,6	0,78

Z powyższego zestawienia wynika, że w miarę wzrostu spadu H współczynnik K_p wzrasta z początku dość szybko, aż do wysokości $H = 6$ m. następnie tempo wzrostu maleje (rys. 2). Ma to następujący skutek, że jeżeli zamiast dwóch jazów o piętrzeniu po 3 m wykonamy jeden o piętrzeniu 6 m, to wzrośnie nie tylko jego moc w stosunku do H czyli dwa razy, ale wzrośnie również współczynnik jego rocznej wydajności z 0,49 do 0,70, czyli o 0,21.

Jeżeli natomiast zamiast dwóch jazów o spadzie po 5,8 m, wykonamy jeden o spadzie 11,6 m, współczynnik K_p wzrośnie tylko z 0,69 do 0,78, czyli o 0,09 (wypadek ten odnosi się do jazu w Popowie). Na podstawie tego rodzaju rozważań można by dojść do wypośredkowania, najkorzystniejszej wysokości piętrzenia H .

Przejdźmy w tym celu do rozpatrzenia kosztów budowy jazu, jako funkcji H (rys. 2) w warunkach Wisły.



Rys. 1. Wykres produkcji energii zakładu wodnego stopnia kanalizacyjnego w Dąbiu dla 1937 r.

Koszt budowy $F(H)$ ze wzrostem H z początku rośnie powoli. Jaz o piętrze 6 m kosztuje tylko ok. 2 razy więcej, niż jaz o piętrze 3 m (oczywiście są to cyfry bardzo przybliżone). Jednakże następnie, przy przejściu z 6 do 8 m, koszt zaczyna szybko wzrastać, a to z powodu tego, że piętrze nie wychodzi ponad koryto rzeki, potrzebne się stają duże obwałowania, zalewy i wywłaszczenia. Przejście z 6 m na 9 m spowoduje wzrost nie 1,5, ale przynajmniej 2,5 razy. Jednocześnie współczynnik wydajności jazu zależy od podtapiania, wzrasta coraz wolniej. Po dokładniejszym obliczeniu możemy przyjść do wniosku, że dwa jazy 6-metrowe mogą kalkulować się lepiej, niż jeden 12-metrowy, wbrew utartemu przeciwnemu poglądowi. To też do projektów wysokich jazów na Wiśle należy odnosić się bardzo ostrożnie i porównywać je z innymi rozwiązaniami¹⁾.

W tab. I wspomnianego referatu w „Przeglądzie Komunikacyjnym” podano przybliżoną rozstawę jazów od Przemszy do ujścia, w ogólnej ilości 42. Sytuację ich i piętra ustalono na podstawie map 1:25 000, a pomiędzy Sanem i Bugiem — planów 1:2500, bez żadnych podkładów geologicznych, zakładając, że koryto rzeki opuszcza się średnio o 1 m na całej długości rzeki. Wpływ cofki i wysokości stanów wody uwzględniono przez współczynnik K_p obliczony dla jazu Bielańskiego i przyjęty dla innych jazów. Obliczenie ma więc charakter bardzo przybliżony, może jednak służyć dla orientacji w rozwiązywaniu zagadnienia. Zestawienie tych obliczeń podano wyżej w tab. 1.

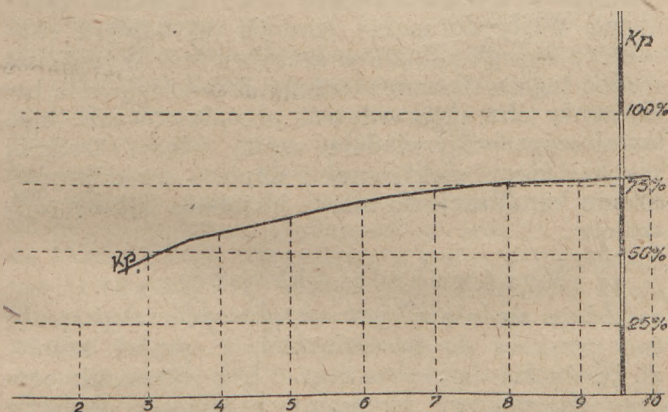
Na rozstawę jazów mają jeszcze wpływ decydujący względy żeglugowe i stopień erozji koryta.

3. WYRÓWNANIE MOCY W ZESPOLE ZAKŁADÓW WODNYCH.

Wskutek zmienności stanów wody i objętości jej przypływów zakłady wodne przy jazach podlegają silnym wahaniom mocy a nawet zupełnym przerwom produkcji energii, co ujemnie wpływa na jej wartość rynkową. Te ujemne strony, dające się silnie odczuwać w siłowniach jazów oddzielnie stojących, zmniejszają się silnie a nawet odpadają zupełnie, jeżeli bierzemy pod uwagę zespół siłowni na skanalizowanej dużej rzece, na całej długości.

a) Wyrównanie wpływu przyborów.

Jak już wspomniano wyżej, przybory, zmniejszając różnicę poziomów, zmniejszają moc siłowni a nawet powodują przerwy w pracy zakładu. Dla jazu o piętrze 4,5 m (Bielany) przerwa ta wynosiła by średnio 4 dni w roku, a w latach mokrych (np. 1934) nawet 9 dni.



Rys. 2. Krzywa podtapiania K_p .

¹⁾ W jednym z niemieckich projektów z czasów okupacji, wykonanym przez prof. politechniki z Gdańska, wszystkie jazy były przewidziane o spadzie po ok. 10 m, co oczywiście jest absolutnie nierealne.

Jednakże sprawa się zmienia, gdy wchodzi w rachubę wyzyskanie energii całej rzeki. Fala powodziowa posuwa się od ujścia Dunajca do morza 9 dni i nie pokrywa jednocześnie całej rzeki. Gdy, w miarę posuwania się tej fali, jedne zakłady zatrzymują się — wyżej leżące zaczynają już pracować na nowo, a niżej leżące jeszcze pracują. Widocznym to jest z tab. 2, na której podane są

zapotrzebowania. Pojemność stanowisk bywa zwykle zbyt mała, by umożliwić odpowiednie magazynowanie wody dla wyrównania przepływu nawet na czas krótki.

Z chwilą doprowadzenia kanalizacji rzeki do końca niedogodność ta od razu odpada. Jeżeli we wszystkich jazach takiej rzeki zamkniemy jednocześnie zasuwy, każde stanowisko rzeki

Tabela 2.
Charakterystyczne fale powodziowe Wisły.

Km Wisły	Miejscowość	Maksimum z 1934 r. nad „O” wodowsk.	Wzniesienie fali nad N. N. W. w dniu kiedy jej szczyt przechodził Warszawę		
			1934 r.	1935 r.	1929 r.
5	Dwory	500	122	80	242
24	Smolice	680	200	88	286
78	Kraków	339	196	173	303
166	Karsy	614	357	69	306
263	Sandomierz	548	558	79	404
332	Solec	497	488	98	336
372	Puławy	419	462	118	312
466	Królewski Las	495	424	111	308
513	Warszawa	539	516	382	415
556	Zakroczym	498	540	222	312
632	Płock	480	468	232	274
679	Włocławek	501	407	211	241
784	Toruń	808	435	259	304
834	Grudziądz	597	286	308	253
909	Tczew	640	166	398	165

charakterystyczne fale powodziowe; tablica ta wykonana została dla koryta erodowanego o 1 m. Przybliżone obliczenia pracy przewidzianych we wspomnianym referacie autora zakładów wskazują, że w dniu przejścia przez Warszawę wyjątkowo wysokiej i szerokiej fali powodziowej z 1934 r. ogólna moc zakładów ze średniej rocznej 600.000 kW zmniejszyła by się do 364.000 kW, czyli o 38%. W latach średnich nie tylko nie widać zmniejszenia mocy w porównaniu z mocą średnią roczną, ale obserwuje się nawet pewne jej zwiększenie (przy przełyku turbin odpowiadającemu dwukrotnej objętości przepływu średniego rocznego), to znaczy, że przy tym założeniu zwiększenie Q pokrywa zmniejszenie H z dostatecznym zapasem.

b) Wyrównanie dobowe.

Względy żeglugi dyktują warunek, że odpływ poniżej jazu na niżej leżącego winien być wyrównany. Wobec tego nie można zmniejszać przepływu na jazie w godzinach najmniejszego zapotrzebowania prądu (w nocy) i część wody musi być spuszczana luzem. Zakłady wodne tego rodzaju są to tak zwane zakłady przepływowe, w odróżnieniu od zakładów szczytowych przy zbiornikach, mogących regulować odpływ stosownie do

zamieni się w oddzielny basen, zasilany jedynie własnymi dopływami. Nawet na stanowisku, do którego wpada Bug, pełne zamknięcie zasuw na 6 godzin spowodowało by spiętrzenie zaledwie 24 cm. Na innych stanowiskach wahanie ogranicza się do kilku cm. A więc z chwilą doprowadzenia kanalizacji Wisły do morza, energia jej nabiera charakteru energii zakładów szczytowych. Wydaje się wobec tego wskazanym, ażeby dopóki siłownie będą miały charakter siłowni przepływowych, moc instalowana odpowiadała mniej więcej średniej rocznej mocy efektywnej i dopiero po doprowadzeniu kanalizacji do morza instalacja byłaby podwojona.

c) Wyrównanie okresowe.

Zdaje się nie ulegać wątpliwości, że przyszłiśmy wszyscy do przekonania, iż sprawy regulacji Wisły nie da się rozwiązać bez wykonania szeregu zbiorników. Program ich budowy obejmuje ogólną objętość przynajmniej 1,5 miliarda m^3 dla celów zasilania i tyleż dla retencji.

Możemy obliczyć z pewnym przybliżeniem, jaki efekt na wydajność zespołu siłowni wiślanych będzie miał zapas 1,5 miliarda m^3 wody, zmagazynowanej w zbiornikach dorzecza Wisły powyżej

ujścia Sanu. Cały ten zapas wody spłynie, przepuścimy, w ciągu 4 miesięcy okresu niskich stanów wody, czyli okrąży w ciągu 10.000.000 sek., a więc średnio po 150 m³/sek. i zostanie wykorzystany na wysokości spadku $H = 144$ m. Odejmując ok. 10% na stratę wskutek spadku zw. wody, otrzymamy $H_u = 130$ m.

$$N = 8 \cdot Q \cdot H_u = 156.000 \text{ kW.}$$

Ta dodatkowa moc będzie czynna przez 2780 godzin i da 434.000.000 kWh; wynosi to 8,9% produkcji Wisły poniżej Dunajca. Należy jednak przyjąć jeszcze zmniejszenie fali powodziowej przez zbiorniki retencyjne, co wpłynie na podniesienie ogólnego współczynnika wydajności, zależnej od podtapiania K_p . W przybliżeniu można przyjąć, że zbiorniki mogą podnieść ogólną produkcję o 10%. W tej wysokości ocenia wpływ zbiorników również jeden z projektów niemieckich.

Możemy więc, przy omawianiu programu rozbudowy zbiorników, pamiętać, że każde 100.000.000 m³ wody zmagazynowanej zapewnia — niezależnie od produkcji zakładu zbiornikowego — dodatkowe 30.000.000 kWh na siłowniach Wisły.

Obliczenia wstępne wykazują, że ogólna moc zespołu wszystkich siłowni Wisły, przy najgorszych dotąd spotykanych warunkach długiej posuchy, może spaść do 46% mocy średniej, t. j. do 276.000 kW.

Ponieważ dodatkowa moc ze zbiorników, przy ich objętości 1,5 miliarda m³, może wynosić 15.600 kW w ciągu 4 miesięcy, przyjmując zatem, że zwiększenie ponad minimum może być podwójne, czyli 31.200 kW, można wnioskować, że uda się utrzymać ogólną moc na poziomie 276.000 + 31.200 = 307.200 kW, czyli 51% mocy średniej.

4. WZGLĘDY ŻEGLUGOWE.

Na ogół w naszych sferach żeglugowych projekt kanalizacji Wisły spotykał się dotychczas z niechęcią. Niechęć ta oparta była przypuszczenie na doświadczeniu dość nieudatnego skanalizowania Odry. Ujemne strony kanalizacji — stopnie — są tu rozmieszczone niezwykle gęsto, co 7 km (średnio). Przeciwnie, dodatnia strona kanalizacji, mianowicie zwiększenie przekroju poprzecznego, prawie że nie daje się odczuwać, gdyż przekrój ten jest stosunkowo jeszcze zbyt mały.

Odra jest rzeką stosunkowo niewielką. Nawet w części środkowej, uregulowanej, przy zaledwie 72 m szerokości trasy, przekrój regulacyjny paraboliczny przy 2 m głębokości mierzy zaledwie ok. 100 m², gdy przekrój kanału Gliwickiego wynosi 92 m², przy 3,5 m głębokości w środku. A więc na Odrze barka 600-tonowa z pełnym ładunkiem ma zaledwie 0,2 m zapasu głębokości pod dnem (na przejściach), to w kanale Gliwickim zapas ten wynosi 1,7 m. I choć stosunek przekroju zanurzonego barki 600 t do przekroju zwilżonego w obydwu wypadkach wynosi ok. 1:6, to opór osobliwy prądu wstecznego na Odrze dać się odczuć silniej. Również na odcinkach skanalizowanych opór ten daje się jeszcze silnie odczuwać.

Na rzekach dużych stosunek n może być 1:20 i więcej. Wtedy opór osobliwy zanika. Na Sekwanie skanalizowanej, przy tej samej szybkości

holowania, barki okazują opór 4-krotnie mniejszy, niż na kanałach. Można wnioskować, że na Wiśle skanalizowanej, przy znacznych przekrojach i głębokościach, opory ruchu będą o wiele mniejsze, niż na Wiśle tylko uregulowanej, na której długie odcinki będą posiadały ledwo wystarczające głębokości, z małym zapasem pod dnem statków (rys. 3). Można więc wnioskować, że dla poruszenia pewnej ilości taboru pomiędzy Gdańskiem a Warszawą, w razie skanalizowania rzeki, wystarczy tabor holowników o wiele słabszy, niż na rzece tylko uregulowanej. A ponieważ przy intensywnym ruchu będzie tu chodziło o dziesiątki tysięcy HP, czyli tyleż milionów zł przedwojennych, więc oszczędność na tej inwestycji, w razie kanalizacji rzeki, może być znaczna i może być zrachowana na dobro kanalizacji. Zrozumiałe to jest, jeżeli uprzytomnimy sobie, że przy kanalizacji rzeki tę część pracy holowników, która polega na podnoszeniu barek z towarem po równi pochyłej w górę (z Gdańska do Warszawy na 78 m), przy nader niekorzystnym wykorzystaniu maszyny — na rzece skanalizowanej wykonywa woda w komorach śluzowych. Pozostaje jeszcze sprawa straty czasu na ślizowanie. Wynosi ona od 20 minut dla statku idącego luzem, do 40 m i więcej dla pociągu holowniczego. Oczywiście, jeżeli śluz są rozmieszczone gęsto, np. co 7 km jak na Odrze, to strata czasu na ślizowanie dać się silnie odczuwać. Przy znacznie rzadszej rozstawie śluz (na Wiśle wypada średnio co 17 km, a przyjąwszy pod uwagę dwa duże stanowiska po 50 km, średnia odległość wypada 26 km), strata czasu na ślizowanie pokryje się dzięki zwiększonej szybkości na wodzie głębokiej i dzięki pewnemu sprostowaniu szlaku żeglownego.

5. SPRAWA EROZJI.

W projekcie kanalizacji Wisły zagadnienie erozji jest bodaj sprawą najważniejszą.

Na odcinku krakowskim rzeka wcięła się już o 3 m i wciną się dalej. Na odcinku dolnym, uściowym do morza obserwuje się również parometrowe obniżenie koryta w ciągu ostatnich paru dziesiątków lat. Jakie będzie wcinanie się Wisły na pozostałej długości i jakie jest najbardziej pożądane — pozostałe kwestią otwartą.

Oczywiście, im koryto rzeki jest głębiej wcięte, tym warunki piętrzenia będą dogodniejsze. Jednakże zbyt głębokie wcięcie nasuwa obawy zbyt niego przesuszenia przyległych terenów. Należy jednak zauważyć, że pomimo 3-metrowego wcięcia rzeki na odcinku krakowskim, nie było z tego powodu skarg ani narzekania. Pozostaje jeszcze kwestia fundamentów przyczółków i filarów mostowych oraz bulwarów. Dla fundamentów kesonowych parometrowa erozja dna nie jest niebezpieczna, bulwary zaś, na szczęście, są dotąd bardzo nieznaczne.

Każdy metr wcięcia rzeki w głąb, przy spadku jej podłużnym 0,25 m na kilometr, pozwala na zwiększenie średniej długości projektowanych stanowisk o 4 km, a przy spadku 0,18 m na km (jak na dolnej Wiśle), przedłużenie to wynosi już 5,5 km. Jeżeli więc przy założeniu 1-metrowej erozji, średnia odległość między stopniami na Wiśle wy-

pada 17 km, (od Popowa do Bugu 14 stopni przy 62 m spad), czyli średnio po 4,4 m, to w razie wcięcia się rzeki o 3 m ilość stopni mogła by być zmniejszona do 10, a średni spad zwiększony do 6,2 m. Również na Wiśle dolnej można by dzięki takiemu wcięciu zmniejszyć ilość jazów z 12 do 9. Ogółem erozja 3-metrowa, zamiast przyjętej we wstępnym obliczeniu erozji 1-metrowej, pozwoliła by na zmniejszenie ilości stopni na Wiśle środkowej i dolnej z 27 do 20, czyli o 25%. Jednocześnie wskutek zwiększenia średniej wysokości jazów z 4,4 na 6,2 m, zwiększył by się współczynnik K_p o 0,1 i ogólna produkcja roczna prądu zwiększyła by się o $0,1 \times 5.250.000.000 = 525.000.000$ kWh.

Należy liczyć się z tym, że wcięcie się rzeki o 1 m w teren wymaga usunięcia z jej dna, przy średniej szerokości koryta 350 m, około 350.000 m³ piasku na kilometr, co tylko na odcinku 400 km Wisły od Dunajca do Bugu daje 140 mio m³. Prawda, część tej roboty wykona rzeka, ale stosunkowo niewiele. Obserwacje i obliczenia inż. Dębskiego wykazują, że ilość materiału, prowadzonego przez Wisłę w przekroju Warszawy wynosi rocznie 8.240.000 ton = ok. 5.900.000 m³. Z tej liczby tylko 2,5% przypada na rumowisko wleczone, stanowiące w całości materiał erodowany dna, reszta, t. j. 97,5% — na zawiesiny unoszone, z których ok. 15% stanowią ziarenka o przekroju 0,05 mm i większe. Przyjmując zgodnie z inż. Dębskim, że tylko te większe ziarenka stanowią materiał erozji dna, reszta zaś drobnych pyłków splukiwana jest z całej powierzchni dorzecza, mielibyśmy ogółem 17,5%, czyli rocznie 1.450.000 t — 1.000.000 m³ materiału erodowanego dna Wisły. A więc, przyjmując nawet, że siła erozyjna rzeki pod wpływem robót regulacyjnych zwiększy się czterokrotnie, na 1-metrową erozję mielibyśmy czekać 35 lat. Dla obniżenia koryta rzeki o 3 m, licząc tylko odcinek od Popowa (km 308) do Nogatu (km 886) o długości 578 km, przy średniej szerokości 375 m mamy 1.125 m³ na km, ogółem zaś 578 · 1125 = 650 mio m³.

Licząc, że rzeka, przy należytej koncentracji koryta i zwiększonej sile erozyjnej uniesie ok. 6.000.000 m³ rocznie, da to w ciągu 25 lat ok. 150.000.000 m³. Pozostaje 500.000.000 m³, które należy usunąć przez bagrowanie. Bagier „Smok”, pracujący na odcinku warszawskim Wisły (koszt nabycia ok. 1.000.000 zł), kopał 300 — 350 m³ piasku na godzinę, przy cenie wykopu 0,23 zł za m³. Wykop 500.000.000 m³ kosztował by więc 115.000.000 zł (przedwojennych).

Rozkładając zadanie na 40 lat mamy 12.500.000 m³ rocznie, kosztem 2.875.000 zł. Dla wykonania tej roboty wystarczy 13 maszyn typu „Smoka”, zakup których wyniesie ok. 13.000.000 zł (przedwojen.). Są to cyfry duże, ale zupełnie realne. Niżej zbadamy, czy wydatek ten byłby rentowny.

Naturalnie obliczenie powyższe jest bardzo przybliżone. Nie w każdym miejscu rzeki uda się

odrefulować materiał na odpowiednie miejsca: porzucone przez stare koryciska oraz podlegające podwyższeniu kępy, przykopy itp. Na pewnych odcinkach miejsc dla odkładów będzie mało, ale będą odcinki, na których będzie ich poddostatkiem. Oczywiście, maszyny musiały by być zaopatrzone w odpowiednio długie refule.

Jak wskazano wyżej, wcięcie się rzeki o 3 m pozwoliłoby na zmniejszenie ilości stopni kanalizacyjnych przynajmniej o 7, dzięki czemu oszczędność, przyjmując pod uwagę zwiększenie kosztów pozostałych stopni, wyniosła by jednak ok. 100 mio zł (przedwojennych). Jednocześnie produkcja energii wzrosłaby o ok. 500.000.000 kWh rocznie. Licząc tylko po 2,5 grosza za kWh, daje to 12.500.000 zł rocznie. A więc w porównaniu z kosztem inwestycji: zakupem bagrów i kosztem ich rocznej pracy (przez 40 lat), korzyści są kilkakrotnie większe, przy czym korzyści wypływające z produkcji prądu trwają wiecznie, koszt zaś bagrowania po okresie 40 lat przestanie obciążać produkcję.

Mimo bardzo szkicowo przedstawionej wyżej sprawy erozji wydaje się, że warto zająć się nią bliżej. Niedocenienie jej może nas pozbawić znacznej części bogactwa, jakie Wisła nam dać może. A bogactw tych nie mamy zbyt dużo.

WNIOSKI.

1) Głównym źródłem naszych sił wodnych jest Wisła, przy czym przeszło 60% otrzymujemy na Wiśle dolnej. Nasza gospodarka wodna nie może wyrzec się tej pozycji.

2) Tylko całkowicie, do uścia doprowadzone skanalizowanie rzekę daje możliwość pełnego wyzyskania tej energii, dzięki jej uszlachetnieniu przez wyrównanie dobowe i zmniejszenie ujemnego wpływu przyborów.

3) Budowa zbiorników wpłynie dodatnio na wyrównanie okresowe mocy siłowni i zwiększy znacznie ogólną roczną produkcję.

4) Dla żeglugi kanalizacja będzie korzystną nie tylko wskutek zwiększenia głębokości, ale również dzięki zmniejszeniu pracy holowników, a przez to ich wymaganej mocy. Straty czasu na służowanie, dzięki znacznej długości stanowisk, będą pokryte przez sprostowanie nurtu i zwiększenie szybkości holowania.

5) Dla kanalizacji rzeki pożądana jest znaczniejsza erozja dna: zmniejszy ona koszty budowy i zwiększy wydajność przewidzianych siłowni. Powolny naturalny proces wcinania się koryta pod wpływem robót regulacyjnych winien być przyspieszony przez intensywne bagrowanie. Roboty te opłacą się sowicie.

6) Wbudowywanie stopni należy rozpoczynać tam, gdzie koryto jest już do tego gotowe i erozja osiągnęła pożądaną stopień, a więc w górnej części rzeki.

Budowle regulacyjne typu szkieletowego

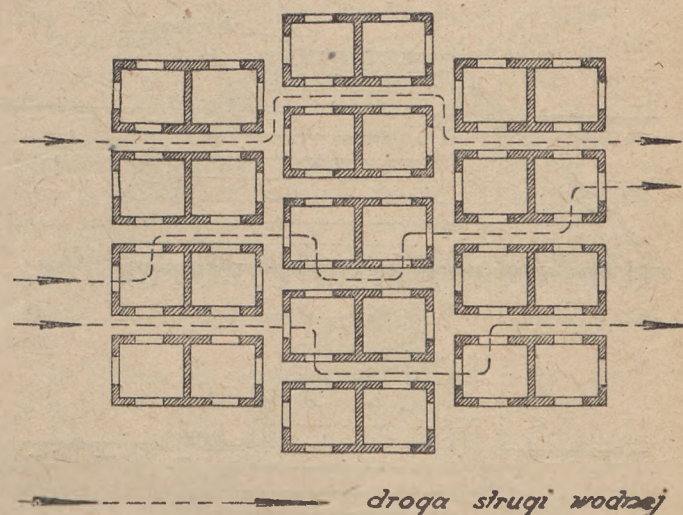
Jak przed stu laty tak i obecnie dwa typy budowli regulacyjnych są dominujące i niezastąpione a to budowla faszynowa i kamienna. Tylekroć podejmowane próby zastosowania typów lekkich, ale równie skutecznych, dotychczas nie dały pozytywnego rezultatu, nie doprowadziły do ustalenia należytego typu budowli. Również wprowadzenie innych elementów konstrukcyjnych nie powiodło się. Dlatego też i na przyszłość nie należy się spodziewać poważniejszych zmian w tej dziedzinie i zawsze budowle faszynowe i kamienne pozostaną niezastąpione.

Niniejszy projekt ma na celu jedynie zmniejszenie ilości kosztownego materiału w istniejących typach budowli kamiennej.

Materiał faszynowy jest coraz droższy i obecnie przekroczył stokrotną wartość ceny przedwojennej, tak że w pewnych wypadkach kamień konkuruje skutecznie z faszyną. Ponadto materiału faszynowego niema w nieograniczonej ilości i ilekroć wytwarza się większe zapotrzebowanie na faszynę, to materiału tego zaczyna brakować i ceny wzrastają, skutkiem konieczności dowozu z lasów bardziej oddalonych. Dlatego w razie podjęcia robót regulacyjnych na Wiśle na większą skalę, trzeba się liczyć z większym niż dotychczas zastosowaniem materiału kamiennego, a zwłaszcza kamienia sztucznego. To skłania nas ażeby pomyśleć o typach budowli z kamienia sztucznego, ale oszczędnych, ponieważ w budowlach regulacyjnych wykonanej np. z narzutu kamiennego mamy materiał wysoce niewykorzystany — budowla regulacyjna nie wymaga tak wielkiej ilości materiału o tak wielkim ciężarze.

Projektowany typ (rys. 1) przewiduje użycie tylko takiej ilości betonu, jak tego wymaga stałość budowli, co osiąga się przez zastosowanie pustaków z otworami. Puste miejsca zostaną wypełnione piaskiem skutkiem działania prądu wody. Forma pustaków i układ jest tak dobrany, żeby otrzymać

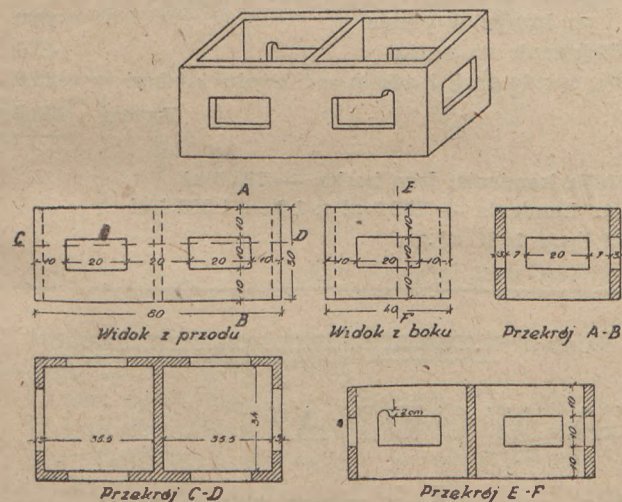
możliwie maksimum pustych miejsc w linii pionowej, a dostateczną przepuszczalność i wydłużenie drogi strugi wody w linii poziomej wzdłuż nurtu, dla łatwiejszego zamulenia (rys. 2 i 3).



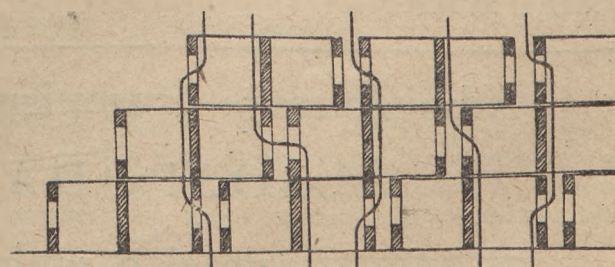
Rys. 2. Przekrój poziomy przez jedną warstwę budowli.

Zapuszczanie pustaków pod wodę wykonujemy z tratwy zakotwiczonej do brzegu względnie z gąlaru, przy pomocy haków dla należytego o ile możliwości ułożenia ich na dnie w regularnych warstwach. Celem wzmocnienia budowli i wzajemnego związania pustaków przeplata się ściany przy zapuszczaniu drutem (rys. 3), który sięga od dolnej warstwy aż do najwyższej, przechodząc przez otwory pustaków. Drut w czasie wykonywania jest przymocowany do tratwy. W razie niemożności dokładnego ułożenia pod wodą, pustaki będą leżały dosyć chaotycznie jak narzut kamienny, jednak zadanie swoje wykonają tak samo. Właściwy kształt pustaków, jak i wymiary podyktują przyszłe doświadczenia przeprowadzone w tym kierunku.

Głowa tamy i wrzynka powinny być obudowane normalnie, przy pomocy kamienia narzutowego. Tak samo i ostateczne wykończenie powinno nastąpić przez obrukowanie korony i obsypanie skarp narzutem (rys. 4). Również można koronę takiej tamy obsadzić sziobraćmi wikliny, uzyskując przez to koronkę świeżą rosnącą, jak przy tamach faszynowych (rys. 5).

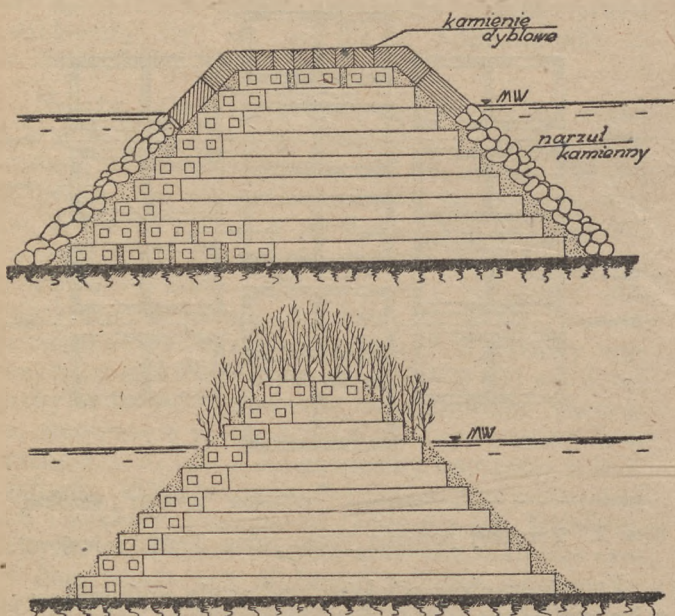


Rys. 1.



Rys. 3. Łączenie pustaków drutem.

W projektowanym typie budowli osiągamy zmniejszenie ilości betonu do minimum. Oszczędność materiału w stosunku do budowli betonowej pełnej wynosi 80%, a licząc, że budowle z kamienia łamanego mają 25% miejsc pustych, otrzymujemy oszczędność w stosunku do tam z kamienia łamanego wynoszącą 75% materiału. Już to samo świadczy o wielkiej oszczędności tych budowli w porównaniu z budowlami z kamienia sztucznego, naturalnego.



Rys. 4 i 5. Ostateczne wykończenie budowli.

Na 1 m³ budowli wychodzi 7,5 sztuk kamienia. Według dołączonej analizy cen całkowity koszt 1 sztuki kamienia loco barka wynosi według cen obecnych 68 30 zł, czyli koszt 1 m³ kamienia sztucznego szkieletowego wynosi 512,3 zł, podczas gdy 1 m³ kamienia naturalnego dolnośląskiego kosztuje loco barka na Warcie 1330,0 zł, a koszt faszyny (loco barka), zawartej w 1 m³ budowli faszynowej przekracza 450,0 zł, nie licząc kosztu zwózki, kołków itd.

Wykonanie tam szkieletowych (robocizna) jest tańsze niż budowli faszynowych, a trwałość znacznie wyższa, tak samo jak tam z kamienia narzutowego. Łączny koszt 1 m³ budowli szkieletowej, materiału i robocizny wg obecnych cen (patrz dołączona analiza) wynosi 803,0 zł, podczas gdy koszt budowli z kamienia narzutowego dochodzi do 1.500,0 zł za 1 m³.

ANALIZA CEN

Koszt wyrobu 1 m³ betonu we własnym zarządzie.

1. 250 kg cementu loco plac budowy	250x3,0 = 750 0 zł
2. 1 m ³ żwiru betonowego	150,0 „
3. 3½ godz. pracy majstra	41 x 3,5 = 143 5 „
4. 12 godz. pracy robotnika	34 x 12 = 128 0 „
5. 4 godz. stróża	32 x 4 = 128,0 „
6. 30% od robocizny za świadczenia socjalne i admin. (od poz. 3, 4 i 5)	203,85 „
Razem	1.783,35 zł

Koszt wyrobu pustaków betonowych i transport na barkę.

Pustaki o wym. 80 x 40 x 30 cm = 96 dcm³

Objętość betonu 20,5 dcm³.

Wyrobinie 1 pustaka w formie żelaznej z przygotowanego betonu.

1. 0,35 godz. pracy murarza	41 x 0,35 = 14,35 zł
2. 0,2 godz. pracy robotnika	34 x 0,2 = 6,80 „
3. transport gotowego pustaka na odległość do 100 m i ułożenie na barce —	
0,1 godz. pracy robotn.	34 x 0,1 = 3,40 „
4. 30% świadczenia socj. i admin. (generalia)	7,35 „
Razem	31,90 zł

Koszt betonu na wyrobinie 1 pustaka

1783,35 : 49 = 36,40 „

Całkowity koszt 1 pustaka, loco barka 68,30 zł

Koszt 1 m³ budowli szkieletowych.

A. Robocizna	
0,15 godz. pracy majstra tamiar.	à 58,0 zł = 8,7 zł
2,50 godz. pracy robotnika kwalif.	à 41,0 zł = 102,5 „
2,0 godz. pracy robotn. niekwalif.	à 34,0 zł = 68,0 „
0,15 godz. pracy stróża	à 32,0 zł = 4,8 „
30% generalia	55,2 „
Razem	239,20 zł

B. Materiał

7,5 szt. pustaków	à 68,30 zł = 512 25 zł
materiały pomocnicze i narzędzia ok. 10%	51,55 „
łączny koszt 1 m³ budowli	803,12 zł

Koszt 1 m³ kamienia naturalnego dolnośląskiego.

1 tona kamienia, loco wagon w kamieniołomie	440,0 zł
przewóz koleją (w kwietniu do Gorzowa)	173,0 „
wyładowanie z wagonu i ułożenie w figury na brzegu w porcie	70,0 „
załadowanie na barkę	40,0 „
30% opłaty socj. i admin. od kwoty 110,0 zł	33,0 „
Razem	756,0 zł

1 tona kamienia, loco barka — 756,0 zł

1 m³ kamienia — 756,0 zł x 1,8 = 1.330,0 zł

(W lipcu 1947 r.).

Administracja czasopisma

„GOSPODARKA WODNA“

prosi o wpłacenie zaległej prenumeraty.

Betonowe tamy szkieletowe i zastony iglicowe*)

I. BETONOWE TAMY SZKIELETOWE.

Załączony rysunek wyjaśnia zasadę tam, zaprojektowanych jako płoty betonowe jedno lub dwurzędowe.

Tama składa się z 2 zasadniczych elementów: pali i dyliny, która jest znormalizowana i wskutek tego, przy masowej produkcji, powinna dać korzyści ekonomiczne, jak również zapewnić szybki i tani postęp budowy.

Brak faszyny jaki daje się odczuwać, a równocześnie wielkie zapotrzebowanie jej do robót regulacyjnych na naszych rzekach, nakazuje stanowczo zastąpić faszynę innym materiałem. Materiałem tym powinien być beton. Zastosowanie betonu do robót regulacyjnych jest o tyle ułatwione, że podstawowy materiał, tj. żwir, zawsze się znajduje na rzece, jeśli nie na placu budowy, to w pobliżu, gdzie można założyć betoniarnię zaopatrującą cały odcinek rzeki.

Szukając rozwiązania w kwestii zastosowania betonu do robót regulacyjnych, można dojść do wniosku, iż zastosowanie go w kształcie płota betonowego będzie najbardziej odpowiednie, tak pod względem kalkulacji kosztów, jak i postępu robót.

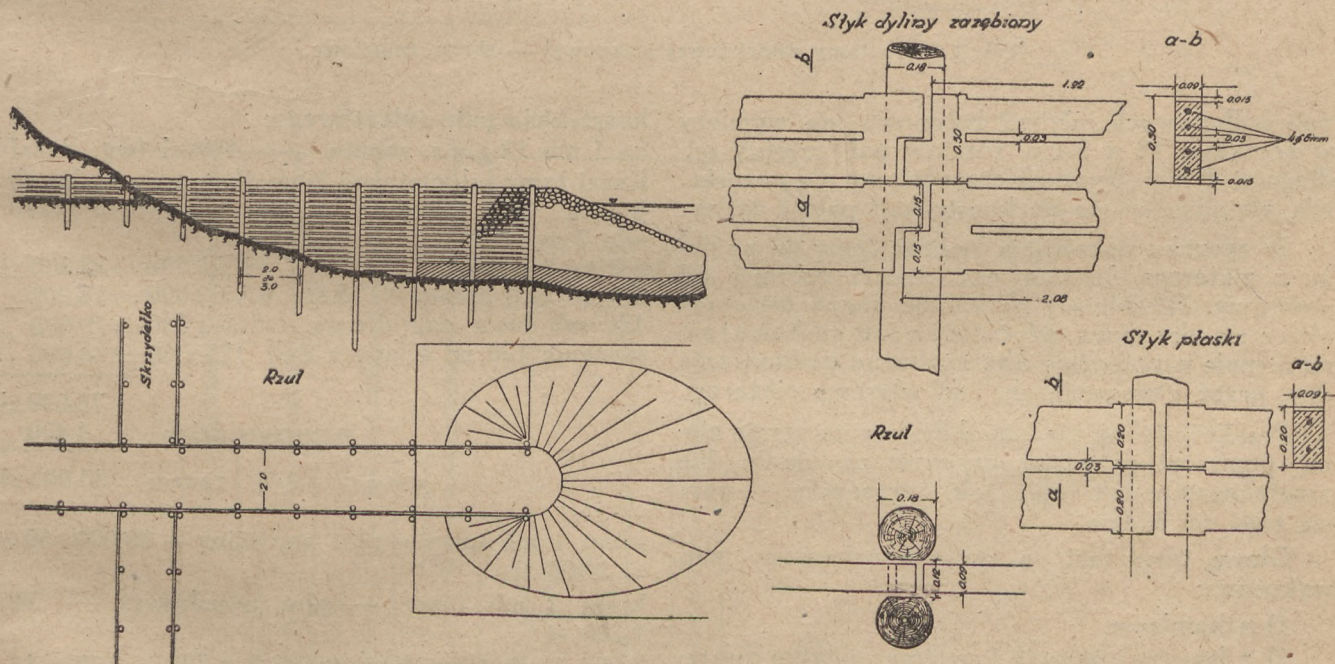
Na załączonym rysunku pokazano zastosowanie dyliny w obu wypadkach. Rozstaw jest zależny od długości przyjętej dyliny. Sądzę, że długość ta powinna leżeć w granicach 2—3 m. Używając dłuższej dyliny oszczędzamy na kosztach budowy.

Pale służą do budowy ściany układanej z dyliny betonowej. Podłużne otwory na styku dyliny ułatwiają samoczynne zamulanie przestrzeni. Przy 15 cm dylinie 1 m² ściany posiada 20% otworów. Po zakończeniu budowy ściany pale powinny być związane górą. Przy użyciu pali drewnianych zaprojektowałem dylinę w 2 rozwiązaniach:

1) Dyliną betonową zbrojona o wymiarach w przekroju 30 x 9 cm, z otworami podłużnymi do zamulania 3 cm szerokości. Styk na słupach zazębiony.

2) Dyliną jak wyżej, o wymiarach w przekroju 20 x 9 cm, styk na słupach prosty (płaski).

Dyliną pod 2) zapewne okaże się praktyczniejszą ze względu na ciężar i związaną z tym łatwiejszą manipulacją, jak również lepsze zastosowanie do zabudowania nierówności dna rzeki. Przez zastosowanie otworów na końcach dyliny można by ją łączyć za pomocą ogniów żelaznych. Ogniwo ta-



Rys. 1. Typ tamy szkieletowej betonowej — pale drewniane.

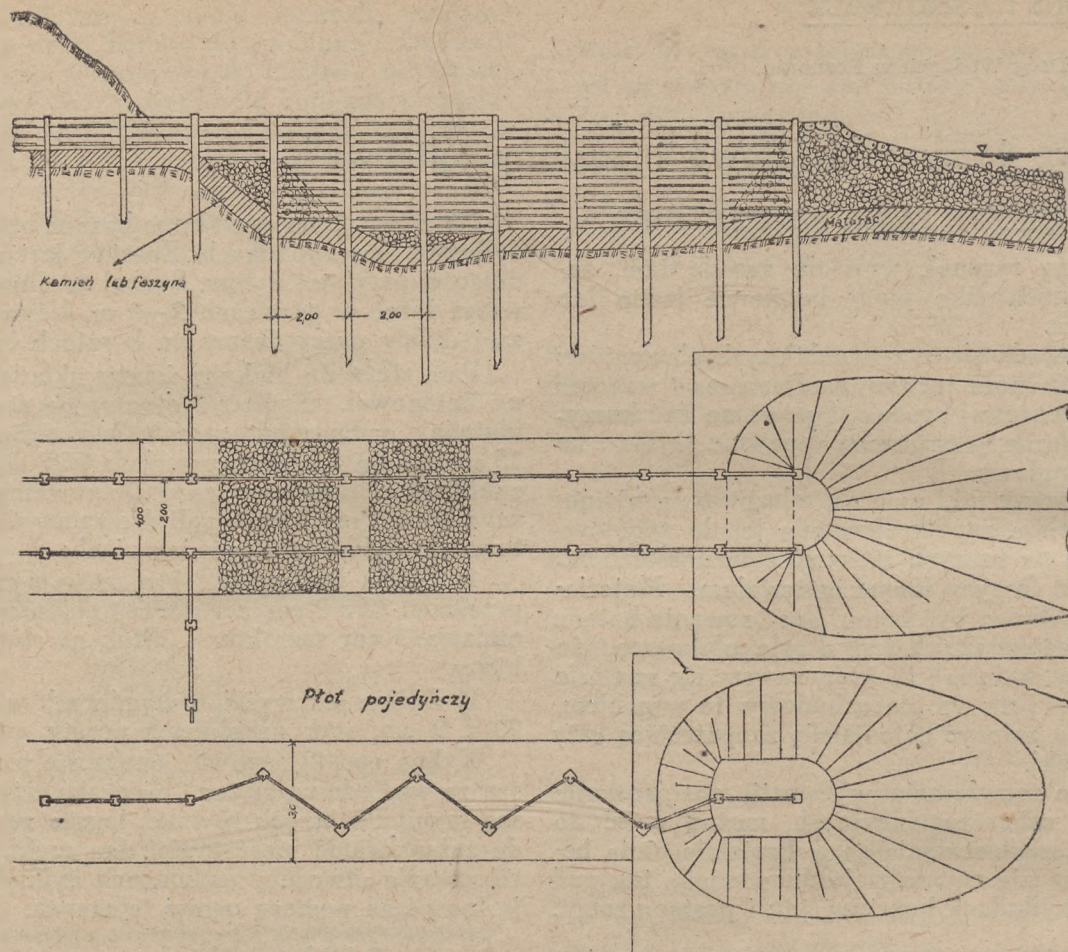
Budowa tego typu tam może być wykonana w dwojaki sposób przy użyciu:

- 1) pali drewnianych podwójnych $\varnothing = 20$ cm,
- 2) pali żelbetowych pojedynczych $\varnothing = 24$ cm dla normalnych głębokości w jakich buduje się tamy faszynowe.

*) Opracowane w kwietniu 1947 r. (przyp. Red.).

kie w kształcie mocnej klamry na końcach z nakrętkami nakładało by się i łączyło poszczególne dyliny leżące w tej samej warstwie. Usprawniło by to budowę ściany, lecz czy wytrzyma kalkulację ze względu na koszt ogniów? Na to odpowiedzi udzieli praktyka.

Układanie dyliny należy rozpocząć od pól najgłębszych i wyrównywać do poziomu. Przy użyciu



Rys. 2. Typ tamy szkieletowej betonowej — słupy żelbetowe.

pali żelbetowych, dyłina betonowa ma wymiary w przekroju 15 x 9 cm, rozstaw pali zależny od długości dyliny. Rysunek szczegółowy nie pozostawia wątpliwości, co do konstrukcji pala i dyliny.

W rysunku pokazałem budowę tamy na podłożu z materaca faszynowego, celem ochrony od podmycia. Wydaje się jednak, że użycie materaca okaże się zbyt kosztowne, gdyż dyłina jest ruchoma i samoczynnie zapobiegnie ewentualnemu podmywaniu dna, przez obsuwanie się pod własnym ciężarem.

Przekrój dyliny nie jest obliczony na parcie ziemi, ponieważ przy samoczynnym zamulaniu lub zarzefulowaniu, tak tamy, jak i przedpoła — parcia tego nie będzie.

Głowa tamy jest na rysunku pokazana, jako wykonana:

- 1) z kamienia,
- 2) z faszyny i narzutu kamienia — tylko dla tamy z płotu podwójnego.

Koszt budowy.

Do wyrobu części betonowych przyjąłem mieszankę o zawartości 300 kg cementu. Biorąc pod uwagę, że żwir jest na betoniarni:

koszt 1 m ³ betonu dyliny	2.500 zł
„ 1 m ³ pali żelbetowych	5.500 „
„ 1 m ³ pali drewn. Ø 18—20 cm	3.000 „

koszt bicia pala drewnianego:
za 1 mb 6 godz. robotn. 240 zł (wg Bazali)

koszt bicia pala żelbetowego:

za 1 mb 12 godz. robotn. 480 zł (wg. Bazali)

Koszt tamy szkieletowej 30 m dług. przy średn. głębokości 2 m i użyciu pali drewnianych o rozstawie 2 m

9,0 m ³ betonu	9 x 2.500 = 22.500 zł
6,1 m ³ pali drewn. Ø 18 cm	6,1 x 3.000 = 18.300 „
120 mb bicia pali drewn.	120 x 240 = 28.800 „
ułożenie 120 m ² ściany z dyli 120 x 50	= 6.000 „

75.600 zł

nieprzewidziane 4.400 „

razem 80.000 zł

koszt 1 mb tamy — płot podwójny — 80.000 : 30 = 2.700 zł

koszt 1 mb tamy — płot pojedynczy — 50% 1.350 zł

koszt 1 mb tamy faszynowej 9 x 700 = 6.300 zł;
koszt tamy betonowej podwójnej stanowi zatem około 43% kosztu tamy faszynowej.

Przy użyciu pali żelbetowych o rozstawie 2 m, koszt budowy wynosi:

9,0 m ³ betonu dyliny	9 x 2.500 = 22.500 zł
5,7 m ³ pali żelbetowych	5,7 x 5.500 = 31.350 „
60 m bicia pali żelbet.	60 x 480 = 28.800 „
ułożenie 120 m ² ściany z dyli 120 x 50	= 6.000 „
nieprzewidziane	6.350 „

razem 95.000 zł

1 mb tamy szkieletowej podwójnej wyniesie $95.000 : 30 \cong 3.160$ zł, czyli 50% kosztu tamy faszynowej;
przy użyciu tamy z płotu pojedynczego:

$$\frac{3160}{2} = 1580 \text{ zł.}$$

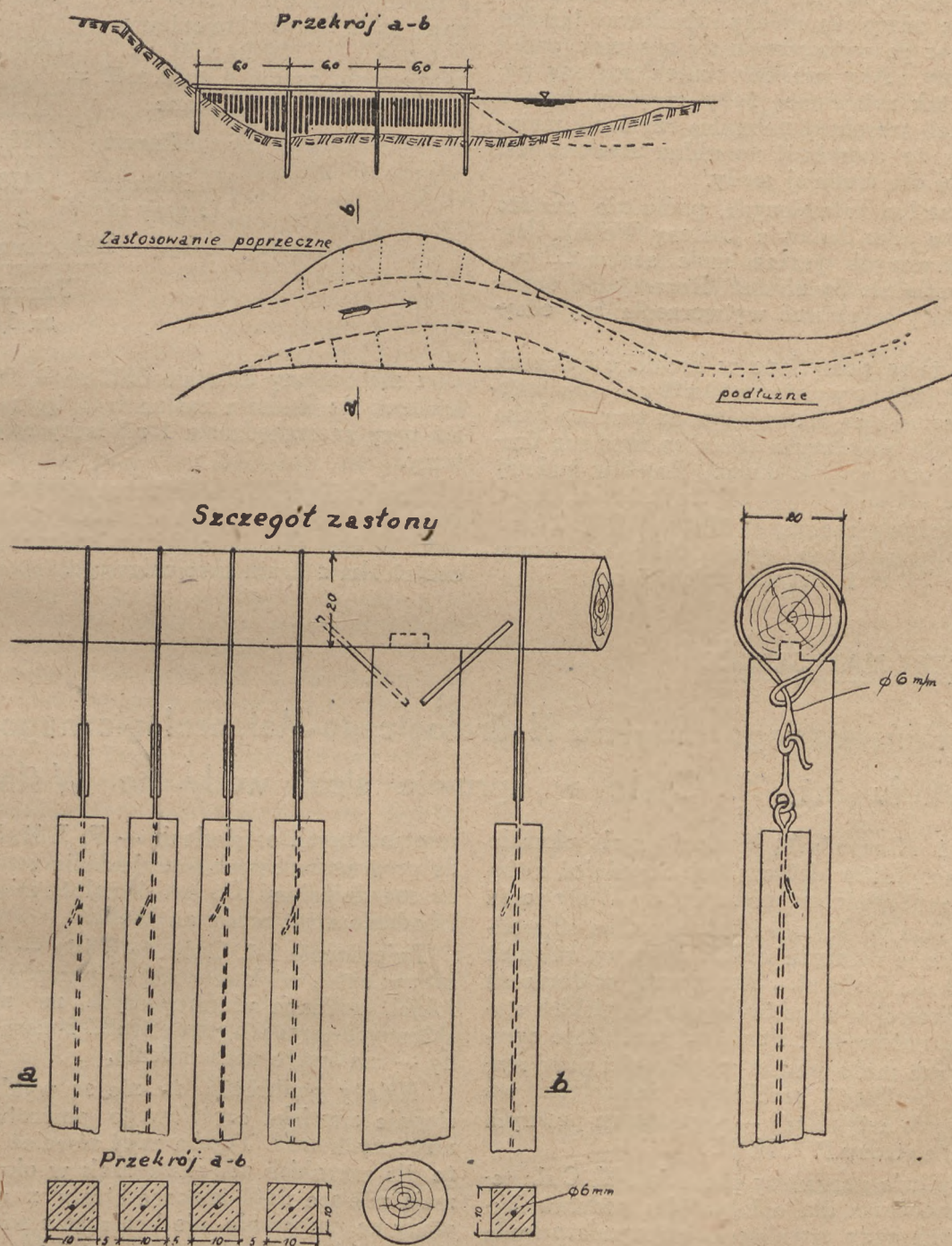
Biorąc pod uwagę, że tamy szkieletowe podwójne stosowane będą przeważnie na brzegu wkleśłym, a na przejściach tamy pojedyncze, nawet przy zastosowaniu materaców faszynowych dla zabezpieczenia od podmycia — tamy tego typu wypad-

ną znacznie taniej od tam faszynowych. Elastyczność ścian z dyliny każe raczej oczekiwać, iż bez materaców obejdzie się za wyjątkiem głowy tamy.

Konserwacja tam na skutek uszkodzeń dyliny przez lody nie przedstawia trudności.

Tama pojedyncza będzie się bardzo dobrze nadawała do zagęszczenia ostróg na odcinkach rzek regulowanych.

Za najważniejszy plus tego typu tam, prócz oszczędności, uważam uniezależnienie się od faszyny przy robotach regulacyjnych.



Rys. 3. Zasłona iglicowa.

II. BETONOWE ZASŁONY IGLICOWE.

Materiały Robocizna

Betonowe zasłony iglicowe mają za zadanie wytworzenie odsypisk, celem zmniejszenia głębokości budowlanej tam stałych, a tym samym zmniejszenia kosztów regulacji. Stosownie do celu, są to budowle lekkie, ustawione zaraz po opadnięciu wód wiosennych i rozbierane jesienią lub nawet zimą z pokrywy lodowej.

Spodziewać się należy, że zabudowany zasłoniem odcinek rzeki zacznie natychmiast pracować, na skutek zburzenia równowagi — poza tym, łatwiej mamy na naszych rzekach również i stany wyższe, które wzmogą działanie zasłoni. Należy przeprowadzić studia nad rozmieszczaniem zasłoni, względnie sposobem ich użycia i nad skutkami. Wytwarzane odsypiska należy zabudować tamami stałymi, zaraz po wytworzeniu się odsypisk, przed okresem zimy. Aby uzyskać skutek, zasłony powinny być tak ustawione, żeby zwały koryto więcej, aniżeli szerokość normalna regulacji, mając na uwadze, że szerokość normalna ustalona jest mniej więcej dla średniej wody.

Użycie zasłoni ustawionych podłużnie zostało potwierdzone jako dodatnie (zasłony Wolfa). Użycie projektowanych przez mnie zasłoni — poprzecznie, należało by zbadać. Rozważając teoretycznie, należy oczekiwać wytworzenia się odsypisk.

Zasłony te są pomyślane w kształcie beleczek betonowych (iglic) o wymiarze 10 x 10 cm, zawieszonych na rusztowaniu drewnianym za pomocą haka i pętli z drutu na oczepie. Iglice są zbrojone drutem $\varnothing$ 4—6 mm. Przy kalkulacji kosztów budowy przyjęto, że materiał użyje się trzykrotnie.

Koszt budowy zasłony o długości iglic 2,0 m, rozstawie słupów 6,0 m, głębokości zabitia słupa (pala) max. 2,0 m i długości pala 4,5 m:

1,2 pala $\varnothing$ 16—18 cm, 4,5 m dług.		
1,2 x 4,5 x 70	=	378 zł
2,0 m głęboko zabicie pala:		
6 godz. rob. x 2 = 12 godz.		
1,2 x 12 x 40	=	576 zł
Oczep $\varnothing$ 20—22 cm — 0,19 m ³		
0,19 x 4000	=	800 „
zaostrenie pala i założenie oczepu		
5 godz. rob. x 50	=	250 „
iglice — 6 szt. na 1 mb zasłony		
0,1 x 6 x 6 x 2,0 x 0,10 = 0,72 m ³ betonu		
0,72 m ³ iglic wykonać łącznie z uzbrojeniem 0,72 x 2,500	=	1800 „
haki, pętli i drut zbrojeniowy $\varnothing$ 6 mm	50 kg x 30 =	1500 „
zawieszenie zasłoni 4 godz. x 40	=	160 „
transport i nieprzewidziane		536 „
Razem		4478 zł 1522 zł

Materiał $\frac{4478}{3} \cong 1500$ zł
(3 razy użyty)

Robocizna 1522 zł

Razem 3022 zł
za 6 mb.

1 mb zasłony kosztuje $3022 : 6 \cong 500$ zł, stąd wniossek, że budowa zasłoni tego typu opłaca się już przy zaoszczędzeniu 1 m³ faszynady na 1 mb tamy.

Produkcję iglic można znormalizować do 3 długości 1 50 m, 1 0 m i 0,50 m i następnie łączyć drutem. W tym celu beleczki na końcach muszą posiadać oka z drutu zbrojeniowego.

Dr inż. JÓZEF MATUSEWICZ

Uwagi Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego do artykułu inż. K. Cisło w sprawie strat wody na Wiśle

W Nr 1 „Gospodarki Wodnej” z rb. ukazało się kilka artykułów dotyczących zagadnień związanych z zagospodarowaniem doliny Wisły oraz usprawnieniem jej żegluga i wyzyskaniem sił wodnych. W tymże numerze umieszczony był również artykuł inż. K. Cisło pt. „Straty wody w dorzeczu Wisły środkowej w okresie jesiennych niskich stanów wód gruntowych”. Ponieważ treść tego artykułu nasuwać może pewne wątpliwości przy rozważaniach realizacji problemów zawartych we wspomnianych artykułach — wymaga on pewnych wyjaśnień ze strony P. I. H. M.

Niewątpliwie poruszony przez inż. K. Cisło temat ma znaczenie dla całokształtu podstaw hydrologicznych przy projektach zagospodarowania dorzecza Wisły i problem ten nie może być pomijany. Zgodnie więc z zaleceniami szeregu konferencji, dotyczących problemów poruszonych we

wspomnianych artykułach — P. I. H. M. włączył do programów swych prac badania związane z tymi zagadnieniami. Do takich należy między innymi i badanie strat wody na Wiśle.

Twierdzenie inż. Cisło, że Wisła — jak też zresztą w ogóle większe rzeki — przepływając w szerokich dolinach uformowanych na aluwialnych, chłonnych terenach, może tracić znaczne ilości wody — ma swoje uzasadnienie.

Należy podkreślić, że nie są wykluczone następnie zjawiska częściowego powrotu do rzeki utraconych wód. Trzeba mieć również na uwadze, że dla szerokich odcinków rzek w okresie letnim mają miejsce dość znaczne straty z powierzchni wody na parowanie, nie koniecznie więc tylko na rzecz wód głębszych.

Bezwzględnie również glebowe charakterystyki samego dorzecza — oprócz geologicznych wa-

runków budowy doliny rzeki — są czynnikami okazującymi znaczny wpływ na procesy spływu w zależności od charakteru zalegania warstw wodonośnych lub wodoodpornych.

Jak widzimy więc, różnorodność i skomplikowanie zjawisk spotykanych w naturze wymaga — poza teoretycznymi rozważaniami i obliczeniami — uzupełniających badań i pomiarów w terenie oraz doświadczeń laboratoryjnych.

Do dyspozycji Instytutu stoją na razie ograniczone możliwości badań w terenie za pomocą pomiarów hydrometrycznych i obserwacji wód gruntowych.

Zapoczątkowane przez P. I. H. M. pomiary hydrometryczne wykazały, że ma miejsce obraz, kiedy rzeka traci część swej wody i przepływ zmniejsza się.

Takie wypadki zachodzą jeśli rzeka przepływa przez miejscowości, które nie dają ani podziemnego, ani powierzchniowego zasilania przy jednoczesnych stratach na przesiekanie i parowanie oraz kiedy część wód z rzeki uchodzi drogami podziemnymi. Na razie brak jednak dokładnych danych, aby można przesądzić wielkość strat na Wiśle. Obliczenia inż. Cisko oparte są wprawdzie na pomiarach przepływu — jednak rezultaty uzależnione są od obliczonej teoretycznie wartości całkowitych przepływów. Wyniki więc wymagają dokładniejszego przeanalizowania i sprawdzenia. Również wyniki pomiarów na dopływach mogą być kwestionowane o ile były robione zbyt blisko ujścia rzeki i już zawierają w sobie straty na rzecz wód gruntowych. Nadto wystąpić może znaczne zmniejszenie się wielkości strat po zapełnieniu się szczelin wodami wgłębnyymi w związku ze zmianami charakteru odpływu sezonowego.

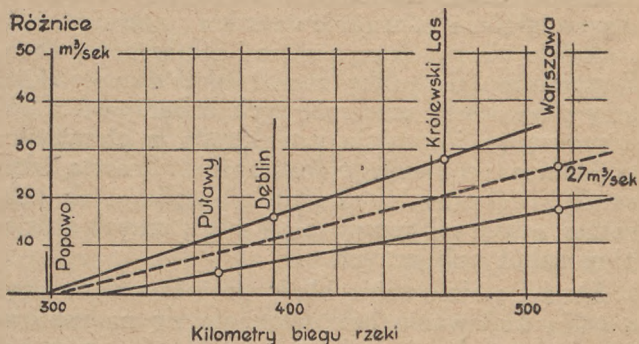
Ze względu na to, że obliczenia inż. K. Cisko oparte są jedynie na jednej serii pomiarów, artykuł ten — zgodnie zresztą z wypowiedzią autora — uważany być może tylko jako punkt wyjścia do dalszych dyskusji na ten temat.

Pewną wątpliwość wzbudzić może niezgodność między wysokością straty wykazanej w tabeli dla Warszawy $17,4 \text{ m}^3/\text{sek}$ i podaną w tekście globalnie dla przestrzeni Popów — Warszawa $67 \text{ m}^3/\text{sek}$. Wobec tego, że do tej liczby nie podano w artykule szczegółowszych uzasadnień — na głębszą uwagę zasługuje pierwsza liczba dostatecznie udowodniona materiałem pomiarowym.

Różnica wody dopływającej do Wisły na odcinku Popów — Warszawa i wody przechodzącej przez poszczególne przekroje rzeki nie są liniową funkcją długości biegu rzeki, posiadają jednakże ogólną tendencję powiększania się. Widzimy to na załączonym rysunku. Wypośredkowana linia przyrostu różnic przecina rzędną Warszawy na wysokości $27 \text{ m}^3/\text{sek}$. Odpowiadało by to stosunkowi około 18% do przypływu zmierzonego w Warszawie i 16% przypływu, któregooby należało oczekiwać.

Jasną jest rzeczą, że jedna tylko seria pomiarów przepływu nie może być wystarczającą podstawą do zbyt daleko idących wniosków, tym bardziej, że wnioski te oparte są przy tej metodzie badania wyłącznie na obliczeniach różnic.

Straty wody w korycie WISŁY w jesieni 1946 r.



Rys. 1.

Wydaje się jednakże, że wyniki dotychczasowych pomiarów upoważniają nas do następujących wniosków:

1) Jeżeli dalsze pomiary przepływów — wykonane w ten sam sposób — wykażą analogiczne różnice między ilością wody dopływającej do koryta Wisły środkowej i ilością wody przechodzącej przez poszczególne przekroje Wisły, będzie to dowodem, że różnice te spowodowane są ubytkiem wody w korycie na rzecz przepływu podziemnego oraz na rzecz strat spowodowanych zjawiskami parowania, a także retencji gruntowej i powierzchniowej w przyległej dolinie.

2) Ubytek wody zarówno na przepływ podziemny, jak też i na inne straty wspomniane wyżej musiałby być większy, gdyby poziom wody w Wiśle w stosunku do poziomu wód gruntowych w przyległej dolinie był wyższy. Takiego właśnie stanu oczekiwać należy zarówno wtedy, gdy koryto Wisły w okresie posuchy zasilane będzie wodą zbiornikową, jak i wtedy, kiedy poziom Wisły wskutek kanalizacji będzie podniesiony w stosunku do poziomu obecnego.

3) Badanie zagadnienia strat wody powinno być nadal prowadzone, gdyż znaczne ilości wody, o które w tym wypadku chodzi, nie mogą być lekceważone.

4) Badać należy ubytek wody na poszczególnych odcinkach Wisły nie tylko pod względem ilościowym ale także od strony przyczynowej. W tym celu należałoby rozszerzyć zakres badań, dotychczas bardziej ograniczony, na zagadnienie krażenia wód zaskórnych i wgłębnych oraz na zjawiska retencji i parowania.

W sprawie projektów generalnych zabudowania rzek i potoków górskich

Jedną z cech charakterystycznych wykonywanych projektów zabudowania rzek i potoków górskich w górnym dorzeczu Wisły w okresie po 1918 r. jest brak w nich uzasadnienia rentowności i korzyści, które mają przynieść wykonywane roboty, względnie uzasadnienie takie, jeżeli już jest, to zwykle nie przekonywujące i nie wyczerpujące. Wygląda to tak, jakby istniał jakiś dawno określony plan, który celowość tych zabudowań z góry przesądza i zwalnia projektanta z obowiązku myślenia o problemie opłacalności. Zresztą błąd ten dotyczy prawdopodobnie nie tylko tych projektów, o których mowa, ale i wielu innych z dziedziny robót publicznych.

Skąd się biorą takie błędy projektowania, skąd ta pasja budowania bez oglądania się na rentowność i oszczędność wykonywanych zabudowań?

Odpowiedź na to pytanie można znaleźć, studiując historię tych zabudowań przed 1918 r. czyli, jeśli chodzi o obszar górnej Wisły, studiując czasy b. zaboru austriackiego. Stosunek Narodu Polskiego i jego reprezentantów, posłów, do b. monarchii austro-węgierskiej, mimo daleko czasem posuniętej lojalności, był stosunkiem do państwa zaborczego, do państwa obcego. Skarb monarchii austro-węgierskiej był skarbem obcym, z którego należało wyciągnąć jak najwięcej pieniędzy na roboty publiczne, rozprawdzając je w ten sposób między ludność polską, podnosząc jej zdolność konsumcyjną i stopę życiową.

O wydobycie tych pieniędzy toczyło się walkę polityczną, żądając, żeby rząd monarchii przeprowadził regulację rzek karpaccich, podobnie jak to uczynił z rzekami alpejskimi w Tyrolu. Walka trwała długo, od 1884 r. do 1901 r. i mimo sprzeciwów Niemców została wygrana.

Zaczęły się roboty wodne na wielką skalę. Ale jeżeli dzisiaj ogląda się ślady tych robót tak na rzekach jak i potokach lub na krakowskim kanale żeglugi, to odnosi się wrażenie, że ludzie którzy te roboty projektowali i wykonywali nie liczyli się z ich rentownością i oszczędnością. Może i słusznie, mieli do czynienia z zaborczym rządem, obcym skarbem, któremu należało wydrzeć jak najwięcej pieniędzy.

W tym też czasie zostały sporządzone projekty generalne zabudowania dopływów Wisły wraz z potokami, które częściowo zaginęły, we fragmentach się zachowały i są do dzisiaj w wielu wypadkach podstawą wykonywania projektów szczegółowych.

Zachodzi obawa, że po monarchii austro-węgierskiej odziedziczyliśmy nie tylko te projekty ale i związane z nimi złe podejście do zagadnienia opłacalności naszych zabudowań rzek i do instytucji finansującej te roboty, jaką jest Skarb Państwa. Skutki tego nastawienia były fatalne. Po 1918 r. wydano duże sumy na zabudowanie rzek i potoków, z czego do dzisiaj pozostały zaledwie ślady. Wydane pieniądze nie tylko zostały stracone, ale pochłonęły jeszcze sumy przeznaczone na

konserwację. A można było za to wybudować kilka dobrze się rentujących zbiorników, czy zrobić z Wisły rzekę naprawdę żeglowną.

Tymczasem po powodzi w 1934 r. zabudowywano górny Dunajec i Rabę tamami faszynowymi bez narzutów kamiennych, przy spadkach dna dochodzących do kilku promille, a pieniądze wydatkowane na te roboty dochodziły do kilku milionów złotych przedwojennych. Tak było przed 1939 r. A jak jest dzisiaj?

Państwo jest wyniszczone i trzeba mu produkcji, względnie wszystkiego co tę produkcję wzmacnia, każda złotówka powinna być wydana z myślą o jej rentowności. Niema już monarchii austro-węgierskiej, dosyć już popełniliśmy błędów, obecnie mamy nasze własne Państwo, nasz własny skarb. Pieniądze otrzymane od niego powinniśmy przebudować jak najbardziej planowo rentownie i oszczędnie, dbając o to na wszystkich stopniach administracji państwowej.

Wracając do sprawy projektów zabudowania rzek i potoków nie ulega wątpliwości, że konieczna jest dzisiaj rewizja stosowanych szerokości tras, przyrównawanych stanów budowlanych czy ogólnych zasad zabudowania. Jak wynika z dzieła A. Kędziora, trasy te były ustalane dla ujęcia wody najdłużej w roku trwającej, jako, że ta najlepiej wyłabia koryto rzeki.

Już takie tylko założenie jest dzisiaj nie do przyjęcia. Jeśli chodzi o opłacalność, to oglądając nasze rzeki górskie odnosi się wrażenie, że wartość gruntów, które mogą być ochronione przez regulację jest niewspółmiernie mała w stosunku do kosztów regulacji. Istnieje instrukcja Ministerstwa Komunikacji w sprawie opracowania szczegółowych projektów regulacji, z dnia 31 marca 1937 r., która poleca te rzeczy w formie wykazów uwzględniać. Odnosnie innych skutków wykonywanych według projektów generalnych regulacji, to należy stwierdzić, że zabudowania te, niszcząc czasem przyrodzoną retencję ścieku, raczej przynosiły więcej szkody niż pożytku. Podnoszenie jako celu regulacji zabezpieczenia linii komunikacyjnej w praktyce wygląda w ten sposób, że kierownictwa budowy dróg, nie ufając zbyt regulacji, robią to samo i niestety mają rację. Wykonana n. p., jako zabezpieczenie drogi, regulacji Raby od Myślenic do Kasinki już nie istnieje a droga stoi, zabezpieczona we własnym zakresie przez kierownictwo budowy. Ujmując zagadnienie globalnie można powiedzieć, że zabudowanie rzek czy potoków górskich jest w wyjątkowych wypadkach opłacalne, dlatego opłacalność ta powinna być jak najszczegółowiej badana. U nas jak dotychczas całe zagadnienie ekonomii wykonywanych zabudowań, sprowadzało się do poszukiwania ich tanioci, t. j. do obniżenia jednostkowych kosztów wykonania. Nie zapominajmy jednak, że nawet najtańsza rzecz, jeśli nie jest potrzebna nie powinna być kupowana.

Zagadnienie zabudowania rzek i potoków musi być rozwiązane między innymi i na płaszczyźnie administracyjnej. Wiele bowiem będzie można poprawić w tej dziedzinie, wydając zakaz stawiania budynków tuż nad samymi brzegami ścieków, względnie wykupując przez Skarb Państwa najbardziej zagrożone grunty i użytkując je w inny sposób jak dotychczas, np. przez zasadzenie wikliny. Te ostatnie momenty złego osiedlania się mimo, że nie zawinione przez Państwo, zmuszają zwykle do wykonywania zabudowań, o których z góry się wie, że nie mają sensu.

Postulaty, o których mowa była powyżej nie są niczym specjalnie nowym, zostały one już uwzględnione w 1925 r., kiedy ówczesne Ministerstwo Robót Publicznych wydało rozporządzenie z dnia 11 lipca 1925 r. L. XI. 852/22 w sprawie przerobienia projektów regulacji karpackich dopływów Wisły; niestety nie zostało ono zrealizowane i jak powiedziano na początku, grzech pierworodny projektów generalnych ciąży do dzisiaj nad naszymi rzekami i potokami górskimi. Rozporządzenie to, o którym mowa powyżej, stara się naprawić wszelkie dotychczasowe błędy, idąc przede wszystkim po linii budowania zbiorników na rzekach, w następnym dopiero etapie pozwalając na regulację rzeki, zaznaczając przy tym konieczność używania narzutu kamiennego, już przy spadkach powyżej jednego promille. Stany wody, dla których zabudowanie ma być zaprojektowane są znacznie powiększone do t. zw. wody brzegowe, jako najbardziej miarodajnej dla wykształcenia koryta. Inaczej mówiąc, gdyby wykonywane po 1925 r. projekty dostosowały się do tej instrukcji, prawdopodobnie wiele z robót wykonanych a obecnie nie istniejących nie było by wogóle wykonanych, a wiele wykonanych według tej instrukcji przetrwałoby do dzisiaj. Nie ulega kwestii, że przytoczone rozporządzenie stawia bardzo wysokie żądania w stosunku do projektanta i sprostanie im nie jest rzeczą łatwą. W rozporządzeniu nie jest poruszona jedna sprawa, na którą chciałbym zwrócić uwagę, mianowicie sprawa rentowności wykonywanych robót, czyli wprowadzenie do projektu możliwie dokładnych obliczeń korzyści jakie z wykonanej zabudowy można by otrzymać. Sądzę, że nie sfałszowane cyfrowe przedstawienie korzyści powinno dać projektantowi odpowiedź w jakim stopniu projektowana przez niego zabudowa jest gospodarczo uzasadniona, względnie jakie jest

je miejsce w hierarchii istotnych potrzeb powiatu, województwa czy Państwa.

Wykonanie takiego rachunku, mimo że trudne, nie jest niemożliwe. Co powinno się w nim znajdować? Otóż, przyjmując pewien okres amortyzacji włożonego w zabudowanie kapitału wraz z jego oprocentowaniem i sumami, które zostaną zużyte na konserwację, powinniśmy się starać tę ogólną sumę zrównoważyć osiągniętymi korzyściami. Do korzyści tych należałoby zaliczyć przede wszystkim korzyści bezpośrednie, jak wartość uzyskanych względnie ochronionych przez regulację gruntów i zbiorów, dalej wartość ochronionych budynków czy też rzeczywiście chronionych dróg i mostów, w końcu wartość uzyskanych zbiorów wikliny lub siana. Jeżeli suma tych korzyści będzie równa albo co lepsze, większa od ogólnych kosztów budowy, będziemy mogli z przekonaniem o słuszności sprawy projekt popierać i dążyć do jego wykonania. W razie gdy korzyści bezpośrednie będą mniejsze od wydatków, należy szukać uzasadnienia w korzyściach pośrednich, jak zmniejszenie fali powodziowej, ruchu rumowiska, polepszenie warunków wilgotności, czy nawet zwiększenie frekwencji w miejscowości kuracyjnej itp. Jeżeli i te korzyści w sumie z poprzednimi nie dorównają kosztom budowy, projektowanej zabudowie damy ostatnie miejsce w hierarchii potrzeb, niezależnie od nacisku miejscowych kacyków którym czasem nasze wodne budowle były potrzebne do uzyskania mandatu posła, albo godności obywatela honorowego, z czym się spotkałem w jednym z województw przed wojną.

Oczywiście, takie uzasadnienia do projektów wykonywało się i przed tym, ale w formie wyłącznie opisowej, często z tym nastawieniem o którym była mowa na początku, żeby przecież jakieś pieniądze na budowę wydrzeć. Chodzi o to, żeby te obecne uzasadnienia były robione z innym nastawieniem, z prawdziwą chęcią znalezienia prawdy.

Jednego można by sobie życzyć, żeby nowe projekty generalne zabudowania naszych rzek i potoków zostały wykonane jak na'szybciej, możliwie przed nową katastrofą powodzi, żebyśmy uzbrowieni w dobre argumenty i dobre projekty, nie ugięli się pod naporem opinii laików i nie zmarnowali tyle pieniędzy, jak to miało miejsce w 1934 r., wykonując budowle których śladów trudno się dzisiaj doszukać.

DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI

Bydgoszcz — P. I. N. G. W.

Zagadnienie gospodarki wodnej w obszarze wężła bydgoskiego

W referatach wygłoszonych na I posiedzeniu Rady Zagospodarowania Doliny Wisły (w 1946 r.) wysunięto konieczność scharmonizowania wszelkich prac z zakresu gospodarki wodnej przy projektowaniu uporządkowania szeroko pojętej doliny Wisły. Myśl ta przewija się zarówno u przedstawicieli

planowania jak i u poszczególnych specjalistów z dziedziny dróg wodnych, energetyki i melioracji.

Nawiązując do prac Rady, pragnąłbym w szkicu niniejszym zwrócić uwagę na pewien obszar z Wisłą związany i leżący w zasięgu przeprowa-

dzanych nad nią studiów. Obszarem tym jest Węzeł Bydgoski w granicach wyznaczonych dostatecznie ściśle przez zlewnie Brdy i Noteci Górnej.

Sprawa podjęcia gruntownych studiów nad tym obszarem staje się pilną koniecznością, wobec istnienia wielu dawnych urządzeń wodnych i wykonywania obecnie względnie projektowania nowych. O ile mi zaś wiadomo, nie istniała dla tych terenów generalna koncepcja gospodarki wodnej, tym bardziej więc należy ją teraz stworzyć.

Od 175 lat Węzeł Bydgoski jest polem wielu prac hydrotechnicznych z zakresu komunikacji wodnej i melioracji. Cała zaś jego historia to ciągle pokonywanie trudności powstających na skutek jednostronnego podchodzenia, niesharmonizowania potrzeb komunikacji i rolnictwa i nieopanowania całości gospodarki wodnej. Ten stan rzeczy posiadał w przeszłości nawet niejaki uzasadnienie, gdyż w okresie budowy Kanału Bydgoskiego (od 1772 r.) względy komunikacyjne, przy słabym ówczesnym zaludnieniu okolic i minimalnym zagospodarowaniu rolniczym, górowały nad wszystkimi innymi. Dopiero z końcem XIX wieku zaczyna dochodzić do znaczenia rolnictwo i w projektach przebudowy zaznacza się pewna zmiana na korzyść potrzeb melioracyjnych.

Pomimo to stan obecny daleki jest od ideału, a w terenie niełatwym do opanowania wytworzyć się może w bliskiej przyszłości sytuacja wręcz paradoksalna.

Zważmy bowiem, że tutaj na powierzchni około 8000 km², w strefie na niższych w Polsce opadów (nie sięgających 500 mm w płaskiej i zabagnionej zlewni Noteci Górnej, a dochodzących zaledwie do 550 mm w falistej zlewni Brdy) leży prawdziwy węzeł gordyjski konkurujących ze sobą potrzeb.

Przeliczmy je kolejno idąc z północy na południe:

1. Przemysł drzewny Borów Tucholskich,
2. Obszary łąk w zlewni Brdy z Łakami Czerskimi o rozbudowanym systemie nawodnień na czele,
3. Projektowane zakłady energetyczne Brdy (Koronowo, Smukała) oraz drobniejsze istniejące,
4. Przemysł w 150-tysięcznej Bydgoszczy,
5. Szczytowe stanowisko drogi wodnej Odra—Wisła, tj. Kanał Bydgoski,
6. Droga wodna Kanał Notecki do jeziora Gopło,
7. Łąki w zlewni Noteci Górnej od Kanału Bydgoskiego po Wartę,
8. Drobniejsze zakłady wodne (młyny) w zlewni Noteci Górnej,
9. Przemysł okolicy Inowrocławia,
10. Droga wodna Warta—Gopło w budowie,
11. Rybactwo stawowe, jeziorowe i rzeczne obu zlewni,
12. „Serwituty” na zewnątrz leżące, tj. żegluga na Noteci „leniwej” (od Nakła do Uścia), obszary łąk tamże położone i prawdopodobne zasilanie sąsiednich obszarów ciężących już ku Wiśle.

Poprzestając na ogólnym zarejestrowaniu potrzeb, zauważymy stosunkowo większe obciążenie

części południowej, mającej z natury rzeczy mniejsze możliwości dowolnego dysponowania wodą.

Aczkolwiek nie rozporządzam dostatecznie obszernym i ścisłym materiałem, należy chociaż w przybliżeniu wycenić możliwości gospodarki wodnej obu części.

Zlewnia Brdy.

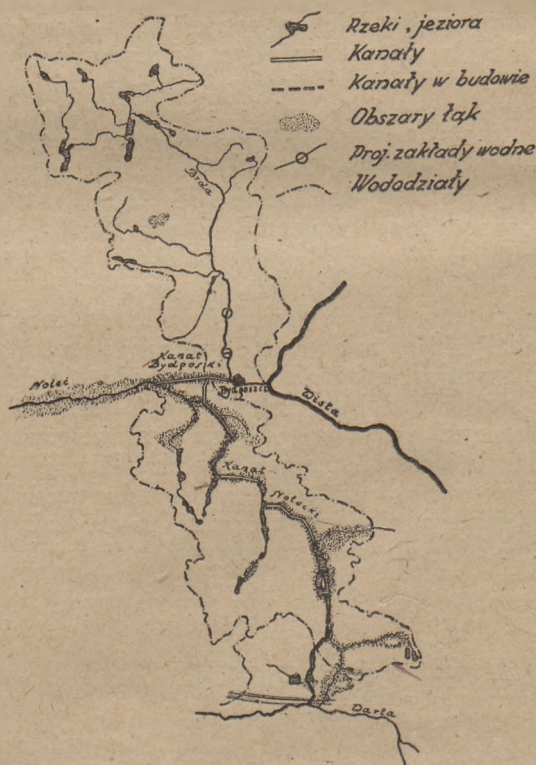
Wg Winida powierzchnia zlewni wynosi 4654 km², średni roczny opad 545 mm. W falistym dyfuwalnym terenie spadki są na ogół znaczne, gdyż np. okolice jeziora Charzykowskiego leżą na wysokości 150—160 m n. p. m., a odległa o 90 km Bydgoszcz już tylko na wys. 40—50 m. Gleby składają się z piasków, szczerków lekkich i mocnych oraz z biellic. Duży procent powierzchni pokryty jest lasami (20%), a jeziora zajmują 140 km².

Przepływy Brdy notowane w Bydgoszczy w latach 1881—1907 są następujące:
średni roczny 25,3 m³/sek

w marcu 35,3 „
w lipcu 18,5 „ (abs. min. 8,8 w 1893 r.).

Dla okresu 1921—1927 podaje Wóycicki przy opadzie 571 mm przepływy zbliżone, a mianowicie: odpływ roczny 191 mm, tj. średni roczny przepływ 28,2 m³/sek,

odpływ w marcu 19 mm, tj. 33,0 m³/sek,
odpływ w lipcu 13 mm, tj. 22,6 m³/sek.



Rys. 1. Poglądowa mapa węzła bydgoskiego.

Wobec powyższego można ocenić przepływ średni roczny na 25 m³/sek przy niewielkich amplitudach wahań w ciągu roku. Z uwagi na hypsometrię i położenie jezior możliwe wydaje się opanowanie obrotu wody, częściowo zresztą już realizowane.

Zlewnia górnej Noteci.

Tutaj mamy zupełnie odmienne warunki; zlewnia o pow. około 3700 km² nie posiada wyraźnie wykształconych wododziałów, liczne bifurkacje umożliwiają czasowe komunikowanie się z sąsiednimi zlewniami. Aluwialny teren pradoliny (w znacznej części) odznacza się małymi spadkami; np. na długości 100 km różnica poziomów nie przekracza 25—30 m. Liczne jeziora (około 100 km²) mają tendencję do zmniejszania powierzchni (zarastanie), brak jest lasów, gleby składają się przeważnie z piasków, torfów i czarnoziemów bagiennych. Stany wód gruntowych na ogół wysokie. Opady roczne w granicach 450—500 mm.

O ilościach wód odpływających zebrałem tylko fragmentaryczne dane. Wg Rybczyńskiego spływ średni roczny na Noteci, powyżej ujścia Głdy, wynosi 3 l/sek/km², lecz na odcinku tym dochodzi również spływ z falistych moren północnych, natomiast niewątpliwie część wód zabiera Kanał Bydgoski w kierunku na Wisłę.

Wg Winida średnia roczna woda przy połączeniu Noteci Wschodniej i Zachodniej (zlewnia 2102 km²) równa się 4,51 m³/sek, a niska 1,51 m³/sek, co odpowiadałoby spływowi jednostkowemu 2,1 l/sek/km² i 0,7 l/sek/km².

Dla rzeki Gasawki (zlewnia 550 km²) oblicza inż. Rogiński średni roczny spływ na 2,3 l/sek/km².

W przybliżeniu możemy zatem przyjąć 2,5 l/sek/km², dające przepływ nieco wyższy niż 9 m³/sek.

Są to ilości bardzo małe; Kanał Bydgoski preliminując na swe zasilenie 2,5—3,0 m³/sek odczuwa w pewnych okresach dotkliwie braki. Możliwości magazynowania mamy znacznie gorsze niż na Brdzie; tak np. Gopło dysponuje tylko warstwą wody 0,7 m (wahania poziomów od 77,54 do 76,80).

O ile trudno byłoby zwiększyć bezwzględne ilości wody, o tyle teren zezwoliłby jeszcze na pewne regulowanie obrotu, względnie na wyzyskanie na obszarze węzła współpracy Brdy i Noteci.

Potrzeby wodne.

Przejdę teraz do omówienia ilościowej charakterystyki potrzeb wodnych, rozpoczynając od zlewni Noteci, przy czym na plan pierwszy wysunę słabo dotychczas uwzględniane potrzeby melioracyjne.

Jak wynika z wyżej naszkicowanych warunków środowiska, obszar ten przedstawia duże wymagania melioracyjne. Wszelkie dotychczasowe poczynania zależne były w dużym stopniu od systemu komunikacyjnego Kanału Bydgoskiego i Notecznego do Gopła oraz od licznych małych zakładów wodnych (młyny). Prace melioracyjne na glebach błotnych przeprowadzane w początku ubiegłego wieku odpowiadały zapewne ówczesnym pojęciom o potrzebach wodnych łąk, jednak z intensyfikacją rolnictwa okazały się niewystarczające, a dla prawidłowej gospodarki wodnej mnożą się ciągle przeszkody.

Warunki środowiska nie pozwalają tu korzystać w szerszej mierze i z pożytkiem z systemu zalewów naturalnych lub sztucznych (jakość i ilość wód, ro-

dzaj gleby)¹⁾, natomiast postulat, aby łąki uprawne, sztuczne, wysokoprodukcyjne miały możliwość dowolnego manewrowania wodą, tj. obniżania poziomu wód gruntowych zimą i na przedwiośnie a piętrzenia latem, nie był dostatecznie respektowany.

Dysponowanie poziomem wód jest tym bardziej konieczne, gdyż gleby miejscowe pochodzenia organicznego, a więc torfy z zawartością wapna i namulami, z jednej strony szczególnie łatwo ulegają przesuszeniu, z drugiej zaś, wymagając pewnego trwałego uwilgotnienia muszą jednocześnie posiadać dostateczne przewietrzanie.

Tymczasem gospodarka wodna na kanałach żeglownych (wobec ograniczonych ilości wody) stworzyła sobie system wręcz odwrotny, mianowicie magazynowania wód zimowych (rzutujący się na łąki w postaci szkodliwych spiętrzeń) i tendencji do pobierania wód latem również z uszczerbkiem dla stosunków wilgotnościowych. Do tego doidzie zapewne bliżej mi narazie nieznany, problem osiadanania powierzchni torfowisk (od dawna bądź co bądź poprzecanych rowami), utrudniający trwałe utrzymanie należytej relacji: powierzchnia — woda gruntowa. Łącznie więc kwestie poziomu i ilości wody powodują od półtora wieku już trwające sprzeczności, dotychczas jeszcze ku obojętnej korzyści komunikacji i rolnictwa nie rozwiązane.

O powierzchniach łąk informuje nas zestawienie dokonane wg różnych źródeł.

1. Źródła Noteci Wschodniej	500 ha
2. Gopło	10.000 "
3. Pakość—Gembice	1.000 "
4. Gopło—Łabiszyn	6.000 "
5. Łabiszyn	3.500 "
6. Rudy—Tur	950 "
7. Tur—Kobielin	900 "
8. Dziemionna	700 "
9. Gasawka	8.500 "

Razem 32.050 ha

Ponadto w zasięgu działania lub związane z systemem gospodarki Noteci znajdują się jeszcze:

1. Dolina Bydgosko-Nakielska	4.900 ha
2. Dolina Noteci od Nakła do Ujścia (minimum 20% od ogólnego obszaru 33.000 ha)	6.600 "
3. Obszary między Sompolnem — Slesinem i Wartą	6.000 "

Razem 17.500 ha

W sumie więc zainteresowany w regulacji stosunków wodnych obszar łąk wynosi co najmniej 50.000 ha, a do generalnego planu niewątpliwie włączy się jeszcze znaczna część czarnoziemów bagiennych, użytkowanych jako pola orne.

Omawiane tereny łąkowe, produkujące przed wojną przeważnie siano nienajlepsze i w małych ilościach (np. okolice Gopła 12—32 q/ha, Łabiszyn 2/3 tylko materiał na ściółkę), mają jednak duże perspektywy rozwoju po usprawnieniu melioracji

¹⁾ Zbudowane w 1859/60 r. na terenie spółki Łabiszyńskiej nawodnienia zalewowe nawożące i zwilżające nie spełniły nadziei, a przez brak konserwacji zupełnie zniszczały.

i zagospodarowaniu. Przykładem tego służą niektóre partie na zachód od Nakła, gdzie zbierano do 140 q/ha i niektóre łąki okolic Gopła o wydajności 60 q/ha.

Oczywiście uzyskanie wysokiej i trwałej produkcyjności stawia odpowiednio wysokie wymagania w stosunku do:

1. przeciętnych rocznych poziomów wody gruntowej, dostosowanych do różnic glebowych;

2. okresu, czasu trwania i wysokości wahań;

3. ilości wody niezbędnych na pokrycie strat parowania bez konieczności naruszania rezerw gruntowych.

O ile potrzeby wyrażone w punktach 1 i 2 ocenia się należy dopiero po przestudiowaniu poszczególnych kompleksów, o tyle ilości wody można w przybliżeniu wyznaczyć, wychodząc z ogólnej powierzchni łąk. Jeśli mianowicie oprzeć się na niezbędnym dla danych okolic dopływie jednostkowym wynoszącym w kwietniu-czerwcu 0,3 do 0,35 l/sek/ha (dla łąk wysokoprodukcyjnych), to wypada w sumie zapewnić po melioracji w danym okresie od 15 do 17,5 m³/sek. Ilość ta w zestawieniu ze średnim rocznym przepływem 9 m³/sek mówię sama za siebie.

W zlewni Brdy potrzeby melioracyjne są mniejsze. Spadki terenu umożliwiają elastyczniejsze marnowanie poziomami wód, a ilości wody niezbędnej na pokrycie strat parowania z uwagi na niewielkie obszary łąk i niższe jednostkowe zapotrzebowanie (0,25 l/sek/ha) nie będą zbyt wysokie. Ogółem powierzchnię użytków zielonych wyceniłbym na 10.000 ha, z czego tylko Łąkom Czerskim nawadnianym stokowo (700 ha) należy zapewnić znaczniejsze ilości wody, która zresztą przy tym systemie powraca w większości do wodociągów.

Co do potrzeb pozamelioracyjnych, zestawionych na wstępie, nie chciałbym zabierać głosu, oczekując wypowiedzi specjalistów. Godzi się jed-

nak wspomnieć, że z trudnością realizowane zasilanie Kanału Bydgoskiego podają w wysokości 3 m³/sek; projektowana przebudowa może wymagać i więcej, chyba że oprze się o inny system podnoszenia. Również bardzo ważnym dla całości gospodarki wodnej w zlewni okaże się sposób zasilania Kanału Noteckiego, a zwłaszcza odcinka w budowie Warta—Gopło (mała zlewnia szczytowego jeziora Ślesińskiego).

W każdym razie nawet z tak ogólnie naszkicowanych uwag wydają się wynikać bezsporne dwa stwierdzenia:

- a) dysproporcja między potrzebami silnie wyposażonego w urządzenia wodne terenu a rozporządzalnymi zapasami,

- b) konieczność uporządkowania gospodarki wodnej zarówno dla celów bieżącego użytkowania, jak i dla zapewnienia trwałego i niezakłóconego funkcjonowania obszaru w przyszłości.

Jako próby rozwiązań wysunąłbym zbadanie możliwości funkcjonalnego powiązania zlewni Brdy i Noteci Górnej, a w szczególności:

1. obciążenia zlewni Brdy na korzyść Kanału Bydgoskiego (zbiorniki i kanał zasilający);

2. zwolnienia zlewni Noteci z dostarczania wody na Kanał Bydgoski;

3. wykorzystania zbiorników innych niż Gopło (nie leżących bezpośrednio w drodze wodnej) dla celów zasilania Kanału Noteckiego;

4. wykorzystania jezior w zlewni Noteci dla celów zrównoważenia pomelioracyjnego bilansu wodnego.

Wymienione tu propozycje znajdują niewątpliwie szersze oświetlenie przez specjalistów, a sprawdzone być winny przez ścisłe studia, które niezależnie od istniejących w chwili obecnej koncepcji i projektów trzeba wykonać, aby zarysować właściwą generalną linię uporządkowania gospodarki wodnej węzła Bydgoskiego.

PROF. INŻ. STANISŁAW TURCZYNOWICZ

Zabiegi melioracyjne w obrębie zbiorników wodnych i ich dorzeczy

Chociaż do zbiorników wodnych zalicza się i rzeki, to jednak w niniejszej pracy będziemy mówili tylko o jeziorach naturalnych i sztucznych, a wiele z powiedzianego da się zastosować i do stawów.

Zbiorniki wodne mają do spełnienia tyle zadań, ile ma woda, to też istnieją zbiorniki służące jako środowiska ryb, jako dostarczyciele wody dla roślin w okresach większego jej zapotrzebowania, jako rezerwoary uzupełniające brak wody w rzekach dla transportów, jako źródła energii, jako dostarczyciele wody dla spożycia przez ludzi i zwierzęta, dla przemysłu i t.d. Z tych też względów już od najdawniejszych czasów budowano sztuczne zbiorniki tam, gdzie nie było naturalnych, ale bez stałej pielęgnacji los obu tych rodzajów jest jednakowy: stopniowo mniej lub więcej szybkie wypełnienie złogami mineralnymi lub resztkami ro-

ślin. Jest to zresztą los wszystkich zagłębień na ziemi, poczynając od dołów wykopanych dla wydobywania piasku, a kończąc na morzach. Szybkość wypełniania się zbiorników jest bardzo różna w zależności od miejscowych warunków hydrologicznych, glebowych, klimatycznych, gospodarczych i innych.

Jeziora wypełnione całkowicie złogami mineralnymi na zewnątrz nie różnią się niczym od otaczających je gleb i mogą być poznane jako dawniejsze jeziora tylko po specjalnych badaniach. Jeziora wypełnione storczykami resztkami roślin są znane jako torfowiska o różnych i różnej miąższości warstwach torfu. Czas wypełniania się jezior liczymy na tysiące lat.

Dawniej, kiedy lasy pokrywały większą część powierzchni ziemi, takie wypełnienie zagłębień przez namuły było uważane za pożądane, a nawet

wiele jezior odwodniono specjalnie dla zdobycia terenów uprawnych. Obecnie takie zdobywanie nowych ziem może być uważane za racjonalne jedynie w wypadku wydzierania ich morzom, zbiorniki zaś śródlądowe są ochraniające tak ze względów na coraz wzrastające zapotrzebowanie wody, jak i ze względów klimatycznych, rybackich, sportowych, estetycznych i innych.

CZĘŚĆ I.

Częściowe zarastanie zbiorników roślinami wodnymi jest pożądane dla gospodarstwa rybnego ze względu na rozmnażanie się i odżywanie ryb, a dla gospodarki wodnej ze względu na ochronę brzegów od rozmywającego działania fal.

Pomijając roślinną błdzielinę (plankton), wspomniemy tutaj tylko o najważniejszych roślinach wodnych. Otóż w wodach głębszych rozwijają się rdestnice, grążele, rzęsa i inne, w płytszych — sity, pałki wodne, trzciny a w najpłytszych sitowie, turzycy, mchy i inne. Miękka roślinność wodna jest pożądana dla gospodarstw rybnych, dzięki obfitości rozwijającej się między nią mikrofauny; twarda roślinność na ogół jest szkodliwa z wielu względów: przez zacienianie wody nie pozwala ona na ogrzanie się jej, pogarsza warunki rozwoju miękkiej roślinności, utrudnia połowy, daje opadające w wodę resztki trudno rozkładające się, zwiększa parowanie wody i t.d. Zresztą stopniowo staje się szkodliwą i miękka roślinność w zbiornikach, gromadząc się z roku na rok na ich dnach: do jej rozkładu niezbędny jest tlen, a ponieważ mineralizacja resztek roślinnych idzie zazwyczaj w wodzie wolniej niż ich przyrost, przeto coraz więcej gazu tego potrzeba dla ich rozkładu, przez co przydenne warstwy wody stają się coraz uboższe w tlen, co się daje zauważyć zwłaszcza w zimie, gdy lodowa pokrywa nie dopuszcza do wody powietrza; zimą w niektórych jeziorach przeszło 80% tlenu idzie na utlenianie części organicznych, a tylko reszta służy rybnym; to też w starych jeziorach, o głębokiej warstwie szlamu (przenoszącej czasem 10 metrów) i niewielkie głębokości wody, mogą żyć tylko niewymagające ryby, jak karasie, piskorze, węgorze i t.p.

Do tych resztek roślin, gromadzących się na dnie zbiorników wodnych, przybývają nanoszone wodą namuły i zbiornik staje się coraz płytszy — zamiera. Na zamieranie zbiorników naturalnych przez długi czas nie zwracano uwagi, od czasu jednak gdy temu samemu losowi zaczęły ulegać i zbiorniki sztuczne, które kosztowały dużo nakładu i pieniędzy, zaczęto walczyć ze zjawiskami powodującymi to zamieranie, a sposoby tej walki przeniesiono i na zbiorniki naturalne.

Pomijając znaczenie i wartość zbiorników naturalnych jako środków komunikacyjnych, podkreślimy tutaj tylko ich znaczenie hydrologiczne i klimatyczne, jako mające ścisły związek z naszym tematem — melioracji zbiorników wodnych. Przez retencję osłabiają one ujemne działanie wielkich wód, a nawet w niektórych wypadkach (na przykład jezioro Ładoskie w stosunku do rzeki Newy) ustalają równomierny odpływ, co ma znaczenie dla ustalenia koryta rzeki i ewentualnego

usunięcia albo zmniejszenia działania erozyjnego. Klimatyczne znaczenie zbiorników wodnych polega, jak wiadomo, na zmniejszaniu amplitud temperatur, wilgotności i opadów: w klimacie kontynentalnym opady są przeważnie letnie, o charakterze ulewnym, powodujące silne spływy, rozmywające powierzchnię gleby i unoszące rumowisko do miejsc o małej lub zerowej chylności wód, to jest do zbiorników.

Wartość ich jednak bezpośrednia jest odczuwana głównie jako środowiska życia ryb; wartość ta zależy od własności fizyko-chemicznych i biologicznych wód, a te zależą od wielu czynników jak na przykład od klimatu, charakteru dorzecza i podłoża, głębokości jeziora, stosunku części litoralnej do pelagicznej itp. Ogólnie jednak można powiedzieć, że żywność zbiorników wodnych dla ryb zależy od soli zawartych w wodzie oraz w mineralnych i organicznych cząstkach stanowiących część składową czaszy zbiornika i waha się w dużych granicach, tak że i wydajność jezior oscyluje między 1 a przeszło 100 kg ryb z hektara. Jednym z ważniejszych środków podniesienia wydajności zbiorników jest umożliwienie dokładnych wyłowów ryb, co pozwala na usuwanie niepożądanych ryb — konkurentów o zarybianie wartościowymi gatunkami.

Twarda roślinność przeszkadza w połowach a zatem i w ulepszaniu gospodarstwa jeziorowego, usuwanie jej przeto jest z tych względów konieczne.

Wykaszenie jej kosami i sierpami jest możliwe tylko na płytkich miejscach i idzie powoli: wykoszenie roślinności z jednego hektara wymaga około 10 dni roboczych, to też w większych zbiornikach częstsze zastosowanie mają łańcuchy z kos, długości około 5 m obciążone ciężarkami; łańcuchy te są ciągnięte przy pomocy linek; prócz łańcuchów z kos bywają stosowane kosi Zimsena złożone z trzech pił połączonych na stałe. Na dużych zbiornikach bywają używane łodzie z kosiarkami poruszonymi ręcznie lub mechanicznie.

Wycinanie roślinności twardej w zimie po lodzie, chociaż jest wygodne i daje cenny materiał w postaci trzciny budowlanej, jednak nie spełnia całkowicie zadania, gdyż przy stosowaniu jego pozostaje cała podwodna część roślin, a poza tym, pozwalając im na przetrwanie do zimy, traci się możliwość wykorzystania ich na paszę: wartość paszy czy to świeżej czy silosowanej z młodych roślin wodnych jest duża, gdyż zawiera ona w procentach:

	świeża	silosowana
białka	3,57%	2,33%
włókniaka surowego	9,27%	10,98%
łuszczoów	0,52%	0,87%
bezażot. subst. wyc.	9,76%	7,90%
popiołów	2,26%	2,92%
wody	74,0%	75,0%

Ilość zaś tych roślin w niektórych zbiornikach przekracza 300 kwintali z 1 ha, to też mogą one być podstawą hodowli bydła w gospodarstwach nadjeziorowych.

W jeziorach, w których zarastanie twardą roślinnością nie obejmuje dużych obszarów, wystar-

cza regulowanie zarastania, gdyż roślinność ta chroni brzegi od rozmywania przez fale znoszące namuły z nich do jeziora. Szerokość pasa roślinnego nie powinna jednak przekraczać 5 — 6 m a w głębokich jeziorach 6 — 8 m. Pasy te powinny być zostawione naturalnie po tej stronie jeziora, która jest najwięcej narażona na rozmywanie — u nas zatem po wschodniej.

Dla uchronienia od rozmywania brzegów w niektórych wypadkach tworzą nawet sztuczne przeszkody, w postaci szeregów zanurzonych w wodzie a umocowanych na pływakach drzewek z liśćmi lub igłami (brzoźek, jałowców i tp.) lub z wiązek chrustu nanizanych na umocowany na dnie sznur; czasem sadzą w tym celu specjalnie trzciny: wycina się sploty korzeni długości około 50 cm i umocowuje je w dnie przy pomocy kołeczków (rys. 1).



Rys. 1.

Należy dodać, że twarde rośliny wodne odgrywają jeszcze jedną ważną dla życia zbiorników rolę: zatrzymują one namuły, służąc jako filtr dla wód dostających się do zbiorników czy to z dopływami stałych cieków, czy też z wodą opadową spływającą z brzegów. Roślinność ta zatem do pewnego stopnia ogranicza szybkość zamulania zbiorników, z drugiej jednak strony zmniejsza ilość nanoszonych z wodą pokarmów roślinnych w postaci nażyźnionych cząstek zmywanych z brzegów. Zdaje się jednak, że sprawie użyźniania dna zbiornika przez stałe nanoszenie namulów przypisywane jest zbyt duże znaczenie ze względu na to, że ryby odżywiają się nie tylko przez przyswajanie pokarmów stałych drogą zwykłą — w przewodzie pokarmowym, lecz także i przez ścianki przewodu pokarmowego i aparatu skrzelowego drogą osmozy pokarmów rozpuszczonych w wodzie, a te nie są zatrzymywane przez rośliny wodne.

Poza tym roślinność twarda decyduje czasem o obfitości w rzekach ryb: niektóre ryby (np. karpowate, jak karpie, leszcze i inne) wchodzić ze zbiorników chętniej w ciekii niosące wodę przefiltrowaną przez gęstsze roślin, a inne (jesiotrowate) — w ciekii z wodą namulistą.

Z powyższych uwag widzimy, że usuwanie twardej roślinności ze zbiorników powinno być poprzedzone zbadaniem miejscowych warunków i rozważeniem czy i w jakim stopniu jest ono konieczne.

Do innych zabiegów melioracyjnych w zbiornikach wodnych należy usuwanie pni i gałęzi drzew oraz kamieni, powodujących bardzo często rozry-

wanie sieci oraz zmuszające do omijania niektórych miejsc przy połowach, przez co uniemożliwia się wyłów ryb niepożądanych. Części drzew najczęściej napotyka się w przybrzeżnym pasie, zwłaszcza w pobliżu ujść cieków oraz w pobliżu rozmywanego falami brzegu, to jest brzegu dalszego od najczęściej panujących wiatrów. W głębszych miejscach zbiorników zatopione części drzew rychło pokrywają się szlamem. Prócz tych przez naturę naniesionych części w jeziorach spotkać można pale z dawnych budowli, zakłady dla chwytania ryb i tp. Wszystkie te części drzew, jak również i duże kamienie, naturalnie powinny być usunięte.

CZĘŚĆ II.

Drugim wrogiem zbiorników wodnych są złośli.

Zamulanie postępuje wolniej lub szybciej w zależności od bardzo wielu czynników. Różni badacze zwracali uwagę na poszczególne z nich: na przykład W. B. Szostakowicz (limnolog badający szlam różnych jezior w Z. S. R. R.), metodą B. W. Perfiliewa z pobraniem monolitów nienaruszonych warstw szlamu, zestawiał grubość warstewek rocznych namulów z wysokością opadów i znalazł w dwóch jeziorach — Zaki na Krymie oraz Pert pod Leningradem — następujące współzależności między grubością osadzonego szlamu i wysokością opadów rocznych:

Jez. Zaki		Jez. Pert	
Opad mm	Szlam mm	Opad mm	Szlam mm
262	0,85	356	1,70
329	1,06	460	1,90
370	1,24	546	2,30
431	1,37	642	2,50

Dla innych jezior zrobił podobne zestawienie Perfiliew:

Jez. Averno (pod Rzymem)		Jez. Bodeńskie	
Opad mm	Szlam mm	Opad mm	Szlam mm
800	1,20	325	2,10
820	1,80	450	2,80
872	2,00	575	4,90
914	2,30		

W Stanach Zjednoczonych, gdzie wybudowano do 1942 r. przeszło 12.000 zbiorników różnej wielkości, kosztem ok. 4,5 miliardów dolarów, szybkość zamulania się zbiorników jest w niektórych wypadkach bardzo wielka, np. wybudowany w 1936 r. zbiornik na rzece Salomon, o pojemności 370.000 m³, dla zaopatrywania w wodę miasta Osborne, został zamulony w ciągu jednego roku; inne zbiorniki ulegają temuż losowi w ciągu 15 — 20 lat, chociaż i takie, których życie jest obliczone na 100 do 400 lat.

Spowodowanymi przez zamulanie zbiorników szkodami, obliczonymi na 50 milionów dolarów rocznie zajął się Oddział Sedymentacji Instytutu Badań Urzędu Konserwacji Gleby Stanów Zjednoczonych i przyszedł do wniosku, że szybkość zamulania jest wprost proporcjonalna do stosunku pojemności zbiornika do wielkości jego dorzecza, mianowicie: zbiorniki, o początkowej pojemności mniejszej od 25 akr — stopa (1 akr-stopa równa się 1.233 m³) na milę kwadratową (angielską równą 2,56 km²) dorzecza, zamula się bardzo szybko, np. zbiornik Old Lake Austin wykończony w 1893 r. a zniszczony przez powódź w 1900 r. tracił rocznie przeszło 7% swojej pojemności, wynoszącej początkowo 60.000.000 m³, co stanowiło 1,3 akr-stopę na 1 milę² dorzecza. Tymczasem zbiornik Lake Bridgeport (w Stanie Teksas o początkowej pojemności 370 mio m³ co stanowi przeszło 340.000 m³ na milę² dorzecza) tracił rocznie (1932 — 1943) zaledwie po 0,27% pojemności.

Naturalnie badacze ci podkreślali tylko pewne czynniki, rozumiejąc znaczenie i innych dla zamulania zbiorników, jak wielkość zalesionej powierzchni dorzecza, rodzaj gleby, spadki i t.p. wskazując, że czynniki te powinny być brane pod uwagę przy projektowaniu zbiorników.

Badanie miazgłości szlamu oraz jego rodzaju odbywa się w Stanach Zjedn. przy pomocy żelaznych zazębionych prętów rzucanych na sznurze w dno. Na zębach ich zatrzymują się próbki szlamu; jest to przyrząd znacznie mniej dokładny od sondy Perfiliewa, ale pozwalający na dość szybkie przeprowadzanie badań orientacyjnych: w Stanach Zjednoczonych przy pomocy tych prętów jeden człowiek z pomocnikiem na motorowej łodzi może zbadać niewielki zbiornik (do 12 milionów m³ pojemności) w ciągu jednego dnia; dokładne zbadanie takiego zbiornika wymaga około 3-ch tygodni pracy 4-ch do 5-ciu ludzi.

Szkody spowodowane przez zamulenie mają różne znaczenie dla zbiorników mających do spełnienia różne zadania. Naturalnie znaczenie tych szkód zależy także od stopnia zamulenia, np. dla rybactwa jezioro zamulone na głębokość 3-ch metrów, a mające głębokość 30 metrów, straci na wartości znacznie mniej, niż jezioro 10-cio metrowej głębokości.

Co się tyczy sztucznych zbiorników, to zamulenie zbiornika mającego na celu wytwarzanie energii przynosi szkodę tylko wtedy kiedy prócz wysokości piętrzenia odgrywa jeszcze rolę i ilość nagromadzonej wody; do takich należą zbiorniki, z których korzystają zakłady o sile wodnej tylko w dzień, gromadząc w nocy wodę na dzienne użytkowanie. Zresztą w zbiornikach dla celów energetycznych prawie zawsze jest pewen zasób wody nieużytkowanej; zamulenie zatem zbiornika do poziomu tej wody nie przynosi wielkiej szkody. Należy jednak pamiętać, że w zakładach o sile wodnej namuły są zawsze niepożądane, jako przyspieszające zużycie się turbin, nie mówiąc już i o potrzebie budowy mocniejszej zapor, mającej zniesić ciśnienie skutkiem osiadania za nią namułów.

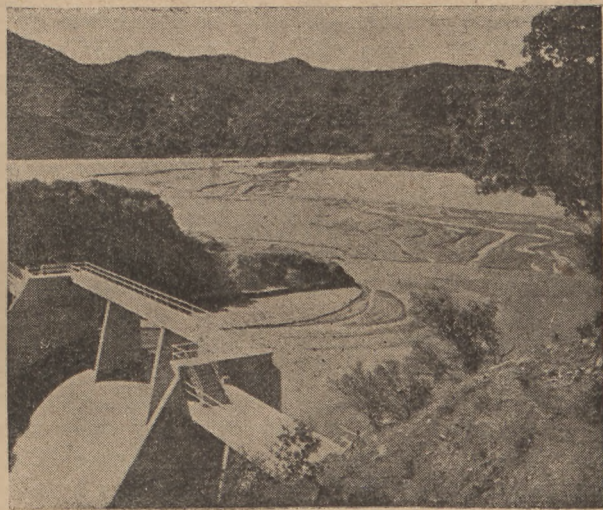
Wszystkie inne zbiorniki — do chwytania wód powodziowych, do zaopatrywania w wodę osiedli, do nawodnienia, do celów sportowo-wypoczynko-

wych — tracą na wartości w miarę zamulania ich. Sposoby, stosowane do zmniejszania zamulenia lub jego skutków, są następujące: 1) wybór miejsca pod zbiornik, 2) odpowiednie zaprojektowanie zbiornika, 3) środki zmniejszające dopływ namułów, 4) środki zmniejszające ich osiadanie, 5) usuwanie złogów i 6) zmniejszenie lub zapobieganie powstawaniu namułów.

(Jak widzimy, tylko niektóre z powyżej wymienionych środków mogą znaleźć zastosowanie dla jezior).

1) Możliwość wyboru miejsca pod zbiorniki istnieje tylko przy małych rezerwoarach, służących dla celów sportowo-wypoczynkowych, zaopatrzenia w wodę osiedli i dla nawodnienia, chociaż i dla nich wybór miejsca jest ograniczony.

2) Przy projektowaniu zbiorników naturalnie należy brać pod uwagę zjawisko zamulania i ze względu na nie projektować albo zbiorniki o pojemności większej niż jest potrzebna, albo o pojemności pożądanej z przewidzeniem w projekcie możliwości podnoszenia zaporę w miarę zamulania się zbiornika. Amerykańska praktyka wykazała, że taniej wypada zastosowanie drugiej ewentualności z wyjątkiem zapor ziemnych, których podnoszenie wypada prawie tak drogo, jak wybudowanie pierwotnej. Przy wyborze jednej z dwu wyżej wymienionych ewentualności decyduje sprawa tańszości.



Rys. 2. Osadnik na rz. Mono.

Co się tyczy upustów ze zbiornika, to te mogą odegrać dużą rolę przy przeczyszczaniu go z namułów i z tego powodu są ciągle prowadzone badania z różnymi systemami i sposobami, np. w budowanej w 1942 r. zaporze na rzece Patuzent, w pobliżu Brighton Md., założono pięć 60-cio centymetrowych rur, z których 3 tuż nad dnem koryta a dwa wyżej, oprócz 2-ch rur 50-cio centymetrowych, doprowadzających wodę do miejsca zaopatrzenia. Ilość namułów w wodzie wypływającej z owych 5-ciu specjalnych rur jest znacznie wyższa, aniżeli w wodzie w górnej warstwie zbiornika, co się głównie daje zauważyć po deszczu.

3) Do środków zmniejszających ilość złogów w zbiornikach należą: osadniki, osłony roślinne,

umieszczenie zbiornika z boku głównego dopływu oraz budowa kanałów ochraniających.

W ciekach prowadzących grubsze rumowisko (kamyki i żwir) wystarczy zbudować osadnik, przez który będzie płynęła woda z odpowiednio mniejszą szybkością niż w cieku lub zastosować środki używane przy ujmowaniu górskich potoków (progi i przegrody), natomiast kiedy chodzi o zatrzymanie namulów drobnych, stanowiących gros złogów należy zmniejszyć chyżość wody w osadnikach do minimum. Można to osiągnąć przez wybudowanie kanału dopływowego o odpowiednio szerokim dnie i małym spadku oraz przez dopuszczenie do obfitego zarośnięcia koryta.

Rys. 2 przedstawia osadnik wytworzony na rzece Mono — dopływie Santa Inez, tuż powyżej zbiornika Gibraltar przy pomocy przegrody wysokości 1,7 m. Przegroda ta gromadziła początkowo wodę w ilości 500.000 m³ a po wypełnieniu rumowiskiem okazało się, że zatrzymała 770.000 m³ złogów.

Prócz przegród, wytwarzających osadniki a wybudowanych w korytach cieków, są stosowane i przegrody niskie — groble w poprzek całej doliny lub nawet dorzecza, jak np. dla ochrony zbiornika Lake Halbert, służącego dla zaopatrywania w wodę miasta Corsicana w Texas. Groble te mają wysokość od 1,5 do 3 m a długość od 13 do 260 m. Zbiorniki — osadniki przez nie wytworzone chwytają około 21% namulów. Jak widać z tego, wyniki praktyki amerykańskiej w dziedzinie budowy osadników są na ogół nie zadowalniające, to znaczy, że koszt ich budowy jest niewspółmierny z osiąganymi rezultatami, chociaż są i dość liczne wyjątki, jak w przypadkach specjalnie tanich materiałów na budowę grobli, możliwości sprzedaży żwiru, piasku i tp.

U nas osadniki mogłyby znaleźć zastosowanie głównie jako budowle czasowe, dopóki nie zaczną działać inne środki, powstrzymujące samo powstawanie rumowiska.

Osłony roślinne, przez które ma przeciekać woda, odgrywają rolę filtrów. Rolę tę spełniają one tym lepiej, im więcej odpowiadają następującym warunkom: 1) rośliny powinny wytwarzać gęstą zasłonę, 2) powinny głęboko korzenieć się, żeby ich woda nie wymywała, 3) powinny być giętkie, nie łamliwe, niezbyt wysokie, 4) powinny wytrzymywać zalewy.

U nas w zbiornikach naturalnych rolę takich osłon roślinnych stanowią trzciny, pałki wodne i sity; w zbiornikach sztucznych prócz nich można stosować niektóre odmiany wikliny. W południowej części Stanów Zjednoczonych w tym celu stosują tamaryszki (*tamarix gallica* i *tamarix parviflora*), które spowodowały np. zmniejszenie замуłania zbiornika Mc. Millan na rzece Pecos w Nowym Meksyku z 2,5% ogólnej pojemności rocznie do 0,1%. Takie zasłony roślinne mogą mieć zastosowanie w okolicach o glebie mało wartościowej, gdyż muszą one zajmować dość znaczne obszary, żeby dopuszczać do zbiornika potrzebne ilości oczyszczonej wody.

Umieszczenie zbiornika nie na głównym cieku może być urządzone tylko w wypadku, kiedy nie jest konieczne gromadzenie wody z całego cieku,

a wystarcza część jej, która może być doprowadzona specjalnym kanałem; drugim warunkiem takiego umieszczenia zbiornika jest znalezienie odpowiedniego miejsca poza korytem rzeki.

Budowa kanałów, ochraniających od zamulenia, jest stosowana przy niezbyt rozciągających się wzdłuż zbiornika, w przeciwnym bowiem razie obciążają znacznie koszty, chociaż czasem ten wzgląd nie jest brany pod uwagę; np. w Szwajcarii na rzece Reuss wybudowano zbiornik, dla którego ochrony przeprowadzono kanał idący na pewnym odcinku w tunelu. Zbiornik ten służy dla zelektryfikowanych kolei żelaznych; tunel ma długość 330 m, przekrój poprzeczny 25 m².

4) Środki zmniejszające osiadanie namulów. Jak wiadomo najwięcej namulów niesie wielka woda zwłaszcza w pierwszym stadium wezbrania i zaraz po nim. Woda wpadająca z cieku do zbiornika ze spokojną wodą różni się prawie zawsze od tej ostatniej pod wieloma względami — gęstości, temperatury i tp. i skutkiem tego nie miesza się z nią od razu, lecz płynie w zbiorniku, tworząc w niej strugę. Szybkość tej strugi, jak wykazały badania amerykańskie, waha się od 0,1 m na dobę (zbiornik Issaqueena w południowej Karolinie) do 1,6 km na godzinę (zbiornik Mead w Arizonie). Naturalnie od chyżości tej oraz od grubości strugi zależy i szybkość osiadania namulów i zasięg jego. Namuły te w zbiornikach (o ile nie są to ciężkie złogi) spływają coraz bliżej dna a wreszcie wzdłuż niego ku niższym miejscom, a zatem i ku zaporze.

Środkiem zatem zmniejszającym zamulenie zbiorników jest przepuszczanie przez zbiornik strug wody najbogatszych w namuły. Może to być osiągnięte przez urządzenie upustów umieszczonych w zaporze nisko nad dnem, przy czym lepiej jest dać więcej upustów małych (zwłaszcza w kierunku pionowym), niż niewiele dużych.

Drugim środkiem niezbadanym jeszcze w praktyce w zbiornikach, lecz na zasadzie badań przeprowadzonych w laboratoriach wodnych, zapowiadającym dobre wyniki, jest stworzenie przed zaporą wiszącego płaszcza nie sięgającego dna: dopływająca woda wypycha dolną warstwę wody z namułami między płaszcza a zaporę, w której są urządzone przelewy wypuszczające stale namulistą wodę do odpływu, co jest lepsze niż przemycanie zbiornika przy pomocy dolnych upustów tylko w niektórych okresach.

5. Usuwanie złogów. Złogi w zbiornikach mają różną konsystencję — od napół-płynnej do zupełnie stałej i w zależności od niej winny być zastosowane środki, mające na celu usuwanie złogów, a mianowicie wsysanie, rozmywanie, wyczerpywanie, wykopywanie i tp.

Wyczerpywanie i wykopywanie złogów kosztuje drogo, nawet w razie zmechanizowania całej pracy i możliwością składania wydobytých złogów tuż obok. Taniej wypada wsysanie namułu z dna zbiornika do rur i transportowanie ich przy pomocy wody, chociaż zakładowe koszty są przy tym systemie znaczne.

Rozmywanie złogów prądem wody jest możliwe jedynie w tych wypadkach, kiedy można opróżnić na dłuższy czas cały zbiornik, ale nawet

i w tych wypadkach odmulanie zbiorników sposobem rozmywania okazało się w praktyce nawet w małych zbiornikach niezadawalniającym.

6. Zmniejszenie lub zapobieżenie powstawaniu namulów. Do niedawna przy zwalczaniu złogów zwracano uwagę prawie wyłącznie na namuły powstające na skutek erozji i korozji w korytach cieków; tymczasem, jak to wykazały badania u nas prof. J. Żółcińskiego i prof. S. Baca, w Z. S. R. R. A. C. Kozmienki a w Stanach Zjednoczonych pracowników Działu Badań w Urzędzie Konserwacji Gleby, zmywy warstwy powierzchniowej przez wody opadowe spływające po niej odgrywają bardzo dużą rolę w tworzeniu namulów, np. badania złogów w zbiorniku Lexington w Północnej Dakocie wykazały, że blisko 40% ich powstało ze zmywów powierzchni. Prócz tego znaczne ilości namulów są nanoszone z dróg.

Namuły powstające ze zmywów powierzchni trafiają przeważnie za pośrednictwem cieku, zasilanego wodami powierzchniowymi, do rzek. Najpewniejszym zatem środkiem niedopuszczenia znacznej ilości namulów do zbiornika jest albo zatrzymywanie namulów w dorzeczu zanim się one dostaną do cieku albo, co jest jeszcze lepsze, niedopuszczanie do zabierania przez wodę powierzchniową cząstek ziemi.

Jak wiadomo, rumowisko powstaje na skutek naturalnych procesów wietrzenia oraz rozmywania przez wodę, a także przez działalność człowieka — wycinanie lasów, orkę wzdłuż spadku, pasenie bydła na stokach, nieumiejętną budowę dróg i rowów i td.

Zatem środki przeciwdziałające tworzeniu się rumowiska i złogów polegają głównie na zapobieganiu w górnej części dorzecza szybkiego spływu większych ilości wód drogą utworzenia pokrywy roślinnej przez posianie traw, posadzenie krzewów

lub zalesienie. Roślinność odpowiadać powinna następującym warunkom: korzenie powinny być dostatecznie silne aby ująć ziemię urodzajną w gęstą sieć korzeniową, utrzymać ją w stanie przepuszczalnym i uchronić przed rozluźnieniem i uniesieniem przez wodę, 2) stworzyć ochronę powierzchni przed wpływami atmosferycznymi i regulować taniecie śniegu, 3) dostarczyć glebie próchnicy w większej ilości celem zwiększenia żyzności oraz regulowania i opóźniania spływu wód, 4) powstrzymać działanie wiatru, specjalnie niebezpieczne w okolicach o łatwo wydmuchiwanymi cząstkach gleby.

Poza tym naturalnie należy zaprzestać działalności powodującej zmywy i erozję, a zatem nieodpowiedniej orki, pasenia i tak dalej, a w niektórych razach trzeba zastosować na polach tarasy dla zmniejszenia spadków.

LITERATURA:

- W. B. Schostakowitsch. — Die Bedeutung der Untersuchung der Bodenablagerungen des Seen für einige Fragen der Geophysik. 1931.
W. B. Perfiliew. — Das Gesetz der Periodizität der Schlammablagung und die Tiefwasserbohrung. 1931.
A. J. Bierzowski. — Melioracja w rybnym choziajstwie. 1935.
A. S. Kozmienko. — Borba s eroziej poczw. 1937.
C. B. Brown. — The control of reservoir silting. 1944.
C. B. Brown. — Factors in control of reservoir silting. 1941.
H. S. Bell. — Stratified flow in reservoirs and its use in prevention of silting. 1942.
H. M. Eakin. — Silting of reservoirs. 1939.
E. A. Norton. — Soil conservation survey handbook. 1939.
F. Orth. — Die Verlandung von Staubecken. 1934.

DR INŻ. JERZY OSTROMĘCKI

Bydgoszcz — P. I. N. G. W.

Erozja gleb jako zagadnienie melioracyjne

(Dokończenie).

Czynniki wewnętrzne.

Podatność gleby na rozmywanie, wynikająca z fizycznych i chemicznych własności określa Woznesieński (wg 2 i 1) następującym „wskaźnikiem erozji”:

$$\varepsilon = \frac{dr \cdot \beta e}{c \cdot a} \cdot \frac{V_s}{V_h} \quad (5)$$

gdzie: dr — Wskaźnik dyspersji, tj. stosunek frakcji $< 0,05$ mm otrzymanej w analizie bez traktowania gleby NaCl, do tejże frakcji otrzymanej przy traktowaniu gleby NaCl.

βe — Ekwiwalent wilgotności gleby, tj. wilgotność pozostała po odwirowaniu gleby przy odśrodkowym przyspieszeniu równym $3000 g$ ($g = 9,81 m/sec^2$).

c — Ilość koloidów.

a — Wskaźnik agregacji; stosunek ilości agregatów określonej średnicy po ich obróbce wodą (rozmywanie, rozmakanie) do całkowitej ilości agregatów tejże średnicy.

$\frac{V_s}{V_h}$ — Stosunek zawartości SiO_2 do zawartości tlenków R_2O_3 w glebie.

Im większy jest wskaźnik erozji, tym łatwiej gleba ulega zmywom.

Middleton (wg 1) daje formułę na „stosunek erozji” (erosion ratio):

$$\varepsilon = \frac{dr \cdot Me}{c} \quad (6)$$

gdzie: dr — Stosunek ilości agregatów średnicy $< 0,05$ mm (wg własnej metody) do ilości tychże cząstek otrzymanych w normalnej analizie mechanicznej.

Me — Ekwiwalent wilgotności | wg innej metody
c — Ilość koloidów. | niż
Woznesienskiego

Dla gleb U. S. A. Middleton znalazł:

Gleby łatwo zmywalne $\varepsilon > 12$.

Gleby trudno zmywalne $\varepsilon < 10$.

Posługiwanie się formułą 5 lub podobnymi jest dość utrudnione ze względu na konieczność wykonywania złożonych analiz.

Prostszy sposób określania odporności na erozję stosuje Wileński (1) drogą bezpośredniego badania rozpadania się agregatów, względnie całych próbek gleby, na skutek rozmakania w wodzie stojącej lub pod działaniem kropel wody.

W przybliżeniu podatność na rozmywanie oceniają również według niektórych fizycznych własności gleby, łatwiejszych do oznaczenia.

Należą tu przede wszystkim własności warunkujące stosunki wodne i to rozpatrywane w całym profilu, a nie tylko w warstwie powierzchniowej.

a) **Pojemność wodna.** O ile pojemność wodna jest duża a zwłaszcza, gdy pochłanianie wody odbywa się szybko, spływy powierzchniowe znacznie maleją i tym samym zmniejsza się możliwość erozji. Zachodzi to w glebach strukturalnych w przeciwieństwie do gleb niestrukturalnych, rozpylnych.

b) **Przepuszczalność.** Mała przepuszczalność sprzyja erozji. Ważne jest tu ustosunkowanie się przepuszczalności w całym profilu; np. wkładki nieprzepuszczalne, pomimo istnienia chłonnej i przepuszczalnej warstwy powierzchniowej, utrudniają przenikanie wody i stwarzają możliwość zmywów.

c) **Porowatość.** Od niej zależą częściowo dwie wymienione wyżej własności w sposób mniej więcej proporcjonalny; zatem mała porowatość sprzyja erozji.

d) **Skład mechaniczny.** Im drobniejsze cząstki tym łatwiej ulegają wymywaniu i unoszeniu.

e) **Ciężar objętościowy** — charakteryzując niejako gęstość złożenia, pozwala sądzić, że gleby zbite łatwiej ulegają erozji (związek z pojemnością i przepuszczalnością).

Kształtowanie się wyżej wymienionych fizycznych własności gleby zależy w dużej mierze od kompleksu sorbcyjnego, co w procesach zmywu jest o tyle ważne, że sam kompleks sorbcyjny łatwo ulega przemianom pod działaniem wody (1).

Jeśli kompleks sorbcyjny nasycony jest Na, NH₃, K, to gleba poddaje się łatwiej rozpylającemu działaniu wody, przybierając wyższy stopień dyspersji, natomiast Ca sprzyja tworzeniu się trwałych agregatów cząstek koloidalnych.

Zmiany w kompleksie sorbcyjnym odbijają się także pośrednio na przepuszczalności i pojemności wodnej.

Dla ilustracji związku zmywalności z własnościami fizycznymi gleby przytaczamy tab. 12 i 13 (wg 1) podawane przez Gussaka dla ziem czerwonych.

Tabela 12.

Zestawienie fizycznych własności niektórych gleb Gruzji (wg Gussaka).

Gleba, łatwość zmywów	Przepuszczalność cm/godz.	Pojemność wodna w % objętości	Porowatość %	Ciężar objętościowy
I Zmywalne	14,0	48	54	1,20
II ↓	25,7	58	56	1,14
III Odporne	32,1	65	68	0,83

Tabela 13.

Wpływ fizycznych własności gleby (w profilu ziem czerwonych) na zmywalność (zestawienie wg danych Gussaka 1).

Gleba	Wskaźnik erozji	Przepuszczalność cm/godz.	Pojemność wodna w % objętości	Ciężar objętościowy
Deluwia	0,83	12,2	65,5	0,79
Eluwia	0,58	64,7	66,4	0,71

Gussak (1) dochodzi do wniosków, że na ogół eluwia ziem czerwonych są bardziej odporne na erozję niż deluwia, przy czym poziomy wierzchnie są bardziej odporne niż dolne. Ze zniszczeniem wierzchnicy tempo procesu erozji może wzrastać. Przypuszcza on również słusznie, że typ procesów erozyjnych związany jest z typem gleby. W tym względzie podaje, że najbardziej odporne na erozję są gleby wilgotnych rejonów zwrotnikowych i podzwrotnikowych typu laterytów i ziem czerwonych, natomiast na bardziej podatne na erozję są gleby stepowe rejonów niedostatecznego uwilgotnienia. Inne typy gleb zajmują pośrednie miejsce.

Poznanie erozyjnej charakterystyki w profilu gleby różnych typów pozwala (Middleton 1) przewidywać formy erozji.

O ile profil okazuje się jednorodny (pod względem erozyjnym), to przeważać będą zmywy powierzchniowe; w glebach o profilu, gdzie podatność do erozji rośnie w głąb, należy spodziewać się rozmywów, a więc tendencji do tworzenia wąwozów.

Erozja niektórych typów gleb.

Wykorzystanie licznych badań dokonywanych w Stanach Zjednoczonych lub Rosji jest utrudnione, gdyż dotyczą one w znacznej mierze odmian innych niż u nas typów glebowych.

Odnosnie gleb bielcowych możemy z pewnym zastrzeżeniem posilkować się pracami rosyjskimi, mamy zresztą i materiały własne (Miklaszewski).

Tak np. Kasatkin (1) podkreśla wagę procesów zmywnych w rejonach bielcowania, gdyż zmywom sprzyja tu z jednej strony klimat, z drugiej zaś same własności gleby mało nasyconej zasadami. Wskutek zdolności do „zlewania” następuje usprawnienie spływu powierzchniowego, sprzyja temu często tworzenie się nieprzepuszczalnej skorupy (Miklaszewski 5). Z powodu stosunkowo ma-

łej grubości warstwy wierzchniej, uprawne, zmywanie jej powoduje przy uprawach sięganie pługiem w głąb i wydobywanie warstw pogarszających fizyczne własności.

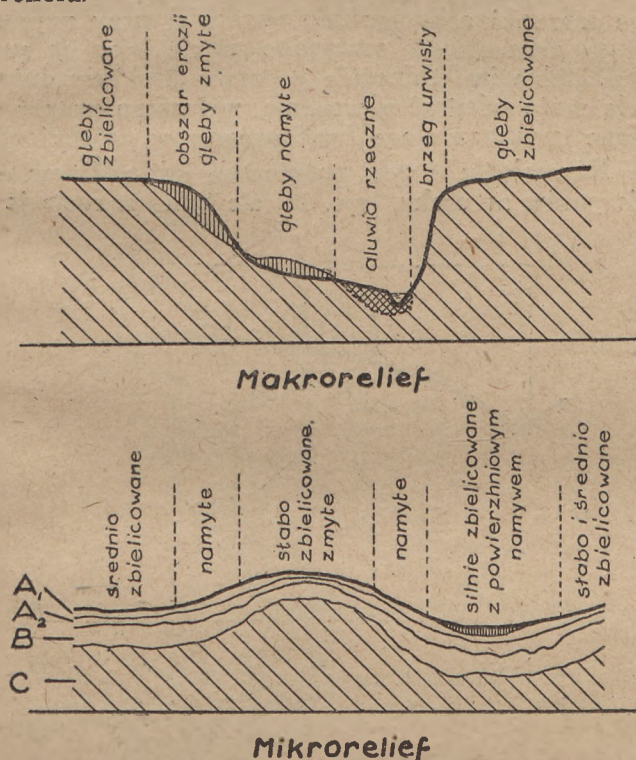
Często są to zmiany trudno dostrzegalne, powolne, ale w rezultacie nie pozostające bez wpływu.

Wskutek zmywów charakterystyczna jest dla terenów bielcowych np. pojezierzy (Miklaszewski, 5) pstrokaczna, występowanie na stokach czerwonych płam podłoża gliniastego.

Występujące wśród bielc na spadkach głębokie gliny czerwone, wskutek ciągłego zmywania powstającej bielicy, tworzą glebę gliniastą złożoną z czerwonej gliny piaszczystej; ciągłe obnażanie surowej gliny i spadki niesprzysięają uprawie (Miklaszewski, 5).

Pod działaniem słabych zmywów (usunięcie wierzchnich warstw) gleby silnie zbielcowane mogą przybierać pozorną postać średnio i słabo zbielcowanych (Kasatkina 1).

Wg Szczekleina (1) przytaczamy schematy zmywów (rys. 9) w rejonach bielcowania, przy czym są pewne odmienności w zmywach makro i mikroreliefu.



Rys. 9. Rozkład zmywów w obszarach bielcowania w makro i mikroreliefie (wg. Szczekleina).

Deluwia bielicy osadzone w miejscach niższych mogą w pewnych warunkach (o ile nie jest zbyt mokro) odznaczać się urodzajnością (Miklaszewski, 5).

W grupie bielico-lössów Miklaszewski (15) opisał terenowy rozkład gleb wytworzony pod działaniem procesów zmywnych; rozkład odznaczający się pewną regularnością mianowicie występowaniem na wododziałach — lössów — nad rzekami bielc nadrzecznych a w stanowiących przejściowych bielców - lössów.

Nie mamy jednak bliższych badań nad rozwojem współczesnych procesów erozji w poszczegól-

nych wyodrębnionych już dawniejszymi zmywaniami typach; zaznacza się jedynie mniejsze zmycie wododziałów.

Lössy w położeniach falistych, nawet na małych spadkach, łatwo ulegają zmywaniu, zwłaszcza, że roślinność drzewiasta jest na ogół skąpa (brak lasów) a użytkowane są przeważnie jako pola orne. Dla krajobrazu lössów charakterystyczne są rozmyte wąwozy z pionowymi ścianami w niewarstwowanym równoziarnistym materiale.

Oprócz zmywów powierzchniowych notują w lössach erozję podziemną (Eherenberg, 24), np. w okolicach na północ od Wrocławia. Mianowicie woda przesiąkająca w pęknięcia i rysy (po suszy) może wymywać kanaliki i większe kanały nad nieprzepuszczalnym podłożem; wskutek zapadnięcia gruntu tworzą się leje lub rynny o pionowych ścianach (bez odpływu powierzchniowego a tylko z głębokim) jako początek silniejszej erozji powierzchniowej. Zwalczanie tych zapadlisk jest trudne; często dla zaczopowania zarzucają je nacią ziemniaczaną, aby rozkładająca się materia organiczna (humus) uszczelniała przestworki, lub też stosują głęboko korzeniające się rośliny (lucerna).

Plonowanie w terenach erodowanych.

Plony w terenach podległych procesowi erozji na ogół spadają, natomiast terenowa zmienność plonowania zaznacza się w różny sposób. W tych warunkach, gdy erozja nie jest zbyt silna i w dolnych partiach stoku przeważają procesy namywania, urodzaje są mniejsze na grzbietach zmywanych a większe w dolinkach namywanych. Dotyczyło by to zjawisk w mikro i mezoreliefie. Z terenów polodowcowych Północnych Niemiec mamy w tej mierze obserwacje Oberdorfa (25).

Przyjmując za 100 plon przeciętny dla danego zmywanego terenu, znalazł on dla kłosowych (żyto, pszenica, owies, jęczmień) następujący rozkład plonów:

Góra stoku 49,2
Środek stoku 100 2
Podnóże stoku 146,5.

Dla ziemniaków otrzymał Oberdorf analogiczne liczby:

42,9 109,4 i 147,1.

Natomiast w krajobrazie silnie poddanym erozji, gdzie dolne partie również są zmywane i to znacznie niż górne, aż do tworzenia się wąwozów, Kornew (1) wg doświadczeń Stacji Nowosilskiej znajduje zależność taką (tab. 14):

Tabela 14.

Zależność plonów od położenia na stoku.

Odległość od wododziału m	Plon względny		
	żyto	owies	ziemniaki
0 — 100	100	100	100
100 — 200	89	124	90
200 — 300	87	134	89
300 — 400	68	95	71
400 — 500	53	88	72

Dotyczy to zjawisk już w skali raczej makroreliefu i jest zgodne z obserwowanym w danych warunkach rozmyciem i zubożeniem gleby w miarę oddalenia od wododziału (tab. 15).

Tabela 15.

Zmiany zawartości związków organicznych wzdłuż stoku obserwowane na Słacji Nowosilskiej (Kononowa, 1) na spadkach 4 — 3%.

T e r e n	C %	Humus %	N %
Wododział	2,72	4,68	0,25
2 ćwiartka stoku	1,84	3,16	0,17
3 ćwiartka stoku	1,64	2,82	0,15
Podnóże	1,15	1,98	0,12

W zmniejszaniu plonów zaznacza się wpływ odległości od wododziału i wpływ spadku. Przyjmując np. plon na wododziale = 100%, Kornew oblicza na podstawie doświadczeń:

średni plon na spadku 15% i długości stoku 200 m jako 80,6%,

średni plon na spadku 3% i długości stoku 500 m jako 70,8%.

W opisywanych warunkach dane te mogą wskazywać kolejność robót melioracyjnych, przy czym wynikałoby, że w sumie na długich, aczkolwiek stromych, stokach poddanych erozji plonowanie przeciętne obniża się silnie.

Jako kryterium konieczności zabiegów melioracyjnych służyło by więc wg Kornewa nie bezpośrednio ukształtowanie powierzchni, lecz wynikające z erozji zmniejszanie się plonów, tj. za indikator erozji należałoby by przyjąć roślinność.

Drogi zapobiegania i zwalczania erozji gleb.

Z opisaną powyżej charakterystyką procesów erozji i czynników kształtujących wynikają kierunki jej zwalczania i zapobiegania.

Oczywiście, tak widać ze schematycznego równania erozji, tylko niektóre czynniki dadzą się regulować bezpośrednio, a są i takie, na które mamy ograniczony wpływ. Np. intensywności opadu nie możemy zmniejszyć, do pewnego stopnia wszakże możemy osłabić działanie opadu już na powierzchni gleby (ochronne działanie porostu roślinnego). Dzięki poprawie struktury gleby, przepuszczalności, względnie zmianom szorstkości powierzchni, udaje się zmniejszać ilość spływającej wody powierzchniowej. W zakresie spadków i długości stoku zmiany ukształtowania powierzchni są bodaj najsilniejszym regulatorem erozji; zmniejszenie nachylenia i skrócenie stoku wybitnie zmniejszają erozję.

Trzeba zwrócić uwagę, że oddziaływanie na jeden z czynników erozji pociąga zwykle za sobą zmiany i w pozostałych; zespół czynników musi być więc traktowany zbiorowo, a zabiegi regulujące winny iść w kilku kierunkach równocześnie.

Ogólnie biorąc Czerkasow (2) dzieli formy walki z erozją na dwie grupy:

- fitomelioracyjne: rolnicze i leśne,
- hydromelioracyjne — techniczne.

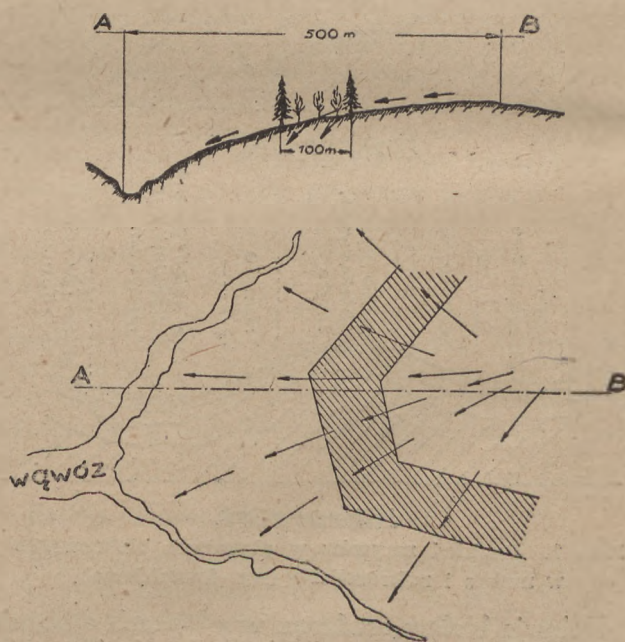
Zabiegi pierwsze należą przeważnie do zapobiegawczych, drugie stosowane są w wypadkach silniejszej erozji, jednak dla pełnego efektu prace techniczne muszą być zawsze uzupełniane rolniczymi i leśnymi. W ostatnich czasach przeważają nawet poglądy, że zabiegi techniczne o tyle tylko są celowe i uzasadnione o ile przygotowują warunki dla rozwoju i utrzymania pokrywy roślinnej, która winna stanowić właściwą ochronę przeciwerozijną.

Opisywane w dalszym ciągu prace przeciwerozyjne zaczerpnięte są prawie wyłącznie z literatury obcej i nie zawsze mogą się nadawać do naszych warunków. Dopóki jednak nie rozporządzamy własnymi metodami należy się zaznajomić z wypróbowanymi już gdzieindziej.

Zabiegi rolniczo-leśne.

W charakterze środków zapobiegawczych doświadczenia amerykańskie i rosyjskie zalecają przede wszystkim wprowadzenie właściwych płodozmianów, w których duży udział ma roślinność o zwartej przez większość roku pokrywie a więc np. trawiasta. W zakresie upraw do dą tu właściwe kierunki orki (wzdłuż warstwicy) przy użyciu pługa obracalnego, oszczędne użycie bron na suchej glebie itp. Odnośnie poprawy struktury dużą rolę może odegrać nawożenie, zwłaszcza przyorwane nawozy zielone (wzbogacenie w próchnicę).

Równoległe z tym pożyteczne jest zadrzewianie pasów na stoku, (rys. 10) ale tylko w razie je-



Rys. 10. Wodochłonne pasy zadrzewione (wg. Kozmenko).

go dostatecznej długości (500 m), przy czym szerokość pasa winna wynosić około 100 m. Pasy zadrzewione ułatwiają wsiąkanie wody szczególnie na wicsnę, gdyż gleba pod drzewami płycej zamarza i prędzej rozmarza, ponadto spełniają one rolę regulatora w rozkładzie pokrywy śnieżnej na stoku.

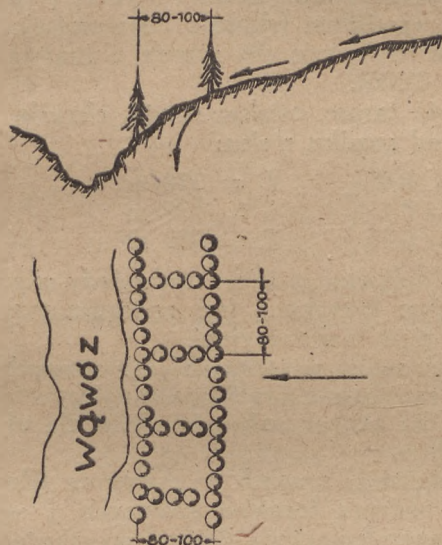
W Ameryce na niewielkich spadkach (do 2%) stosują z powodzeniem t. zw. contour farming (system wstęgowy). Przy tym systemie działki biegną

równoległe do warstw i tak też są prowadzone uprawy.

W terenie silniej zagrożonym erozją pozostawiają między działkami płodozmianu (równoległymi do warstw) trwałe pasy obsiane zwartą roślinnością trawiastą, które hamują spływ powierzchniowy, silnie chłonąc wodę. Pasy te konieczne są bezwzględnie na partiach stoku przylegających do sieci wawozów.

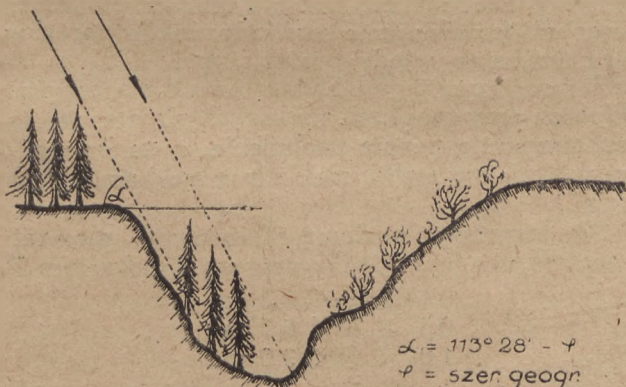
Prostym zabiegiem rolniczym są też brózdy chłonne (przy orce jesiennej), prowadzone co 2 — 4 m równoległe do warstw, a podzielone na odcinki bezodpływowe. Spływająca ze stoku woda gromadzi się w brózdach i wsiąka; w ten sposób wg doświadczeń Nowosilskiej Stacji zatrzymywano do 900 m³ wody na hektarze (90 mm). Brózdy mogą być wyorywane pługiem zwykłym lub specjalnie przystosowanym. Oberdorf (25) używał z dobrym wynikiem kopaczki do ziemniaków, dającej brózdy głębokości 12 — 15 cm, przy 75 cm szerokości. Brózdy takie wykonane na jesieni, widoczne były jeszcze na drugi rok po zbiorach.

W partiach silnie zerodowanych, dla rekonstrukcji gleby, rozplanowują pasy zadrzewione w siatce kwadratowej lub podłużnej, wewnątrz siatki idą normalne uprawy (rys. 11).



Rys. 11. Zadrzewione pobrzeża wawozów (wg. Kozmenko).

Wreszcie rozmyte wawozy zacieniają po północnych brzegach pasami drzew szerokości 8 — 10 m (rys. 12).



Rys. 12. Ocienianie brzegów wawozu (wg. Czerkasowa).

Opisane zabiegi nie wystarczą do powstrzymania erozji na stromszych stokach górskich, tutaj jedynie zaniechanie jakiegokolwiek użytkowania i całkowite zalesienie może odnieść skutek.

Brózdy konturowe.

Do zabiegów leżących na pograniczu technicznych i gospodarczo-rolniczych można zaliczyć różnego systemu brózdy (22, 25).

O ile opisane wyżej brózdy chłonne na polach ornych prowadzi się przy okazji orki i działają one zazwyczaj tylko przez część roku, o tyle na pastwiskach mogą tworzyć trwały element melioracyjny.

W Stanach Zjednoczonych stosują niskie grobelki — grzbiety (ridges) z wyoranej darni o rozstawie 4 — 6 m, lub brózdy o rozstawie 1,5 — 2 m biegnące po warstwach a wyorane specjalnym lub zwykłym pługiem.

Również system melioracji Korzybskiego, kombinacja rowów rozorywanych, przegonów i brózd oraz wałków (Bac, 8) może oddać w niektórych wypadkach usługi przy zwalczaniu erozji.

Obwałowanie.

Do zabiegów technicznych należy system wałów na stoku (wg doświadczeń Nowosilskiej Stacji, 1) przedstawiony na rys. 13.



Rys. 13. Ochrona stoku przez obwałowanie (wg. Kozmenko).

Niewysokie wały (max. 1 m) sypane są wzdłuż warstw w takiej rozstawie, aby przestrzeń za wałem pomieściła opad 60 mm z powierzchni międzywału. Na spadku 3% otrzymywano rozstaw około 200 m, co było dostateczną szerokością dla prowadzenia upraw nawet zmechanizowanych.

System ten ma pewne niedogodności: działki między wałami są różnej szerokości, około 2% powierzchni zajęte jest przez wały i rowy obok wałów, wreszcie wały silnie przemarzają i mogą podlegać uszkodzeniom. Pomimo tego na podstawie doświadczeń na ogół uważają wałowanie za bardzo korzystny zabieg, zwłaszcza w terenach silniej erodowanych.

Podobną metodę opisuje Bac (8) pod nazwą melioracji grobelkowej, przy czym grobelki proponowane są niższe (do 0,7 m), zaopatrzone ostrogami od strony górnej, a rozstawa zależna od spadku (na warstwach co 30 — 50 cm). Przeciętna długość grobelki na 1 ha wynosi od 200 do 400 m.

Z czasem przestrzeń między grobelkami wyrówna się przez namuły, tworząc niejako stopniowane tarasy.

Kształtowanie powierzchni — tarasy.

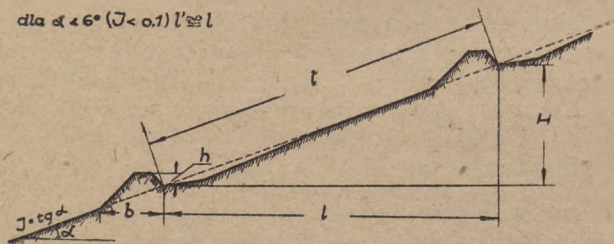
Najradzykalniejszym środkiem walki z erozją będą zabiegi przekształcające naturalne elementy powierzchni, a więc spadek i długość stoku. Formowanie tych elementów w kierunku ich zmniejszenia odbywa się poprzez tarasy, których prototypem są wały i brzozy opisane wyżej. Rozróżnia 2 zasadnicze typy tarasów (Czerkasow 2, Sinelnikow 1):

a) grzbietowe, b) schodkowe.

Oznaczenia

H — wysokość tarasu, rozstawa pionowa
 l — rozstawa pozioma tarasu $= H \cot \alpha$
 l^0 — szerokość tarasu $= \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{l}{\cos \alpha}$

dla $\alpha \leq 6^\circ$ ($\alpha < 0,1$) $l^0 \approx l$



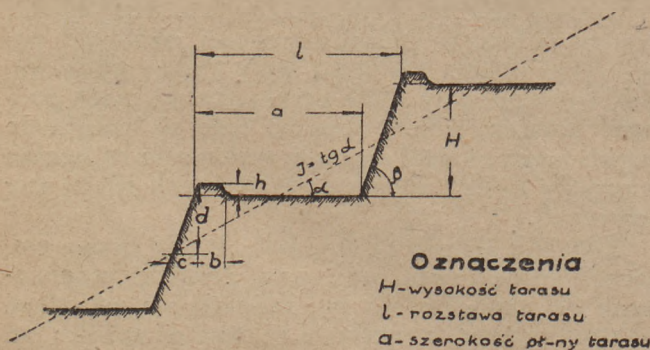
Rys. 14. Schemat tarasu grzbietowego.

Taras grzbietowe (rys. 14) mają skarpy łagodne i stosowane są na niezbyt wielkich spadkach (0,2 — 0,12), a formuje je się przez zgromadzenie (zoranęj uprzednio) ziemi w wały przy pomocy specjalnych narzędzi.

Ze względu na ukształtowanie skarp grzbietu możliwe są uprawy na całej powierzchni pola, zwłaszcza zaś na tarasach z grzbietami o szerokiej podstawie.

Taras mające grzbiety ściśle równoległe do warstw są bezodpływowe, tarasy prowadzone ze spadkiem — odpływowe. Tarasy bezodpływowe uważają za odpowiednie na grunty dość przepuszczalne i w obszarach niezbyt wielkich opadów. Tarasy odpływowe stosują w obszarach z dużym opadem i na mało chłonnych gruntach.

Taras grzbietowe zazwyczaj niewiele przekształcają spadek (I) raczej skracają długość stoku (l), natomiast tarasy schodkowe (rys. 15) oprócz skrócenia stoku odznaczają się jeszcze zmniejszeniem spadku (niekiedy do 0) płaszczyzny tarasu, co



Oznaczenia

H — wysokość tarasu
 l — rozstawa tarasu
 a — szerokość płny tarasu

Rys. 15. Schemat tarasu schodkowego.

uzyskuje się przez wprowadzenie stromej skarpy międzytarasowej (stopnia), wykop i nasyp.

Projektowanie tarasów grzbietowych.

O ile grzbiety biegną równoległe do warstw, tarasy są bezodpływowe, grzbiety winny być wtedy tak formowane, aby woda spływająca ze stoku nie przelewała się, lecz została zatrzymana i wchłonięta przez glebę.

Przy tym założeniu rozstawy tarasów (l) oblicza Ramser (wg Czerkasowa 1) jak niżej:

$$l = \frac{h}{2 \sigma A} \left(\frac{b}{2} + \frac{h}{I} \right) \quad (7)$$

gdzie: h — wysokość grzbietu w metrach,

b — szerokość stopy grzbietu w metrach,

I — spadek terenu,

A — wysokość słupa wody w m, opadu miarodajnego,

σ — współczynnik spływu określony z tabeli 16. (na str. 261).

Przy stosowaniu głębokiej orki zmniejszają σ o wielkość: 0,05 — 0,10. Grzbiety są na ogół niskie ($0,24 < h < 0,42$ m) i szerokie ($2 < b < 4$ m).

Na glebach ciężkich i przy większych spadkach formują tarasy odpływowe. Grzbiety idą wtedy z małym spadkiem (skośnie do warstw a przed grzbietem wykonuje się rowek o małym spadku dna ($i = 0,005$)).

Długość tarasu odpływowego określa Ramser zależnie od spadku stoku:

$$I < 0,05 \quad L = 370 \text{ m}$$

$$I = 0,1 \quad L = 300 \text{ m}$$

$$I = 0,15 \quad L = 250 \text{ m}$$

Wodę spływającą z tarasów należy odprowadzić umocnionym łożyskiem (np. zadarnionym) lub rowami do sieci melioracyjnej.

Spadek stoku w tarasach grzbietowych nie bywa zbyt radykalnie przekształcany, pewne zmiany powstają na skutek zabrania ziemi dla uformowania grzbietu.

W ostatnich czasach w Ameryce (Rowalt 22) zalecają budowę tarasów szerszych i wyższych: grzbiety szerokości 5,5—7,5 m i wysokości 45—55 cm. Rozstawy tarasów zestawione w tab. 17. — str. 261.

Projektowanie tarasów schodkowych.

Przy spadku stoku większym (od 0,12 do 0,3) zazwyczaj zachodzi konieczność zmiany spadku powierzchni (zmniejszenie niekiedy do 0) tarasów, które otrzymują wtedy postać stopni.

Najprostszym typem będzie taras o płaszczyźnie poziomej; przy spadkach większych płaszczyzna tarasu otrzymuje pewne pochYLENIE, a na krawędzi tarasu sypie się wałki, niekiedy z rowkami zbierającymi.

Dla tarasów z poziomą płaszczyzną elementy są następujące (rys. 15) (Ramser wg Czerkasowa 2):

$$0,15 < h < 0,3 \text{ m}$$

$$0,5 < b < 0,7 \text{ m}$$

$$1,0 < H < 3,0 \text{ m}$$

$$0,2 < \frac{c}{d} < 0,6 \text{ m}$$

Tabela 16.
Współczynnik σ we wzorze Ramsera.

G l e b a	Zawartość gliny %	Podglebie przepuszczalne				Podglebie nieprzepuszczalne			
		S p a d e k							
		0,05	0,1	0,15	0,2	0,05	0,1	0,15	0,20
Piasek	20	0,40	0,45	0,50	0,55	0,45	0,50	0,55	0,60
Piaszczysto-gliniasta	40	0,50	0,55	0,60	0,65	0,55	0,60	0,65	0,70
Gliniasto-piaszczysta	60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,70	0,75	0,80	0,85
Glina	80	0,80	0,85	0,90	0,95	0,85	0,90	0,95	1,00

Tabela 17.
Wymiary tarasów zalecane przez Ramsera
(według Rowalta).

Spadek %	Rozstawa pionowa (m) (wysokość tarasu)	Rozstawa pozioma (m)
1	0,76	54,8
2	0,84	42,6
3	0,92	30,5
4	0,99	24,4
5	1,07	22,9
6	1,15	19,2
7	1,22	17,4
8	1,30	16,2
9	1,37	15,2
10	1,45	14,6
12,5	1,62	13,1

Dla tarasów z płaszczyzną pochyłą:

$$h > 0,3 \text{ m}$$

$$b > 0,9 \text{ m}$$

$$0,9 < H < 1,8 \text{ m.}$$

Rozstawa tarasów z płaszczyzną poziomą wynosi:

$$l = H \cdot \operatorname{ctg} \alpha = \frac{H}{\operatorname{tg} \alpha}$$

gdzie $\operatorname{tg} \alpha = I$ (spadek terenu).

Taras schodkowe, ze względu na małe szerokości możliwego do upraw pasa, używane są pod sady, łąki, plantacje specjalne lub wreszcie tylko dla umocnienia stoku, umożliwiającego zalesienie.

Szerokość użyteczna tarasu schodkowego.

Rozstawa tarasu schodkowego (rys. 15) zależy jak widać od spadku terenu (I) i projektowanej wysokości (H).

Szerokość użyteczna (płaszczyzna pozioma), podobnie jak rozstawa, rośnie w miarę zmniejszania się spadku terenu.

Na szerokość użyteczną wpływa oprócz spadku nachylenie skarpy wykopu ($\operatorname{tg} \beta$). Z rys. 15 łatwo można wyliczyć szerokość użyteczną a w zależności od nachylenia terenu, nachylenia skarpy i wysokości tarasu.

Wtedy:

$$a = H \cdot \operatorname{ctg} \alpha - H \cdot \operatorname{ctg} \beta$$

lub po przekształceniu

$$a = H \frac{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \alpha} \quad (8)$$

$\operatorname{tg} \alpha =$ spadek terenu $= I$

$\operatorname{tg} \beta =$ nachylenie skarpy.

Według Sinelnikowa (1) nachylenie skarp tarasów dla różnych gruntów wynosi:

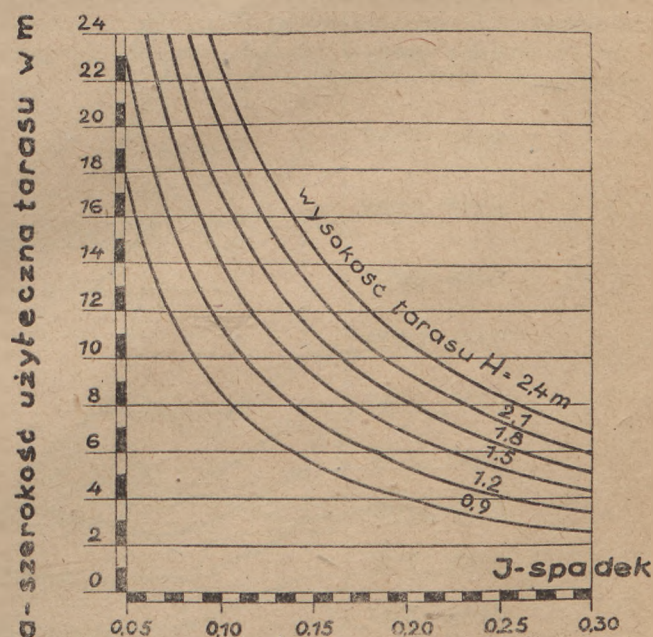
Glina 1 : 0,5 $\operatorname{tg} \beta = 2$

Gliniasto-piaszcz. 1 : 1,25 $\operatorname{tg} \beta = 0,8$

Drobno-piaszcz. 1 : 2 $\operatorname{tg} \beta = 0,5$

Z powyższego wynika, że stromsze skarpy (zalecane np. przez Ramsera: $1,7 < \frac{d}{c} < 5$) mogą być formowane w niektórych gruntach tylko ze sztucznym umocnieniem.

Skarpy nasypu robią zwykle nieco łagodniejsze niż wykop. Dla przykładu podajemy w tabeli 18 obliczone rozstawy i szerokości tarasu dla różnych spadków przy założeniu wysokości tarasu: $H = 2 \text{ m}$, $\operatorname{tg} \beta = 2$ (1 : 0,5).



Rys. 16. Szerokość użyteczna tarasu (a), przy różnej wysokości (H) i nachyleniu skarpy 1:0,5 (wg. Ramsera).

Tabela 18.

Elementy tarasów o wysokości $H = 2 \text{ m}$
i skarpie $1 : 0,5$.

Spadki		Rozstawa pozioma $l = H \operatorname{ctg} \alpha$	Szerokość tarasu $l' = \frac{H}{\sin \alpha}$	Szerokość użyteczna a
$\operatorname{tg} \alpha$	α			
1,00	45° 00'	2,00	2,8	1,0
0,90	42° 00'	2,2	3,0	1,2
0,80	38° 40'	2,5	3,2	1,5
0,70	35° 00'	2,8	3,4	1,8
0,60	31° 00'	3,3	3,9	2,3
0,50	26° 00'	4,0	4,5	3,0
0,40	21° 50'	5,0	5,4	4,0
0,30	16° 40'	6,7	7,0	5,7
0,20	11° 20'	10,0	10,2	9,0
0,10	5° 40'	20,2	20,3	19,2
0,05	2° 50'	40,4	40,5	39,4
0,02	1° 10'	98,2	98,2	97,2

Szerokość użyteczną (a') dla dowolnego H' otrzymamy mnożąc szerokość a z tablicy (18) przez stosunek $\frac{H'}{2}$,

$$\text{a więc: } a' = a \cdot \frac{H'}{2}$$

Można też posilkować się bezpośrednio wykresem Ramsera (rys. 16).

Szczegóły klasyfikacji tarasów.

Opisane zależności między elementami tarasów a warunkami terenowymi podaje Sinelnikow (1) w formie wykresu (rys. 17), obejmującego wszystkie typy tarasów, grzbietowe i schodkowe wraz z prześciowymi odmianami.

Wykres skonstruowany jest dla profilu tarasu z wałkiem i rowkiem, przy czym głębokość wykopu, równą połowie wysokości tarasu (dla przejrzystości rysunku), przyjęto zmienną równą:

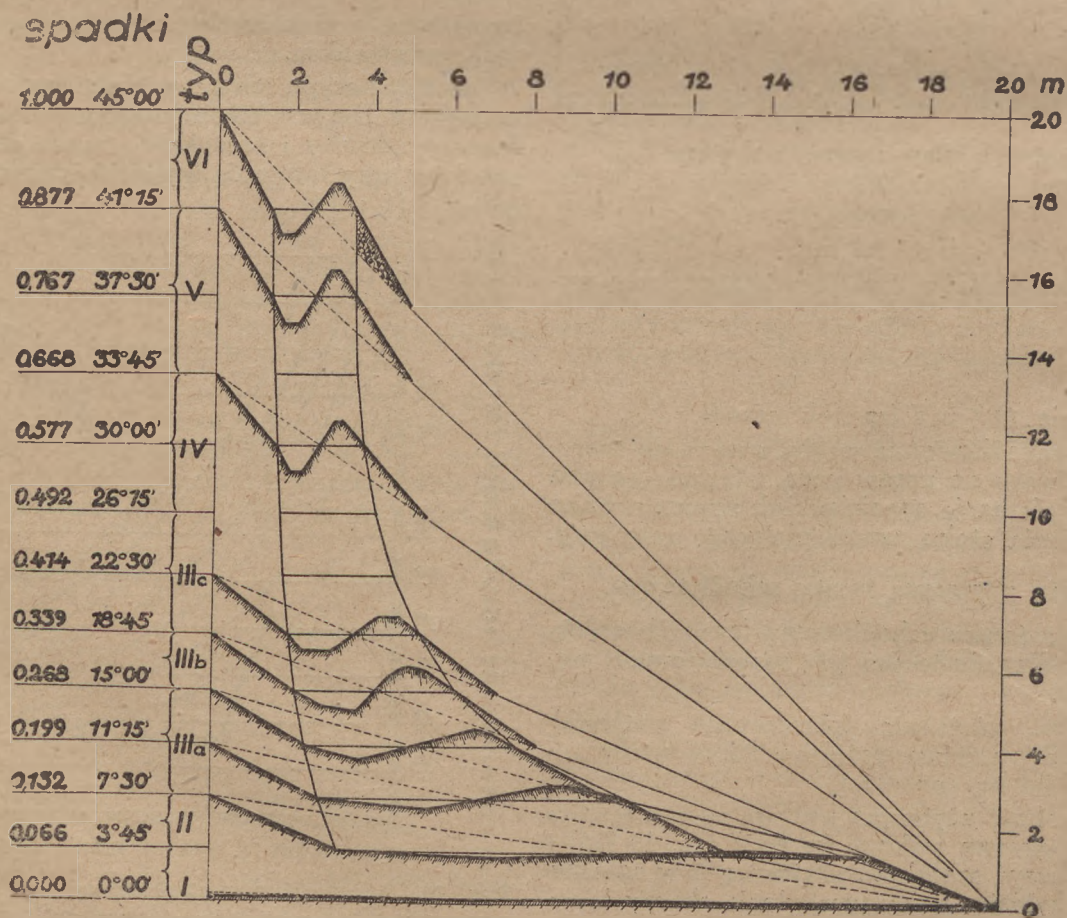
$$H = 20 [\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} (\alpha - 3^{\circ}45')].$$

Kąt między płaszczyzną terenu i wykopu = 15° , a objętość rowka zbierającego = $1,5 \text{ m}^3$.

Otrzymane wykreślił Sinelnikow na sześć typów głównych i kilka podtypów.

Typ I. Na spadkach $0 - 0,06$ tarasy mają płaszczyznę wykształconą ze spadkiem odwrotnym, lub poziomą, zaopairzone często wałkiem. Do typu I możnaby zaliczyć również omówiony wyżej (w dziale zabiegów rolniczych) system bródz chłonnych.

Bezodpływowe tarasy typu I z małymi wałkami (grzbietami) na spadkach $0,05 - 0,10$ stosowano na południu U. S. A. na glebach lżejszych. Grzbiety niewysokie ($0,3 - 0,5 \text{ m}$) o stopie około 1 m , wykonane z niewielkiego płytkiego wykopu przed grzbietem. Ze względu na objętość robót ziemnych tarasy takie są ekonomiczne, lecz pod grzbiet idzie nieużytecznie część powierzchni, poza



Rys. 17. Typy tarasów z wałkiem i rowkiem (wg. Sinelnikowa).

łym grzbiety zachwaszczają się i dość łatwo ulegają rozmywaniu.

Typ II. Typ ten obejmuje tarasy na spadkach 0,06 — 0,13. Będą to tarasy grzbietowe z szerokim wałem i szerokim a niegłębokim wykopem. Tarasy te noszą na ogół nazwę typu Mangum od amerykańskiego farmera, który je zaczął stosować około 1885 r. Szerokość grzbietu wynosi 4,5 — 7,5 m, wysokość grzbietu 0,3 — 0,6 m.

Grzbiety formuje się pługiem, kończąc ich profil ręcznie lub specjalnymi włókami. Szerokość tarasów zazwyczaj wypada 20 — 30 m. Pierwszy rok po wykonaniu należy obsiać grzbiety trawami, potem można użytkować je jak całość pola. Na tych tarasach zalecają orki wzdłuż grzbietów, pługiem obracalnym.

Ilość zatrzymanej wody przed grzbietem tarasu bezodpływowego (na jednostce długości) można obliczać ze wzoru:

$$w = 7,5 h^2 + \frac{h^2}{2l} \quad (9)$$

gdzie h — wysokość grzbietu,
 l — spadek terenu.

Powyższa objętość obliczona przy założeniu, że szerokość stopy grzbietu = $10 h$.

Taras typu II mogą być również odpływowe, przy czym w działaniu okazały się lepsze tarasy z szerokimi grzbietami.

Spadek podłużny tarasów odpływowych nadaje się jednakowy (przy długości tarasu do 100 m) lub też zwiększający się w miarę długości (przy długościach od 100 do 450 m).

Na rys. 18 przedstawiono schematy tarasów typu Mangum w opracowaniu Shedd Claude.

Taras typu IIIa użyte były przy zalesianiu stoków w Uzbekistanie przez Korolkowa (1), przy czym drzewa sadzono na grzbietach.

Typ IIIb odznacza się głębszym wykopem i węższą stopą grzbietu, forma wykopu nie trójkątna lecz czworokątna (dno rowka pochylone).

Typ IIIc, IV i V. Tarasy wykonywane przez Raunera w Taszkencie, wykop ma formę trapezu; tarasy obsadzono drzewami na skarpie przed wa-

łem. Kanały zbierające dzielone na odcinki 20 m, aby w razie przerwania grzbietu woda mogła wycieć tylko w niewielkiej ilości.

Typ VI. — odznacza się umocnieniem skarpy nasypu, z uwagi na obsuwanie się przy dużych spadkach. O ile spadek $> 45^\circ$ zachodzi konieczność budowy ścianek oporowych; będzie to typ VII (na rysunku niewykazany).

Opisane typy obejmują tarasy formowane z założeniem, że profil wyzyskuje całą rozstawę (szerokość użyteczną), a objętość kanałów zbierających jest jednakowa. Oczywiście możliwe jest istnienie b. wielu wariantów, np. na tym samym spadku można sobie wyobrazić kilka różnych tarasów w zależności od ilości zatrzymywanej wody (rys. 19).

Inne typy tarasów.

a) **Taras humusowane.** W pewnych okolicznościach, przy ubogim podglebiu, dla ochrony stoku przez zalesienie lub na plantacjach specjalnych, niezbędnym jest stworzenie lepszych warunków w miejscu sadzenia drzew.

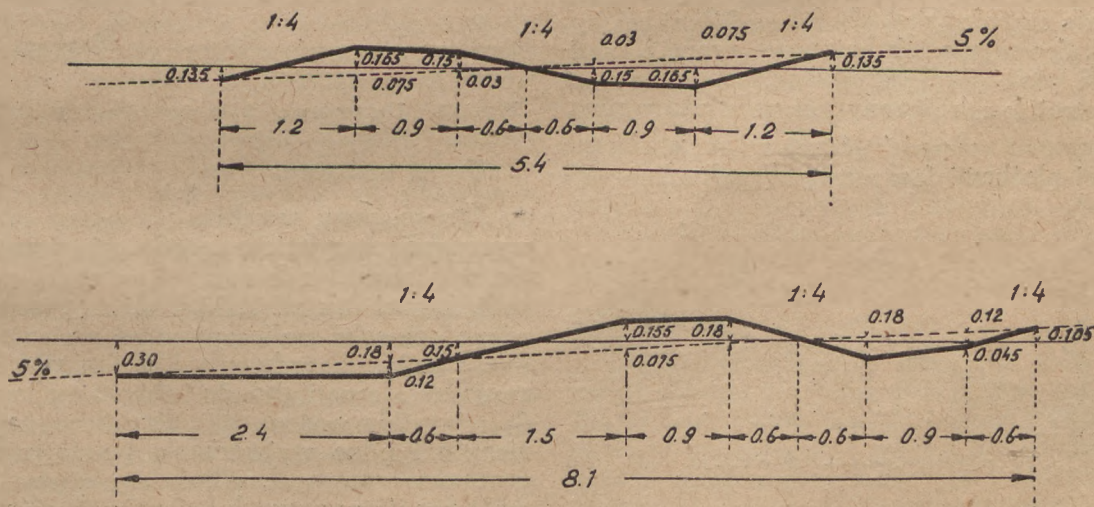
Uzyskuje się to przez tarasy typu (rys. 20) używanego na Jawie; wykopany rów zasypuje się wierzchnią próchniczną warstwą gleby, zebraną z tarasu i dopiero obsadza drzewami.

Małe płytkie kanały przed wałem zatrzymują część wody i namuły. Niekiedy rowy odwadniające kopie się poniżej wału dla odprowadzenia wyśieków z góry.

b) **Tereny namywane.** W tarasach schodkowych celem oszczędności w robotach ziemnych, płaszczyznę tarasu robią niekiedy z pewnym spadkiem (4° — 9°); spływające z wodą namuły osadzają się przed wałkiem i po pewnym czasie płaszczyzna tarasu przekształca się w poziomą.

Umacnianie wąwozów.

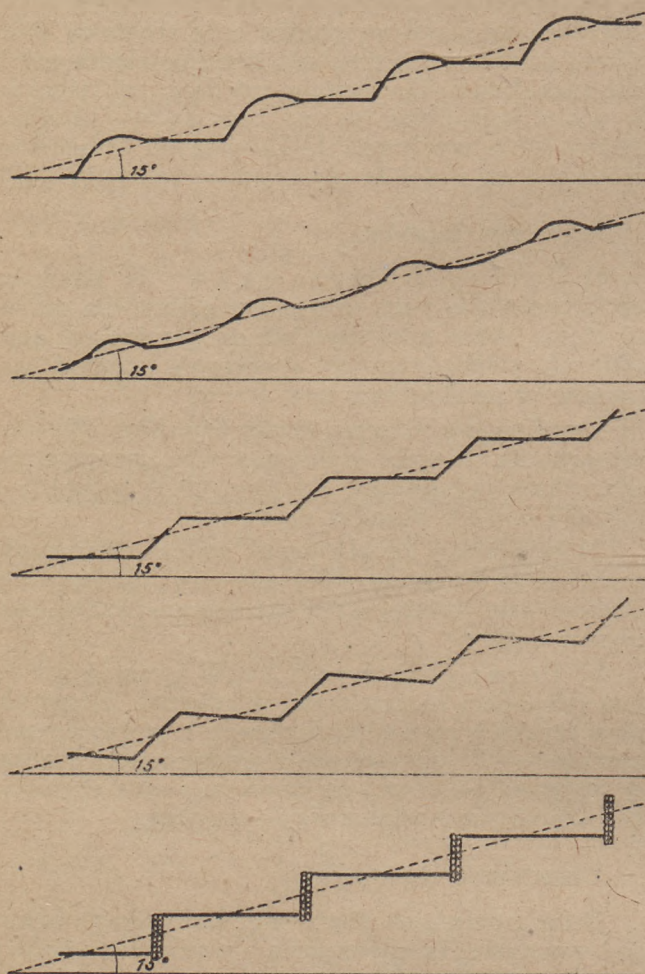
O ile erozja gleb doprowadziła już do głębokiego rozmycia, tj. utworzenia wąwozów, należy przedsięwziąć środki przed dalszym rozmywaniem i posuwaniem się wąwozu w górę. Można to wykonać przez system rowów i wałów ochronnych wg rys. 21.



Rys. 18. Tarasy typu Mangum (wg. Shedd Claude).

Rozstawa między wałami $= \frac{h}{I}$, gdzie h wysokość wału, I spadek terenu.

Zamiast rowów i wałów budują także faszynowe płotki. Wodę z rowów chwytających odprowadza się rowem zbierającym, odpływ zakończony może być rynną drewnianą (przy stronszych skarpach wąwozu) na wspornikach.



Rys. 19. Różne typy tarasów na stoku o jednakowym spadku (wg. Sinelnikowa).

O ile skarpy wąwozu są łagodniejsze, stosują na odpływie stopnie (kaskady 0,3 — 0,7 m) lub bystrotok, tj. drewnianą lub betonową rynną o spadku do 10%, gdzie prędkość wody dochodzi do 3—4 m/sek; bystrotok zakończony jest poduszką wodną.

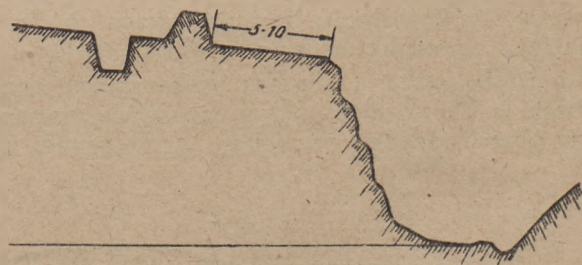
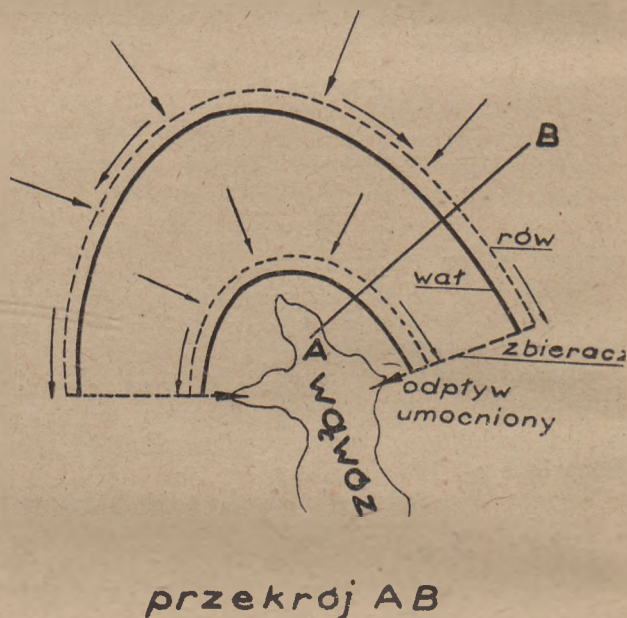
Dno wąwozu w części górnej umacnia się poprzecznymi płotkami faszynowymi, palisadami lub

małymi zaporami kamiennymi. Wysokość zapór lub płotków wynosi:

$$h = 0,3 - 1,0 \text{ m, a rozstawa } - l = \frac{h}{I - i},$$

gdzie I — spadek dna wąwozu, a i — dopuszczalny spadek dna dla danego gruntu. Osadzany materiał formuje po pewnym czasie rodzaj tarasów, na których może się już utrzymać roślinność trawiasta. W partiach dolnych, gdzie następuje osadzanie materiału, zazwyczaj nie zachodzi potrzeba umocnień.

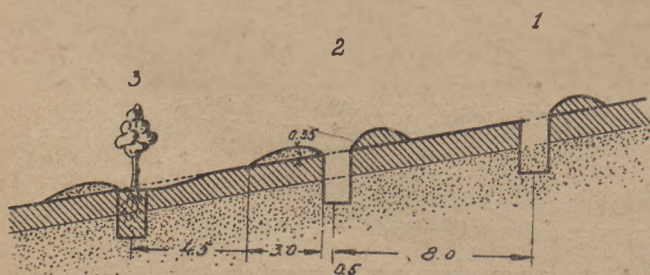
Te lub inne zabiegi technicznej melioracji (mury oporowe, drenowanie, formowanie skarp, darniowanie dna) są właściwie tylko środkiem do stworzenia warunków dla rozwoju roślinności w wąwozie, co jest jedynie skuteczną ochroną przed rozmywem (w połączeniu oczywiście z zabiegami na stoku).



Rys. 21. Umocnianie czoła wąwozu (wg. Czerkasowa).

Uwagi końcowe.

Zgromadzony w szkicu niniejszym materiał nie wyczerpuje oczywiście zagadnienia erozji, zwłaszcza w odniesieniu do naszych warunków. Tym niemniej nawet tak referatowe ujęcie przedmiotu powinno pozwolić meliorantom na zorientowanie się w ważności zagadnienia i uzasadnić włączenie zwalczania erozji gleb do zakresu melioracji. Przede wszystkim zaś na tle referatu wydaje się konieczne i pilne wytworzenie pełniejszego obrazu procesów erozyjnych w Polsce i doświadczalne wypróbowanie w naszych warunkach różnych metod zapobiegania i zwalczania.



Rys. 20. Tarasy humusowane (wg. Sinelnikowa).

Praca ta, jak to jasno wynika z ogólnego równania erozji, będzie możliwa do wykonania jedynie przy udziale szeregu specjalistów, i to działających zespołowo.

W zakresie zaś planowania przestrzennego niezbędnym byłoby uwzględnienie erozji gleb w projektowaniu scalania i przebudowy rolnej.

LITERATURA CYTOWANA W TEKŚCIE.

1. Akademia Nauk S. S. S. R. — Erozja poczw — Moskwa 1937.
2. A. A. Czerkasow — Melioracja i selskochozajstvennoe wodostabżenie — Moskwa 1939.
3. J. Tomaszewski — Zróżnicowanie pokrywy glebowej w terenie lössowym pod wpływem procesów zewnętrznych — Pamiętnik Puławski 1930.
4. W. Łoziński — O usuwaniu się gliny w Tymowej. — Sprawozdania Komisji Fizjograficznej Akademii Umiejętności — Kraków 1909.
5. S. Miklaszewski — Gleby Polski — 1930.
6. J. Zółciński — Deluwialne procesy glebowe, jako skryty bież rolnictwa. — Roczniki Nauk Rolniczo-Leśnych — Poznań 1929.
7. S. Bac — Przyczynek do badań nad zmianą położenia powierzchni ornych gruntów lössowych. — Roczniki Nauk Rolniczych i Leśnych — Poznań 1928.
8. S. Bac — Erozja gleb a melioracje rolne. — Przegląd melioracyjny — 1939.
9. M. Czerwiński — W sprawie technicznej melioracji pastwisk. — Rocznik Łąkowy i Torfowy — 1936.
10. J. Królikowski — Pastwiska podgórskie Tatr i Beskidów Zachodnich. — Łąka i Torfowisko nr 8/9 — 1936.
11. W. Friedberg — Zasady geologii — 1923.
12. M. Rybczyński — Regulacja rzek. — Podręcznik Inżynierski — 1929.
13. Rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej w sprawie zagospodarowania lasów nie stanowiących własności Państwa. — Dziennik Ustaw R. P. nr 57 — 1927.
14. Mały Rocznik Statystyczny — 1938—1939.
15. Cz. Skotnicki — Melioracje Rolne. — Podręcznik Gospodarstwa Wiejskiego — 1916.
16. S. Miklaszewski — Przyczynek do sposobu występowania typów gleb na ziemiach polskich. — Pamiętnik fizjograficzny — 1914.
17. Podręcznik Gospodarstwa Wiejskiego T. I — 1916.
18. Glenn K. Rule — Conserving Corn Belt Soil. U. S. Dep. of Agr. Soil Conservation Service Farmers Bulletin N 1795.
19. L. Baver — Some soil faktors affecting erosion. — Agr. Engineer. — 1933.
20. A. N. Kostiakow — Osnovy melioracji — 1938.
21. E. Kirwald — Forstliche Wasserhaushaltstechnik — 1944.
22. E. M. Rowalt — Soil Defence in the South. U. S. Dep. of Agr. Farmers Bulletin N 1 1809 — 1938.
23. W. Williams — Poczwowedenie — 1940.
24. P. Ehrenberg — Wirkungen der Bodenerosion auf Deutsche Ackerlande. I. Die Erosion auf Lössboden — 1940.
25. F. Oberdorf — Wirtschaftliche Auswirkungen und Massnahmen zur Bekämpfung der Bodenerosion im Moränegebiet Norddeutschlands — 1942.

INŻ. JADWIGA BURY-ZALESKA

Puławy — Państw. Instytut Nauk. Gosp. Wiejsk.

Kilka uwag w sprawie koncepcji zbiornika łomżyńskiego

Koncepcja utworzenia wielkiego zbiornika wodnego na Narwi i Biebrzy (Inż. W. Cichoński — Zbiornik łomżyński „Gospodarka Wodna” Nr 4 — 47) jest jedną z 3 znanych mi koncepcji użyteczniejszego wyzyskania wielkiej powierzchni słabo zaludnionego i niezalesionego obszaru dla celów gospodarczych Państwa.

Prócz niej odnośnie tegoż obszaru istnieją 2 starsze koncepcje: 1) zmeliorowania i rolniczego zagospodarowania tegoż obszaru, 2) połączenia melioracji z eksploatacją torfu opałowego i uruchomieniem elektrowni na torfowisku Wizna, zapatrującej w prąd przyległe ośrodki wiejskie i miejskie. Obie te koncepcje, rozpatrywane przez Wydział Wodno-Melioracyjny U. Z. w Białymstoku i Urzędy Planowania oparte zostały o studia terenowe. Brano przy tym pod uwagę zarówno możliwości wodne, jak też możliwości rozwojowe tego obszaru wybitnie uwstecznionego przez wieloletnie zastrzeżenia wojskowe.

Celem obu melioracyjnych koncepcji jest stworzenie — zarówno dla obszarów bezpośrednio

objętych projektami, jak przyległych — lepszych warunków rozwojowych w zakresie rolnictwa i przemysłu.

Przy pomocy upraw na przyległych tego samego rodzaju glebach, stwierdzone i wypróbowane zostały możliwości produkcyjne torfów Biebrzańskich. Przez meliorację i uprawę wytwórczość ich może być pięciokrotnie i wyżej podniesiona. Powstawały by przy tym typowe gospodarstwa nastawione na produkcję zwierzęcą oraz rośliny przemysłowe (konopie), stanowiące surowiec dla przemysłu włókienniczego Białostockiego. Elektryfikacja ułatwiła by zarówno rozwój przemysłu rolnego, jak włókienniczego.

Zważywszy, iż przy obecnym ukształtowaniu granic, obszar Nadbiebrzański ciąży częściowo ku Warszawie, przeważnie zaś poprzez Olsztyn — ku portom nadmorskim, należy go traktować jako dalszą strefę zaplecza Elbląga i Gdańska, analogicznie do dawno zmeliorowanej i zagospodarowanej również torfiastej doliny Noteci i Warty.

W koncepcji „zbiornikowej” te możliwości rozwojowe obszarów związanych z Biebrzą i Narwią zostały pominięte przez Autora milczeniem. Zagadnienie rolnicze sprowadzono do przesiedlenia mieszkańców 7.500 gospodarstw z terenów, które mają być zalane. Przemilczano również wpływ pośredni zatopienia 70.000 ha na tereny otaczające. Stąd — w przeciwstawieniu do poprzednio omawianych koncepcji — koncepcja zbiornikowa wykazuje nieuchronną, jakkolwiek zapewne nieświadomą tendencję w kierunku uwstecznienia rozwojowego zalewanego i przyległych obszarów na rzecz usprawnienia żeglugi na Wiśle.

Znając dobrze teren, o którym mowa od strony możliwości jego zagospodarowania, poczuwam się do obowiązku wypowiedzenia kilku uwag na temat nowej koncepcji.

Zacznę od sprostowań do pewnych podstaw obliczeń przyjętych przez Autora w ocenie samego obszaru, który proponuje zalać.

Doliny Narwi i Biebrzy nie są bynajmniej „nigdy niewysychającym” bagnem. W szerokiej do kilkunastu km dolinie Prabiebrzy wyróżnić możemy wąski taras zalewowy, wysłany madami i oddzielony pasem wyniosłości piaszczystych od rozległych torfowisk położonych na tarasie wydmyowym lub też będących zatorfiąłym jeziorzyskiem, jak bagno Wizna. Głębokość zatorfiń dochodzi na Wiznie do 8 m, na pozostałym obszarze wynosi średnio 1,5 — 2 m. Torfowiska te są zasilane wodami z własnych piaszczystych zlewni, nie podlegają zalewom wiosennym z koryta rzeki, z którym są luźno i jednostronnie związane. Własne wody torfowisk ulegają znacznym wahaniom, przy czym wahaniu podlega również powierzchnia torfowiska, gdyż pokrywający je w kożuch turzycowo-mszysty podpływa nieraz do kilkudziesięciometrowej wysokości. Zjawisko podpływania utrudnia w lata mokre zbiór siana z łąk nadbiebrzańskich, na które w lata suche można wjeżdżać furami. Ma to wielkie znaczenie gospodarcze, cały bowiem prawie obszar jest użytkowany jako łąki kośne, należące do gospodarstw 9 gmin powiatów: Białostockiego, Szczuczynskiego i Łomżyńskiego, nieraz odległych o kilkanaście i więcej km.

W dolinie Narwi w górę od ujścia Biebrzy znajdują się nie bagna, lecz łąki kośne, nieraz zupełnie dobrej jakości, zabagnienie zaś zaznacza się w dolinie Narwi powyżej ujścia Supraśli.

Z obszarów łąkowych i pastwiskowych nad Narwią i Biebrzą korzysta ludność 9 gmin, dochodząca zapewne do kilkudziesięciu tysięcy. Zielone użytki z tego obszaru stanowią w tych gospodarstwach 25 — 50% powierzchni i są podstawą żywienia inwentarza.

Jakież będzie efekt zalania tego ponad 70.000 ha liczącego obszaru. Uwzględniając zatorfienie przysłego zbiornika, można z góry przewidzieć iż jego efektywna pojemność będzie znacznie mniejsza od teoretycznej. Poza tym na wielkich obszarach będzie on b. płytki i wypełniony wodą tylko okresowo. Stworzy to warunki dla rozwoju roślinności błotnej, co z kolei zwiększy znacznie współczynnik parowania, przewidziany dla wód otwartych.

W okresie letnim, gdy nastąpi największe zużycie wody dla celów żeglugi, gąbka torfowa wchłonie wszelki dopływ, nie oddając go dalej. W miarę opadania zalewów w okresie letnim wyłaniać się będą olbrzymie obszary prawdziwego bagna, którego nie da się gospodarczo wykorzystać. Będzie na nich trwał pomyślnie jedynie proces torfienia. Ze względów zdrowotnych powstanie wysoce niepożądane zjawisko sprzyjające rozwojowi malarii. Przez skurczenie się powierzchni zalanej w okresie letnim, przewidywany dochód z ryb jeziornych ulegnie znacznej redukcji.

Poza bezpośrednim umniejszeniem powierzchni użytkowanej rolniczo, ujemny wpływ zalewu dotknie wielkie obszary, posiadające odpływ do Biebrzy i Narwi: sięgnie w dolinie Narwi w górę na obszary cierpiące już dziś skutkiem złego odpływu, obejmie dolne części dolin Nereśli, Jaskranki, Śliny, Supraśli, Brzozówki, Netty, Ełku i Wissy. Podtopi grunta uprawne w nizinach i uniemożliwi ich zmeliorowanie.

Ponadto zapotrzebowanie wodne zbiornika stoi w kolizji z potrzebami wyżej położonych torfowisk, których melioracja wymaga nie tylko odwodnienia lecz i nawodnienia.

Wszystkie powyższe przewidywania i rozważania upoważniają mnie do nakreślenia w grubym zarysie ujemnych skutków gospodarczych zbiornika dla rolnictwa i przemysłu białostockiego:

1) Przez bezpośrednie zalanie zmniejszy się o ca. 70.000 ha obszar użytków zielonych, których wydajność w obecnej chwili wynosi około 10 q/ha, przez meliorację i zagospodarowanie może być łatwo podniesiona do 50 q/ha. Pośrednio przez podtopienie pogorszy się wartość użytkową dalszych ok. 50.000 ha, uniemożliwiając ich intensywniejsze wykorzystanie.

2) Poza bezpośrednim wysiedleniem 7.500 osiedli z obrębu zalewu, stworzy się kilkadziesiąt tysięcy gospodarstw karłowatych, pozbawionych naturalnych użytków zielonych i możliwości intensyfikacji. Liczenie na możliwość przesiedlenia całej tej ludności na ziemię zachodnie jest błędne, gdyż muszą one pomieścić nadwyżki ludnościowe z rzeczywiście karłowatych działek, podczas gdy otaczające Biebrzę i Narew obszary rolnicze posiadają na ogół zdrową strukturę agrarną.

3) Zalanie omawianego obszaru unieruchomi całkowicie możliwość eksploatacji złóż torfowych, zamieniając je w nieużytek. Pozycja ta jest b. poważną stratą w dziedzinie opalowej i energetycznej.

Obawiam się, iż koncepcja zbiornikowa powstała pod sugestywnym wpływem imponujących liczb. Dlatego też porównawcze oświetlenie i omówienie wszystkich 3 możliwości rozwiązania zagadnienia Biebrzańsko-Narwiańskiego było by nieumiernie celowe. Chodzi bowiem o to, by dla złudnego mirażu „największego zbiornika w Europie” nie poświęcić realnych wartości, jakimi są możliwości rozwojowe obszaru, równego prawie obszarowi Żuław i mogącego mieć podobne perspektywy.

Kilka uwag do projektu zbiornika Łomżyńskiego

W zeszycie nr 4 z 1947 r. „Gospodarki Wodnej” ukazał się artykuł inż. W. Cichockiego pod tytułem „Zbiornik łomżyński”. Artykuł ten omawiający bardzo poważny projekt, nie naświetlił niestety wszystkich stron, a raczej naświetlił tylko strony dodatnie omawianego projektu.

Stojąc na stanowisku, że tak poważny projekt wymaga wszechstronnego omówienia, postaram się w myśl zasady „sine ira et studio” poczynić szereg uwag.

Jak już zaznaczyłem, dodatnie strony projektu i korzyści płynące z jego urzeczywistnienia naświetlił dostatecznie inż. Cichocki. Omówię zatem strony ujemne projektu, stosując się w miarę możliwości do poszczególnych punktów „dodatnich” podanych przez inż. Cichockiego.

1) Projekt zamknięcia doliny rzeki Narwi powyżej Łomży zaporą ziemną 15 m wysoką, piętrzącą wodę do poziomu +111,0 N. N. ma w pierwszym rzędzie zasilić Wisłę od Modlina w dół, zwiększyć zdolność żeglugową tego odcinka rzeki, który stosunkowo w porównaniu do całości zagadnienia Wisły nie wymaga może w chwili obecnej takiej inwestycji.

2) Połączenie Wisły z systemem Augustowskim i Kanałem Mazurskim wymaga w pierwszym rzędzie bardzo poważnych i sumiennych studiów, po pierwsze ze względu na opłacalność rozbudowy tego rodzaju drogi wodnej, pozbawionej nawet w przyszłości większego potoku ładunków, — po drugie spiętrzenie wód w dorzeczu Biebrzy wpłynie niewątpliwie na podniesienie poziomu wód gruntowych, co może z kolei zniweczyć wszystkie dokonane zabiegi melioracyjne w południowo-wschodniej części Województwa Olsztyńskiego. Wiadomo, że główny wysiłek meliorantów w dawnych Prusach Wschodnich polegał właśnie na obniżeniu poziomu wód gruntowych, co jak wiemy, wymagało wieloletniej pracy.

3) Połączenie Kanału Augustowskiego z Łomżą drogą krótszą, a także prowadzenie tej drogi 30 km w kierunku na Białystok nie posiada ani w chwili obecnej, ani w najbliższej przyszłości większego znaczenia ze względu na utratę przez Okręg Białostocki jego dotychczasowego charakteru.

4) Lody Narwi i Bugu ruszają już prawie po przejściu tychże na Wisłę, a więc i w tym wypadku budowa zbiornika nie zadecyduje o przebiegu powodzi wiosennej.

5) Na słabszą stronę projektu jest niewątpliwie jego znaczenie energetyczne. Ta część projektu została opracowana bardzo jednostronnie i niewnikliwie.

Zdolność produkcyjna zbiornika teoretyczna wg danych hydrologicznych z okresu 1921 — 1937 wynosi 41 mio kWh. Odbyłoby się to kosztem zatopienia co najmniej 60 tys. ha terenów rzekomo mało wartościowych.

Te tak zwane „małowartościowe” tereny stanowią olbrzymie złoża torfu i jeśli zalew ma mieć

powierzchnię wg obliczeń dla gospodarstwa rybnego 73 tys. ha, to należy liczyć, że około 60 tys. ha stanowią właśnie torfy. Sama powierzchnia torfowiska Wizna wynosi 11 tys. ha. Miąższość torfu sięga 7 m. Załóżmy, że przeciętna miąższość torfu wynosi średnio tylko 2 m (w rzeczywistości zaś — od 2-ch do 4-ch m), a zatem ogólna masa torfu wyniesie: $2 \times 10.000 \times 60.000 = 1.200.000.000 \text{ m}^3$, co odpowiada przy teoretycznej wydajności (raczej zmniejszonej $1 \text{ m}^3 = 150 \text{ k}\phi$) 180 mio ton powietrzno-suchego torfu (25% wilgoci), co z kolei, licząc z grubsza, odpowiada 90 mio ton węgla kamiennego w rzeczywistości znacznie więcej, gdyż wartość opałowa torfu z bagna Wizna wynosi około 3,5 tys. kalorii (torf ręcznie wyrzynany).

Przeliczając wyżej podane liczby na drewno opałowe, otrzymamy wartość opałową równą wartości opałowej 600 ha lasu sosnowego przy zrębie zupełnym. Należy nadmienić, że ta wartość opałowa przeliczona na drewno, tj. 1 ha torfu, przy 1 m — 1,5 m miąższości, równa 10 ha lasu, jest bardzo skromnie liczona, gdyż wg źródeł radzieckich i stanu rzeczywistego naszych lasów wartość opałowa 1 ha torfu jest równa wartości opałowej 25 ha lasu, czyli inaczej, budując zbiornik łomżyński, zatopilibyśmy w rzeczywistości 1,5 mio ha lasu.

Teraz przeliczmy zapasy torfu na energię elektryczną. Na wytworzenie 1 kWh trzeba zużyć od 1,4 do 2 kg torfu, a zatem zapas torfu mającego ulec zalewowi może dostarczyć od 90 do 130 miliardów kWh.

Jak nikłe wobec tego wydać się obliczenia energetyczne omawianego projektu. Zaznaczyć należy, że kwestia użytkowania torfu na opał i to opał wysokiej jakości, jak brykiety torfowe, jest już całkowicie rozwiązana i nie jest uzależniona, jak to było dotychczas, od pory roku. Jest również rozwiązana kwestia chemicznej przeróbki torfu, wg której jedna tona torfu wydaje 100 kg benzyny, a zatem zatopilibyśmy 18 mio ton benzyny.

Inne zalety tego projektu są tak blade wobec szkód jakie urzeczywistnienie w chwili obecnej tego projektu za sobą pociągnie, że można w zupełności zrezygnować z ich omawiania.

Reasumując wyżej przytoczone, należy stwierdzić, że wszystkie projekty o znaczeniu ogólnopństwowym należy opracowywać wszechstronnie. Samo opracowanie techniczne projektu nie wyczerpuje zagadnienia.

Opracowanie ekonomiczne musi być tak wnikliwe i tak wszechstronne, że nie wystarczy już do jego opracowania grupa fachowców z jednej dziedziny, lecz powinien projekt tego rodzaju być opracowany przez fachowców z rozmaitych zawodów, których się nawzajem dziedzin. Tego powinien dopilnować C. U. P.

Urzeczywistnienie projektu zbiornika łomżyńskiego może i powinno mieć miejsce, chociażby tylko ze względów komunikacyjnych i energetycznych, ale dopiero po wykorzystaniu zapasu torfu, co jest pracą niestety już nie naszego pokolenia.

Niemieckie roboty melioracyjne na Mazurach

Melioracje wykonane w czasach niemieckich na terenach mazurskich, posiadają pewne swoiste cechy i różnią się poważnie od melioracji stosowanych w Polsce Centralnej.

Zarówno konfiguracja terenu, jak i lokalne warunki, nastawienie rolnicze na gospodarkę wybitnie mleczno-hodowlaną, jak i w ogóle cały stosunek autochtonicznej ludności do melioracji musiały z konieczności wywrzeć swój wpływ na stosowane tu melioracje i tym tłumaczyć należy powstałe na tym tle różnice. Przede wszystkim kierunek mleczno-hodowlany kazał wysunąć na czołowe miejsce sprawę łąk i pastwisk, a melioracje gruntów uprawnych traktować jako sprawę mniejszej wagi. Konfiguracja terenu pagórkowata, sprawiała sprawę odwodnienia terenu do odwodnienia wąskich pasm gruntowych, leżących między pagórkami, gdyż zbocza pagórków i ich wierzchołki na nadmiar wilgoci nie cierpiały; stąd powstał problem małych zlewni wymagających użycia rurociągów o niewielkim przekroju. Przemysł niemiecki dostarczał w dostatecznej ilości rur na rurociągi, a władze silnie forsowały roboty melioracyjne na Mazurach.

Biorąc wszystkie powyższe czynniki pod uwagę, zrozumiałą jest rzeczą, że rowy otwarte stosowano tu wyłącznie na obszarach łąk torfowych, stanowiących większe kompleksy oraz jako większe rowy odpływowe z terenu. Wszędzie zaś tam, gdzie chodziło o odwodnienie gruntów mineralnych lub wąskich smugów nizinnych, między pagórkami, stosowano kryte rurociągi, które działając jak rowy nie posiadały ujemnych cech nieodłącznych od rowów otwartych; nie traciło się na powierzchni gruntu, nie trzeba było budować przejazdów, a co najważniejsze unikało się dwukrotnego w roku ich czyszczenia. Ten ostatni wzgląd przy słabym zaludnieniu kraju i chronicznym braku sił roboczych, miał decydujące znaczenie i wyraził się w silnej tendencji zamiany rowów otwartych na rurociągi przez inicjatywę prywatną przybrzeżnych właścicieli gruntów.

Podstawowym więc elementem ponemieckich urządzeń melioracyjnych jest kryty rurociąg, zaopatrzony w studzienki kontrolne, dość jednak rzadko rozstawione.

W terenach wymagających większego odwodnienia łączono odwodnienie poszczególnych nizin między pagórkami w jeden system rurociągów. Od szerokości nizin zależało czy wystarczającym było działanie pojedynczego rurociągu, czy też należało dodać kilka bocznych sączków. Połączenie jednym odpływowym rurociągiem kilku rurociągów, doprowadzono drogą podziemną do odbiornika, nie budując wylotu, jako oddzielnej budowli.

Ujawnienie takiego rurociągu bez posiadania projektu melioracyjnego i bez dokładnego wska-

zania przez ludność miejsca jego założenia jest prawie niemożliwe i dopiero jego zepsucie się, z wystąpieniem wody na powierzchnię, może ujawnić jego istnienie.

Melioracje na Mazurach przeprowadzały z ramienia spółek wodnych niemieckie spółdzielnie melioracyjne, jednakże dopuszczalnym było późniejsze dołączanie odwodnienia własnych gruntów do już istniejącej sieci melioracyjnej i to podobno we własnym zakresie. Taki tryb postępowania nie wydaje mi się szczęśliwym rozwiązaniem sprawy, gdyż następowało częstokroć przeładowanie niżej leżących rurociągów, a również często szwankowało i samo wykonanie tych dołączanych później robót. Olbrzymia większość uszkodzeń, które musiałem w sezonie 1946 roku doprowadzać do porządku, powstała właśnie w następstwie niekwalifikacji ludności na rurociągach założonych nie przez spółdzielnie, a przez dołączających się właścicieli gruntów.

Melioracjami, opisanymi powyżej, objęto prawie cały teren b. Prus Wschodnich; melioracje te ludność miejscowa nazywa niesłusznie drenowaniem. Nie jest to melioracja niczym innym, jak odwodnieniem nizinnych terenów między pagórkami rurociągami działającymi jak rowy otwarte, lecz nie zdolnymi osiągnąć tych dodatkowych zmian w glebie jak to czyni systematyczne drenowanie. Sposób tu stosowany nie może doprowadzić do równomiernego obniżenia wody gruntowej, nie zmienia struktury gleby na gruzełkową, nie podniesie temperatury gleby i nie osiągnie należytego przeniknięcia powietrza do gleby, jak to ma miejsce przy systematycznym drenowaniu o stałej rozstawie uzależnionej od zwężności gleby.

Nazwanie tego sposobu zmeliorowania gruntów drenowaniem nie słusznie stwarza legendę o wysokim stopniu zdrenowania gruntów na ziemiach mazurskich.

Niewątpliwie znajdują się i tu tereny, zdrenowane systematycznie, lecz są to na ogół powierzchnie stosunkowo niewielkie i spotykane przeważnie na terenach średnich majątków ziemskich od 100 do 200 ha.

Systematyczne drenowanie gruntów nie było stosowane na ziemiach mazurskich w takich rozmiarach, jak tego zachodziła potrzeba i dziś możemy wskazać cały szereg obiektów bardzo nadających się do systematycznego drenowania.

(Przyp. Red. — Wg informacji otrzymanych ze źródeł miarodajnych, wyżej opisany sposób „drenowania” spotyka się również na Ziemiach Odzyskanych na Zachodzie. Właściwe drenowania wymagają niejednokrotnie odbudowy, z powodu niedbałego ich wykopania).

Charakterystyka przebiegu stanów wody w okresie 1.VIII–31.X.47 r.

Na rzekach panowały niskie stany wody z początkiem sierpnia, gdyż w lipcu nie było większych opadów ani wezbrań. W tym czasie również trwały niskie stany wód gruntowych.

Okres deszczowy rozpoczął się w drugiej połowie pierwszej dekady sierpnia i trwał około tygodnia. Suma opadu z tego czasu wynosiła około kilkudziesięciu milimetrów: Łódź 89,3, Poznań 76, Elbląg 75,5, Toruń 69,5, Wieluń 67,9, Zakopane 67,4, Koło 63,7, Opole 61,7, Gdynia 61,4, Kasprowy Wierch 58,2, Wrocław 53,7, Kalisz 58,5, Warszawa 52,4, Krynica 50,4, Szczecinek 48,9, Szczylno 47,6, Szczucin 47,0, Raciborz 46,7, Cieszyn 44,3, Wałcz 39,2, Kielce 38 oraz pozostałe stacje wykazały opady nieco niższe. Rozkład deszczu wykazuje, że górskie dorzecza miały nieco mniejsze opady aniżeli środkowa i północna części Polski. Wobec czego na rzekach zaznaczył się tylko nieznaczny przybór wody. Nieco wyraźniej przybór ten uwidocznił się w górnym dorzeczu Wisły powyżej Krakowa, gdzie kulminacje przekroczyły stany średnie roczne.

Ponowne obfitsze opady wystąpiły w trzeciej dekadzie sierpnia. Suma opadów w tym czasie na niektórych stacjach przekroczyła 100 mm: Tomaszów Mazowiecki 140, Kasorowy Wierch 119,4, Lublin 115,3. Nieco niższe opady wykazały stacje: Krynica 99,4, Puławy 94,9, Przemyśl 91,1, Zakopane 79,7, Kielce 72, Warszawa 72,1, Ustka 63,5, Tarnów 56,1, Raciborz 53,6, Łódź 53,8, Białystok 46,7, Koło 45,9, Gdynia 44,7, Jelenia Góra 33,4, Kalisz 34,5, Suwałki 33,8, Gdańsk 34,7, Łębork 33,5 oraz pozostałe stacje wykazują opady jeszcze niższe.

Wpływ tych opadów na stany wody na rzekach wystąpił przede wszystkim w dorzeczu górnej Wisły. Wezbranie to pojawiło się dopiero z początkiem września. Kulminacja tego na Wiśle przeszła nieco powyżej stanu średniego w górnym i środkowym biegu rzeki.

Na Bugu, na Narwi oraz w dorzeczu Odry wezbranie z powodu wyżej wymienionych opadów nie zaznaczyło się wcale.

W drugiej połowie września i w październiku nie było zbyt silnych deszczów, ani długotrwałych, ani też obejmujących większych połaci, które mogły by mieć wpływ na stany wody na rzekach. Zdarzały się wprawdzie opady większe od 10 mm w ciągu doby, lecz wystąpiły lokalnie: 17.IX. Recko 16,2, 18.IX. Świnoujście 10,9, 21.IX. Koło 17,7, 29.IX. Ustka 28,9, 29 i 30.IX. Łębork 13,8 i 15,5, 18.X. Tomaszów Lubelski 13,0, Cieszyn 12,7, Przemyśl 15,8, Krynica 11,8, Zakopane 18,0.

Warunki żeglugi w okresie sprawozdawczym były na ogół bardzo niekorzystne. Jedynie wyżej wspomniane wezbrania dały na Wiśle nieznaczne podniesienie się stanów wody w połowie sierpnia oraz na kilkanaście dni w pierwszej połowie września.

Kraków Wisła

Nowy Sącz Dunajec

Przemyśl San

Warszawa Wisła

Wyszaków Bug

Pułtusk Narew

Tczew Wisła

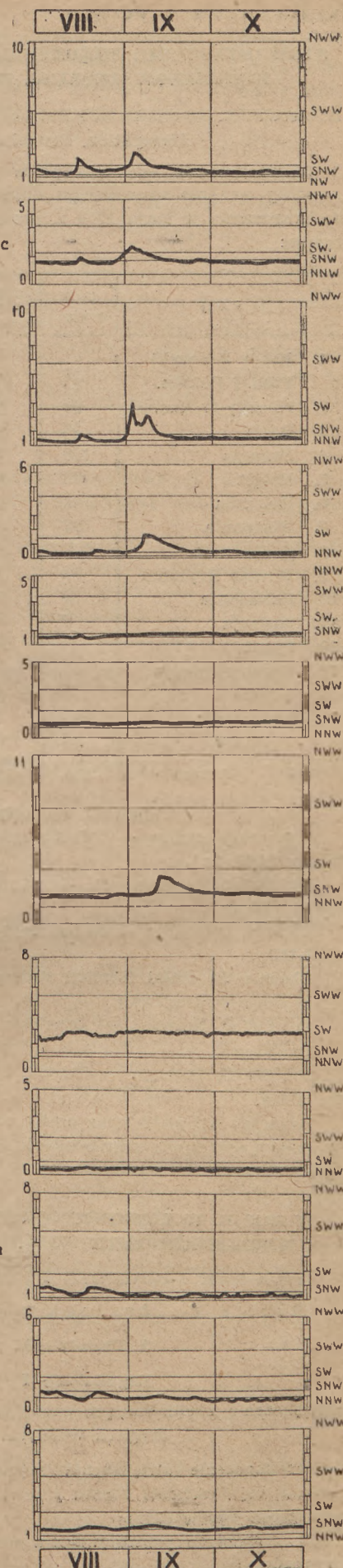
Koźle Odra

Kłodzko Nysa

Brzeg Dolny Odra

Krosno Odra

Poznań Warta



STOWARZYSZENIE MIĘDZYNARODOWE STAŁE KONGRESÓW ŻEGLUGI. BRUKSELA.

(L'Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation, Bruxelles).

Stowarzyszenie wznowiło po wojnie swą działalność i według ostatnio nadesłanego biuletynu ilość członków Stowarzyszenia w maju 1939 r. przedstawiała się jak następuje:

Kraj	Osób prawnych	Członków dożywotnich	Członków zaprzeczonych	Ogółem
1. Kraje Ameryki Półn. i Połudn.	23	185	330	538
2. Niemcy (z Austrią)	96	10	296	402
3. Italia	35	21	251	307
4. Francja	130	47	100	277
5. Belgia	33	32	171	236
6. Holandia	14	28	167	209
7. Hiszpania	27	37	14	78
8. Z. S. R. R.	2	43	18	63
9. Wielka Brytania	18	21	12	51
10. Portugalia	8	10	32	50
11. Szwecja	7	17	26	50
12. Dania	8	25	11	44
13. Czechosłowacja	14	—	29	43
14. Polska	5	6	30	41
15. Szwajcaria	23	4	2	34
Inne	28	68	64	161
Razem	476	542	1552	2540

Dochody Stowarzyszenia wyniosły:

Zapomogi rządów — 213.050 fr. belg. (w tej liczbie Polska 2.000 fr.).

Składki osób prawnych — 54.150 fr. belg. (w tym Polska 800 fr.).

Składki członków — 98.550 fr. belg. (w tym Polska 1.800 fr.).

Obecnie do stałej Komisji Stowarzyszenia ze strony Polski zostali delegowani:

1) Inż. Z. Kornacki — Dyrektor Dep. Dróg Wodnych w Min. Kom.

2) Inż. T. Tillinger — Członek Rady Komunikacyjnej Min. Kom.

Dawnych członków oraz osoby chcące się zapisać na członków (wymagane rekomendacje 2-ech członków) uprasza się zgłaszać do Dyrektora Inż. Z. Kornackiego.

W 1949 R. W LIZBONIE ODBĘDZIE SIĘ XVII MIĘDZYNARODOWY KONGRES ŻEGLUGI.

PROGRAM ZAGADNIEN I KOMUNIKATÓW.

Sekcja I — żegluga wewnętrzna.

A. Zagadnienia

Zagadnienie I.

Zwiększenie szybkości przewozów na wewnętrznych drogach wodnych.

1) Znaczenie zwiększenia szybkości przewozów w stosunku do wysokości kosztu przewozu oraz szczególnej roli żegluga wewnętrznej.

2) Środki do przedsięwzięcia w celu przyspieszenia przewozów:

a) środki dotyczące się budowy i eksploatacji dróg wodnych i portów śródlądowych (np. oświetlenie dróg wodnych, holowanie);

b) środki dotyczące się konstrukcji statków oraz maszyn napędowych;

c) środki dotyczące się eksploatacji handlowej żegluga; organizacja personelu i gospodarka materiałowa;

d) klasyfikacja dróg wodnych pod względem kursowania statków jednolitych wymiarów;

e) możliwości ujednostajnienia na terenie między narodowym wyżej wskazanych poczyniń w różnych państwach, których sieci dróg wodnych są między sobą połączone;

f) doświadczenia otrzymane z ostatniej wojny.

Zagadnienie II.

Środki do pokonania wielkich spadów.

1) Porównanie z punktu widzenia technicznego i ekonomicznego, różnych możliwych rozwiązań, tak pod względem konstrukcyjnym, jak i zużycia wody. Budowle wykonane i projektowane.

2) Wyniki eksploatacji.

Zagadnienie III.

Rola zbiorników (wykonanych w głównej lub bocznych dolinach) w regulowaniu odpływu rzek swobodnie płynących i skanalizowanych oraz w zmniejszeniu przyborów; przykłady wyzyskania energii; studia na modelach.

B. Komunikaty.

Komunikat I.

Nowe poglądy w projektowaniu i budowie śluz¹⁾.

a) Sposoby fundowania przy użyciu grodz (typy ścianek szczelnych), zamrażania, obniżania poziomu wód gruntowych, pali (drewnianych i żelbetowych), studni, kesonów ze ściśniętym powietrzem itp.

b) Budowa ścian i progów (łącznie z monolitowymi) warunki stateczności, zwłaszcza przy uwzględnieniu znacznych wahań poziomów wody i właściwości terenu.

c) Wrota oraz mechanizmy do ich otwierania, do napełniania i wypróżniania komory (przyjmując pod uwagę również nadmiar wody w stanowisku górnym), kanały zasilające, upusty ulgowe z ich urządzeniami do otwierania, stacje pomp w wypadkach zasilania sztucznego (konstrukcja i kalkulacja).

d) Konstrukcje śluz mające na celu zapewnienie całkowitego lub częściowego opróżnienia oraz stateczności przy wszelkich warunkach.

e) Środki przedsiębrane przeciw przesłanianiu oraz stratom, powstającym z wywoływanych warunkami miejscowymi ciśnien.

f) Doświadczenia otrzymane z ostatniej wojny.

Komunikat II

(wspólny dla Sekcji I i II-ej).

Ubezpieczenie koryta (skarpy oraz dna) dróg wodnych śródlądowych i morskich, jak również kanałów ulgi.

¹⁾ Każda ze spraw podanych w p. a), b), c), d) i e) może być traktowana oddzielnie.

Wpływ:

- a) kształtu i wymiarów przekroju poprzecznego;
- b) kształtu, szybkości i rodzaju napędu statków;
- c) szybkości prądów, a zwłaszcza fali posuwającej się;
- d) porównanie pod względem ekonomicznym solidnego umocnienia koryta (skarpy, dna) ze zwiększeniem jego przekroju poprzecznego.

Komunikat II.

Wartości pod względem ekonomicznym wielkich arterii żegluga wewnętrznej oraz poszczególne środki przyczyniające się do rozwoju przewozów żegluga śródlądowej.

- a) Możliwości ujęcia cyfrowego wartości pod względem ekonomicznym wielkich arterii wodnych, przyjmując pod uwagę przewóz oraz inne, przynoszone przez nie korzyści poza przewozem, (jako to zaopatrzenie w wodę, wyzyskanie siły wodnej, zabezpieczenie przed powodzią i inne).
- b) Łódź towarowa z własnym napędem: wymiary i wyposażenie, zastosowanie na kanałach i rzekach; otrzymane rezultaty doświadczeń oraz wyniki ekonomiczne.
- c) Przewóz towarów wysoko-wartościowych.
- d) Zastosowanie statków-cystern.
- e) Zastosowanie statków-containerów.

Sekcja II — Żegluga morska.

A. Zagadnienia.

Zagadnienie I.

Regulacja ujść dróg wodnych naturalnych i sztucznych, łącznie z ujściami o małych wymiarach — do mórz z przypływów i odpływów, jak i do mórz z przypływami i odpływami.

Regulacja odcinków rzeczno-morskich. Ostatnie badania i wyniki. Nowe metody realizacji. Porównanie wyników otrzymanych z wynikami doświadczeń na modelach oraz obliczeń.

Zagadnienie II.

Najlepsze urządzenia do wyładunku i załadunku oraz składowania produktów naftowych w portach. Odpowiednie wyposażenie mechaniczne. Środki do izolowania tych urządzeń (łącznie z rafineriami) od reszty portu. Inne środki specjalne mające na celu zmniejszenie ryzyka pożaru i innego. Najodpowiedniejsze usytuowanie składow i rafinerii w portach. Urządzenia do wprowadzenia produktów naftowych do wnętrza kraju. Doświadczenia otrzymane z ostatniej wojny.

II. Komunikaty.

Komunikat I.

Umocnienia brzegowe przeciw erozji. Ich działanie. Doświadczenia laboratoryjne.

Komunikat II.

Najnowsze wyniki i środki zapobiegawcze przeciw rozkładowi zaprawy i betonu w wodzie morskiej.

Komunikat III.

Skrzyżowanie drogi lądowej z kanałem lub drogą morską:

- 1) Ustalenie minimum wzniesienia dolnej konstrukcji mostów nad wodą;

2) Porównanie kosztów budowy i utrzymania wysokiego mostu stałego, mostu ruchomego, tunelu, mostu transportera oraz promu — przyjmując pod uwagę wymagania ruchu lądowego i morskiego. Doświadczenia otrzymane z ostatniej wojny.

Komunikat IV.

Zasięg falowania w portach. Środki do jego przewidywania i zwalczania. Badania laboratoryjne.

Jak widać z powyższego programu Kongresu, będzie on poruszał sprawy żywotne i nas interesujące. Można mieć nadzieję, że polscy fachowcy opracują pewną ilość referatów. Omówienie tej sprawy i wybór referentów nastąpi w odpowiednim czasie po zgłoszeniu się członków dawnych i nowych.

ZJAZD NACZELNIKÓW WYDZIAŁÓW WODNO-MELIORACYJNYCH W URZĘDACH WOJEWÓDZKICH

W dniach 19 i 20.VIII rb. odbył się w Departamencie Wodno-Melioracyjnym Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych Zjazd Naczelników Wydziałów Wodno-Melioracyjnych w Urzędach Wojewódzkich.

Na Zjeździe były rozpatrywane następujące sprawy:

1. Szarwark przy robotach wodno-melioracyjnych.

W okresie sezonu do 31 lipca rb. wykonano:

- 1) poczyszczono rowów — 9.822 km;
- 2) zasypano rowów strzeleckich i przeciwczołgowych — 1.152 km;
- 3) reperacja drenowań — 128.917 mb;
- 4) wykonano nowych rowów — 282 mb;
- 5) renowacja na wałach — 36.267 m³;
- 6) umocnień dna i skarp — 3.320 mb.

Do tych robót zużyto 1.124.041 robotniko-dniówek. Prócz tego dokonano robót:

konserwacji rzek 360 km, 6,14 km rzek i kanałów, zasypano 1532 bunkrów, rozplantowano 4267 m³, naprawiono dróg 220 mb, założono nowych przepustów 109 mb, wyremontowano starych przepustów 32 mb, przełożono przepustów 16, naprawiono 4 mosty, 3 tamy, 5 śluz, 116 wylotów drenarskich, bruku 80 m², dostarczono 6564 dniówek konnych.

Wartość robót wykonanych szarwarkiem wynosi ok. 300 milionów zł. Plan wykonano w 200% dzięki wydajnej pracy personelu melioracyjnego, pomocy władz administracyjnych i organizacji społecznych.

Wsie przodujące w szarwarku wg zapowiedzi Ministerstwa Rolnictwa i Reform Rolnych zostaną jesienią rb. zelektryfikowane. Obecnie wsie Cyprianów i Cyprianki w pow. Sochaczewskim otrzymały na ten cel milion złotych.

2. Szkolenie kadr.

W tym dziale zagadnień Zjazd stanął na stanowisku, aby:

- a) wzmocnić szkolenie kadr na wszystkich szczeblach nauczania,
- b) stworzyć lepsze warunki materialne personelowi wodno-melioracyjnemu, aby tym sposobem zahamować odpływ meliorantów do innych zawodów.

3. Zagospodarowanie łąk.

Zjazd stwierdza, że:

- a) łąk nasze są w bardzo niskiej kulturze.
- b) brak fachowego personelu łąkarskiego,
- c) brak doświadczeń łąkarskiego,
- d) brak hodowli nasion,
- e) nawozy rolnicze potrzebne do uprawy łąk winny być rozprowadzone w terenie w dostatecznej ilości i zwolnione od zamiany na zboże.

4. Sprawy torfowe.

Dzika eksploatacja torfowisk i brak należytej ochrony terenów torfowych powodują wielkie szkody dla melioracji i zagospodarowania łąk torfowych. Opracowanie i wydanie w porozumieniu z Ministerstwem Administracji Publicznej instrukcji eksploatacji torfu może zahamować rabunkową gospodarkę torfem, nad czym czuwałyby Rejonowe Kierownictwa Robót Wodno-Melioracyjnych z władzami terenowymi.

Na zakończenie Zjazdu Dyrektor Departamentu Wodno-Melioracyjnego, inż. K. Matul, stwierdził, że państwowa służba wodno-melioracyjna włożyła duży wysiłek przy melioracjach przeprowadzanych systemem szarwarkowym, jak również przy odwadnianiu żuław, gdzie widać bardzo poważne wyniki tych prac. W nadchodzącym okresie główny nacisk należy położyć na:

- 1) szkolenie kadr (głównie zimą),
- 2) zwiększenie robót melioracyjnych przy pomocy szarwarku, wykorzystując doświadczenie z poprzedniego okresu, opierając się przy tym na zarządzeniu Rady Państwa,
- 3) odwodnienie żuław,
- 4) akcję przeciwpowodziową,
- 5) nawodnienie i pierwsze zagospodarowanie łąk.

WYDZIAŁ MELIORACYJNY PAŃSTWOWEGO INSTYTUTU NAUKOWEGO GOSPODARSTWA WIEJSKIEGO.

W dniu 4.X. b. r. odbyła się w Bydgoszczy kwartalna konferencja poświęcona zagadnieniom badawczym objętym programem Wydziału. W konferencji poza pracownikami naukowymi Wydziału uczestniczyli: przedstawiciele Departamentu wodno-Melioracyjnego M. R. i R. R. oraz przedstawiciele innych działów Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego.

Po omówieniu spraw wewnętrzno-organizacyjnych i przedyskutowaniu metod dotyczących opracowania zleconego przez Główny Urząd Planowania Przestrzennego referatu zbiorowego na temat „Melioracje rolne w gospodarce wodnej Polski” przystąpiono do właściwego tematu, to jest bieżących zagadnień badawczych.

Wydział Melioracyjny pracuje obecnie w następujących kierunkach:

1. **Pomelioracyjny bilans wodny Polski.** Badania teoretyczne i doświadczalne dotyczą tu możliwych do zaistnienia zmian w bilansie wodnym po wykonaniu melioracji. Dotychczas opracowywano kwestie parowania i zmienności opadów oraz odpływu. Część wyników ukazała się w druku.

2. **Erozja gleb w Polsce.** Prace badawcze zmierzają do wykonania mapy obrazującej zasięgi i nasilenie erozji gleb. W roku bieżącym poczyniono obserwacje terenowe na lössach i rędzinach, opublikowano szereg monografii przedmoutu i rozpoczęto doswiadczenia polowe nad ochroną gleb i zwalczaniem zmywów.

3. **Meteorologia rolnicza.** Poza rozbudową sieci meteorologicznej obsługującej w kilkunastu punktach pola doświadczalne Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego, założono szereg pól specjalnych ustalonych, dla kontroli wpływu klimatu na plonowanie roślin uprawnych. Ponadto badano w r. b. zjawiska ziemowe.

4. **Utrzymanie trwałej produktywności użytków zielonych w związku ze zjawiskami „pożożonego przesuszenia torfowisk” i „starzenia się łąk”.** W roku bieżącym dzięki współpracy Wydziału Gleboznawczego Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego prace polowe doświadczalne pogłębione są badaniami mikroflory.

5. **Ekspertyzy przedmelioracyjne.** Wydział Melioracyjny organizował, jako pracę zleconą przez Główny Urząd Planowania Przestrzennego, badania fitosocjologiczne w dolinie Wisły, mające na celu wykrycie kierunku przyszłych zmian w dolinie, powodowanych przez roboty regulacyjne. Badania te zostaną pogłębione na odcinku hydrologicznym gleboznawczym.

6. **Mechanizacja w technice melioracji szczegółowych.** Ta grupa zagadnień obejmuje na razie drenowanie krecie. Po zmontowaniu kilku pługów wykonuje się doświadczalne drenowania na torfowiskach i glebach mineralnych. Poza tym w opracowaniu jest obszerna monografia przedmiotu.

Poza wymienionymi zagadnieniami Wydział zajmował się kwestią rolniczego zużytkowania ścieków miejskich, zagospodarowaniem dołów potorfowych, nawodnieniem wglębnym i fizycznymi własnościami mazi; współdziałał z Departamentem Wodno-Melioracyjnym w zakresie organizacji doświadczeń melioracyjnego oraz wydawnictw.

Wyniki badań ogłaszano drukiem w prasie specjalnej i popularnej, przez odczyty i wystawy (Częstochowa — Poznań). Terenowo współpracuje Wydział ze Związkiem Samopomocy Chłopskiej, Regionalnymi Dyrekcjami Planowania Przestrzennego i Urzędami Wodno-Melioracyjnymi.

J. O.

POKAZ DRENOWANIA TZW. KRECIEGO.

W dniu 5 listopada br. odbył się pokaz drenowania kreciego na łąkach torfowych wsi Porosiuki i Sławocinek w dolinie uregulowanej rz. Krzny pod Białą Podlaską w woj. Lubelskim. Pokaz zorganizowany został przez Departament Wodno-Melioracyjny M. R. i R. R. i miał na celu przedstawienie nowych metod pracy w zakresie melioracji szczegółowych.

Wyjazd w teren był poprzedzony krótkim zebraniem w sali konferencyjnej Banku Rolnego w Warszawie pod przewodnictwem Obywatela Ministra Rolnictwa, który podkreślił wagę poczyniń, mających na celu znaczne potanie i przyspieszenie prac melioracyjnych w Polsce. Referat o znaczeniu mechanizacji robót wodno-melioracyjnych i drenowania kreciego wygłosił Dyrektor Departamentu Wodno-Melioracyjnego inż. K. Matul, który podkreślił, że wprowadzenie mechanicznych środków do wykonania robót wodno-melioracyjnych oraz zastąpienie drenowania przy pomocy sączków glinianych przez drenowanie krecie spowoduje znaczne oszczędności wykonania programu melioracyjnego w Polsce do bardziej realnych cyfr w skali naszych obecnych możliwości. Jak wynika z przybliżonych obliczeń, można osiągnąć w ten sposób znaczne oszczędności stanowiące do 41% całkowitej prze-

widywanej sumy kosztów wykonania całkowitego programu melioracyjnego w Polsce.

Po referacie zebrani z wiceministrem Kowalewskim na czele udali się na pokaz drenowania kreciego.

Do drenowania kreciego użyte zostały 2 pługi tzw. „krecie“, konstrukcji inż. Kwapiszewskiego, Naczelnika Wydziału Wodno-Melioracyjnego w Lublinie.

Pługi te wzorowane były na prototypach pługów angielskich i ulepszone w szczegółach. Pług składa się z sanek żelaznych, na których osadzona jest tarcza talerzowa tnąca darń oraz krój w postaci zaostrego z przodu płaskownika, do którego końca, nastawionego na żadaną głębokość, przyczepiony jest na krótkim łańcuchu kawałek okrągłego żelaza o średnicy 5 cm w kształcie pocisku. Wygniata on w gruncie rurkę o przekroju kołowym.

Jeden z pługów ciągnięty był czterema końmi, drugi zaś przy pomocy traktora na kołach o mocy 23 KM. Wytworzone w ten sposób na głębokości 40 cm w odległości co 3 — 5 m rurki drenowe służą dla odsączania wody z gruntu i doprowadzają ją do rowka otwartego. Krecie rurki drenowe na tym obiekcie służą zarówno dla odwodnienia i przewietrzania gleby, jak i nawodnienia.

Jednym pługiem przy trakcji traktorowej można wykonać w omawianych warunkach drenowanie krecie na powierzchni około 5 ha dziennie, pod warunkiem, że będą przygotowane rowki, względnie dreny-zbieracze, do których zostanie dołączona sieć krecich drenów.

Koszt drenowania kreciego, uwzględniając konieczność powtarzania go co kilka lat, wynosi 15% kosztu normalnego drenowania.

Przy okazji pokazu drenowania kreciego uczestnicy zapoznali się z zastosowanym systemem nawodnienia łąk torfowych w dolinie rzeki Krzny. Na uregulowanej rzece został zbudowany prostej konstrukcji jaz koźłowy, piętrzący wodę do wysokości około 2 m ponad dno rzeki. Woda z poziomu piętrzenia pobierana jest do nawodnienia przy pomocy doprowadzalnika i szeregu bocznych rowów z systemem zastawek, regulujących dopływ wody. Oglądano również regulację rzeki Krzny pod wsią Woskrzenicami przy pomocy czepakowej kopaczki pływającej o dziennej wydajności kopania do 500 m³, która obniża koszt wykopu 1 m³ gruntu do 25% w porównaniu z robotą ręczną.

G. S.

KOMITET ORGANIZACYJNY NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ.

W dniu 4.10 b. r. odbyło się zebranie Komitetu Organizacyjnego N. O. T. przy obecności 56 osób.

Przewodniczył Prezes, inż. B. Rumiński, do Prezydium zostali powołani inż. inż. I. Brach i Al. Gajkowicz.

Porządek obrad:

1. Sprawy statutowe:
 - a) regulamin oddziałów N. O. T.,
 - b) poprawki do statutu N. O. T. i statutu ramowego dla stowarzyszeń,
 - c) regulamin obrad Walnego Zjazdu Delegatów.
2. Walny Zjazd Delegatów.
3. Sprawa Kongresu Techników.
4. Wolne wnioski.

Sprawy statutowe zreferował przewodniczący Komisji Statutowej, ob. inż. B. Witwiński. Po referacie, obejmującym szczegóły regulaminu oddziałów N. O. T. zabierają głos ob.: Piotrowski, Czaplicki, Tymowski, Kosiński, Żarnecki, Rzęcki, Ambroziak, Misztal, Rudolf. Odpowiedział inż. Witwiński. Uchwalono jednomyślnie przyjęcie

regulaminu z redakcyjnymi poprawkami, wprowadzonymi w dyskusji.

Odnosnie poprawek statutowych i regulaminu obrad przyjęto wniosek Przewodniczącego, upoważniający Prezydium do wniesienia na Walny Zjazd Delegatów, po wprowadzeniu uwag, nadesłanych do N. O. T. przez Zarządy Stowarzyszeń.

Sprawę Walnego Zjazdu Delegatów omówił Sekretarz Generalny. Intencją Prezydium jest, aby w Radzie Głównej były reprezentowane wszystkie grupy techniczne, a więc: grupa uczonych, inżynierów i techników. Prezydium N. O. T., mając w swoim składzie przedstawicieli wszystkich wielkich stowarzyszeń, jest w możności przedstawić na Walny Zjazd listę kandydatów do nowych władz. Przewiduje się, że $\frac{2}{3}$ przyszłych władz będzie pochodzić ze składu Komitetu Organizacyjnego, $\frac{1}{3}$ — członków nowych. Walny Zjazd wybierze 78 osób do władz. W Zjeździe winno wziąć udział około 150 osób — delegatów od stowarzyszeń i członków Komitetu Organizacyjnego.

Na podstawie zgłoszonych przez Prezydium wniosków, jednomyślnie uchwalono:

a) dokooptować do Komitetu Organizacyjnego Prezesów i Sekretarzy od wszystkich stowarzyszeń branżowych, a w wypadku, gdyby byli oni już członkami Komitetu Organizacyjnego, 2 innych członków Prezydium.

b) Pierwszy Walny Zjazd Delegatów N. O. T. odbyć w Warszawie w dniu 12 grudnia 1947 r. Prezydium N. O. T. upoważnić do ustalenia list kandydatów do nowych władz.

W punkcie dotyczącym Kongresu Techników ob. inż. Brach przedstawił propozycję Prezydium zwołania Kongresu jesienią 1949 r., t. j. w końcowym okresie 3-letniego planu odbudowy. Wniosek przyjęto jednomyślnie.

W wolnych wnioskach przyjęto jednomyślnie następujące propozycje:

1) N. O. T. winna opracować wzór legitymacji członkowskiej, jednolitej dla wszystkich stowarzyszeń (wniosek ob. Ambroziaka).

2) Na Walny Zjazd Delegatów Prezydium N. O. T. przedstawi projekt znaczka N. O. T.

3) Prezydium N. O. T. już obecnie winno powołać 3-osobowy Komitet Organizacyjny przyszłego Kongresu Techników.

4) Projekt poprawek do statutu N. O. T. i statutu ramowego należy przed 15 października b. r. rozesłać do stowarzyszeń z tym, że poprawki do tych projektów stowarzyszenia winny nadesłać do N. O. T. w terminie do 20 listopada b. r.

SPRAWOZDANIE

Inż. inż. Al. Gajkowicza i L. Tarlewskiego z delegacji na zebranie Komitetu Wykonawczego oraz Rady Światowej Organizacji Technicznej w dn. 9—12.IX.1947 r. w Zurychu.

W posiedzeniu Komitetu Wykonawczego brali udział wszyscy członkowie Komitetu, za wyjątkiem Chin.

Na zebraniu Rady było reprezentowanych 22 państw. Było to pierwsze zebranie Rady C. T. M.

Tak sesja Komitetu Wykonawczego jak i sesja Rady posiadały doniosłe znaczenie w rozwoju Światowej Konferencji Technicznej, gdyż na porządku dziennym poza sprawami bieżącymi znajdowały się sprawy nowego sformułowania statutu, sprawy ustalenia programu prac na następny rok, ustalenia terminu, miejsca i programu następnego Kongresu Technicznego, przyjęcie nowych członków, wybory Wydziału Wykonawczego na najbliższą kadencję oraz sprawy pomocy Politechnice Warszawskiej.

Polska delegacja brała wybitnie czynny udział w pracach Komitetu Wykonawczego i w obradach Rady oraz zdobyła na forum Conference Technique Mondiale pozycję mocną, umożliwiającą wywieranie wielkiego wpływu na przebieg prac C. T. M.

Wiele wysiłków musiała delegacja polska poświęcić na zmianę niekorzystnych sformułowań szeregu punktów statutu. W wyniku ożywionych dyskusji punkt widzenia delegacji polskiej zyskał uznanie, a dla nowego sformułowania odpowiednich postanowień statutu została wybrana Komisja, w składzie przedstawicieli Polski, Anglii, Francji i Czechosłowacji. Komisji przewodniczył delegat Polski.

W statucie — jako jedno z zadań C. T. M. — podano propagowanie stosowania nowych zdobyczy techniki i nowych źródeł dla celów produkcyjnych, celem zmniejszenia cierpienia ludzkości i podniesienia stopy życiowej szerokich mas. Zaznaczono w statucie, że C. T. M. jest organizacją czasową i ma za zadanie, m. in. stworzenie Światowej Federacji Technicznej. Ograniczono ilość przedstawicieli międzynarodowych organizacji technicznych w Radzie C. T. M. do dziesięciu, a w Komitecie Wykonawczym do trzech, i w ten sposób uniknięto próby pośredniej majoryzacji państw mniejszych przez państwa wielkie.

W programie prac na 1948 r. uwzględniono, na wniosek delegacji angielskiej, zagadnienia socjalne związane z postępem techniki, przy czym, na wniosek polskiej delegacji, Komisja, która ma pracować nad tymi zagadnieniami — będzie wybrana przez Komitet Wykonawczy, a nie przez Radę, jak tego uparczywie domagała się delegacja angielska. Delegacja polska zneutralizowała wniosek delegacji angielskiej, postawiony na posiedzeniu Komitetu Wykonawczego, a żądający aby na przewodniczącego Komisji wybrać lorda Sempill'a, wielkiego fabrykanta samochodowego. Polska delegacja wysunęła jako kandydata wybitnego inżyniera francuskiego. W ten sposób kandydatura angielska upadła a sprawa została odroczone do następnej sesji Komitetu Wykonawczego.

Ponieważ nie było innych propozycji — przyjęto zaproszenie Komitetu Narodowego Egipskiego, aby przyszedł Kongres Techniczny odbył się w Kairze — wiosną 1949 r. Ustalono, że następujące zagadnienia będą stanowiły tematy referatów na Kongresie:

1. Źródła energii i surowce w świecie,
2. Postęp techniczny jako czynnik socjalny,
3. Temat specjalnie interesujący Egipt — gospodarstwo wodne, paliwa płynne, mieszkania robotnicze.

Delegacja polska zaoponowała przyjęciu już obecnie Austrii w poczet członków C. T. M., zaś Włoch do Komitetu Wykonawczego. Powzięto uchwałę, która uzależnia

przyjęcie Austrii do C. T. M. od zgody N. O. T., zaś sprawę przyznania Włochom miejsca w Komitecie Wykonawczym odłożono do następnej sesji Komitetu. Polska, z innych względów, sprzeciwiła się przyznaniu miejsca w Komitecie Wykonawczym Iranowi. Na wniosek Polski zerwano miejsce w Komitecie Wykonawczym dla jednego z państw Naddunajskich (Jugosławia, Bułgaria, Rumunia, Węgry).

Sprawa ponownego wejścia Polski do Komitetu Wykonawczego nie przedstawiała już w r. b. żadnych trudności. Kandydatura Polski, bez żadnych specjalnych zabiegów ze strony delegacji polskiej, została postawiona łącznie z innymi kandydaturami przez delegata angielskiego w imieniu prezydium C. T. M., przy czym kandydatura została podana na jednym z czołowych miejsc (trzęście). Wniosek ten został przez Radę przyjęty jednomyślnie. Nie chcąc sama się ubiegać o stanowisko wiceprzewodniczącego Komitetu Wykonawczego — delegacja polska ułatwiła delegacji czechosłowackiej pozyskanie tego miejsca.

Tak na sesji Komitetu Wykonawczego, jak i na sesji Rady, kilkakrotnie poruszano sprawę Politechniki Warszawskiej, odczytano list Rektora Politechniki, ponownie upoważniono inż. Howard'a, przewodniczącego Komitetu Narodowego Angielskiego do pełnienia obowiązków przewodniczącego Komisji Pomocy dla Politechniki Warszawskiej.

Z innych spraw — należy wymienić uchylone przez polską delegację dążenie delegacji angielskiej do ujęcia w swoje ręce sprawy wydawania biuletynu C. T. M. Na wniosek delegacji polskiej — uchwalono, że biuletyn będzie wydawany, poczynając od 1.1.1948 r. przez Generalny Sekretariat.

W końcu — należy podkreślić, że tak na posiedzeniu Komitetu Wykonawczego, jak i na posiedzeniu Rady ujawniło się dążenie państw anglosaskich opanowania całkowitego C. T. M. i podporządkowania jej działalności swym wpływom. Dążenia te były przez niektóre delegacje (państwa Skandynawskie) popierane bez zastrzeżeń. Delegacja polska jako jedno ze swych zadań postawiła przeciwstawienie się tym tendencjom, jako szkodliwym. Przewodnicząca delegacji polskiej dała na ogół wyniki pozytywne.

(—) inż. L. Tanlewski.

(—) inż. A. Gajkiewicz

SPROSTOWANIE.

W zeszycie nr 4 z 1947 r. w artykule inż. W. Chockiego pt. „Zbiornik łomżyński“, w wierszu 21 od góry, w szpalcie prawej, na str. 169 — winno być „ok. 2% całkowitego kosztorysu 15 do 25 mio zł“; w wierszu 25 od góry, w szpalcie prawej, na str. 169 — winno być „ogółem — 1.250 do 1.500 mio zł“.

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. Roskoński, 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.