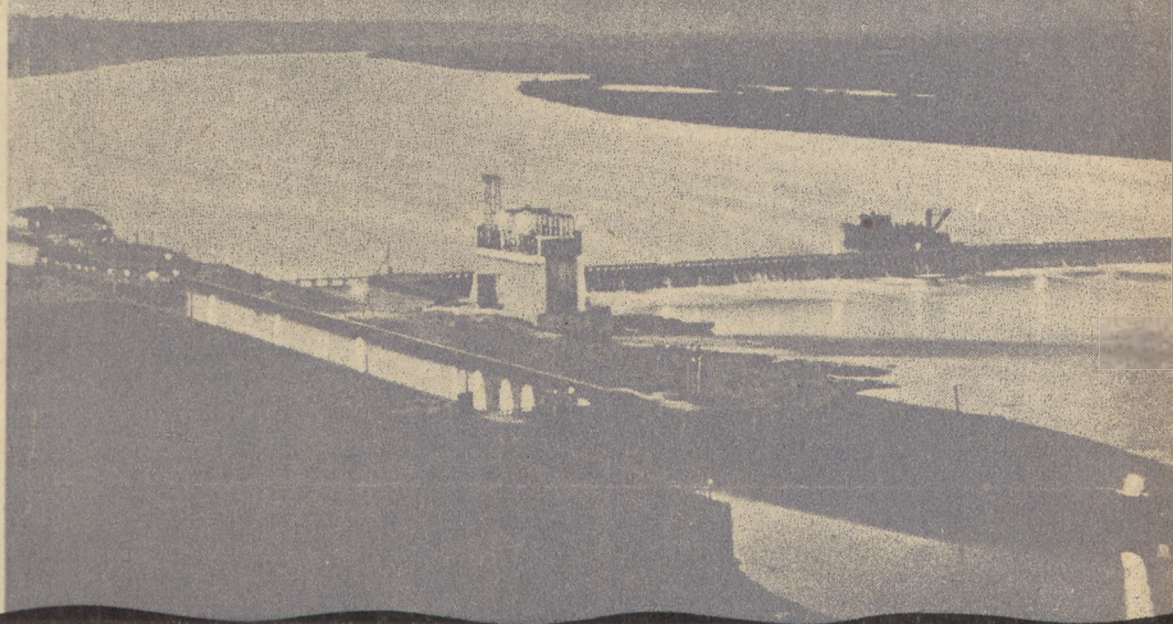


GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, WRZESIEŃ 1953 r.

Nr 9

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Prof. dr inż. Romuald Rostkoński — Wartość i znaczenie czynnika szorstkości dla rzek o dnie ruchliwym . . .	321
Dr Zofia Kaczorowska — Wpływ zbiorników wodnych na klimat lokalny . . .	324
Inż. Leon Śledziewski — Niektóre problemy zbiorników powierzchniowych dla celów wodociągowych . . .	327
Dr inż. Julian Lambor — Nomenklatura charakterystycznych stanów wody i przepływów w rzekach . . .	329
Inż. Włodzimierz Skoraszewski — W sprawie oszczędności materiałów żelaznych w budowie wodociągów komunalnych . . .	331
Inż. Władysław Jankowski — Obliczanie pali, palisad i ścianek szczelnych, wbitych pionowo w grunt o różnorodnym uwarstwieniu, na obciążenie siłami poziomymi . . .	332
Inż. Bolesław Czerny — Nowe podstawy kosztorysowania . . .	337

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

Inż. Jan Skibiński — Rozmieszczenie rygli w płaskich zasuwach stalowych . . .	339
---	-----

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Iwanicki — Przekroczenie rzeki rurociągiem $\varnothing$ 1000 mm . . .	342
---	-----

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

Prof. dr Jan Wierzbicki — Możliwości wykorzystania rolniczego przemysłowych wód ściekowych . . .	345
Inż. Czesław Bielenia — Tabor pływający dla małych głębokości . . .	348

PRZEGLĄD WYDAWNICTW . . .	349
WSPOMNIENIE POŚMIERTNE . . .	355
KRONIKA . . .	355
LISTY DO REDAKCJI . . .	356

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

Величина и значение коэффициента шороховатости для рек с неустойчивым дном	Valeur et signification de la rugosité pour les rivières au fond instable	Value and significance of roughness for rivers with an unstable bottom
Влияние водохранилищ на местный климат	Influence des retenues d'eau sur le climat local	Influence of water catchment reservoirs on the local climate
Некоторые проблемы водохранилищ для целей водоснабжения	Quelques problèmes des retenues d'eau pour les buts d'hydraulique urbaine	Problems of water catchment reservoirs for water-supply aims
Номенклатура характеристических уровней и дебитов воды в реках	Nomenclature des niveaux et des débits caractéristiques des rivières	Nomenclature of characteristic water levels and water flows in rivers
По вопросу экономии железных материалов в строительстве коммунального водоснабжения	Au sujet de l'économie des matériaux en fer dans la construction des aménagements d'hydraulique urbaine	On the iron material economy in the construction of communal water supplies
Расчет на нагрузку горизонтальными силами свай, свайных и шпунтовых стен вбитых вертикально в грунт с разными слоями	Calcul des pieux, des palissades et des palplanches enfoncées verticalement dans le sol à couches différentes chargés par forces horizontales	Calculation of the horizontal forces resistance of pales, palisades and sheet piles driven vertically into the soil with different layers
Новые основы сметы	Nouvelles bases d'établissement des devis	New estimate basis
Расположение риглей в плоских стальных задвижках	Location des verroux dans les vannes plates en acier	Location of bars in the flat steel bolts
Переход реки водопроводом $\varnothing$ 1000 мм	Franchissement de la rivière par une conduite d'eau à 1000 mm de diamètre	Crossing the river by a water-pipe $\varnothing$ 1000 mm
Возможности сельскохозяйственного использования промышленных сточных вод	Possibilités de mise en profit en agriculture des égouts industriels	Possibilities of agricultural use of industrial sewage
Речной флот для малых глубин	Matériel flottant pour les petites profondeurs	Floating stock for small depths
Обзор печати	Revue des publications	Review of publications
Посмертное воспоминание	Souvenir posthume	Obituary notice
Хроника	Chronique	Chronicle
Отклики читателей	Lettres des lecteurs	Letters of readers

Warunki prenumeraty:

Prenumerata:

Przedpł. Przedpł.
norm. ulgowa

Numer pojedynczy	8.—	Kwartalna	24.—	13.50
		Półroczna	48.—	27.—
		Roczna	96.—	54.—

Zamówienia i wpłaty na prenumeratę przyjmują wszystkie urzędy pocztowe i listonosze. Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę czasopism technicznych NOT poczynając od 1 maja 1953 r., przyjmowane będą w nowych terminach: od dnia 11 każdego miesiąca do dnia 10 następnego miesiąca — na najbliższy okres kalendarzowy. Na okresy miesięczne — co miesiąc. Na okresy kwartalne — odpowiednio do dnia 10 grudnia, marca, czerwca i września. Na okresy półroczne — do dnia 10 grudnia i czerwca. Na okres roczny — do dnia 10 grudnia. Analogiczne dotyczy przyjmowania prenumeraty przez urzędy pocztowe i listonoszy.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XIII

WARSZAWA, WRZESIEŃ 1953 R.

Nr 9 (82)

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

PROF. DR INŻ. ROMUALD ROSŁOŃSKI

Wielkość i znaczenie czynnika szorstkości dla rzek o dnie ruchliwym

A. Analiza stosowanych wzorów hydrometrycznych

Przedstawiona tutaj metodyka badania czynnika szorstkości jest oparta tylko na pomiarach hydrometrycznych, wykonanych na Dunajcu, niemniej posiada znaczenie ogólniejsze dla wszystkich rzek płynących z Karpat i deniwelujących ten łańcuch górski.

Czynnik szorstkości δ we właściwej postaci występuje tylko w tzw. małym wzorze Kuttera:

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{\delta + \sqrt{R}} \sqrt{R} \sqrt{I} \text{ m/sek} \quad [1]$$

i gdyby $\frac{100 \sqrt{R}}{\delta + \sqrt{R}} = K$ dla rzek danego typu było stałą

wartością, to wzór powyższy sprowadza się do postaci wzoru Chezy:

$$v = K \sqrt{R} \sqrt{I} \quad (K = \text{constans}) \quad [2]$$

Ponieważ jednak K jest zmienne, zależne od wartości R , zatem wszystkie wartości K podane przez Stricklera, w granicach od $K = 40$ do $K = 50$ dla koryt o dnie ruchliwym, o różnym składzie granulometrycznym, w jego wzorze:

$$v = K R^{1/4} I^{1/2}$$

są dla rzek podkarpackich za mało dokładne. To samo tyczy się znanych wzorów Forchheimera, Matakiewicza oraz Imhoffa, który dla wzoru [1] podał wartość $\delta = 1,5$, bo taka odpowiada w wielkim wzorze Ganguilleta i Kuttera liczbie szorstkości $n = 0,025$ dla rzek. Natomiast nie jest miarą szorstkości liczba n , w dużym wzorze Ganguilleta i Kuttera:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{I}}{1 + (23 + \frac{0,00155}{I}) \frac{n}{R}} \sqrt{R} \sqrt{I} \quad [3]$$

lecz tylko wskaźnikiem szorstkości. Gdyby jednak ten wzór, po podstawieniu wartości:

$$K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{I}}{1 + (23 + \frac{0,00155}{I}) \frac{n}{R}} = \frac{100 R}{\delta + R}$$

mógł dać przydatną wartość na K , to zagadnienie znalezienia odpowiedniej wartości dla δ byłoby rozwiązane. Tak

jednak nie jest, bo v uzyskane z pomiaru bezpośredniego różni się prawie zawsze i to znacznie od obliczonego wzorem Ganguilleta i Kuttera. Różni się dlatego, ponieważ pomierzony lokalny spadek I_p nie odpowiada realnemu I_r . Jest to fakt znany, niemniej nie znalazłem w literaturze jego uzasadnienia, opartego na prawach hydrologii i morfologii łożysk rzecznych. Wyjaśnią tę sprawę dwie serie pomiarów hydrometrycznych w Czorsztynie i w Nowym Sączu w sposób nie budzący wątpliwości.

Na razie stoimy przed zagadnieniem, jak rozwiązać jedno równanie:

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{\delta + \sqrt{R}} \sqrt{R} \sqrt{I_p}$$

o nieznanym δ i niewłaściwym I_p — pomierzonym, czyli jak rozwiązać jedno równanie o dwóch niewiadomych. Jest rzeczą jasną, że należy posłużyć się dodatkowo takim wzorem, gdzie K jest niezależne od δ i od I_p . Taki wzór podał Ganguillet i Kutter dla łożysk rzecznych o dnie żwirowym:

$$\frac{1}{K^2} = 0,0004 \left(1 + \frac{1,75}{R} \right) \quad [4]^1$$

gdzie, jak widać, K jest zależne tylko od znanego (z pomiaru) promienia hydraulicznego R , względnie od średniej głębokości w profilu.

Stąd wynikający tryb analizy pomiaru jest następujący: dla każdego pomiaru obliczamy K ze wzoru [4], po czym, przyjmując uzyskaną z pomiaru wartość v_p za pewną i prawdziwą, piszemy:

$$v_p = [K] \sqrt{R} \sqrt{I_p} \quad \text{czyli } [K] = \frac{v_p}{\sqrt{R} \sqrt{I_p}} \quad [5]$$

i obliczamy spadek zrektyfikowany I_r ze wzoru:

$$v_p = K \sqrt{R} \sqrt{I_r}, \quad \text{zatem } \sqrt{I_r} = \frac{v_p}{K \sqrt{R}} \quad [6]$$

B. Miasto szorstkości δ_0 i czynnik szorstkości δ

Jakie znamień przybiera w naturze czynnik szorstkości koryta rzeki, pokaże to seria pomiarów hydrometrycznych w Czorsztynie i Nowym Sączu. Wybrano je celowo dlatego, ponieważ pomiary były zupełne i obejmowały 4 takie pomiary w Czorsztynie i 4 w Nowym Sączu, w tych po jednym wykonanym przy wyższym stanie wody; ponadto dlatego, że okres pomiarów był krótki — jednoroczny w obu przypadkach, co wyklucza jakikolwiek wpływ robót regu-

¹⁾ Forchheimer Ph. Hydraulik, 3 wyd. str. 142.

lacyjnych na zmianę przekroju rzeki w odcinku pomiarowym, zatem i na zmianę jego promienia hydraulicznego R w okresie pomiarów.

Wszystkie otrzymane z tych pomiarów wartości oraz te, które należało poprawić, by $Q = FK \sqrt{R} / I_r = F v_p$, więc przede wszystkim pomierzony lokalny spadek zwierciadła wody I_r na miarodajny dla rzeki I_r w odcinku pomiarowym zawiera tablica I i II. Dla łatwiejszego zorientowania się, jak liczono wartości w tablicy zawarte, wyniki z wywodów podanych w poprzednim rozdziale powtarzam, że ujęte w kłamrę $[K]$ liczono ze wzoru [5], zatem ujęte w kłamrę $[\delta]$ jest:

$$[\delta] = \frac{100 - [K]}{[K]} \sqrt{R}$$

$\bar{K}$ z kreską u góry ze wzoru 4 i tej wartości odpowiadające

$$[\delta] = \frac{100 - [K]}{[K]} \sqrt{R}$$

oraz ze wzoru 6

$$\sqrt{I_r} = \frac{v_p}{\bar{K} \sqrt{R}}$$

Zanim ustalimy za pomocą równania, jak zmienia się czynnik szorstkości δ w stosunku do promienia hydraulicznego R na razie tylko w profilach hydrometrycznych Czorsztyna i Nowego Sącza, a to na podstawie danych w tabl. I i tabl. II zawartych, należy zwrócić uwagę na wartości $[K]$, obliczone na podstawie pomierzonego spadku I_p i na wyniki z tych $[K]$ wartości $[\delta]$.

Jest jasne, że K nie może rosnąć od wartości 13,494 do wartości 34,219, a δ od wartości 2,43 do 4,84 (Czorsztyn) i nie jest prawdopodobne, aby wartość δ mogła zmaleć do wartości 1,446 w Nowym Sączu. Ujednolicenie tych wartości do poprawionych K i δ dostatecznie tłumaczy potrzebę rektyfikacji spadku z I_p na I_r .

Ta poprawka spadku jest konieczna, gdy w nim kryje się błąd powstały przez pomiar spadku linii energii, zniekształcający spadek miarodajny w profilu hydrometrycznym.

Wartości K i δ dla Czorsztyna i także dla Nowego Sącza z pierwszej serii pomiarów (od 21 do 24), wniesione w prostokątny układ współrzędnych w funkcji promienia hydraulicznego R , przedstawiają wykresy (rys. 1 i 2).

Tablica I — Czorsztyn

L. p.	Data	Z pomiarów otrzymane wartości:						Poprawione:			
		F	R	I_p ‰ ^o	v_p	$Q = F v_p$	K		K	I_r ‰ ₀₀	
4	9. VI. 1925	29,79	0,57	1,024	0,326	9,70	13,494	4,84	24,783	0,30356	2,29117
5	15. VI. 1925	48,72	0,75	1,61	0,467	19,00	15,828	4,606	27,386	0,3877	2,2863
8	1. VII. 1925	153,90	2,56	1,847	2,353	362,10	34,219	3,0758	38,535	1,45647	2,552
8	6. VIII 1925	57,30	0,96	1,420	1,061	60,80	28,736	2,4298	29,759	1,2702	2,3126
										średnie	2,3606

Tablica II — Nowy Sącz

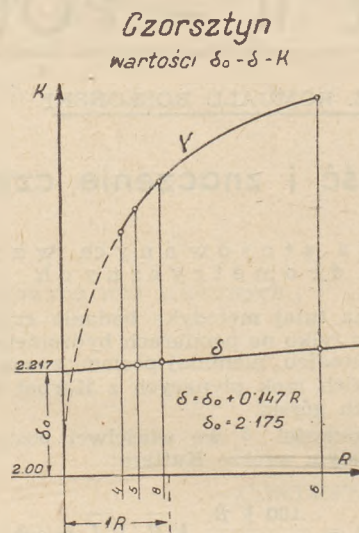
L. p.	Data	Z pomiarów otrzymane wartości:							Poprawione:		
		F	R	I_p ‰	v_p	$Q = F v_p$	K	K	I_r ‰		
21	9. VI. 1930	29,24	0,63	0,454	0,599	17,52	35,345	1,4467	25,727	0,63263	2,2915
22	16. VIII. 1930	89,12	1,71	1,041	1,958	171,90	45,696	1,555	35,1499	1,7594	2,4125
25	23. IX. 1930	58,28	1,17	0,800	1,195	69,62	39,060	1,6876	31,6278	1,2220	2,3383
24	29. X. 1930	66,28	1,33	0,953	1,502	99,59	42,189	1,5803	32,6804	1,58823	2,3756
									31,30	średnia	2,3545
II seria pomiarów 1934 — 1950											
26	19. XI. 1934	56,40	1,06	1,770	1,446	82,68	33,845	2,0124	30,710	2,1498	2,323
27	8. X. 1947	40,60	0,762	1,250	0,432*)	17,58	14,030	5,3489	(27,131	0,33427	2,3445)
28	13. VII. 1948	98,52	1,55	0,690	1,430	140,88	43,726	1,6023	34,262	1,12353	2,3884
29	24. XI. 1949	64,75	1,10	0,655	0,560	36,26	20,853	3,9784	31,063	0,29546	2,3276
30	13. V. 1950	53,90	0,94	0,870	0,670	36,113	23,812	3,1162	29,557	0,54666	2,31074
*) Błąd w pom. v_p									średnie = 2,33374		

*) Błąd w pom. v

W wykresach δ_0 jest stałym mianem szorstkości w danym profilu hydrometrycznym, a zmienny czynnik szorstkości δ przedstawia prosta w funkcji promienia hydraulicznego R .

Dla Czorsztyna równanie prostej jest $\delta = \delta_0 + 0,147 R$ i obliczone z tego $\delta_0 = 2,176$

Dla Nowego Sącza: $\delta = \delta_0 + 0,112 R$ $\delta_0 = 2,221$ gdzie współczynniki przy R oznaczają zmienny stopień ascensji prostej, czyli że $\delta = \delta_0 + \alpha R$. Miano δ_0 , mało różne w Czorsztynie i w Nowym Sączu charakteryzuje szorstkość profilu pod względem granulometrycznym, zatem mało zmienny skład materiału dennego w tych profilach.



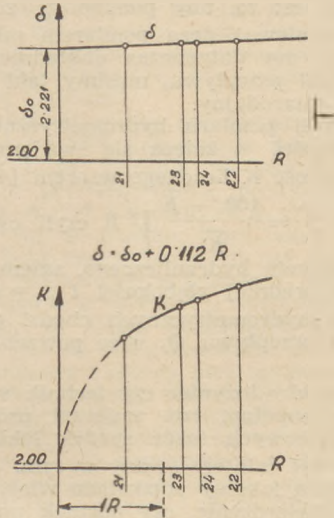
Rys. 1.

Z tego wynika jednak, że czynnik szorstkości, jako zależny jedynie od promienia hydraulicznego R , nie ma wpływu na zmianę pomierzonego spadku I_p na I_r , że zatem przyczyna odmiennego kształtowania się spadku zwierciadła wody leży gdzie indziej.

Podkreślam, że objaw obniżenia wszystkich czterech wartości I_p w Czorsztynie i odwrotnie podwyższenia wszystkich czterech wartości I_p w Nowym Sączu (tabl. I i II), wy-

Nowy Sącz

(I-seria)

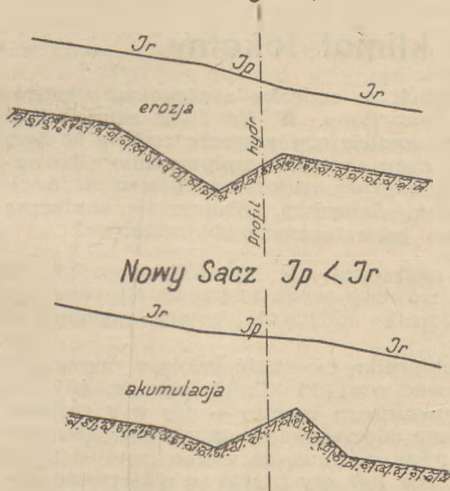


Rys. 2.

nikły z obliczenia zrektifikowanego I_r wzorem [5], jest tylko zjawiskiem czasowym, który każda następna wielka woda może odwrócić, toteż nie pociąga za sobą żadnych dalszych konsekwencji, prócz tej, że w związku ze zmianą I_p na I_r zmieniają się także wartości δ i to w sensie przeciwnym, więc na większe przy obniżeniu spadku i na mniejsze przy podwyższeniu spadku, jako wynik normalnego rachunku, przedstawionego w tablicach I i II.

C. Przyczyna zawodnych pomiarów spadku^o zwierciadła wody w profilu hydrometrycznym

Dr Z. Kajetanowicz doszedł na podstawie swych długoletnich studiów nad ruchem rumowiska w korytach rzecznych między innymi do tego wniosku, że lokalny spadek zwierciadła wody w profilu podłużnym odcinka hydrometrycznego nie jest miarodajny dla tegoż, o ile chodzi o pomiar chyżości, a więc i objętości przepływu. Aby ten miarodajny spadek zwierciadła wody znaleźć, potrzeba dno rzeki na długości 1,5 do 2 km wyrównać i przyjąć za miarodajny temu odpowiedni równoległy spadek zwierciadła wody. Na podstawie takiej interpretacji spadku miarodajnego R , sprawa zawodnych pomiarów I_p wyjaśnia się w sposób prosty i logiczny. W Czorsztynie wszystkie I_p okazały się za duże. Widocznie w odcinku pomiarowym dno

Czorsztyn $J_p > J_r$ 

Rys. 3. Erozja i akumulacja w profilu hydrometrycznym.

było zerodowane (obniżone) i powstały skutkiem tej erozji spadek I_p za duży w stosunku do tego, jakim musiał być spadek miarodajny I_r powyżej i poniżej odcinka pomiarowego. Gdyby duży spadek I_p miał powodować nadmierne głębokości w profilu hydrometrycznym, to taka ewentualność nie musi koniecznie spowodować błędnego obliczenia v_p , zatem i objętości Q , bo miarodajny dla tych promień hydrauliczny R odpowiada szczęśliwym zbiegiem okoliczności nie maksymalnej głębokości w profilu t_{max} , lecz średniej t_{sr} , co zatem nie podważa przyjętej w naszych obliczeniach zasady, budującej na pewności v_p . Z drugiej strony należy zaznaczyć i co wyniknie z następujących pomiarów w Żabnie, że ustawiczna i nadmierna zmiana stosunku t_{max} i t_{sr} w profilu uniemożliwia ustalenie ciągłości obliczonych δ to znaczy ich stopnia ascenzji.

W Nowym Sączu natomiast za mały lokalny i pomierzony spadek i za małe głębokości w profilu, powstałe skutkiem akumulacji materiału wleczonego po dnie, uzasadniają konieczność powiększenia miarodajnego spadku I_r ponad pomierzony I_p .

D. Zmiana czynnika δ wskutek przemian wleczonego po dnie materiału (granulometryczna)

Aby taką znaleźć i ustalić rachunkiem wystarczyłoby zebrać np. pomiary hydrometryczne, jakimi dysponujemy w Żabnie (jedyne poza Nowym Sączem), obliczyć dla tychże odpowiednie δ a z tych δ_0 , charakteryzujące stan szorstkości koryta w profilu hydrometrycznym i wyciągnąć wniosek, jakim zmianom uległ stan granulacyjny materiału przewleczonego z odległości około 250 km, tj. od Nowego Sącza, gdzie δ_0 jest znane. Niestety rozwiązanie zawiodło, ponieważ δ (czynniki szorstkości) obliczone z pojedynczych pomiarów nie ułożyły się na prostej, wskutek czego nie było można obliczyć miana szorstkości δ_0 dla Żabna.

Szukając wyjaśnienia tego anormalnego układu wartości czynnika δ (w Żabnie), przyszliśmy do wniosku, że spowodowała je za duża rozbieżność w kilku pomiarach między średnią głębokością t_{sr} a największą t_{max} , a więc także między chyżością średnią w profilu, a największą na powierzchni. Np. przy czterech pomiarach (w Żabnie) stosunek głębokości był następujący:

$$\frac{t_{sr}}{t_{max}} = \frac{1,06}{2,67}, \frac{0,94}{2,54}, \frac{1,07}{2,07}, \frac{0,71}{1,69}$$

a ponieważ od t_{sr} ($=R$) zawisło $\bar{K}$, a od tegoż wielkość czynnika δ , więc i wartość δ nie będzie cechować równomierny przyrost wartości. Średnia wartość $\bar{K}$ i δ liczone z czterech pomiarów w Nowym Sączu oraz Żabnie w tym samym roku kalendarzowym (1930) wynosiły:

Nowy Sącz	$\bar{K} = 31,296$	$\delta_{sr} = 2,3545$
Żabno	$\bar{K} = 28,682$	$\delta_{sr} = 2,3086$

Posługując się inspiracjami Stricklera należałoby wnosić, że materiał denny w profilu Żabna został odpiaszczony (w pewnym stopniu), spłukany do Wisły (w r. 1930), bo według tegoż autora żwir z dużą przymieszką piasku posiada $\bar{K}$ większe, niż materiał żwirowy. Z powodu braku potrzebnego materiału pomiarowego, musimy poprzestać na tych prowizorycznych wnioskach.

E. Stałość miana szorstkości δ_0 , a zmiana czynnika szorstkości δ wskutek przeprowadzonych robót regulacyjnych

Pozostaje wyjaśnić, czy raz skonstruowana prosta δ w funkcji R , oparta na materiale pomiarów starszych, zatrzymuje swą ważność po przeprowadzeniu robót regulacyjnych na dłuższym odcinku i w większych rozmiarach (obwałowania, prostowania zakolii). Pożądaną odpowiedź na powyższe pytanie daje nam porównanie starszej i nowszej serii pomiarów w profilu hydrometrycznym Nowego Sącza, zawartych w tablicy II.

Na podstawie starszej serii pomiarów z 1930 r. równanie prostej δ wyrażało się wzorem:

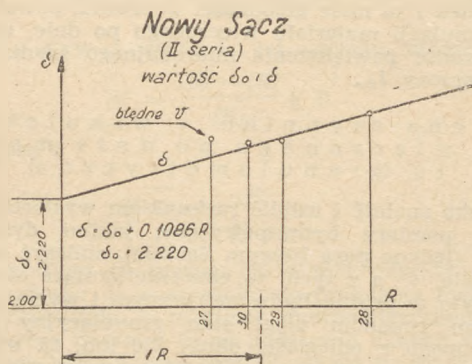
$$\delta = 2,221 + 0,112 R,$$

a dla serii II jest:

$$\delta = 2,220 + 0,1086 R$$

więc miano szorstkości δ_0 zawisłe tylko od granulometrycznego składu materiału dennego nie zmienia się, a maleje tylko stopień ascenzji czynnika δ . Powyższy przykład dowodzi, że raz narysowana prosta δ zachowuje swoje miano szorstkości δ_0 bez zmiany (rys. 4), że natomiast stopień jej ascenzji maleje skutkiem wykonanych na odcinku pomiarowym robót regulacyjnych, co jest logiczne, ile że promień hydrauliczny musi zmienić się w uregulowanym łóżyżku rzeki.

Oczywiście po zakończonej regulacji obie wartości δ ustabilizują się i będą stanowiły cenną charakterystykę danego profilu hydrometrycznego.



Rys. 4.

F. Rola czynnika δ jako właściwej miary dokładności pomiaru hydrometrycznego

Jak wykazano powyżej i uzasadniono, do kontroli pomiaru nie nadaje się duży wzór Ganguilleta i Kuttera, bo opiera się on na pomierzonym spadku zwierciadła wody w profilu hydrometrycznym I_p trudnym do ustalenia i dlatego z reguły wadliwym. Na przeszło 30 pomiarów przeanalizowanych znalazłem tylko 3 pomiary i to starsze w Nowym Sączu i Żabnie, gdzie pomierzone I_p odpowiadało mniej więcej właściwemu — obliczonemu I_r .

Miano szorstkości δ_0 dla profilu hydrometrycznego jest wartością stałą i niezmienną, oczywiście nie w okresach geologicznych. Czynniki szorstkości δ , obliczony z małego wzoru Kuttera [1] stanowi dobre kryterium dokładności pomiaru przy stanach niskich i średnich, jeżeli jego stopień ascenzji nie uległ zmianie skutkiem robót regulacyjnych, wykonanych na odcinku hydrometrycznym. Wówczas bowiem przy dobrze wykonanym pomiarze chyżości, obliczona

wartość δ powinna leżeć na prostej $\delta = \delta_0 + \alpha R$. Poza tym wartość δ pozwala wykryć błąd nawet w pomierzonej v_p , skoro się okaże, że wynik z tejże δ wzrasta lub maleje niezwykle.

Konieczne przy tym zastrzeżenie, jakie implicite z tych założeń wynika jest to, aby pomiar v_p został wykonany bezbłędnie. A ponieważ poza pomiarem młynkiem hydrometrycznym nie ma dotychczas dokładniejszego sposobu ustalenia objętości przepływu, musimy taki pomiar (młynkiem) uznać za miarodajny.

Sposób kontroli pomiaru hydrometrycznego za pomocą czynnika szorstkości δ zaleca się swą prostotą. Do tego wystarcza znajomość $\bar{K}$ liczonego wzorem [4] i z niego ob-

liczona wartość $\delta = \frac{100 - \bar{K}}{\bar{K}} \sqrt{R}$ czyli ogranicza się do

znajomości promienia hydraulicznego, zatem do znajomości F (przekroju) i średniej głębokości $t_{sr} = R$. Gdy jednak przy pomiarach hydrometrycznych chodzi głównie o mierzenie objętości przepływu Q , więc potrzeba także pomierzyć v_p .

Jeśli żądamy, aby inżynier czy technik wykonał pomiar hydrometryczny zupełny, tzn. zmierzył prócz powyższych elementów pomiarowych także spadek lokalny I_p , a ten ze swej strony był zainteresowany w tym, czy pomierzony przez niego spadek lokalny odpowiada właściwemu, czy też zaciekawia go stwierdzenie, czy odcinek pomiarowy znajduje się w stanie akumulacji czy erozji, wystarcza aby prócz raptularza hydrometrycznego zaopatrzył się w małą książ-

zeczkę logarytmów 5-cyfrowych, obliczył $\sqrt{I_p} = \frac{v}{\bar{K} \sqrt{R}}$ (tj. miarodajny) i skontrolował otrzymany wynik wzorem:

$$Q = F K \sqrt{R} \sqrt{I_p} = F v.$$

Skąpa ilość pomiarów w profilach hydrometrycznych Dunajca w ogólności nadająca się do wyliczeń δ nie pozwoliła na bardziej wnikliwie obliczenia, zwłaszcza w górnym biegu tej rzeki i co więcej nie dała odpowiedzi, jak zachowuje się przy wielkich wodach w poszczególnych profilach hydrometrycznych. Jeden i jedyny pomiar w Żabnie przy objętości przepływu 248 m³/sek pokazał, że δ wzrosło do niezwyklej wartości $\delta = 2,52$ przy spadku 0,516‰, że zatem prosta zależności δ od R załamuje się gwałtownie ku górze.

Sprawa kontroli objętości wielkich wód niwelujących lokalne nierówności dna rzeki i wleczących olbrzymie ilości rumowisk po dnie wydaje się bardziej skomplikowana, ile że stan wodowskazowy nie odpowiada objętości przepływu, będzie wymagała innej metodyki badań, do których w obecnym stanie naszych wiadomości o decydujących czynnikach meteorologicznych i retencyjnych powierzchniowych i gruntowych, nawet dla tej stosunkowo lepiej poznanej rzeki, nie mamy obecnie dostatecznych podstaw.

DR ZOFIA KACZOROWSKA

Instytut Geograficzny UW

Wpływ zbiorników wodnych na klimat lokalny

Projektowana budowa zbiorników wodnych na wielu rzekach polskich w związku z planową gospodarką wodną kraju powoduje, iż problem zbiornikowy powinien być wszechstronnie oświetlony. W Nr 10/52 zamieściliśmy artykuł dr Matusewicza pt. „Przygotowanie terenu zbiornika pod zalew”, omawiający przyszłe zmiany w poziomie wód gruntowych w terenie otaczającym zbiornik. Obecnie podajemy kilka uwag na temat wpływu zbiornika na klimat lokalny. Temat ten nie był dotychczas poruszany w naszej literaturze technicznej. Autorka przytacza m. in. ciekawe wyniki badań klimatologicznych przeprowadzonych w lipcu br. nad jeziorem Sniardwy. Wyda się konieczną potrzebą dalszych tego rodzaju obserwacji na innych, a zwłaszcza wybudowanych już sztucznych zbiornikach.

Zagadnienie wpływu zbiorników wodnych na warunki meteorologiczne najbliższej okolicy jest zagadnieniem ważnym, a mało znanym. W literaturze znajdujemy mało wypowiedzi, opartych na konkretnym materiale, który by odpowiadał interesującym nas warunkom.

Na wstępie wyłania się od razu kwestia rozmiaru zbiorników wodnych i ich głębokości. Oczywiście inne będzie oddziaływanie zbiornika o powierzchni rzędu setek km², inne, gdy rozmiary sięgają dziesiątków czy dziesiątka km², a jeszcze inne, gdy powierzchnie są rzędu kilku czy kilkunastu ha. Dużą rolę gra głębokość zbiornika: zbiornik głęboki dużej zawartości wody i jej dużej pojemności cieplnej będzie

powoli się nagrzewał, ale i powoli stygł, gdy zaś zbiornik jest płytki, wówczas woda nagrzewa się stosunkowo szybko i cały zbiornik oddziałuje potem podobnie do gruntu stałego.

Oprawa zbiornika ma także swoją wymowę. Inaczej będą się kształtować warunki klimatologiczne, gdy zbiornik leży w terenie równinnym, inaczej — gdy w pagórkowatym. Różne będzie jego oddziaływanie, gdy brzegi są zupełnie płaskie lub też wysokie, a wówczas ważne jest też ich nachylenie; wreszcie ważne jest czy brzegi są piaszczyste czy zabagnione, nagie czy też pokryte szatą roślinną i czy ta pokrywa jest niska czy wysoka.

Przejdźmy teraz do analizy poszczególnych elementów w oparciu o wypowiedzi różnych autorów.

Zajmiemy się najpierw promieniowaniem. Jak wiadomo promieniowanie przenika w głąb wody. Długofalowe promieniowanie ciepłe jest pochłaniane prawie całkowicie przez pierwszy cm warstwy wody. Promieniowanie krótkofalowe podlega również temu procesowi w pewnym stopniu, lecz światło odczuwane przez nasze oko przenika jeszcze na pewną głębokość.

10—40% promieniowania całkowitego, jak podaje Geiger, a nawet do 58%, jak podaje prof. Stenz, przenika na głębokość 1 m, zależnie od przepuszczalności wody. W ten sposób promieniowanie pochłonięte rozchodzi się w stosunkowo grubej warstwie — w przeciwieństwie do tego co dzieje się w gruncie. Ruch wody odgrywa jeszcze większą rolę przy rozchodzeniu się tej pochłoniętej energii. W warunkach normalnych w wodzie — podobnie jak i w powietrzu występuje konwekcja i turbulencja. Oba te procesy powodują, że ciepło pochłonięte przez warstwę powierzchniową jest szybko przenoszone do warstw głębszych. Dzięki temu dobowy i roczny bieg temperatury sięga w wodzie głębiej niż w gruncie stałym.

I tu silne piętno będą wywierają warunki lokalne: jakość wody, głębokość i kształt zbiornika, jego otoczenie itp.

Wiadomo, że albedo powierzchni wodnej (stosunek energii odbitej do padającej) jest bardzo małe, wynosi około 9% dla widzialnej części widma i około 5% dla części ultrafioletowej. Odbicie jest częściowo rozproszone, a częściowo bezpośrednie. Im słońce jest niżej, tym większego znaczenia nabiera bezpośrednie odbicie od spokojnej powierzchni wodnej.

Fakt wzmożonego odbicia przy niskich stanowiskach słońca ma duże znaczenie praktyczne dla zatok, brzegów śródlądowych jezior i rzek — wybrzeża zyskują dzięki temu pewną ilość promieniowania, przy czym zachodnie wybrzeża jezior zyskują rano, a wschodnie wieczorem.

Volk podaje wyniki pomiarów promieniowania w winnicy Steinberg n/Menem w lutym przy niskim stanowisku słońca:

16 800	luxów	bezpośrednio od słońca
8 800	„	z promieniowania nieba,
16 400	„	z promieniowania odbitego.

Fakt ten jest znany i wykorzystywany przez hodowców winorośli i sadowników.

Temperatura wody oceanów i mórz w warstwie powierzchniowej nie wykazuje wahań dobowych (wyniki badań na statku niemieckim „Meteor“).

Inaczej sprawa wygląda na jeziorach. Amplituda dobową temp. na jeziorach zależy nie tylko od osłonecznienia oraz utraty ciepła na parowanie i wypromieniowanie, ale odgrywa tu także rolę wymiana ciepła między wodą i powietrzem oraz między wodą a dnem zbiornika. Temperatura powietrza zależy w pewnym stopniu od warunków termicznych okolicy. Efekt oddziaływania dna jeziora jest największy wzdłuż brzegów i w częściach płytkich, a przejawia się na powierzchni dzięki konwekcji wewnątrz wody. Im powierzchnia jeziora jest mniejsza, tym bieg temperatury wody bardziej zbliża się do temperatury gruntu, zachowując jednak swe cechy specyficzne.

Największy wpływ na amplitudę wahań dobowego temperatury powierzchni wody jeziornej wykazuje promieniowanie słońca. Toteż jest ona największa w okresie letniego, a najmniejsza — w okresie zimowego stanowiska słońca. Z licznych badań niemieckich uzyskano wartość amplitudy dobowej temp. wody w jeziorach 1—2° latem, a mniej niż 0,1° zimą.

Jeżeli idzie o temp. średnie roczne powierzchni zbiorników wodnych, to na ogół są one wyższe niż temp. średnie gruntu. Wyjątek stanowią jeziora leżące w klimacie bardzo suchym, gdzie parowanie gleby jest znikome, a parowanie zbiorników b. intensywne, toteż tam średnie roczne temp. wody są niższe niż średnie temp. gruntu.

Rozpatrując bieg temp. w poszczególnych miesiącach stwierdzamy wybitnie ochładzający wpływ zbiorników wodnych w okresie wiosennym (od marca do czerwca włącznie). Około lipca—sierpnia występuje wyrównanie temp. wody i gruntu, po czym poprzez jesień i zimę temp. wody są wyższe niż temp. otaczającego ładu.

Bieg dobowy temp. powietrza nad zbiornikami wodnymi jest silnie spłaszczony. Daje się też zauważyć opóźnienie w występowaniu ekstremów dobowych. Według obserwacji z ZSRR różnica między amplitudą dobową temp. powietrza nad brzegami jezior, latem sięga 4°, a w zimie obniża się do 0,5°.

W bardzo drobnych jeziorach, nad którymi nie ma silnego

ruchu powietrza i gdzie jest słaba turbulencja, powierzchnia warstwa wody może nagrzewać się silnie, dając różnice temp. ponad 10° w stosunku do warstw leżących o kilka cm głębiej.

Jeśli jeziora leżą w wyraźnych zagłębieniach terenowych, to tu walczą ze sobą sprzeczne wpływy: wpływ zagłębienia, predysponującego do dużych kontrastów termicznych i łagodzący wpływ zbiornika wodnego, niwelującego te kontrasty. Poza wysokimi górami i okolicami z klimatem bardzo suchym, wpływ zbiornika na temperaturę zazwyczaj przeważa nad wpływem rzeźby terenu.

Wielkość wpływu zbiorników zależy silnie od charakteru ich brzegów: gdy brzegi są zabagnione lub silnie zalesione, wpływ jest znacznie mniejszy.

Szczególnie wyraźnie występuje wpływ zbiorników wodnych na temperaturze wysp i stron podwietrznych wysokich brzegów. Sapożnikowa podaje dane dla jeziora Bajkał: amplituda roczna temperatury na wyspie wynosi 31,1°, dla brzegu podwietrznego 31,8°, a w odległości 25 km od brzegu — już 44,6°. Ponadto widoczne jest opóźniające działanie zbiorników wodnych: temperatury ekstremalne występują o 1 miesiąc później niż w punkcie odległym o 25 km. Największa różnica temperatury przypada na grudzień (prawie 15°), gdy jezioro Bajkał jeszcze nie zamrzło. Dla roślinności jednak większe znaczenie ma lato z różnicą temperatur 3—6°.

Bliskość dużych jezior wpływa nieznacznie na wydłużenie okresu wegetacyjnego — nad jeziorem Onega zauważono o 10 dni wcześniejszy jego początek i o 5 dni późniejszy koniec.

Okolice przybrzeżne dużych jezior mają zmniejszone prawdopodobieństwo przymrozków dzięki podwyższonej wilgotności i dzięki temu, że wobec wymiany powietrza nie ma warunków do powstawania zastoisk zimnego powietrza. Efekt ten występuje szczególnie wyraźnie pod koniec lata i na jesieni. Wpływ ten jednak ogranicza się do wąskiego pasa przybrzeżnego rzędu paru km. Strona odwrotna będzie narażona silniej na przymrozki, niż podwietrzna, na którą będzie przewiewane powietrze cieplejsze i wilgotniejsze znad zbiornika.

Wpływ jezior na wartości średnich absolutnych minimów temperatury powietrza jest dość wyraźny (podnosząc je) i ciekawe, że przenika znacznie dalej w głąb niż zmniejszenie niebezpieczeństwa przymrozków.

Bliskość zbiorników wodnych podnosi wilgotność względną wobec większej zawartości pary wodnej, szczególnie podczas dnia i przede wszystkim na stronie podwietrznej brzegów.

Spływ powietrza chłodnego w nocy z brzegów na jezioro wywołuje swojego rodzaju bryzę nocną, a jesienią przyczynia się do powstawania charakterystycznych mgieł nad jeziorami tzw. mgieł parowania, wywołanych różnicą temperatury między powietrzem pozostającym nad wodą a napływającym znad ładu. Różnica ta, jak podaje Rubinstejn, może nieraz sięgać 7°. Bryza dzienna nad jeziorami zaznacza się słabiej, daje się obserwować jedynie na początku lata, gdy zbiorniki nie nagrzały się jeszcze dostatecznie.

Już Wojekow i Kamiński podkreślali, że latem zachmurzenie nad dużymi zbiornikami wodnymi jest wyraźnie mniejsze. Np. na wyspach na Bałtyku w pobliżu Estonii średnie zachmurzenie w czerwcu spada do 20%, na wybrzeżu wynosi 50%, a w głębi ładu 55%.

Nad zbiornikami wodnymi latem bieg dobowy zachmurzenia jest odwrotny w stosunku do biegu zachmurzenia nad łądem: maks. zachmurzenia przez chmury niskie przypada na noc, odwrotnie jak nad łądem. Jeziora nie sprzyjają rozwojowi chmur, zwłaszcza gdy woda ich jest stosunkowo chłodna, a więc w okresie wiosny.

Wg Lehmana a duży kompleks Jezior Mazurskich wpływa w okresie jesieni na wzrost zachmurzenia, ale nie wzmagając opadu.

Chmury typu kłębiastych powstają dokoła zbiorników. Jeśli wiatr przenosi obłoki znad brzegów na jezioro, to tu one rzadną, a często giną. Wpływu małych jezior na to zjawisko jeszcze nie stwierdzono.

W półroczu zimowym, dopóki powierzchnie jezior nie pokryją się lodem, są one cieplejsze niż otaczający łąd, w związku z czym wytwarza się równowaga chwiejna, a więc warunki do powstawania chmur niskich i mgieł. Po zamrznięciu jezior i pokryciu się ich warstwą śniegu następuje zniwelowanie różnic termicznych między wodą a łądem.

Znany jest wpływ dużych zbiorników wodnych na opady: na wyspach i płaskich wybrzeżach latem opadów jest mniej, a to dzięki małej intensywności prądów wstępujących i małej ilości jąder kondensacji. Ilość opadów wzrasta na granicy zasięgu bryzy dziennej, a więc tam, gdzie występują silniejsze prądy wstępujące. Na stronie podwietrznej silnie wypiętrzonych brzegów sumy opadów są wyższe.

Wątpliwe, aby wpływ małych zbiorników na opady był wyraźny. Należy raczej przypuszczać, że parowanie z jednego czy choćby kilku zbiorników śródlądowych nie może dostarczyć takich ilości pary wodnej, aby wyraźnie wpłynąć na wilgotność warstw wyższych, a więc by odmienić bieg zachmurzenia i opadów, charakterystyczny dla danej okolicy.

* * *

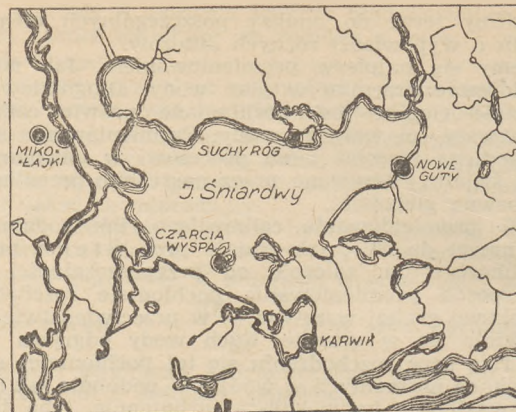
Zebrane tu bardzo ogólnikowe dane możemy potwierdzić wynikami pierwszej próby terenowego badania wpływu jez. Śniardwy na klimat najbliższej okolicy. W czasie kursu hydrologiczno-klimatologicznego dla studentów Uniwersytetu Warszawskiego, specjalizujących się w klimatologii, w dn. 6 lipca br. zostało rozrzuconych 7 posterunków dookoła jeziora i jego najbliższej okolicy, zaopatrzonych w psychrometry Assmanna i anemometry Robinsona. W dniu 7 lipca posterunki prowadziły obserwacje temperatury, wilgotności, wiatru i zachmurzenia od godz. 3 do godz. 21 w odstępach zasadniczo godzinnych, w okresie największych zmian, a więc między 3^h a 6^h a 19^h, obserwacje przeprowadzano co pół godziny, a między 12^h a 16^h co 2 godziny.

Na brzegu północnym punkt obserwacyjny umieszczony był w Suchym Rogu, na brzegu wschodnim ulokowano obserwatorów w Nowych Gutach, przy czym ze względu na wysoki brzeg w tym miejscu, punkt ten był obsługiwany przez dwie pary obserwatorów, zaopatrzonych w takie same przyrządy. Jeden posterunek znajdował się nad samym jeziorem, drugi — na piaszczystej platformie wysokiego (około 10 m) brzegu. Na brzegu południowym posterunek mieścił się na północnym moło kanału Jeglińskiego. Brzeg zachodni reprezentowany był przez Mikołajki, gdzie obserwacje wykonywano na moło Stacji Hydrobiologicznej. Mikołajki są punktem podstawowym, gdyż czynna tam jest stacja klimatologiczna II rzędu, wykonująca dodatkowe obserwacje temperatury i stanu wody na jeziorze Mikołajskim. Jeden punkt obserwacyjny zainstalowano na Czarci Wyspie położonej w południowej części jeziora. Ponadto dla porównania warunków nad samym jeziorem i w pewnej od niego odległości umieszczono dodatkowy posterunek w lesie w sąsiedztwie leśniczówki w Mikołajkach (odległość od Stacji Hydrobiologicznej w linii powietrznej 1,5 km).

Pogoda w dniu 7 lipca była b. zmienna, zachmurzenie na ogół duże (od 6 do 10); wcześniej rano na wszystkich posterunkach obserwowano przelotny deszcz. Sądząc z następstwa chmur, dość ostrej zmiany kierunku wiatru i spadku temperatury zaraz po maksimum, należy przypuszczać, że w ciągu tego dnia między godz. 15 a 16 przeszedł przez jez. Śniardwy front zokludowany.

W tablicy I zestawiono wyniki obserwacji ze wszystkich posterunków (patrz rys. 1).

Obserwacje te potwierdzają łagodzący wpływ zbiornika wodnego na bieg temperatury, przejawiający się w zmniejszeniu amplitudy dobowej: od 11,8^o w leśniczówce do 6,5^o w Suchym Rogu. Duża różnica w amplitudzie między posterunkami w Nowych Gutach pochodzi zapewne stąd, że punkt górny położony był na platformie piaszczystej, która około 14^h na skutek wzmożonej chwilowo insolacji uległa silniejszemu ogrzaniu lokalnemu, powodując wzrost temperatury o 2^o w stosunku do stacji dolnej.



Rys. 1.

Widoczne jest opóźnienie w wystąpieniu ekstremów temp.: na leśniczówce najniższa temp. była obserwowana o 3^h, na pozostałych — o 4³⁰ lub 5^h. Podobnie najwyższą temp. zanotowano na leśniczówce o 14^h, na innych — 15^h. Spadek temp., związany prawdopodobnie z przejściem frontu, na stacji leśnej — wysuniętej zresztą najbardziej na zachód — zaznaczył się już między 14^h a 15^h, na stacjach przybrzeżnych — między 15^h a 16^h.

Wśród punktów przybrzeżnych zarysowują się pewne różnice mikroklimatyczne. Najbardziej wyrównany przebieg, choć nie najmniejszą amplitudę, ma Karwik. Najmniejszą amplitudę temp. w Suchym Rogu, wywołaną wysokim minimum, tłumaczymy panującymi w godz. rannych wiatrami południowo-zachodnimi, które nawiewały ciepłe powietrze nad jezioro na brzeg.

Wilgotność względna wykazuje dość duże wahania od 45 do 15%, ciekawe, że stacje o charakterze bardziej lądowym mają wyższe wartości maksymalne.

Wiatry wiały rano z kierunku SW, po południu zaobserwowano wszędzie skręt na NW. W Mikołajkach na moło we wczesnych godzinach porannych dała się odczuwać lekka bryza nocna, wiejąca jako wiatr dolny, z łądu nad jezioro.

Obserwacje temperatury powierzchniowej warstwy wody przeprowadzono w Mikołajkach w odstępach cegodzinnych, potwierdziły jej bardzo wyrównany bieg: amplituda wyniosła zaledwie 1,2^o.

Pierwsza próba badania wpływu jeziora na klimat lokalny, wykonana przy zmiennej, dość typowej dla tej okolicy, pogodzie, dała ciekawe wyniki. Wydaje się b. celowe przeprowadzenie podobnych badań przy różnych typach makropogody. Pożądane też byłoby zagęścić sieć w ten sposób, aby na zapleczu każdej stacji przybrzeżnej był umieszczony punkt obserwacyjny w określonej odległości od brzegu, dla stwierdzenia penetracji wpływu jeziora w głąb przy różnych warunkach pogodowych.

Literatura

- Alisov, Drozdov, Rubinsztejn — Kurs Klimatologii, Leningrad 1952.
Geiger R. — The climate near the ground. Cambridge 1950.
Gumiński R. — Meteorologia i klimatologia dla rolników, Warszawa 1951.
Lehman P. — Gewässereinfluss auf die Umgebung. Kraków 1944. „Berichte der Landwirtschaftlichen Forschungsanstalt des Generalgouvernements“ Band 2, Heft 1.
Sapożnikowa S. A. — Mikroklimat i miestny klimat. Leningrad 1950.

TABLICA I

Punkt obserwacyjny	Temperatura °C					Wilgotność względna (%)		Niedosyt (mb)		Zachmurzenie	Prędk. wiatru (m/sek.)
	max	godz.	min.	godz.	ampl.	max.	min.	max.	min.		
Czarci Wyspa	23,4	15	16,6	5	6,8	85	62	10,9	3,2	6 — 10	0 — 5
Karwik	23,6	15	15,1	5	8,1	88	63	10,3	2,4	8 — 10	0 — 4
Nowe Guty (górn.)	25,8	15	14,6	5	11,2	91	60	12,7	0,4	5 — 10	1 — 8
Nowe Guty (dół)	23,2	15	15,1	4 ³⁰	8,1	85	70	8,5	2,6	5 — 10	0 — 4
Suchy Róg	24,0	15, 16	17,5	4 ³⁰	6,5	86	52	14,3	4,0	7 — 10	1 — 6
Mikołajki St. Hydrobiologiczna	23,8	15	15,4	5	8,4	93	59	12,0	1,3	6 — 10	0 — 4
Mikołajki Leśniczówka	24,9	14	13,1	3	11,8	97	52	15,0	0,6	7 — 10	0 — 3

INŻ. LEON ŚLEDZIEWSKI

Niektóre problemy zbiorników powierzchniowych dla celów wodociągowych

W hierachii potrzeb chwili obecnej jedno z pierwszych miejsc w dziedzinie gospodarki wodnej musi być przyznane wodociągom przemysłowym i miejskim.

Pierwsze wielkie budowy — zbiornik w Goczałkowicach i rozbudowa wodociągów śląskich, rozbudowa wodociągów łódzkich z doprowadzeniem wody rurociągiem z rz. Pilicy, oraz cały szereg pomniejszych inwestycji wodociągowych, to radykalne przełamanie dotychczasowej stagnacji.

W miejscowościach z deficytem wody, szczególnie na terenach leżących na wododziałach, jedynym rozwiązaniem zagadnienia zaopatrzenia w wodę okazuje się budowa zbiornika wód powierzchniowych.

Liczne są przykłady miast, które z braku wystarczającej ilości wód gruntowych korzystają z wody gromadzonej w zbiornikach retencyjnych. W ten sposób zasilane są wodociągi szeregu miast w USA, między innymi New York, San Francisco i Boston, w Europie — Liverpool, Birmingham, Solingen, Ateny, a z polskich Bielsk.

Z radzieckiej literatury technicznej dowiadujemy się, że na terenach ZSRR wybudowano i w dalszym ciągu buduje się liczne zbiorniki od olbrzymich, zapokajających potrzeby kompleksowo, do najmniejszych na wielkich wysychających ciekach, dla zaopatrzenia w wodę osiedla lub kołchozu.

Jak powszechnie wiadomo, przegrodzenie doliny cieku budowlą piętrzącą tworzy zbiornik wodny. Ujęcie wody może być umieszczone w korpusie przegrody jak to bywa przeważnie w zaporach murowanych i betonowych lub może stanowić konstrukcję niezależną, co ma miejsce przy zaporach ziemnych. Dla rozległego zbiornika, wówczas, gdy można uzyskać oszczędniejsze rozwiązanie przez skrócenie trasy rurociągów prowadzących do odbiorcy, daje się również oddzielne ujęcie wody.

* * *

Na wznoszone budowle piętrzące używa się, w miarę możliwości, materiały miejscowe. Dla naszych warunków wydaje się, że groble ziemne lub z kamienia mogą w wielu przypadkach znaleźć uzasadnione zastosowanie.

Przy obecnym stanie techniki dąży się do maksymalnego zmechanizowania robót pracochłonnych. Przy budowie zapór, bez względu na tworzywo, z którego poszczególne elementy mają być zrobione, przez mechanizację większości prac, umożliwia się wielokrotnie skrócenie terminu wykonania i znaczne obniżenie kosztów budowy. Szczególnie korzystne rezultaty można otrzymać przy budowie grobli ziemnych, zwłaszcza przez refulowanie. Przy wprowadzeniu tego sposobu, który w wielu przyszłych budowach naszych mógłby znaleźć szerokie zastosowanie, uzyskuje się prawie całkowitą mechanizację robót. Przypomnieć trzeba jednak, że baczną uwagę zwracać należy na konsystencję jądra grobli, złożonego z materiału najbardziej drobnego, ponieważ cząstki koloidalne i muł osiadają bardzo powoli. Zdarzyć się więc może przypadek, że płynne jądro rozepchnie i zniszczy groblę.

Ponieważ budowa zbiornika jest zazwyczaj rzeczą bardzo kosztowną, należy starać się, aby mógł on służyć jednocześnie kilku celom, tzn. ażeby ten sam zbiornik wyrównywał stany wód, zasilął wodociągi i żeglugę, dawał wodę dla rolnictwa i na siłownię wodną.

Nie zawsze jednak jest to możliwe lub potrzebne do osiągnięcia. Z tego jednak nie wynika, że zadania te wzajemnie się wykluczają, chociaż w pewnych okresach czasu mogą być ze sobą w kolizji.

Z wielu względów budowa jednego dużego zbiornika może okazać się niemożliwa i zachodzi potrzeba ustawienia kilku współpracujących ze sobą zbiorników, co da żądany efekt, czyniąc nawet gospodarkę na nich bardziej elastyczną. Umieszcza się je na dopływach lub kaskadowo na głównej rzece. Czasem nawet sięga się do sąsiedniej zlewni.

Należy nadmienić, że zapotrzebowanie wodociągów jest nieduże w stosunku do zużycia wody na inne cele i daje się

łatwo uwzględnić w operatywnym planie gospodarczym na zbiorniku.

Niekiedy przewiduje się specjalne, mniejsze zbiorniki, przeznaczone wyłącznie dla wodociągów, przy takim ich usytuowaniu, aby dawały wodę możliwie najlepszej jakości.

Ważne jest, aby zbiornik otrzymywał i przechowywał wodę dobrej jakości. Na jakość wody istotnie wpływa charakter zlewni i właściwe przystosowanie czaszy zbiornika. Związana jest ona ściśle z zasilaniem i reżimem rzeki, oraz warunkami demograficznymi.

Budowa zbiornika zasadniczo zmienia reżim rzeki pod względem hydraulicznym, hydrologicznym, hydrobiologicznym i termicznym.

Na skutek podpiętrzenia i zwiększenia przekroju następuje zmniejszenie się prędkości ruchu wody i odkładanie się rumowiska, począwszy od końca cofki zbiornika w kierunku zapory, przy jednoczesnej segregacji opadających osadów. Zbiornik w ten sposób spełnia rolę dużego osadnika i woda czerpana z dostatecznej głębokości jest wystarczająco oczyszczona mechanicznie. Osadzanie się rumowiska powoduje z czasem przedłużenie cofki i zwiększenie zasięgu podtapiania.

Odrożenie rumowiska następuje również i ze strony brzegów, szczególnie wskutek ich rozmywania przez falowanie, przez powstające osuwiska, dopływy potoków itd.

Rzędną wlotu do ujęcia określa się w zależności od przewidywanego poziomu zamulenia zbiornika.

Metody stosowane do walki z zamuleniem nie zawsze dają zadowalające rezultaty, pomimo, że wymagają znacznych wydatków. Wybór właściwszego sposobu, z uwzględnieniem hydrologicznych właściwości zbiornika, jest trudny. Stosuje się:

- Zalesienie najbardziej zagrożonych denudacją terenów zlewni.
- Umocnienie rozmywanych brzegów z ewentualnym zaprojektowaniem ich w kształcie tarasów.
- Obudowę potoków wpadających do zbiornika i uporządkowanie spływu wód deszczowych.
- Budowę w zaporze dennych upustów o dużej przelotności.

Czasami uciekać się trzeba do umieszczenia w górze rzeki dodatkowego zbiornika przeznaczonego wyłącznie na zamulenie. Niekiedy pozytywne wyniki, szczególnie dla mniejszych zbiorników, otrzymać można przez ich usytuowanie poza zasadniczym korytem rzeki, z zasilaniem ich wodą w znacznej mierze oswobodzoną od wleczonego rumowiska.

Takie, nieraz bardzo kosztowne, zabiegi są niezbędne, bo notowano liczne przypadki, że zbiorniki po kilku latach istnienia zmniejszały poważnie swoją użytkową pojemność. Np. zbiornik Austin Tex., o pojemności 39,6 mln m³, wskutek zamulenia stracił w ciągu pierwszych 9 lat 83,5% swej pojemności. Na terenie Polski, gdzie lasy stanowią zaledwie 22,5% ogólnej powierzchni, kwestia zmniejszenia denudacji dorzecza piętrzonego cieku wymaga szczególnej uwagi przy projektowaniu zbiorników.

W dolnym poziomie, wskutek naruszenia równowagi między zdolnością transportującą potoku, a ilością unoszonego rumowiska, objawia się tendencja do rozmywania koryta. Zjawisko to wymaga zastosowania na odpływie umocnień dna i skarp koryta.

Przez zbiornik odbywa się powolny przepływ wody, powodowany czerpaniem, oraz zrzutem do dolnego poziomu. Poza tym powstają prądy wskutek działania wiatru, oraz prądy konwekcyjne i kompensacyjne.

Wiatr, szczególnie przy dużych akwatoriach, oprócz ruchu postępowego górnych warstw, wywołuje dość znacznej wysokości fale, powodując silne zmacenie wody z mułem i piaskiem w miejscach płytszych. Zależnie od dominującego kierunku wiatrów, odczuwa się to silniej na jednym brzegu niż na drugim. Uwzględnienie tego czynnika jest niezbędne przy wyborze miejsca na zbiornik, usytuowania

urządzeń czerpalnych, projektowania umocnień brzegów i wznoszonych budowli.

Prądy termiczne wywołane są wymianą ciepła między wodą, dnem i atmosferą. Zależnie od pory roku, mają one kierunek wstępujący lub zstępujący i sprzyjają wyrównaniu temperatury wody.

Duża amplituda wahań zwierciadła wody w zbiorniku powoduje wielkie straty na parowanie oraz na tworzenie się lodu w okresie zimy. Przy nieprzyjajnych warunkach meteorologicznych, szczególnie przy silnych, zimnych wiatrach, może wytwarzać się lód denny, komplikując eksploatację urządzeń. Najczęściej unika się zrzutu lodu do dolnego poziomu, zatrzymując go w górnym, aż do stopnienia.

W głębszych zbiornikach temperatura wody ustala się korzystnie dla poboru przez wodociągi miejskie.

Najniższą temperaturę notują w okresie tworzenia się skorupy lodowej, po czym z małymi zmianami trwa ona aż do wiosny. Latem temperatura maleje w miarę zagłębiania się pod powierzchnię zwierciadła wody, zimą zaś jest odwrotnie, bo wówczas dno jest cieplejsze niż ozębiona od góry woda.

W wodzie zbiorników zachodzi szereg procesów wywołujących zmianę jej jakości. Działając stale lub okresowo, zbiorniki dają efekty korzystne albo szkodliwe, zawsze jednak ważne dla eksploatacji, szczególnie zaś ważne dla wodociągów korzystających ze zmagazynowanych w zbiorniku zapasów wody. Osiedlanie zawieszonych, zmniejszenie zabarwienia i przebiegające procesy samooczyszczania, przy dobrym nawietrzaniu, dają w rezultacie wodę klarowną i lepszą niż dopływająca. Ilość bakterii chorobotwórczych często ulega dużemu zmniejszeniu, pomimo że ogólna liczba bakterii, przy prawie równomiernym ich rozmieszczeniu na głębokości, w miesiącach letnich dochodzi niekiedy do liczby 2 mln. w 1 cm³, znacznie malejąc zimą.

Największe zanieczyszczenie wody jest na samej powierzchni i przy brzegach, oraz na dnie, gdzie odkładają się obumarłe resztki organizmów.

Do zjawisk szkodliwych, narastających w miarę eksploatacji zbiornika, zaliczyć trzeba zwiększanie się twardości magazynowanej wody, tzw. zasolenie wody. Wśród wielu przyczyn, niepoślednie znaczenie posiada parowanie z powierzchni wody oraz dopływ wód rzecznych w okresie stanów niskich, kiedy będąc zasilane wodami gruntowymi, wykazują największą zawartość soli mineralnych (węglany, siarczany, chlorany itp.). Woda zasolona, jako cięższa, układa się warstwami o coraz większej koncentracji, licząc od swobodnej powierzchni w kierunku dna. Tworzenie się lodu również wpływa na zwiększenie koncentracji soli, ponieważ, tak jak i para, lód prawie nie zawiera soli.

W okresie 3—5 lat, szczególnie przy wieloletnim regulowaniu spływu, obserwowano niekiedy zwiększenie twardości wody 3—7-krotnie. Po pewnym czasie dalszy wzrost koncentracji soli może ulec zahamowaniu, a nawet zmniejszyć się. Proces ten nie jest jeszcze wystarczająco zbadany i wymaga dalszych naukowych dociekań.

Twardość wody wykazuje w ciągu roku dość silne wahania. Znacznie ją zmniejsza dopływ wód miękkich z topniejących śniegów w okresie wiosennej powodzi. Zapobiec zasoleniu wód w zbiorniku można przez:

- Zrzut przy końcu roku najbardziej zasolonej, znajdującej się przy dnie, warstwy wody. Ilości tej wody powinny być uwzględnione w gospodarczych obliczeniach zbiornika.
- Likwidacja dużych i płytkich powierzchni zbiornika, powodujących znaczne straty wody przez parowanie.
- Wstrzymanie wpływu lodów z górnego poziomu.
- Zakaz odprowadzania ścieków przemysłowych do wód powierzchniowych, zasilających zbiornik.

Zarośnięty, lesisty teren, przez utrzymanie nawet w okresie posuchy, na poziomie wyższym stanów wody w dopływających ciekach, zmniejsza jednocześnie zasolenie wód doprowadzanych do zbiornika. Na smak, zapach i barwę gromadzonej w zbiornikach wody, bardzo ujemnie może wpłynąć zdarzający się intensywny rozwój i obumieranie mikroorganizmów, które zanieczyszczają wodę mechanicznie i czynią ją niekiedy całkowicie nieprzydatną do picia. Woda staje się mętna, zabarwiona, o nieprzyjemnym zapachu i smaku. Utrudniona jest praca oczyszczalni.

Wspomniane mikroorganizmy, o ile przebywają na dnie zbiornika i przy brzegach, noszą nazwę bentos, zaś w stanie zawieszenia plankton. W zależności od tego, czy należą do świata zwierzęcego czy też roślinnego, tworzą zooplankton lub fitoplankton. Do szeregu czynników sprzyjających rozwojowi tych mikroorganizmów, zaliczyć należy przede wszystkim: ciepło i dobre nasłonecznienie, dużą przezroczystość wody, duże powierzchnie o małej głębokości, obecność w wodzie, szczególnie na dnie, dużych ilości rozkładającej się materii organicznej.

W związku z tym rozwój tych organizmów przypada na okres letni, przy czym bentos — zależnie od przegrzania się wody, fitoplankton najsilniej w miesiącu sierpniu, zaś zooplankton w maju i czerwcu.

Wysokie wymagania stawiane wodzie do picia i potrzebnej dla produkcji niektórych przemysłów, zmuszają do podjęcia środków zapobiegawczych zarówno w trakcie budowy zbiornika, jak i w czasie eksploatacji.

Do nich zaliczyć można:

- Przygotowanie czaszy zbiornika przez oczyszczenie terenu z drzew, krzewów i roślinności łąkowej.
- Sanitarne oczyszczenie terenu ze szczególnym uwzględnieniem cmentarzy, grzebowisk zwierząt, dołów kloacznych, terenów przemysłowych itp., z dezynfekcją miejsc silnie zanieczyszczonych.
- Ustalenie stref ochrony sanitarnej, terenów przyległych do zbiornika i przestrzeganie odnosnych przepisów.
- Likwidacja miejsc płytkich w zbiorniku.

W czasie eksploatacji stosuje się nadmanganian potasu lub częściej siarczan miedzi. Dawkowanie siarczanu miedzi powinno być ustalone w każdym przypadku oddzielnie. Przeważnie odbywa się w granicach od 0,1 do 0,5 mg/litr. Dla ryb jest on szkodliwy. Bez zastrzeżeń może być stosowany jednocześnie z siarczanem glinu. Dawkowanie odbywa się z worków, wypełnionych krystalicznym siarczanem miedzi i zawieszonych u burty łodzi tak, aby był on w wodzie zanurzony i rozpuszczał się w czasie ruchu po powierzchni zbiornika. Dla większych akwatorií czynność tę można wykonać przez rozpylanie z samolotów sproszkowanego siarczanu miedzi.

Również masowy rozwój roślinności wodnej może przyczynić duże trudności w eksploatacji zbiorników, sprzyjając poza tym rozwojowi larw komarów. Rośliny wodne, w rezultacie zarastania zbiornika, zwiększają odkładanie się namulów i zmniejszają pojemność użytkową. Pływające łodygi i liście zatykają kraty, siatki i inne urządzenia ujmujące wodę.

Obumieranie i gnienie roślin szkodliwie oddziałuje na bilans tlenowy.

Istnienie dogodnego do zakorzenienia się dna, małe głębokości wody, insolacja słoneczna, stwarzają dogodne warunki dla rozwoju wodorostów.

Zarastające miejsca trzeba wykosić, nie pozostawiając ściętych roślin w wodzie. Czasem należy płytkie miejsca zasypać, obwałować lub pogłębić.

Omówione powyżej zagadnienia i czynności dotyczą gospodarki na zbiornikach, służących zarówno dla zasilania wodociągów, jak i spełniających równocześnie i inne zadania. Wysokie wymagania stawiane jakości wody przeznaczonej do picia, wielkie zanieczyszczenie chemiczne i bakteriologiczne rzek w rejonach gęsto zaludnionych i uprzemysłowionych, poważny nakład pracy i kosztów na przystosowanie obszaru przeznaczonego na duży zbiornik, konieczność objęcia strefą ochrony sanitarnej znacznych terenów przyległych, czyni w wielu przypadkach korzystnym wydzielenie specjalnego zbiornika wodociągowego.

Zbiornik taki posiada znacznie mniejsze rozmiary, gdyż ilości wody, które należy w nim zmagazynować, będą stosunkowo nieduże. Chociaż więc wybierać się będzie również i dla niego obszar o możliwie najmniejszej wartości gospodarczej, tzn. najtańszy do wykupienia, zawsze jednak taki, aby posiadał dobre warunki hydrologiczne, geologiczne i sanitarne. Objętość robót na przygotowanie czaszy zbiornika i sanitarne jej przystosowanie, pomimo zwiększonych wymagań, będzie w tym przypadku stosunkowo nieduża, ponieważ sytuuje się tego rodzaju obiekty w miejscowościach najmniej zaludnionych, ze zlewnią lesistą (drzewostan, najlepiej jak jest iglasty), na ciekach wykazujących najmniejsze zanieczyszczenia i do których nie odbywa się zrzut wód ściekowych. Dla należytego przechowywania wo-

dy pożądane jest otrzymanie dużych głębokości, przy małej powierzchni zwierciadła wody. To między innymi za pomocą przegrzania się wody, a tym samym bujnego rozwojowi mikroorganizmów i zarastaniu roślinnością wodną.

Biorąc pod uwagę, że istotnym przeznaczeniem tego rodzaju zbiorników jest zaopatrzenie ludności w wodę, wykorzystanie ich na inne cele należy nie tylko ograniczyć, ale i całkowicie wykluczyć.

Za niedopuszczalne należy więc uznać miejscowy transport wody, gospodarkę rybną, pasanie i pojenie bydła, imprezy kulturalno-sportowe, obrotowe chłodzenie niezanieczyszczonych wód przemysłowych tzw. „warunkowo czystych” itp.

Niestosowanie się do tego zwiększy znacznie koszty oczyszczania wody, które niekiedy, w sprzyjających warunkach, może być ograniczone do dezynfekcji.

Zasilanie wodociągów przemysłowych wymaga nieraz poważnych ilości wody. Jeżeli teren, gdzie buduje się zakład czy kombinat przemysłowy, nie jest w stanie zapewnić wystarczającej ilości wód gruntowych lub rzecznych, uciekać się trzeba do budowy zbiornika przeznaczonego specjalnie dla zaopatrzenia przemysłu. Przegrodzenie zaporą stosunkowo niedużej zlewni, przez regulację spływu da potrzebną ilość wody. Wody do picia dostarczyć może w tym przypadku ujęcie z gruntu, lub dodatkowe oczyszczenie wód czerpanych ze wspólnego zbiornika.

Wymagania dotyczące fizyko-chemicznego składu wody przemysłowej mogą być wysokie, natomiast wymagania sanitarne ulegają obniżeniu.

Fizyko-chemiczny skład wody powinien odpowiadać warunkom technologicznym i nie wykazywać postępującego zasolenia. Dla niektórych przemysłów, np. tekstylnego, wody naturalnych cieków, nawet po odstaniu w zbiorniku, o ile zawierają dużo żelaza w postaci koloidalnej, manganu itp., a także, gdy mają silne zabarwienie, muszą podlegać skomplikowanym procesom oczyszczania (często przy pomocy koagulacji), zanim będą mogły być doprowadzone do odpowiednich działów produkcji. Woda do kotłów parowych lub chłodzenia turbin w elektrowniach cieplnych również często podlegać musi odpowiedniemu przysposobieniu na drodze chemicznej. Natomiast inne zabiegi, dla tych zbiorników, prowadzą się do walki z ich zarastaniem, rozwojem planktonu — szkodliwości, które omówiono powyżej, oraz z zamulaniem. Dopuszcza się niekiedy zrzut odpadowanych wód „warunkowo czystych”.

Mogą także takie zbiorniki służyć do chłodzenia wody z turbin parowych, jeśli został zastosowany oszczędny system obiegowy wody roboczej. Wówczas, tak jak i dla zbiorników specjalnie w tym celu budowanych lub w adaptowanych naturalnych zalewiskach i jeziorach, wymagana jest wystarczająca powierzchnia zwierciadła wody poparta obciążeniem bilansu ciepła. Dla większego wykorzystania zwierciadła wody i uaktywnienia jak największej powierzchni, stosuje się urządzenia kierujące, aby otrzymać właściwszą cyrkulację wody. Uważać jednak należy przy tym, aby nie wejść w kolizję z pozostałymi warunkami, stawianymi zbiornikowi wody.

Mniejsze zbiorniki, używane dla zasilenia wodociągów osiedli, lub poszczególnych obiektów, zawierają wodę o charakterze takim samym albo bardzo zbliżonym do wód cieków, który je zasilają.

Przy rzekach lub potokach, niosących duże ilości rumowiska, ewentualnie z wodą w znacznym stopniu zasoloną (twardą) przy stanach niskich, niekiedy może być korzystne zastosowanie pozakorytowego zbiornika. Woda uchwycona w okresie, kiedy posiada najlepszą jakość, zostaje zmagazynowana do dalszego użytku. Rozwiązanie takie, przy otrzymywanej małej głębokości zbiorników i dużych, rzadko wykorzystywanych urządzeniach doprowadzających wodę, jest znacznie droższe od zbiorników wodnych w korycie cieków i może być tylko stosowane w ostateczności. Sprzyjającą okolicznością jest istnienie w tymże miejscu naturalnego jeziora lub stawu, z ewentualnym dopływem z małej, lecz własnej zlewni, oraz, gdy roboty ziemne nad odizolowaniem się od koryta rzeki są niezbyt wielkie.

Na okresowo całkowicie prawie pozbawionych wody, stepowych obszarach na południu ZSRR, buduje się niekiedy w jarach i wąwozach, po odpowiednim przystosowaniu terenu, małe zbiorniki, mające za zadanie gromadzić wody spływające z opadów atmosferycznych.

Jak już urzędnie wspomniano, w zbiornikach przebiega proces samooczyszczania się wody. W wyjątkowo dogodnych warunkach sanitarnych zlewni i dla głębokich zbiorników, specjalnie przeznaczonych dla celów wodociągowych, można poprzestać jedynie na dezynfekcji wody do picia. Stosuje się wtedy zazwyczaj chlorowanie. Przeważnie jednak zachodzić będzie potrzeba dodatkowego przystosowania wody, częściowo już oczyszczonej mechanicznie przez pobyt w zbiorniku. Metody oczyszczania wód powierzchniowych znajdują wówczas i tutaj zastosowanie. Zależnie od wyniku analiz, może zająć potrzeba odkwaszania, odżelaziania, odbarwiania itp., z ewentualną koniecznością stabilizacji wody oczyszczonej. Wśród stosowanych sposobów oczyszczania wody wydaje się, że w tym przypadku godną polecenia jest koagulacja, która będzie jakby przedłużeniem naturalnie przebiegającej czynności oczyszczania w zbiorniku, z następnym filtrowaniem wody na filtrach pospiesznych i chlorowaniem.

Nawet więc w korzystnych warunkach terenowych rzadka będzie możliwość grawitacyjnego doprowadzenia wody do odbiorcy i zajdzie konieczność pompowania.

Poruszone tutaj szkieletowo zagadnienia dotyczące zbiorników wodociągowych wymagają znacznie szerszego rozwinięcia i naświetlenia.

Dużo mogłaby wnieść szersza dyskusja, obejmująca wszystkie poruszone, lub nawet pominięte tematy. Literatura na temat z tego działu przedstawia się dość uboga i zmuszeni jesteśmy korzystać z doświadczeń obcych. Każdy więc wkład rodzimy, nawet najdrobniejszy, rozpatrujący te sprawy ze strony teoretycznej, lub opisujący przebieg budowy, eksploatacji i uzyskane doświadczenia, jeżeli będzie nawiązany do warunków polskich, może być niezmiernie cenny.

Stoją przed nami duże i poważne zagadnienia. Wszystko co może przyspieszyć ich realizację lub zapobiec popełnianiu błędów jest potrzebne.

DR INŻ. JULIAN LAMBOR

Nomenklatura charakterystycznych stanów wody i przepływów w rzekach

Nomenklatura charakterystycznych stanów wody, jak i symboliczne przedstawienie tych stanów skrótami nie są dotąd u nas ustalone. Posługujemy się różnymi określeniami i symbolami, co niejednokrotnie prowadzi do nieporozumień. Np. symbolem NW jedni określają małą wodę (niska woda), inni znak ten stosują do określenia normalnej wody.

Rozwijająca się coraz bardziej nauka hydrologii zmusza do wprowadzenia nowych jeszcze określeń i symboli, bardzo różnolicie przez autorów przedstawionych, przez co wkrada się w tę dziedzinę coraz większy nieporządek, wymagający pilnego znormalizowania. W tym też celu podajemy tutaj kompletną systematykę wszystkich stanów charakterystycznych najczęściej stosowanych oraz ich no-

menklaturę i symbolikę, traktując to zestawienie jako materiał do dyskusji, która niewątpliwie wywiąże się i poprzedzi oficjalne ustalenie (zestawienie na str. 330).

Należałoby zwrócić się do wszystkich Kolegów z apelem o przysłanie pod adresem Redakcji „Gospodarki Wodnej” swoich uwag i wniosków w tej sprawie. Wszystkie te uwagi będą uwzględnione przy ostatecznym ustaleniu symboli.

Oprócz systematyki, nomenklatury i symboliki należałoby jeszcze podać definicje poszczególnych stanów wody, szczególnie w tych przypadkach, gdzie mogą zachodzić wątpliwości w interpretacji nazwy. To jednak wchodzi w program prac Podkomisji Słownikowej Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych.

Systematyka charakterystycznych stanów wody i przepływów w rzekach

M o m e n k l a t u r a	S y m b o l e s t a n ó w w o d y											U w a g i	
	zasadnicze				sezonowe				procentowe				
	miesięczne	miesięczne z wielolecia	roczne	wieloletnie	półroczne		z okresu wegetacyjnego	z okresu żeglugi	o określonym . . . prawdopodobieństwie (procencie) pojawiania				
					letnie	zimowe			miesięczne	sezonowe	roczne		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
I Stany główne													
1. maximorum maximum	Wm		wW	WWW								Jeżeli chodzi o wskazanie okresu wówczas piszemy; np. ZW 1931-1945 [- -] ujęcie w klamrę oznacza stany obliczone, a nie obserwowane, np. [WWW] 1934 oznacza najw. wielką wodę z 1934 r. obliczoną. Ujęcie symbolu w nawias oznacza, że stan ten względnie przepływ nie został pomierzony bezpośrednio, ale ustalony na podstawie związków lub innych określeń, np. kronik, oświadczenia wiarygodnych świadków lub tym podobnych określeń. Przepływ w m ³ /sek względnie spływ w l/sek/km ² przy danym stanie wody oznaczamy przez wstawienie litery Q względnie q zamiast symbolu stanu wody W, np. qs — oznacza spływ jednostkowy wody dwięciomiesięcznej (270-dniowej); NNQ oznacza najniższy znany przepływ; Śr. Wqy oznacza spływ jednostkowy odpowiadający średniej arytmetycznej z maksimumów majowych z okresu wieloletniego. Jeżeli litera wielkie W powtarza się dwukrotnie w danym symbolu, znak Q względnie q wstępuje na miejsce W stojącego na końcu symbolu, np. WWQ ^{VII} oznacza największy znany przepływ miesiąca lipca.	
2. maximum			WW										
3. średnie	Mm		śrW	ŚrW									
4. środkowe	Zm		zW	ZW									
5. minimum	Nm		nW	NW									
6. minimorum minimum				NNW									
II Stany drugorzędne													
1. najwyższe maximum				WW									
2. średnie maximum				ŚrWW									
3. środkowe maximum				ZWW									
4. najniższe maximum				NWW									
5. najwyższy średni				WŚrW									
6. średni ze średnich				ŚrW									
7. średni ze środkowych (zwykła woda)				ZW									
8. środkowy ze średnich				ZŚrW									
9. środkowy ze środkowych				ZZW									
10. najniższy ze średnich				NŚrW									
11. najwyższe minimum				WNW									
12. średnie minimum				ŚrNW									
13. środkowe minimum				ZNW									
14. najniższe minimum				NW									
III Stany okresowe													
1. Stan najdłużej trwający			wd	Wd								U w a g a ! wskaznik % oznacza wodę, której prawdopodobieństwo pojawiania się wynosi 5% w drugim okresie lat np. WW 5% oznacza stan wielkiej wody, który w okresie 100 lat zdarzył się wraz z wyższymi 5 razy; N IV 0,3% oznacza stan małej wody, który w okresie 1000 lat może zdarzyć się w kwietniu wraz z niższymi 3 razy	
2. woda 4-miesięczna			w4	W4									
3. woda 6-miesięczna			w6	W6									
4. woda 7-miesięczna (215-dniowa)			w7	W7									
5. woda 9-miesięczna (270-dniowa)			w9	W9									
6. woda 11-miesięczna			w11	W11									
IV Stany konwencjonalne													
1. najw. stan żeglowny				WWżegl									
2. stan wody brzegowej				Wb									
3. stan wody brzegotwórczej				Wbt									
4. normalny stan regulacji				Wreg									
5. najwyższy stan budowlany				Wbd									
6. stan nieszkodliwego (bezpiecznego) przepływu				Wbzp									
7. najniższy stan żegl.				NWżegl									
8. stan ostrzegawczy				Wostrz									
9. stan alarmowy				Walar									

Jeżeli chodzi o wskazanie okresu wówczas piszemy; np. ZW 1931-1945 [-] ujęcie w kłame oznacza stany obliczone, a nie obserwowane, np. [WWW] 1934 oznacza najw. wielką wodę z 1934 r. obliczoną.

Ujęcie symbolu w nawias oznacza, że stan ten względnie przepływ nie został pomierzony bezpośrednio, ale ustalony na podstawie związków lub innych określeń, np. kronik, oświadczenia wiarygodnych świadków lub tym podobnych określeń.

Przepływ w m³/sek względnie sływ w l/sek/km² przy danym stanie wody oznaczamy przez wstawienie litery Q względnie q zamiast symbolu stanu wody W, np. qs — oznacza sływ jednostkowy wody dwięciomiesięcznej (270-dniowej); NNQ oznacza najniższy znany przepływ; Sr. Wq_v oznacza sływ jednostkowy odpowiadający średniej arytmetycznej z maksimumów majowych z okresu wieloletniego. Jeżeli litera wielkie W powtarza się dwukrotnie w danym symbolu, znak Q względnie q wstępuje na miejsce W stojącego na końcu symbolu, np. WWQ_{vii} oznacza największy znany przepływ miesiąca lipca.

U w a g a !
wskaźnik % oznacza wodę, której prawdopodobieństwo pojawiania się wynosi 5% w drugim okresie lat np. WW 5% oznacza stan wielkiej wody, który w okresie 100 lat zdarzył się wraz z wyższymi 5 razy;
N IV 0,3% oznacza stan małej wody, który w okresie 1000 lat może zdarzyć się w kwietniu wraz z niższymi 3 razy

W sprawie oszczędności materiałów żelaznych w budowie wodociągów komunalnych

Kraj nasz znajduje się w okresie wzmożonej urbanizacji. Miasta stare poszerzają się szybko, a jednocześnie powstają nowe, budowane w całości od fundamentów. Szybki wzrost substancji miejskiej może tylko wtedy nadążyć za potrzebami ludności, jeżeli budownictwo miejskie zredukuje do minimum swe koszty inwestycyjne, nie pogarszając jakości wznoszonych obiektów. Tylko taka bowiem oszczędność ma rację bytu, która obniża koszty, nie psując jakości.

Wodociągi komunalne mają udział w koszcie całości miasta, traktowanego jako 100%, kształtujący się w granicach 1% — 2,5%. Powstaje pytanie, czy jest możliwa racjonalna oszczędność na budowę wodociągów i gdzie jej należy poszukiwać. Jeżeli patrzeć na całość jakiegokolwiek złożonego kompleksu gospodarczego z chęcią osiągnięcia oszczędności na jego budowie lub rozbudowie, to oczywiście należy zwracać uwagę przede wszystkim na te jego działy, których waga w nakładach jest największa. Cóż zatem powinno stanowić przedmiot naszych zainteresowań racjonalizatorskich w budowie wodociągów komunalnych? — oczywiście sieć rurociągów, zajmująca od 90% do 50% całości zakładów budowlanych. Ten dział gospodarki komunalnej pociąga nas tym bardziej, ponieważ pochłania on artykuły żelazne w ilościach, wahających się od 50 do 100 kg na każdego mieszkańca. Obniżenie zużycia metalu nawet procentowo niewielkie daje nam tu w rezultacie tysiące lub dziesiątki tysięcy ton rocznie materiału, tak bardzo poszukiwanego, jak stal lub żeliwo.

Przyjrzyjmy się zatem sieci wodociągów ulicznych i popatrzymy, co tam można by zaoszczędzić.

Przystępując do budowy zakładu wodociągowego, sporządzamy projekt, oparty na perspektywie lat 25 — 50, ze względu na to, że okres amortyzacyjny naszych urządzeń projektowanych rurociągów przekracza pół wieku. Dalej ustalamy spożycie maksymalne godzinowe, które może być osiągnięte w dalekiej perspektywie i wg tego miernika kształtujemy średnice rurociągów ulicznych. Tak zaprojektowana sieć nie będzie wcale wykorzystana racjonalnie. Nawet gdy projektowany zakład osiągnie punkt rozwoju przewidziany w założeniach projektodawcy, to i wtedy jego sieć, obliczona na maximum rozchodu, będzie wykorzystana całkowicie zaledwie parę dni na rok; tyle bowiem czasu zajmują u nas maksima godzinowe.

Co powodowało naszym projektantem przeszłości, że postępował tak, a nie inaczej? Wytyczne główne projektu sieci wodociągów komunalnych, panujące jeszcze dotychczas, dają się sformułować w sposób następujący:

- Zapewnienie ciśnienia dostatecznego i wystarczającego do potrzeb gospodarczych i pożarowych w chwilach rozbioru maximum maximum.
- Ograniczenie wahań ciśnienia w sieci rurociągów do minimum.

Wodociągi ubiegłego stulecia stosowały pompy tłokowe, nie nadające się zupełnie do pracy na sieć zamkniętą i pokonywające z trudnością szybkie zmiany zapotrzebowania godzinowego. Stąd wynikała konieczność wyrównawczych zbiorników wysokich. Najwyższy poziom możliwy wody w zbiorniku wysokim musi być z natury rzeczy ograniczony przez jego konstrukcję. Przekroczenie tego poziomu uruchamia automatycznie przelewy, dalsze więc podnoszenie ciśnienia nie daje nic poza marnotrawstwem wody. Inaczej mówiąc, poziom wody maksymalny w zbiorniku wysokim skaluje górną granicę praktyczną ciśnień, osiągalnych w tym punkcie sieci. Działa on jednocześnie jako kłapa bezpieczeństwa, zrzucająca każdy nadmiar ciśnienia, ogranicza więc automatycznie ciśnienie na pompach, zasilających sieć. Dziś stosujemy wyłączanie pompy odśrodkowe o napędzie elektrycznym. Mogą one pracować doskonale na sieć zamkniętą bez żadnych złych skutków, ponieważ maszyna tego rodzaju nie jest w stanie przekroczyć ciśnienia wynikającego z ilości obrotów, stabilizowanej, jak wiadomo, przez silnik w granicach bardzo wąskich.

Zagadnienie utrzymywania ciśnienia roboczego w sieci wodociągów na poziomie możliwie stałym było rzeczywiście

dawniej traktowane jako duża zaleta. Chodziło tu o aparaty domowe, jak płuczki klozetowe i termy gazowe lub elektryczne. Praktyka wykazała, że urządzenia te znoszą łatwo wahania ciśnienia w stosunku 1 ÷ 2, a nawet i nieco więcej. Pozwoliło to na wielkie upowszechnienie wodociągów hydroforowych o dużych odchyłkach ciśnienia.

Hydrofory działają przy ciśnieniu zmiennym w granicach szerokich stale. Natomiast objaw ten w sieci ulicznej miejskiej miałby miejsce tylko paręset godzin na rok i tylko w końcowym stadium jej rozwoju. Obawa stosowania prędkości większych od 1 m/sek wynika z bojaźni przed uderzeniami hydraulicznymi, które są proporcjonalne do jej kwadratu. Oczywiście jest w tym trochę słuszności, ale posiadamy dziś urządzenie w postaci zaworów zwrotnych opóźnionego działania lub automatów zabezpieczających magistrale. Jednakże należy zauważyć, że obawa uderzeń hydraulicznych w sieci ulicznej wodociągów miejskich jest bardzo przesadzona, jeżeli wyeliminujemy magistrale. Sieć rozdzielcza posiada po paręset kłap bezpieczeństwa na każdym km, a mianowicie płuczki klozetowe, które przecież nie są niczym innym, ponadto stale otwarta część kranów czerpalnych, miasto bowiem odbiera wodę bez ustanku, gra rolę analogiczną.

Uderzenia hydrauliczne w magistralach mogą powstawać głównie na skutek nagłego wyłączenia pomp. Dziś ma to miejsce dość często, dzięki niezbyt pomyślnemu stanowi elektrowni i sieci elektrycznej. Jednak nawet w tak niepoemyślnych warunkach pęknięcia z powodu nagłej przerwy w dostawie prądu nie zdarzają się zbyt często. Stolica np. notuje znacznie częściej rozluźnienie uszczelnień ołowianych na kielichowych rurach żeliwnych prawdopodobnie wynikających z powodów opisanych. Musimy jednak zwrócić uwagę, iż główne przewody tranzytowe, łączące ujęcie Warszawy ze Stacją Filtrów, nie wykazują żadnych skutków uderzeń hydraulicznych, zdarzających się tam dość często, pomimo że konfiguracja pionowa tych przewodów sprzyja możliwości powstawania uderzeń dość wysokiego rzędu.

Możemy więc zaryzykować twierdzenie następującego charakteru:

- Można stosować zmienne ciśnienia na wodociągowych sieciach komunalnych w granicach znacznie szerszych, niż dotąd.
- Można dopuszczać w rurociągach ulicznych prędkości większe od tradycyjnych.
- Można i należy wykorzystywać wytrzymałość rur znormalizowanych do granic katalogowych.

Ustalenia przytoczone pozwalają na wyciągnięcie dalszych wniosków praktycznych:

- Sieć rurociągów ulicznych można by obliczać na dobową wydajność przeciętną roczną wg przyjętej perspektywy czasowej.
- Odbiory maksymalne dobowe i godzinowe pokrywać za pomocą pomp o zmiennym ciśnieniu i wydajności.

Zagadnienie, poruszone we wniosku drugim, było już od dawna dyskutowane w kołach zawodowych. Wystarczy przejrzeć roczniki Zjazdów Wodociągowców Rosyjskich z pierwszych lat bieżącego stulecia. Jednakże ówczesny stan techniki pompowania nie pozwalał na rozwiązania całkiem poprawne, chociaż parę instalacji podobnych zostało wykonanych. Dziś sprawa wygląda inaczej. Posiadamy różne konstrukcje pomp o zmiennym ciśnieniu i wydajności, silniki elektryczne o dużej skali regulacji ekonomicznej obrotów, produkowane w kraju dla kolejnictwa i tramwajów, prostowniki rtęciowe także naszego wyrobu i konstrukcji.

Należy bowiem tu dodać, że rozwiązanie przez nas proponowane nadaje się najlepiej przy stosowaniu prądu stałego, co dziś nie przedstawia większych trudności. W rezultacie moglibyśmy otrzymać znaczne oszczędności materiałów żelaznych.

Poniżej podajemy przykład orientacyjny, skalujący możliwość oszczędności metalu w rurociągach wodnych, a także

innych, transportujących substancje płynne lub gazowe do konsumentów o zmiennym poborze godzinowym.

Zadanie

Rurociągiem poziomym (dla uproszczenia obliczeń) długości 1 km mamy dostarczać do punktu końcowego od 100 l/sek (przeciętnie rocznie) do 200 l/sek (maximum godzinowe), zachowując w końcówce ciśnienie 20 m słupa wody. Jaka powinna być średnica rurociągu?

A. Rozwiązanie tradycyjne:

$$Q = 200 \text{ l/sek (maximum); } V = 1,3 \text{ m/sek } (\varnothing = \text{ok. } 450 \text{ mm})$$

$$i = 4,3^0/00, \text{ stąd wysokość podnoszenia}$$

$$H = 20 + 4,3 + 0,7^* = \text{ok. } 25 \text{ m słupa wody.}$$

B. Rozwiązanie możliwe:

$$Q = 100 \text{ l/sek (przeciętne roczne), } V = 1,07 \text{ m/sek } (\varnothing = 350 \text{ mm})$$

$$i = 4,25^0/00, H = 20 + 4,25 + 0,7^* = 25,000 \text{ m sł. w.}$$

$$Q = 200 \text{ l/sek (maximum godzinowe), } \varnothing = 350 \text{ mm,}$$

$$V = 2,125 \text{ m/sek, } i = 16,3^0/00, H = 20 + 16,2 + 2^* =$$

$$= 38,0 \text{ m słupa wody.}$$

Oszczędność ok. 30%.

$$\text{Stosunek wagowy rur } \frac{A}{B} = \frac{122,00}{173,40} = 70,4 \%$$

Rozwiązanie wg wariantu B daje oszczędność ok. 30% metalu, nie zmieniając nic wartości technicznej rurociągu.

Jednakże w tym przypadku musimy zastosować pompę o regulowanej ilości obrotów, pozwalającą na osiągnięcie ciśnienia roboczego w granicach od 25 do 38 m słupa wody.

Uwzględniając szkieletowość przytoczonych obliczeń, możemy łatwo dojść do wniosku, iż zastosowanie proponowanej metody pozwoliłoby na zaoszczędzenie 25% — 30% materiałów żelaznych na budowę wodociągów tak przemysłowych, jak i komunalnych, co w przekroju krajowym dałoby już dziesiątki tysięcy ton metalu do innych potrzeb inwestycyjnych, nie wpływając na dobroć techniczną urządzeń wodociągowych.

Zagadnienie poruszone przez nas w formie generalnej ma jeszcze jedną stronę godną uwagi. Materiały żelazne, tj. stal i żeliwo są coraz bardziej poszukiwane i relatywnie drożeją w stosunku do energii, której cena spada i będzie spadała z każdym dniem. Idąc w kierunku proponowanym, wchodzimy na drogę prawdziwego postępu, bowiem oszczędzamy substancję droższą, tj. żeliwo lub stal, zastępując ją przez artykuł taniejący, tj. energię. Oczywiście pełny rozwój techniczny naszego szkicu ideowego wymaga dużego nakładu pracy ze strony nauki i techniki przemysłowej oraz całości kół zawodowych. Sądzymy jednak, że perspektywy są tak zachęcające, że właściwe instancje naukowo-techniczne powinny by podjąć naszą inicjatywę i rozpracować bliżej zagadnienie.

INŻ. WŁADYSŁAW JANKOWSKI

Biurowo Projektów Wodno-Melioracyjnych

Obliczanie pali, palisad i ścianek szczelnych, wbitych pionowo w grunt o różnorodnym uwarstwieniu, na obciążenie siłami poziomymi

Przy projektowaniu budowli wodnych o konstrukcji drewnianej prawie z reguły zachodzi potrzeba obliczenia głębokości wbicia i wytrzymałości pali lub ścianek szczelnych, obciążonych siłami poziomymi. Obliczenia te są dość łatwe w przypadkach, gdy na głębokości wbicia pala występuje grunt jednorodny lub uwarstwiony lecz o warstwach podobnych, niewiele różniących się swymi właściwościami fizycznymi, a głównie: ciężarem objętościowym $\gamma \text{ t/m}^3$ i kątem tarcia wewnętrznego ψ . Dla tych przypadków bowiem opracowane zostały już metody obliczeń i są gotowe wzory dla określenia największej poziomej siły dopuszczalnej dla pali lub ścianek szczelnych, wbitych pionowo na daną głębokość w grunt jednorodny. Należy tu jednak zaznaczyć, że nie ma jeszcze dotąd metody obliczeń, dającej ścisłe wyniki: wszystkie stosowane obecnie metody oparte są na przybliżonych założeniach i w rezultacie dają wyniki przybliżone. Bardziej rozpowszechnionych metod obliczeń pali i ścianek szczelnych, wbitych w grunt jednorodny, jest zasadniczo trzy i oparte są na teorii Coulomba parcia i oporu ziemi. Wyniki obliczeń otrzymywane przy zastosowaniu tych metod są na ogół zgodne, zbliżone do siebie, jednak przy pewnych układach obciążeń poziomych, znacznie od siebie odbiegają; zachodzące różnice omówione będą w dalszej części artykułu. Gdy jednak na głębokości wbicia pali występuje grunt uwarstwiony, o warstwach znacznie różniących się od siebie, jak np. torf i pokład ziemi mineralnej, stosowanie tu bez pewnych zmian lub uzupełnień metod i wzorów opracowanych dla gruntów jednorodnych dawałoby wyniki fałszywe. Bardziej rozpowszechnione podręczniki nie podają sposobu obliczania pali i ścianek, obciążonych poziomo, wbitych w grunty różnorodnie uwarstwione, przeważnie podają one jedną lub najwyżej dwie metody obliczania pali i ścianek wbitych w grunt jednorodny i to dla pewnych tylko układów obciążeń poziomych, a o sposobach obliczania pali, wbitych w grunt różnorodnie uwarstwiony nie ma nawet wzmianki. Nie wykluczone jednak, że w podręcznikach lub publikacjach mniej rozpowszechnionych i przeto mniej dostępnych dla szerszego ogółu, można znaleźć całość materiału i dla przypadków występowania różnorodnego uwarstwienia gruntu. Do czasu opracowania, względnie szerszego rozpowszechnienia, bardziej odpowied-

niego sposobu obliczania pali i ścianek, pracujących w takich warunkach, można jednak posługiwać się zasadami przyjętymi do obliczania pali i ścianek szczelnych, wbitych w grunt jednorodny. Jeżeli bowiem przyjęto, że zasady te są słuszne do obliczania pali lub ścianek w jednorodnych gruntach, to powinny być one słuszne również i w przypadku, gdy pal przechodzi przez kilka różnorodnych warstw, należy tylko uwzględnić pracę pala w poszczególnych warstwach i odpowiednio ją powiązać. Celem dokładniejszego wyjaśnienia i uzasadnienia proponowanego sposobu obliczania oraz powiązania go z teorią, podajemy poniżej kilka zasadniczych wzorów z teorii parcia i oporu ziemi, sposoby sporządzania wykresów parcia i oporu ziemi, oraz najczęściej stosowane metody obliczania pali i ścian, wbitych w grunty jednorodne, dla 3 zasadniczych układów sił poziomych.

Mechanika budowli rozróżnia:

Parcie ziemi — siłę czynną — P_z

Odpór ziemi, siłę bierną — reakcję ziemi — R_z

Odpór ziemi, jako siła bierna — reakcja, do pewnych granic równa się siłom działającym w kierunku do ziemi; do obliczeń statycznych potrzebna jest znajomość granicznego (maksymalnego) oporu jaki ziemia może przeciwstawić siłom działającym na nią. Parcie lub odpór ziemi (grunt jednorodny) przy nieobciążonym naziemiu obliczamy z wzorów:

$$\text{dla parcia ziemi } P_z = 1/2 h^2 \gamma \lambda \quad [1]$$

$$\text{dla granicznego oporu ziemi } R_z = 1/2 h^2 \gamma \eta \quad [2]$$

gdzie: h — grubość warstwy ziemi w m, γ — ciężar objętościowy t/m^3 .

Wzory te różnią się tylko współczynnikami λ i η . Wg Müller — Breslau:

$$\lambda = \frac{\sin^2(\psi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\psi + \delta) \sin(\psi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad [3]$$

$$\eta = \frac{\sin^2(\psi - \alpha)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad [4]$$

*) Straty miejscowe szacunkowe.

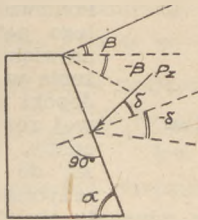
gdzie (rys. 1): ψ — kąt tarcia wewnętrznego,
 β — kąt nachylenia nawierzchni gruntu do poziomu,
 δ — kąt tarcia ziemi po ścianie lub palu,
 α — kąt nachylenia do poziomu ściany lub pala.

Należy zwrócić uwagę, że przy zmianie kątów β i δ kierunku od poziomu w górę przyjmuje się jako dodatni, a od poziomu w dół oznaczony kreskowaniem jako ujemny i oznacza — β i δ .

W szczególnych przypadkach gdy kąt $\beta = \delta = 0$ i $\alpha = 90^\circ$ współczynniki:

$$\lambda = \operatorname{tg}^2 (45 - \frac{\psi}{2}) \quad [3a]$$

$$\eta = \operatorname{tg}^2 (45 + \frac{\psi}{2}) \quad [4a]$$

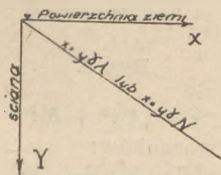


Rys. 1.

Przy obliczaniu pali i ścian szczelnych pionowych będziemy mieli z reguły kąt $\alpha = 90^\circ$ oraz przeważnie $\beta = 0$. Uwzględnianie w obliczeniach kąta tarcia δ ziemi po palu lub ścianie zmniejsza wielkość parcia ziemi, natomiast przy wartościach ujemnych dla δ , znacznie zwiększa wartość granicznego oporu ziemi. Opór ziemi jest siłą podtrzymującą konstrukcję, dla bezpieczeństwa budowli nie należałoby przyjmować większych ujemnych wartości dla δ a możliwie małe, najlepiej stosować $\delta = 0$. Prof. Wierzbicki w swej „Mechanice budowli” podaje, że doświadczenia nad granicznym odporem ziemi wykazują, że przy $\delta = 0$ opór ziemi obliczony z wzorów, opartych na założeniach Coulomba odpowiada odporowi otrzymanemu doświadczalnie, a przy większych wartościach dla — δ opór obliczony jest większy od doświadczalnego. Niektórzy autorzy uważają, że dla obliczenia oporu ziemi dopuszczalne jest przyjmowanie wartości dla $\delta = -\psi$ (kąt tarcia wewnętrznego), gdyż zachodzą przypadki, że ścianki szczelne i pale wyciągane z ziemi są nią oblepione¹⁾. Wartość współczynników λ i η przy $\alpha = 90^\circ$ $\beta = 0$ i różnych wartościach kątów ψ i δ podaje tablica I i II.

W zestawieniu wartości dla współczynnika η widać jak gwałtownie wzrastają one przy większych kątach — δ i ψ , wskazana jest więc ostrożność w doborze kąta tarcia (— δ) przy obliczeniach oporu ziemi dla gruntów, posiadających większe wartości kąta tarcia wewnętrznego.

Wykresy parcia i oporu ziemi jednorodnej na ścianę pionową przy powierzchni ziemi nieobciążonej mają kształt



Rys. 2.

trójkątów prostokątnych. W układzie osi prostokątnych (rys. 2) położenie przeciwprostokątnej trójkąta parcia lub oporu ziemi można określić równaniem prostej:

$$x = y\lambda \quad (\text{dla parcia}) \quad [5]$$

$$x = y\eta \quad (\text{dla oporu}) \quad [6]$$

Dla danej wartości y odcięta x wyraża wielkość parcia lub

¹⁾ Prof. N. J. Anisimow podręcznik „Osnowania i fundamenty gidrotechnicznych соору́жений”.

Tablica I

Wartość ψ	Wartość λ	(parcie ziemi) przy
	$\delta = 0$	$\delta = +\psi$
10	0,704	0,625
15	0,588	0,500
20	0,470	0,401
25	0,406	0,322
30	0,333	0,257
35	0,271	0,204
40	0,222	0,210

oporu jednostkowego, powierzchnia trójkąta — parcie lub opór całkowity. Ponieważ współczynniki: γ i λ lub η zależą od fizycznych właściwości ziemi, wykresy parcia lub oporu ziemi dla gruntu różnorodnie uwarstwionego będą ograniczone linią łamaną, utworzoną z odcinków prostych o różnym nachyleniu. Rozpatrzmy wykres parcia 4 różnorodnych warstw ziemi na ścianę pionową.

Tablica II

Wartość ψ	Wartość η	(odpór ziemi) przy
	$\delta = 0$	$\delta = -\psi$
10	1,42	1,70
15	1,70	2,32
20	2,03	3,53
25	2,48	5,08
30	3,03	8,74
35	3,70	18,80
40	4,62	92,30

Oznaczamy w poszczególnych warstwach kolejno:

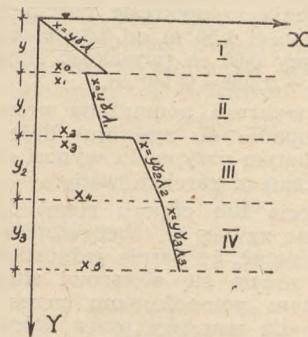
ciężar objętościowy t/m^3 — γ — γ_1 — γ_2 — γ_3

współczynnik parcia ziemi λ — λ_1 — λ_2 — λ_3

grubość warstwy ziemi w m y — y_1 — y_2 — y_3 .

Zakładamy, że: $\lambda > \lambda_1$ $\lambda_1 < \lambda_2$ $\lambda_2 = \lambda_3$

W układzie osi prostokątnych wykres przedstawia się jak na rys. 3. Wartości odciętych x dla wykresu wynoszą:



Rys. 3.

$$x_0 = y\lambda$$

$$x_1 = y\lambda_1$$

$$x_2 = x_1 + y_1\gamma_1\lambda_1 = y\gamma\lambda_1 + y_1\gamma_1\lambda_1 = \lambda_1(y\gamma + y_1\gamma_1)$$

$$x_3 = (y\gamma + y_1\gamma_1)\lambda_2$$

$$x_4 = x_3 + y_2\gamma_2\lambda_2 = (y\gamma + y_1\gamma_1)\lambda_2 + y_2\gamma_2\lambda_2 = \lambda_2(y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2)$$

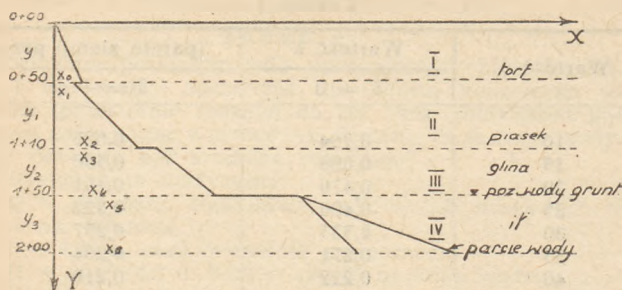
$$x_5 = x_4 + y_3\gamma_3\lambda_3 = \lambda_2(y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2) + y_3\gamma_3\lambda_3$$

a ponieważ, jak założyliśmy $\lambda_2 = \lambda_3$

$$x_5 = \lambda_3(y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2 + y_3\gamma_3)$$

Na styku dwóch warstw następuje zmiana wielkości odciętych x w tych przypadkach gdy wartości λ stykających się warstw nie są sobie równe, jak np. dla warstw I—II, II—III, gdy λ stykających się warstw są sobie równe, odcięta x dla obu warstw jest jednakowa (warstwy III—IV).

Równania prostych ograniczających wykres nie są odniesione do początku układu współrzędnych, a do styków dwóch warstw gruntu. Dla sporządzenia wykresu oporu ziemi należy w miejsc współczynnika λ wstawić współ-



Rys. 4.

czynnik η , przy wykresie różnicy oporu i parcia współczynnik zastępujemy wyrazem $\eta - \lambda$. Dla przykładu sporządzamy wykres parcia 4, spoczywających na sobie różnorodnych warstw ziemi na ścianę pionową wysokości 2 m i przyjmujemy że w warstwie:

- I — od 0 + 00 do 0 + 50, grubości $y = 0,50$ m, występuje torf wilgotny lekko zapiaszczony: $\gamma = 0,640$ t/m³, $\psi = 20^\circ$, $\lambda = 0,490$,
 II — od 0 + 50 do 1 + 10, grubości $y_1 = 0,60$ m, piasek wilgotny: $\gamma_1 = 1,800$ t/m³, $\psi_1 = 30^\circ$, $\lambda_1 = 0,333$,
 III — od 1 + 10 do 1 + 50, grubości $y_2 = 0,40$ m, glina wilgotna: $\gamma_2 = 2,100$ t/m³, $\psi_2 = 25^\circ$, $\lambda_2 = 0,406$, oraz w warstwie
 IV — od 0 + 50 do 2 + 00, grubości $y_3 = 0,50$ m, il mokry: $\gamma_3 = 1,100$ t/m³, $\psi_3 = 15^\circ$, $\lambda_3 = 0,588$, znajdujący się pod wpływem wyporu wody.

Współczynniki λ obliczone dla kąta $\delta = 0$.

$$\begin{aligned} x_0 &= y\gamma_0 = 0,50 \cdot 0,640 \cdot 0,490 = 0,157 \text{ m}, \\ x_1 &= y\gamma_1\lambda_1 = 0,50 \cdot 0,640 \cdot 0,333 = 0,107 \text{ m}, \\ x_2 &= x_1 + y_1\gamma_1\lambda_1 = \lambda_1 (y\gamma + y_1\gamma_1) = 0,333 (0,50 \cdot 0,640 + 0,6 \cdot 1,800) = 0,467 \text{ m}, \\ x_3 &= (y\gamma + y_1\gamma_1)\lambda_2 = (0,50 \cdot 0,640 + 0,60 \cdot 1,800) \cdot 0,406 = 0,568 \text{ m}, \\ x_4 &= (x_3 + y_2\gamma_2\lambda_2) = \lambda_2 (y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2) = 0,460 \cdot (0,50 \cdot 0,640 + 0,6 \cdot 1,80 + 0,4 \cdot 2,1) = 0,909 \text{ m}, \\ x_5 &= (y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2)\lambda_3 = 0,50 \cdot 0,640 + 0,6 \cdot 1,800 + 0,4 \cdot 2,100 \cdot 0,588 = 1,317 \text{ m}, \\ x_6 &= x_5 + y_3\gamma_3\lambda_3 = (y\gamma + y_1\gamma_1 + y_2\gamma_2 + y_3\gamma_3)\lambda_3 = 0,50 \cdot 0,640 + 0,60 \cdot 1,800 + 0,40 \cdot 2,100 + 0,50 \cdot 1,100 \cdot 0,588 = 1,640 \text{ m}, \end{aligned}$$

Dla uwzględnienia w wykresie parcia wody, która występuje na głębokości 1,50 m od powierzchni ziemi do odciętej x_6 dodajemy 0,50 m (wysokość słupa wody), a więc $x_6 + 0,50 = 1,640 + 0,500 = 2,140$ m.

Powierzchnia wykresu pomnożona przez długość ściany (mierzona prostopadle do rysunku) daje wielkość parcia całkowitego, w danym przypadku wynosi ono na 1 mb ściany 1,371 ton, łącznie z parciem wody.

Obliczanie parcia lub oporu ziemi dla kilku warstw może wydawać się zawile, w rzeczywistości jest ono proste, należy tylko pamiętać, że parcie jednostkowe w dowolnym punkcie ściany równa się ciężarowi słupa ziemi, leżącej nad tym punktem pomnożonemu przez współczynnik λ lub η właściwy dla warstwy przez którą wywierany jest opór lub parcie, tj. w której leży dany punkt.

Przy doświadczeniach przeprowadzonych na palach wbitych w ziemię jednorodną i obciążonych siłami poziomymi stwierdzono, że:

a) opór ziemi na parcie poziome pala na powierzchni gruntu równy jest zeru, rośnie jednak w miarę głębokości, przy czym w górnej, pograżonej w ziemię części pala, zwrot siły oporu jest przeciwny zwrotowi sił poziomych obciążających pal, a w dolnej części pala jest z nim zgodny,

b) o ile parcie pala na grunt w jego dolnym końcu przekroczy graniczny opór ziemi, pal obróci się koło pewnego punktu położonego na części wbitej w ziemię;

c) graniczny opór jednostkowy ziemi w końcu pala (w dole) przy naziemiu płaskim (w jednym poziomie) wyraża się wzorem:

$$p_{max} = h\gamma g \quad [7]$$

gdzie: h — głębokość wbicia pala w m, γ — ciężar objętościowy t/m³, g — współczynnik, którego wartość przyjmowana jest rozmaicie:

e) $g = \eta$ (współczynnikowi oporu ziemi) tzn. że $p_{max} =$ = odporowi ziemi

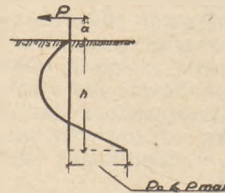
2) $g = \eta - \lambda$ (różnicy współczynników oporu i parcia ziemi) tzn. że $p_{max} =$ różnicy pomiędzy odporem i parciem ziemi.

3) $g = 1 - \lambda$ tzn., że $p_{max} =$ różnicy pomiędzy ciężarem słupa ziemi i parciem ziemi.

Przeważnie stosowana jest wartość współczynnika wg pkt 2.

Przez p_c oznaczamy ciśnienie jednostkowe jakie wywiera koniec dolny białego pala (ścianki), obciążonego siłami poziomymi dla stateczności budowli musi być spełniony warunek $p_c \leq p_{max}$.

Rozkład bocznego ciśnienia gruntu na wbity w ziemię część pala powinien mieć wygląd zbliżony do przedstawionego na rys. 5. Dokładny kształt krzywej tego wykresu do



Rys. 5.

chwili obecnej nie został wyjaśniony i dlatego rozmaici autorzy przyjmują w zamian jej inne krzywe jak: sinusoida, parabola, odcinki prostych. Ponieważ dla stateczności wbitego pala lub ścianki mają największe znaczenie naprężenia w dolnej części pala, to dopóki dokładny obraz krzywej rozkładu parcia nie jest znany, wystarczy ograniczyć się do najbardziej prostych przybliżeń. Rozpatrzmy trzy najczęściej spotykane schematy obciążenia pali i ścianek siłami poziomymi a mianowicie: A) siłą skupioną — pal, B) parciem ziemi nasypanej — ściana oporowa, C) parciem wody — ścianka szczelna. Szukane tu będą: potrzebna głębokość wbicia h i niezbędna grubość pali. Do obliczeń każdego z tych schematów obciążeń, celem porównania wyników użyjemy dwa względnie trzy sposoby.

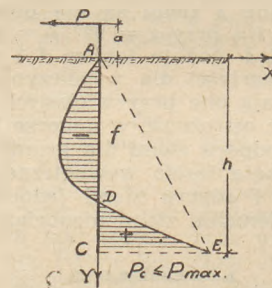
A. Obciążenie pala siłą skupioną.

I sposób obliczenia przy założeniu, że krzywa ograniczająca wykres ciśnienia jest parabola.

Oznaczamy przez: y — zagłębienie, x — p_c — ciśnienie jednostkowe odpowiadające temu zagłębieniu, f — strzałkę

paraboli w punkcie $y = \frac{h}{2}$, h — głębokość wbicia pala,

a — ramię przyłożenia siły, d — średnicę pala. Układ osi jak na rys. 6. Przyjmujemy zwrot siły P jako +. Parabola parcia jednostkowego przechodząca przez środek układu prostokątnego wyraża się równaniem:



Rys. 6.

$$x = Ay^2 + By \quad [2]$$

A i B określamy z warunków:

$$\text{przy } y = h \quad x = -p_c$$

$$,, \quad y = \frac{h}{2} \quad x = f - \frac{p_c}{2}$$

$$\text{stąd znajdujemy } A = \frac{4f}{h^2} \quad B = \frac{4f - p_c}{h}$$

a równanie paraboli przyjmuje postać:

$$x = 4fy \frac{(y-h)}{h^2} - \frac{p_c y}{h} \quad [9]$$

Wartości p_c i f dla tego równania możemy wyznaczyć z równań równowagi tj. z sumy sił i z sumy momentów, średnicę pala d obieramy dowolnie, sprawdzając później

wytrzymałość pala, zakładamy $p_c = p_{max}$. Szukamy h i f . Działanie siły P i siły oporu ziemi równoważą się. Powierzchnia zawarta pomiędzy parabolą i osią y pomnożona przez średnicę pala d daje nam wartość wypadkowej siły oporu ziemi, pamiętać należy, że parcia jednostkowe na odcinku $A - D$ mają zwrot $-$, na odcinku $D - C$ zwrot $+$. Σ sił = $P -$ (powierzchnia paraboli $ADE \cdot d$ — powierzchnia trójkąta $ACE \cdot d$).

$$\Sigma \text{ sił } P - (2/3 fhd - 1/2 p_c hd) = 0 \quad [10]$$

$$\Sigma \text{ momentów względem pkt. } C = P(h+a) - (2/3 fhd \frac{h}{2} - p_c \frac{h}{2} \frac{dh}{3}) = 0 \quad [11]$$

z równań tych wyznaczamy:

$$p_c = \frac{12 Pa + 6Ph}{h^2 d} \quad [12]$$

Ponieważ dla zachowania równowagi pala musi być

$$p_c = p_{max} = h\gamma (\gamma - \lambda) \quad [13]$$

z warunku tego wynika, że w przypadku granicznym

$$h\gamma (\gamma - \lambda) = \frac{12 Pa + 6 ph}{h^2 d} \quad [14]$$

Po przeróbkach otrzymujemy równanie:

$$h^3 dk - h 6P - 12 Pa = 0 \quad \frac{h^3 - h 6Pb}{hd} - \frac{12 Pa b}{hd} = 0 \quad [15]$$

gdzie $k = \gamma (\gamma - \lambda)$, b — współczynnik bezpieczeństwa. Mając dane $P - d$ i k znajdujemy z tego równania potrzebną głębokość wbicia pala h . Jeżeli wyeliminujemy z równania średnicę pala d , równanie to może służyć do określania potrzebnej głębokości wbicia ścianki szczelnej lub palisady obciążonej siłą P na jednostkę długości ścianki (mierzonej w poziomie). Dla zwiększenia bezpieczeństwa wprowadza się współczynnik b (1,2 — 1,5), przez który mnoży się wielkość siły zaczepionej do pala. W ten sposób zostały prawdopodobnie wyprowadzone wzory na największą siłę poziomą P_{max} dopuszczalną dla pala okrągłego lub dla ścianki szczelnej ze swobodnym wierzchnim końcem, wbitych w ziemię jednorodną²⁾,

$$P_{max} = \frac{h^3 k d}{3 (4a + 3h)} \text{ ton} \quad [16]$$

gdzie: h — głębokość wbicia pala w m,

$$k = \gamma \left[Lg^2 (45 + \frac{\psi}{2}) - Lg 2 (45 - \frac{\psi}{2}) \right]$$

d — średnica pala w m,

a — ramię przyłożenia siły w m.

Dla ścianek szczelnych:

$$P_{max} = \frac{h k}{6 (4a + 3h)} \text{ ton} \quad [17]$$

oznaczenia jak poprzednio.

Wytrzymałość pali sprawdza się na gięcie

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \quad [18]$$

$$N_{max} = P_{max} (a + 2/3 \sqrt{\frac{2 P_{max}}{hd}}) \text{ kgcm} \quad [19]$$

We wzorach tych jest uwzględniony współczynnik bezpieczeństwa. Po określeniu z równania [15] potrzebnej głębokości wbicia pala przystępujemy do określenia potrzebnej średnicy pala lub grubości bali ścianki, do tego potrzebna nam jest wielkość M_{max} ; jak wiadomo moment max występuje w miejscu gdzie siła poprzeczna (tnąca) $T = 0$. Dla dowolnego przekroju w danym przypadku siła:

$$T = P - \int_0^y x ddy \quad [20]$$

$$\text{gdzie: } x = \frac{4f(h-y)y}{h^2} - \frac{p_c y}{h} \quad [9]$$

$$\text{Po przekształceniu } T = P - \int_0^y \left[\frac{y(4f - p_c) ddy}{h} - \frac{\int_0^y 4fy^2 ddy}{h^2} \right]$$

$$T = P - y_1^2 \frac{(4f - p_c) d}{2h} + \frac{y_1^3 4fd}{3h^2} \quad [20a]$$

Jeżeli do równania [20a] podstawimy $y = h$, po przekształceniach możemy otrzymać równanie [10]. Równanie ogólne momentów otrzymamy z warunków, że:

$$\frac{dM}{dy} = T = P - \frac{y^2(4f - p_c) d}{2h} + \frac{y^3 4fd}{3h^2}$$

$$M = \int_0^y P dy - \frac{y^2(4f - p_c) ddy}{2h} + \frac{y^3 4fd dy}{3h^2} + \text{const.}$$

$$\text{const.} = P \cdot a$$

$$M = P(a + y_1) - \frac{y_1^3(4f - p_c)}{6h} + \frac{y_1^4 f}{3h^2} \quad [21]$$

Po wstawieniu do równania [21] $y = h$ i po przekształceniach możemy otrzymać równanie [11], z równania [10] określamy wartość

$$f = \frac{3P}{2hd} + \frac{3p_c}{4} \quad [22]$$

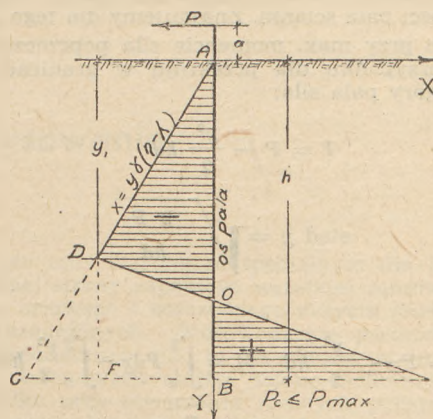
Po podstawieniu do równania [20a] wartości f z równania [22] i $p_c = p_{max}$ znajdujemy y — miejsce na palu gdzie występuje max. moment; po podstawieniu wartości y do równania [21] otrzymujemy wartość dla M_{max} . Ponieważ jak już zaznaczono wartość dla d średnicy pala wybieramy z góry na początku rachunku, sprawdzamy tylko wytrzymałość pala. O ile obrona średnica pala okaże się za małą, należy obrać nową i przeliczenie przeprowadzić do początku, tj. od ponownego rozwiązania równania [15]. Dla obliczenia niezbędnej grubości bali w ścianie z równania [20] i następnych eliminujemy średnicę pala d przyjmując $d = 1$, tj. przeprowadzając obliczenia dla 1 mb ścianki.

Wskaźnik wytrzymałości dla przekroju prostokątnego

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

Wskaźnik wytrzymałości dla przekroju okrągłego

$$W = \pi \frac{d^3}{32} - \frac{d^3}{10}$$



Rys. 7

II sposób obliczenia przy założeniu, że krzywą ograniczającą wykres parcia zastępują dwie proste. Oznaczenia jak poprzednio. Wykres parcia jak na rys. 7. Przy-

²⁾ Instrukcja „Po projektowaniu dierewiannych płotów” Narkomstroj, Moskwa — Leningrad 1943, str. 60.

jęto, że nachylenie (kierunek) górnej prostej CA będzie odpowiadać różnicy pomiędzy odporem i parciem ziemi; inaczej mówiąc prostą tę wyrażamy równaniem

$$x = y \gamma (\gamma - \lambda) = yk \quad [23]$$

Kierunek prostej dolnej DE na razie nie określony.

Mamy dwie niewiadome y_1 dla pkt. D — przecięcia się prostych i głębokość wbicia pala h . Określamy je z dwóch równań równowagi. Średnicę pala d obieramy, a następnie sprawdzamy jego wytrzymałość.

Σ sił = P (powierzchnia trójkąta ABCd — powierzchnia trójkąta CDEd)

$$\Sigma \text{ sił} = P - \left[\frac{hkh d}{2} - \frac{(hk + p_c) \cdot (h - y_1) d}{2} \right] = 0 \quad [24]$$

ponieważ $p_c = p_{\max} = h \gamma (\gamma - \lambda) = hk$, po podstawieniu w równanie otrzymujemy

$$P - \left[\frac{h^2}{2} kd - hk(h - y_1) d \right] = 0 \quad [24a]$$

$$\text{stad} \quad y_1 = \frac{P}{kh d} + \frac{h}{2} \quad [25]$$

Σ momentów względem pkt. B

$$P(a+h) - \left[\frac{h^2}{2} kd \frac{h}{3} - \frac{1}{2} (hk + p_c) (h - y_1) \frac{d}{3} (h - y_1) \right] = 0 \quad [26]$$

$$P(a+h) - \left[\frac{h^3}{6} kd - \frac{d}{6} (hk + p_c) (h - y)^2 \right] = 0 \quad [26a]$$

Po podstawieniu do tego równanie $p_c = hk$ i $y_1 = \frac{P}{kh d} + \frac{h}{2}$ i po przeróbkach otrzymujemy równanie:

$$h^4 kd - h^2 \cdot 8 \cdot P - h \cdot 32 \cdot Pa - \frac{4 P^2}{kd} = 0 \quad [27]$$

a po wprowadzeniu współczynnika bezpieczeństwa b wynoszącego 1,0 do 1,2

$$h^4 - h^2 \frac{SPb}{kd} - \frac{h \cdot 12 \cdot Pab}{kd} - \frac{4 P^2 b}{k^2 d^2} = 0 \quad [27a]$$

Przy danym P , d , k możemy określić szukaną głębokość h . Po wyeliminowaniu z równania [27a] średnicy pala d może ono służyć do obliczania ścianek szczelnych. Ponieważ rozwiązywanie równania 4 stopnia jest uciążliwe, niektórzy autorzy zalecają określić p_c z równania równowagi momentów i drogą doboru h głębokości wbicia sprawdzać czy p_c nie przekroczy wartości $p_{\max} = h \gamma (\gamma - \lambda)$. Po określeniu z równania [27a] potrzebnej głębokości wbicia pala, przystępujemy do określenia potrzebnej średnicy pala lub grubości bala ścianki. Znajdujemy dla tego celu $M_{\max}$ jak wiadomo przy max. momencie siła poprzeczna $T = 0$. W danym przypadku dla przekroju w granicach A — 0 mierząc od góry pala siła:

$$T = P - \frac{y^2}{2} kd \quad [28]$$

$$\text{stad} \quad y = \sqrt{\frac{2 P}{kd}}$$

Z zależności:

$$\frac{dM}{dy} = T = P - \frac{y^2}{2} kd \quad M = \int_0^y P dy - \int_0^y \frac{y^2}{2} k d y + \text{const}$$

$$\text{const.} = P \cdot a$$

$$M = Py - \frac{y^3}{6} kd + Pa \quad [29]$$

Po podstawieniu wartości y do równania [29] otrzymujemy wartość $M_{\max}$.

Równanie [27a] podobne jest do równania Krey'a dla określenia głębokości wbicia ścianki szczelnej:

$$V^4 - 2C(n+3)V^2 - 6C(n+1)V - 4C^2n = 0 \quad [30]$$

$$\text{gdzie: } V = \frac{hb}{h}$$

n = współczynnik bezpieczeństwa

$$C = \frac{P}{\gamma \lambda p h^2}$$

p — siła (lub

wypadkowa parcia wody),

γ — ciężar objętościowy gruntu t/m^3 ,

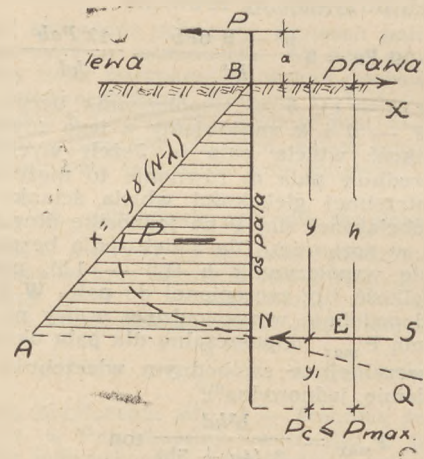
$$\lambda_p - \text{tg}^2 (45 + \frac{\varphi}{2}) \text{ współ-}$$

czynnik oporu ziemi,

φ — kąt tarcia wewnętrznego³).

Z równania [27a] po zmianie oznaczeń i przyjęciu zamiast współczynnika $k = \gamma (\gamma - \lambda)$ — współczynnika λ_p i po przyjęciu dla uproszczenia współczynników bezpieczeństwa $b = n = 1$ otrzymujemy równanie Krey'a.

III sposób obliczenia przy założeniu, że krzywą wykresu parcia zastępuje prosta i siła skupiona. Oznaczenia jak poprzednio. Wykres parcia jak na rys. 9.



Rys. 9

Przyjęto, że górną część wykresu stanowi prosta AB, której położenie określa równanie: $x = y \gamma (\gamma - \lambda) = yk$.

Dolną część krzywej PNQ, ponieważ kształt jej nie jest znany, zastępuje się prostą ANS, w czym popełnia się błąd na szkodę bezpieczeństwa. W zamian odciętej części wykresu przykładamy w pkt. N skupioną siłę E , która jest wypadkową parcia ziemi z prawej strony słupa i równa się

$$E = y_1 p_c d \quad [31]$$

przy czym zakładamy, że parcie począwszy od pkt. N w dół pala będzie jednakowe, co stanowi błąd na korzyść bezpieczeństwa, popełnione błędy częściowo się równoważą. Głębokość wbicia pala: $h = y + y_1$. Mamy dwie niewiadome h i E dla ich znalezienia zestawiamy dwa równania równowagi. Zakładamy, że $p_c = p_{\max} = y \gamma (\gamma - \lambda)$.

Σ sił = P — powierzchnia trójkąta ABNxd + $E = 0$ [32]

$$P - yk \frac{y}{2} d + E = 0 \quad [32a]$$

Σ momentów sił względem pkt. N

$$P(a+y) - \frac{y^2}{2} \frac{kyd}{3} = 0 \quad [33]$$

$$y^3 \frac{hd}{6} - yP - Pa = 0 \quad [33a]$$

z równań tych wyznaczamy wartości dla y i E ; wartość dla y_1 określamy z równania:

³) Gospodarka Wodna nr 1/53 str. 38.

$$E = y_1 p_c d, \text{ a ponieważ } p_c = p_{max} = \gamma \gamma (\gamma - \lambda)$$

$$\text{stad } y_1 = \frac{E}{\gamma \gamma (\gamma - \lambda) d} \quad [34]$$

$$\text{Przekrój pala określamy z wzoru na gięcie } W = \frac{M_{max}}{E}$$

Dla znalezienia M_{max} znajdujemy wartość dla y , w którym występuje M_{max} przez przyrównanie do zera pierwszej pochodnej równania momentu dla dowolnego przekroju:

$$M = P(a + y) - \frac{\gamma^2}{6} k d \quad [35]$$

$$\frac{dM}{dy} = P - \frac{\gamma^2}{2k} k d = 0, \quad y = \sqrt{\frac{2P}{kd}}$$

Wartość dla y , przy którym moment osiąga maximum możemy otrzymać również z ogólnego równania dla siły tnącej (poprzecznej) dla dowolnego przekroju przyrównując go do zera. W danym przypadku równania ogólne dla siły tnącej (dla dowolnego przekroju) będzie:

$$T = P - \frac{\gamma^2}{2} k d = 0 \quad [36]$$

Z obu równań otrzymujemy jednakową wartość dla

$$y = \sqrt{\frac{2P}{kd}} \quad [37]$$

Po podstawieniu wartości dla y do równania [35] i po przekształceniach otrzymujemy:

$$M_{max} = P \left(a + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2P}{kd}} \right) \text{ kg/cm} \quad [38]$$

porównaj z wzorem [19].

Po wyeliminowaniu z równań [32], [33], [34], [35], [37], [38] średnicy pala d , przez przyjęcie $d = 1$ mb możemy je użyć do obliczenia ścianek.

Dla porównania zestawiamy wyniki otrzymane z obliczenia tymi trzeba sposobami potrzebnej głębokości wbicia pionowo pala średnicy 0,30 m obciążonego siłą poziomą 2 t. Ramię przyłożenia siły $a = 0,10$ m, grunt jednorodny o ciężarze objętościowym $\gamma = 1,100$ t/m³ (uwzględniony wypór wody), kąt tarcia wewnętrznego $\phi = 34^\circ$.

$$\gamma = 3,535 \quad \lambda = 0,282 \quad h = \gamma (\gamma - \lambda) = 3,578$$

Sposób obliczenia	Głębokość wbicia	Mnożnik w stosunku do obliczenia wg wzoru „Narkomstroju”
I	3,44	1,209
II	4,04	1,025
III	4,55	0,915
wg wzoru „Narkomstroju”	4,16	1,000

Z zestawienia tego wynika, że rezultaty obliczeń trzema sposobami różnią się nieznacznie od wyniku otrzymanego z wzoru „Narkomstroju”.

$$P_{max} = \frac{h^3 k d}{3(4a + 3h)}$$

Ponieważ wzór „Narkomstroju” zawiera już współczynnik bezpieczeństwa > 1 , a przy obliczeniach wg sposobów I — II — III dla lepszego porównania wyników współczynnik bezpieczeństwa przyjęto równy 1, dla zrównania wyników należy wprowadzić mnożnik, który wynosi średnio dla sposobów:

$$\begin{aligned} \text{I } 1,21 \\ \text{II } 1,02 \\ \text{III } 0,91 \end{aligned}$$

Ponieważ dla ścianek szczelnych „Narkomstroju” zaleca II wzór:

$$P_{max} = \frac{h^3 k}{6(4a + 3h)} \text{ ton}$$

porównamy również wyniki otrzymane z obliczeń trzema sposobami i z wzoru „Narkomstroju” dla potrzebnej głębokości wbicia ścianki szczelnej, obciążonej na 1 mb siłą 2 ton, ramię przyłożenia siły $a = 0,20$ m, grunt jednorodny $\gamma = 1,000$ t/m³ (wypór wody), kąt tarcia wewnętrznego $\psi = 30^\circ$ $\gamma = 3,000$ $\lambda = 0,333$ $k = \gamma (\gamma - \lambda) = 2,667$.

Sposób obliczenia	Głębokość wbicia	Mnożnik w stosunku do obliczenia „Narkomstroju”	
I	2,30	1,65	
II	2,65	1,43	
III	2,99	1,26	średnia z wstępu 1,25
wg wzoru „Narkomstroju”	3,80	1,00	

Większe różnice powstają tutaj na skutek większego współczynnika bezpieczeństwa przyjętego we wzorze Narkomstroju.

c.d.n.

INŻ. BOLESŁAW CZERNY

Nowe podstawy kosztorysowania

Na rozbudowę gospodarki narodowej rokrocznie przeznaczane są przez Państwo wielkie środki finansowe. Budujemy nowe osiedla mieszkaniowe, drogi, linie kolejowe, powstają nowe ośrodki przemysłowe, zakłady o sile wodnej, regulujemy rzeki, prowadzimy wielkie roboty melioracyjne, wielkie roboty zaopatrzenia przemysłu i miast w wodę. Budzi się słuszne zainteresowanie czy inwestycje te wykonywane są w sposób najwłaściwszy, przy zastosowaniu wszelkich możliwych oszczędności, lecz i przy jednoczesnym zapewnieniu odpowiedniej jakości wykonania.

Podstawowym czynnikiem regulującym powyższe wymagania jest prawidłowe kosztorysowanie. Właściwie sporządzony kosztorys umożliwia wykonawcy wykonanie z jednej strony roboty w sposób odpowiadający wymogom projektu

technicznego oraz warunkom specjalnym dla każdej budowy, z drugiej strony zapobiega wszelkiej rentowności i daje gwarancję celowego i oszczędnego zużycia środków na budowę przeznaczonych. Wprowadzenie postępowego rozrachunku gospodarczego (jak to ma miejsce np. ostatnio w jednostkach terenowych służby wodno-melioracyjnej) możliwe jest tylko przy stworzeniu realnych podstaw kosztorysowania, trudno bowiem byłoby mówić o ocenie prawidłowości gospodarki przedsiębiorstwa, nie mając możliwości porównania kosztów własnych budowy z prawidłowo sporządzonym dla niej kosztorysem.

Kosztorys jest najdokładniejszą podstawą planowania. Sporządzanie planów inwestycyjnych na podstawie wskaźników techniczno-ekonomicznych jest możliwe i potrzebne,

lecz tylko przy planowaniu długofalowym względnie centralnym, natomiast roczne plany terenowe powinny być opracowywane w oparciu o realnie przewidywane koszty, celem uniknięcia w trakcie wykonawstwa potrzeby dofinansowywania budowy lub też, co również może mieć miejsce, przefinansowania inwestycji.

Jak przedstawia się do niedawna sprawa kosztorysowania robót wodnych? Otóż bazą wyjściową były Katalogi Norm i Cen Jednostkowych w budownictwie oraz bardzo dokładnie opracowane, ale już przestarzałe, takie podręczniki jak np. „Podręcznik do obliczania kosztów robót budowlanych” — TOR oraz „Podstawy analizy cen robót drogowych i mostowych”, jednym słowem normy pracy będące jednocześnie podstawą do wyceny wynagrodzenia robotników. Pomijając już wielką pracochłonność oraz trudności przy sporządzaniu analiz dla ustalenia cen jednostkowych robót, nawet najprostszych, system ten z jednej strony dawał wielką dowolność powodującą często szkodliwe „rozmuchiwanie” kosztorysów, z drugiej strony mniej doświadczony projektant, nie znający dostatecznie cyklu produkcyjnego, pomijał pewne czynności, narażając wykonawcę na konieczność wystąpienia o urealnienie kosztorysu, zwykle proceduralnie trudne i wymagające dłuższego okresu czasu. Dość powiedzieć, że dla obliczenia w ten sposób kosztów np. 1 m² darniowania potrzebne jest zestawienie 5 poszczególnych czynności, dla ubezpieczenia 1 mb stopy skarp ciekę kiszka lub płotkiem faszynowym — 6 składników, 1 m² ścianki szczelnej — 8 składników itd. A są to przecież roboty spotykane prawie na każdej budowie wodnej, nawet najmniejszej. Znacznie większe trudności spotykane są przy robotach zmechanizowanych, transportach, skomplikowanych budowlach, konstrukcjach stalowych itp. Dodać tutaj należy, że wymienione podręczniki i katalogi nie obejmują całości zagadnień. Brak było do tej pory norm na roboty studienne, przy zakładaniu przepustów i rurociągów, na wykonywanie rur betonowych w warunkach polowych, na wyrób pewnych prefabrykatów (np. dybli), dla wykopów ręcznych w płytkich wodach biejących, karczowania przy użyciu wind lub innego sprzętu i szeregu innych robót masowych, spotykanych na budowlach wodno-inżynierskich.

Celem poprawienia tego stanu rzeczy Uchwałą Prezydium Rządu z dnia 24.V.1952 r. powołane zostało przy Urzędzie Rady Ministrów Biuro Norm Kosztorysowych, zadaniem którego jest stworzenie jednolitych i pełnych podstaw kosztorysowania robót budowlano-montażowych. Wzorem są tego rodzaju opracowania obowiązujące w Związku Radzieckim.

Przy wszystkich ministerstwach gospodarczych powstały zespoły resortowe norm kosztorysowych, które w ramach swoich zainteresowań zlecają wykonanie właściwych prac instytutom naukowo-badawczym względnie wybitniejszym w tej dziedzinie fachowcom. Biuro Norm Kosztorysowych udziela wytycznych, koordynując prace poszczególnych resortów, dokonuje podziału tematyki, a następnie poddaje analizie poszczególne opracowania, przygotowując je do ostatecznego zatwierdzenia.

Plan ujednolicenia podstaw kosztorysowania podzielony został na dwa zasadnicze etapy:

- 1) opracowanie w formie tymczasowej cenników kosztorysowych,
- 2) opracowanie katalogów scalonych norm kosztorysowych.

Zasada przyjęta dla obydwu opracowań jest następująca: norma kosztorysowa dla każdego rodzaju robót jest wynikiem zestawienia poszczególnych norm pracy, składających się na całość cyklu produkcyjnego, z uwzględnieniem wszelkich prac pomocniczych oraz pewnego, ustalonego na podstawie założeń, procentu tzw. czasu nienormowanego. Do prac pomocniczych zalicza się: pomoc przy tyczeniu i niwelacji, rozprowadzeniu wody, dozór nocny itd. Przez czas nienormowany należy rozumieć tutaj różnego rodzaju przeszkody powstające z zasady przy wykonawstwie, np. pęknięcia przy wbijaniu dyli ścianki szczelnej, awarie przy transportach, obrywiska przy robotach drenarskich, opady atmosferyczne itd.

Zrozumiałą jest rzeczą, że ustalona w ten sposób norma kosztorysowa nie może być w żadnym przypadku podstawą wyceny pracy robotników na skutek pewnego zapasu w cenach jednostkowych robót, który służy wyłącznie kierownictwu do pokrywania wydatków związanych z robotami

pomocniczymi, nieprodukcyjnymi oraz różnymi utrudnieniami powstającymi na budowie, jak to wyżej wspomniano.

Również w cennikach kosztorysowych, wskutek zsumowania, wchodzących w zakres cyklu norm pracy, niemożliwe jest określenie stawki jednostkowej dla poszczególnych robotników wg ich wkładu czasu, zawodu lub kwalifikacji.

Cechą charakterystyczną opracowań jest dążność do możliwie znacznego scalenia norm kosztorysowych, tzn. określanie łącznego kosztu kilku elementów budowy, nawet przy dopuszczeniu niewielkiego błędu, który przy najróżnorodniejszych warunkach wykonawstwa jest normalnie biorąc wyrównywany.

Dla ustalenia wynagrodzenia robotników służą wyłącznie wprowadzone z dniem 15.VI.53 r. „Katalogi Norm i Stawek Jednostkowych” względnie normy zakładowe nie ujęte tymi katalogami.

Norma kosztorysowa ma poza tym jeszcze jedno zasadnicze zadanie, a mianowicie wskazać kierownictwu sposób najwłaściwszego wykonania poszczególnych rodzajów robót. Przy robotach ziemnych, np. wykopie ręcznym rowów melioracyjnych, określa się wymiary rowów, dla których wystarczy odspojenie z odrzuceniem i rozplantowaniem wyrzuconej ziemi, przy przekrojach większych kalkulacja sporządzona przy opracowaniu normy wykazała potrzebę użycia taczek względnie odwozu wagonetkami. Przy robotach betonowych norma podaje opis względnie szkic najprostszego deskowania i wymiary używanego drzewa, przy zapuszczaniu ścianki szczelnej jej grubość uzależniona od głębokości itd. Ma to niewątpliwie wpływ na obniżenie kosztów budowy, gdyż przy zastosowaniu innego sposobu wykonania albo użyciu mniej oszczędnych elementów materiałowych kierownictwo nie będzie mogło ponieść wydatków w ramach ustalonych cen jednostkowych.

Opracowane cenniki kosztorysowe dla całości robót budowlano-montażowych, wzorowane na wydaniu w roku 1951 przez Ministerstwo Budownictwa Cenniki Robót Budowlanych i Instalacyjnych, traktowane są jako wydawnictwa tymczasowe. Opracowanie ich w pierwszym etapie spowodowane zostało koniecznością wypełnienia zasadniczych braków, jakie w dotychczasowych podręcznikach istniały i stworzenie jednolitych podstaw do kosztorysowania i rozliczenia robót, od r. 1953 począwszy. Dalszą przyczyną było dążenie do uproszczenia sporządzania kosztorysów przez usunięcie potrzeby opracowywania niezmiernie skomplikowanych i pracochłonnych analiz. W zasadzie cenniki mają całkowicie zastąpić analizę, a kosztorys ma być zestawiony bezpośrednio, przy powołaniu się na odpowiednią pozycję właściwego cennika. Czy zostanie to osiągnięte, praktyka wykaże, możliwe, że przy bardziej skomplikowanych rodzajach robót będzie jeszcze musiała być sporządzana analiza, ale w każdym bądź razie znacznie już uproszczona. Dla przykładu podana jest poniżej norma kosztorysowa na zapuszczanie ścianek szczelnych.

„Przygotowanie do wbicia (z okuciem ostrza blachą i nasadzeniem pierścieni na głowice) i wbicie drewnianej ścianki szczelnej wraz z palami kierującymi, kafarem mechanicznym w grunt średniej wartości”. Dalej podane są różne głębokości wbicia, z podaniem grubości dyli oraz odpowiednia cena rozbita na trzy zasadnicze składniki: robocizna, materiały i praca sprzętu.

Jak widać norma jest prosta, zwięzła, w odróżnieniu od uprzednio sporządzanych analiz, gdzie zestawiano czynności związane z wykonaniem wpustu, zaostrzeniem, założeniem pierścienia, wbijaniem i to oddzielnie dla dyli i pali kierujących.

Cenniki kosztorysowe mają obowiązywać stosunkowo niedługo i będą zastąpione przez pełnowartościowy tzw. Katalog Scalonych Norm Kosztorysowych, wzorowany na radzieckim katalogu S. U. S. N. (Sprawocznik ukрупnionych smietnyh norm). Podręcznik ten opracowany będzie również z podziałem na trzy zasadnicze składniki kosztów (poza kosztami ogólnymi): robocizna, materiały i praca sprzętu, jednakże w specjalnym układzie tabelarycznym, przy jak najdalej posuniętym scaleniu poszczególnych norm. Nad tablicą, poza tytułem i zakresem normy, podana będzie opisowa całość cyklu produkcyjnego oraz w miarę potrzeby szkicowe rysunki konstrukcji względnie rusztowań pomocniczych. W tablicy zamieszczane będą wszystkie specjalności robocze biorące udział w produkcji, z podaniem dla każdej z nich normy czasu, następnie łączna norma sprowa-

dzona do jednej z kategorii roboczych. Poniżej podany będzie wykaz jakościowy i ilościowy materiałów na wyprodukowanie ilości jednostek ujętych normą, następnie ilość maszynozmian używanego sprzętu, a u spodu tablicy — łączna cena porównawcza (odniesiona do jednej ze stref płac). W radzieckich katalogach S. U. S. N. scalenie norm posunięte jest bardzo daleko, np. zabijanie pali żelazo-betonowych ujęte jest jedną tabelą, z podziałem tylko na pale

długości do 7 m i ponad 7 m; normy scalone na 1 mb typowego mostu drewnianego, na całość mniejszych typowych budowli itd.

Ukazanie się tego rodzaju polskiego podręcznika, przystosowanego do naszych warunków, niewątpliwie przyczyni się do dalszego usprawnienia kosztorysowania, a w konsekwencji do bardziej realnego planowania i do obniżki kosztów własnych.

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

INŻ. JAN SKIBIŃSKI

Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrologii SGGW

Rozmieszczenie rygli w płaskich zasuwach stalowych

Belki poziome w zasuwach stalowych, zwane ogólnie ryglami, wykonuje się przy większych wymiarach zasuw jako blachownice, a także belki kratowe, a przy mniejszych — z żelaza kształtowego najczęściej dwuteowego.

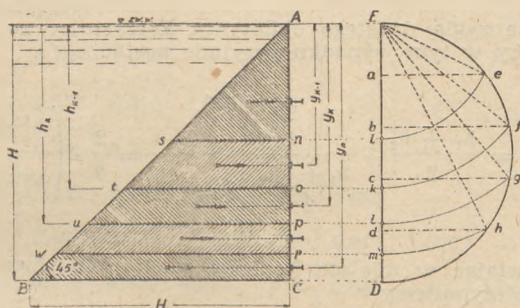
Względy wykonawstwa narzucają przy projektowaniu zwykle konieczność nadania wszystkim ryglom danej zasuw jednakowego wymiaru przekroju poprzecznego, zaś względy ekonomiczne stawiają z kolei warunek maksymalnie dopuszczalnego wyzyskania tego przekroju. W konsekwencji wypływa stąd konieczność jednakowego obciążenia wszystkich rygli.

Projektując rygle o jednakowym przekroju poprzecznym, dzielimy wykres parcia wody na zasuwę, na n części jednakowych co do wielkości powierzchni (gdzie n — projektowana ilość rygli), a rzutując następnie środki ciężkości tych pól częściowych na pionową ścianę zasuw, otrzymujemy punkty położenia rygli.

W artykule niniejszym podano kilka metod, służących do określania rozmieszczenia poszczególnych rygli.

Metoda I.

W zasuwie AC o wysokości H (rys. 1) należy rozmieścić n rygli jednakowo obciążonych. W tym celu dzielimy odcinek ED = AC na n równych części $Ea = ab = bc = cd = dD$, a następnie z punktów podziału a, b, c i d wystawiamy proste prostopadłe do ED, prowadząc je do przecięcia



Rys. 1.

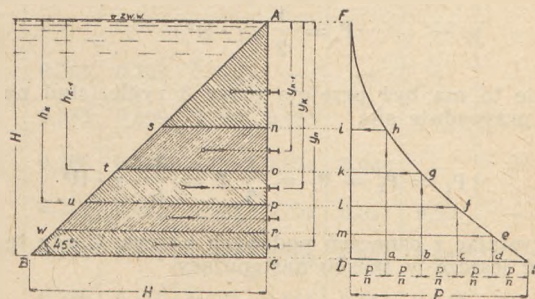
się w punktach e, f, g oraz h z półokręgiem, opisanym na ED jako na średnicy. Z punktu E jako środka zataczamy łuki o promieniach równych cięciwom Ee, Ef, Eg i Eh , do przecięcia się ze średnicą ED, otrzymując w ten sposób punkty i, k, l oraz m . Wystawione z tych punktów proste, prostopadłe do ED, przecinają AC w punktach n, o, p i r . Odcinki ns, ot, pu i rw , równoległe do podstawy BC, dzielą wreszcie wykres ABC na n części, o jednakowej wielkości powierzchni. Znajdując obecnie środki ciężkości poszczególnych częściowych powierzchni wykresu, umieszczamy na przeciw nich rygle.

Rzędne środków ciężkości, mierzone od punktu A, tj. od poziomu zwierciadła wody, mogą być określone graficznie, bądź też analitycznie.

Korzystając z oznaczeń podanych na rys. 1, można na przykład dla trapezu o t u p obliczyć położenie środka ciężkości, a tym samym rzędną rygla, ze wzoru:

$$y_k = h_{k-1} + \frac{h_k - h_{k-1}}{3} \cdot \frac{2h_k + h_{k-1}}{h_k + h_{k-1}}$$

gdzie h_{k-1} równe jest odcinkowi Ao, zaś h_k — odcinkowi Ap.



Rys. 2.

Metoda II.

Przyjmijmy zasuwę jak w metodzie poprzedniej i niech parcie wody będzie przejęte przez tę samą ilość n rygli.

Rozwiązanie zadania rozpoczynamy w tym przypadku od sporządzenia wykresu FDE, przedstawiającego wykres parć całkowitych. Poszczególne odcięte tego wykresu, wzięte dla dowolnego punktu odcinka $FD = AC$, przedstawiają całkowite parcie wody na część zasuw leżącą powyżej obranego punktu. Odcięta DE przedstawia zatem w pewnej skali całkowite parcie wody na zasuwę AC, a jej wartość obliczyć można ze wzoru:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Mając więc na uwadze, że każdy z projektowanej ilości n rygli musi przejąć jednakową część parcia, dzielimy odcinek DE na n równych części. Z podziału tego otrzymujemy odcinki $Da = ab = bc = cd = dE$.

Wystawiając obecnie proste prostopadłe do DE, z punktów a, b, c i d , do przecięcia się z krzywą FE, otrzymujemy punkty h, g, f i e , które rzutowane z kolei prostopadłe do FD dają — i, k, l oraz m .

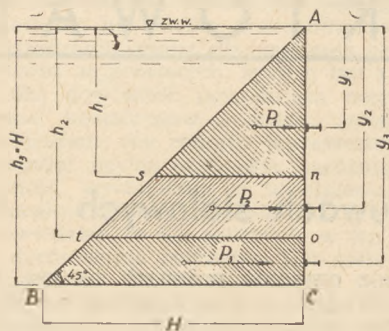
Odcinki ns, ot, pu i rw , leżące w poziomie tych ostatnich punktów, dzielą powierzchnię wykresu ABC na n równych części.

Dalsze postępowanie jest już identyczne jak w metodzie pierwszej.

Powyższe dwie metody są na ogół częściej spotykane w literaturze i być może dlatego chętniej stosowane niż metoda analityczna, którą z tego też powodu omówimy nieco szerzej.

Metoda III.

W metodach poprzednich, jak i w poniżej podanej, przyjęto dla uproszczenia szerokość zasuwy $L = 1$ m, natomiast ilość rygli jest obecnie określona i wynosi $n = 3$. Wyprowadzone dla tych warunków wzory można będzie, jak to później zobaczymy, uogólnić.



Rys. 3.

Całkowite parcie hydrostatyczne na zasuwę AC (rys. 3) wyraża się iloczynem pola wykresu ABC i ciężaru objętościowego wody, a więc wzorem

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Parcie to ma być przejęte przez 3 rygle, stąd na każdy rygiel przypadnie siła

$$P_1 = P_2 = P_3 = \frac{1}{3} P = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad [1]$$

Korzystając z oznaczeń podanych na rys. 3, siły te można wyrazić jeszcze w sposób następujący

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 \quad [2]$$

$$P_2 = \gamma \cdot \frac{h_2 + h_1}{2} \cdot (h_2 - h_1) = \frac{1}{2} \gamma \cdot (h_2^2 - h_1^2) \quad [3]$$

oraz

$$P_3 = \gamma \cdot \frac{h_2 + h_3}{2} \cdot (h_3 - h_2) = \frac{1}{2} \gamma \cdot (h_3^2 - h_2^2) \quad [4]$$

Przyrównując kolejno równanie [2] [3] i [4] do równania [1], można wyrazić rzędne linii podziału wykresu ABC, a więc h_1 , h_2 i h_3 jako funkcje wysokości piętrzenia H .

Otrzymujemy:

$$\text{z równania [2] i [1]} \quad \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2 = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\text{skąd} \quad h_1 = H \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \quad [5]$$

$$\text{z równania [3] i [1]} \quad \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_2^2 - h_1^2) = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^2$$

skąd po podstawieniu w miejsce h_1 wyrażenia [5], mamy

$$h_2 = H \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \quad [6]$$

i wreszcie z równania [4] i [1]

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_3^2 - h_2^2) = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^2$$

a wstawiając w miejsce h_2 wartość z równania [6], otrzymujemy

$$h_3 = H \cdot \sqrt{\frac{3}{3}} = H \quad [7]$$

co było zresztą widoczne od razu z rysunku.

Porównując obecnie wyrażenia [5], [6] i [7], łatwo zauważyć, że można je zastąpić jednym wzorem ogólnym o postaci

$$h_k = H \cdot \sqrt{\frac{k}{n}} \quad [8]$$

gdzie: k — kolejny numer szukanej rzędnej, odpowiadający kolejnemu numerowi pola

n — ilość pól, na jaką został podzielony wykres ABC.

Rzędne punktów umieszczenia poszczególnych rygli można obecnie wyznaczyć bądź w sposób podany w metodach poprzednich, bądź też ze wzoru ogólnego na obliczenie punktu zaczepienia środka parcia wody na dowolną płaszczyznę.

Wzór ten ma formę

$$y = h_s + \frac{J}{h_s \cdot F} \quad [9]$$

gdzie: h_s — odległość środka ciężkości płaszczyzny, na którą działa parcie od zwierciadła wody,

F — powierzchnia płaszczyzny,

J — moment bezwładności tej płaszczyzny względem osi poziomej, przechodzącej przez jej środek ciężkości.

W rozpatrywanym przypadku płaszczyzny te są prostokątami.

Rygiel pierwszy umieszczony być musi naprzeciwko środka ciężkości trójkątnej części wykresu parcia, oznaczonej na rys. 3 literami A.s.n. Rzędna położenia tego rygla wynosi zatem

$$y_1 = \frac{2}{3} h_1 \quad [10]$$

Rzędna rygla drugiego obliczymy, korzystając ze wzoru [9], który w tym wypadku przyjmie postać

$$y_2 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{\frac{(h_2 - h_1)^3}{12}}{\frac{h_1 + h_2}{2} \cdot (h_2 - h_1)} = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{h_1^3 - h_2^3}{h_1^2 - h_2^2} \right)$$

Wstawiając w miejsce h_1 i h_2 wartości z równań [5] i [6], otrzymujemy

$$y_2 = \frac{2}{3} \cdot \left[\frac{\left(H \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \right)^3 - \left(H \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \right)^3}{\left(H \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \right)^2 - \left(H \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \right)^2} \right] = \frac{2}{3} \cdot \left(2 H \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} - H \cdot \sqrt{\frac{1}{3}} \right)$$

a powracając do poprzednich oznaczeń, mamy wreszcie

$$y_2 = \frac{2}{3} \cdot (2 h_2 - h_1) \quad [11]$$

Drogą analogicznego rachunku określamy położenie rygla trzeciego, a jego rzędną obliczamy ze wzoru

$$y_3 = \frac{2}{3} \cdot (3h_3 - 2h_2) \quad [12]$$

Analiza wyrażeń [10], [11] i [12] pozwala na uogólnienie powyższych wzorów do postaci

$$y_k = \frac{2}{3} \cdot [k \cdot h_k - (k-1) \cdot h_{k-1}] \quad [13]$$

oznacza tu: k — kolejny numer rygla, liczony od zwierciadła wody,

n — ilość wszystkich rygla w zasuwie.

Wzór [13] spotykamy w literaturze pod nazwą wzoru inż. Bobina.

Dążąc do ułatwienia i przyspieszenia dla celów praktycznych obliczeń podanych w metodzie trzeciej, przekształcamy obecnie wzory [8] i [13] do jeszcze prostszej postaci, a dla występujących w nich współczynników, zestawiamy tablice liczbowe.

Jeżeli w wyrażeniu [8], o postaci

$$h_k = H \cdot \sqrt{\frac{k}{n}}$$

oznaczymy

$$\alpha_k = \sqrt{\frac{k}{n}} \quad [14]$$

to wzór służący do obliczenia rzędnych podziału wykresu parcia hydrostatycznego, na żadaną ilość części, przyjmie ostatecznie następującą formę

$$h_k = \alpha_k \cdot H \quad [15]$$

Wartości współczynników α_k , obliczone ze wzoru [14] dla różnych k i n , zestawiono w tab. I.

Tablica I. Wartości współczynników α_k

$k \backslash n$	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,000	—	—	—	—	—	—	—
2	0,707	1,000	—	—	—	—	—	—
3	0,577	0,816	1,000	—	—	—	—	—
4	0,500	0,707	0,866	1,000	—	—	—	—
5	0,447	0,632	0,775	0,894	1,000	—	—	—
6	0,408	0,577	0,707	0,816	0,913	1,000	—	—
7	0,378	0,535	0,655	0,756	0,845	0,926	1,000	—
8	0,354	0,500	0,612	0,707	0,791	0,866	0,935	1,000

Wstawiając obecnie do równania [13], wyrażenia

$$h_k = \alpha_k \cdot H \quad \text{oraz} \quad h_{k-1} = \alpha_{k-1} \cdot H$$

przybierze ono formę

$$y_k = \frac{2}{3} \cdot [k \cdot \alpha_k \cdot H - (k-1) \alpha_{k-1} \cdot H] = \\ = \frac{2}{3} \cdot [k \cdot \alpha_k - (k-1) \cdot \alpha_{k-1}] \cdot H$$

a oznaczając następnie

$$\beta_k = \frac{2}{3} \cdot [k \cdot \alpha_k - (k-1) \alpha_{k-1}] \quad [16]$$

otrzymamy ostateczny wzór do określania rzędnych położenia poszczególnych rygla

$$y_k = \beta_k \cdot H \quad [17]$$

Korzystając obecnie z danych tab. I, obliczamy ze wzoru [16] wartości współczynników β_k dla różnych k i n .

Tablica II. Wartości współczynników β_k

$k \backslash n$	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,667	—	—	—	—	—	—	—
2	0,471	0,862	—	—	—	—	—	—
3	0,385	0,703	0,912	—	—	—	—	—
4	0,333	0,609	0,789	0,935	—	—	—	—
5	0,298	0,545	0,707	0,834	0,949	—	—	—
6	0,272	0,497	0,645	0,762	0,867	0,957	—	—
7	0,252	0,461	0,597	0,706	0,801	0,887	0,963	—
8	0,236	0,431	0,557	0,661	0,751	0,827	0,899	0,970

Przykład. Dla zasuw stalowej o wysokości $H = 3,40$ m należy określić rzędną 4 rygla, założywszy, że wszystkich rygla ma być 5.

Z tab. II, dla $k = 4$ i $n = 5$ znajdujemy współczynnik $\beta_4 = 0,834$, a ze wzoru [17] określamy szukaną rzędną $y_4 = 0,834 \cdot 3,40 \text{ m} = 2,84 \text{ m}$.

LITERATURA:

- K. W. Popow „Gidrotiechniczieskije sooruzenija“ 1950.
Z. Kietlińska i St. Kietliński „Jazy i kanały“ 1949.
W. A. Komow „Gidrawlika“ 1951.

Czasopisma techniczne NOT w rękach

każdego majstra, technika i inżyniera

INŻ. STANISŁAW IWANICKI

Przekroczenie rzeki rurociągciem $\varnothing$ 1000 mm

Dla zaopatrzenia w wodę przemysłową jednego z większych zakładów zakończone zostało w maju br. doprowadzenie wody z jednego z licznie tu rozsianych jezior. Potrzebne ilości wody doprowadzanej wymagały budowy rurociągu $\varnothing$ 1000 mm, który na przestrzeni ca 6 km wykonano w rurach żeliwnych, końcową zaś część trasy w rurach stalowych, spawanych elektrycznie, z uwagi na głęboko zalegające tu torfy, mogące powodować odkształcenia rurociągu. Również przekroczenie syfonem rzeki wykonano z rur stalowych. Część rurociągu przebiegającą w torfach posadowiono na palach.

Ponieważ tak duże średnice rurociągów mało były wykonywane dotychczas w Polsce, przejście zaś syfonem przez stosunkowo znaczną rzekę i tak wielką średnicą wykonano badaj po raz pierwszy, podamy poniżej sposób wykonania, trudności z jakimi spotkano się przy tym oraz wnioski nasuwające się w związku z budową tego rodzaju obiektów. Pomijając wykonanie rurociągu żeliwnego, które poza przewycięzeniem normalnych trudności, wynikających z poważnej wagi rur (ok. 3,5 t sztuka, dług. 5,0 m, które należało przetransportować do wykopu, głębokości ok. 3,0 m), nie sprawiło wykonawcom większych kłopotów, zajmijmy się wyłącznie sprawą wykonania końcowego odcinka z rur stalowych, ze szczegółowym potraktowaniem przekroczenia rzeki syfonem. Podkreślić wypada przy tym, że z uwagi na nietypowość i specyfikę roboty, wykonawcy nie mogli mieć potrzebnego doświadczenia w budowie tego rodzaju obiektów, pomimo to budowa, dzięki ofiarnemu wysiłkowi całej załogi i kierownika inż. Z. Różańskiego, została wykonana w stosunkowo bardzo krótkim i żądanym przez inwestora terminie.

Jak wspomniano wyżej, w rurach stalowych wykonano końcowy odcinek rurociągu długości ok. 300 m, z czego na część syfonową wypadło ok. 70 m. Wymiary syfonu, jego przekrój podłużny po osi rurociągu i sytuację przekroczenia uwidoczniono na rys. 1.

Warto tu podkreślić, zarówno na przykładzie omawianej budowy, jak i szeregu podobnych, że spawanie rur, zwłaszcza dużych średnic (powyżej 600 mm), wymaga specjalnie przeszkolonych i starannie wykonujących swą pracę spawaczy. Jednorodny szew spawalniczy, zapewniający wytrzymałość i szczelność połączenia, wymaga ścisłego przestrzegania technologii wykonawstwa. Technologia ta, mająca między innymi na celu zmniejszenie naprężeń od skurczu w styku, powinna ściśle być przestrzegana przez spawaczy i przez nadzór. Specjalnie dokładny nadzór powinien być roztoczony nad spawaczami, którzy, mając dużą rutynę w spawaniu różnych konstrukcji stalowych, nie zawsze doceniają wymogi technologii spawania rur dużych średnic, co prowadzi niekiedy do nieporozumień wykrywanych nawet „na oko“, a bezbłędnie za pomocą aparatu Roentgena. I w tym przypadku nie obeszło się bez przykrych doświadczeń, gdyż kilka styków, w wyniku usterek wykrytych za pomocą prześwietlenia, trzeba było przerobić. Przestrzeganie technologii wykonania, podanej przez odpowiednią literaturę techniczną, zwłaszcza radziecką, względnie przez Instytut Spawalniczy w Gliwicach, daje gwarancje bezbłędного wykonania.

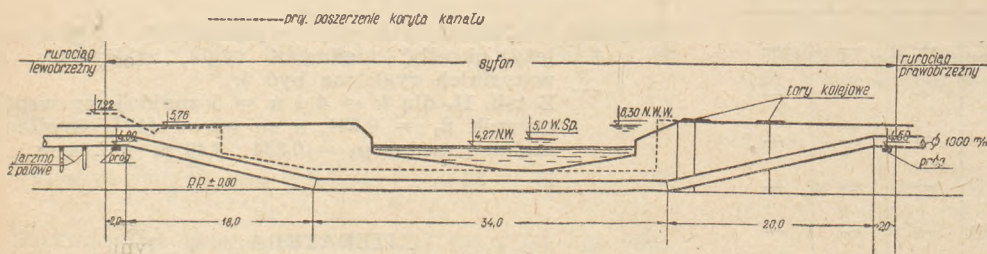
Jeśli chodzi o wykonanie syfonu, budowę jego można podzielić na trzy fazy:¹⁾

1. spawanie na brzegu, wykonanie I próby na ciśnienie, izolowanie;
2. spuszczenie na wodę i przeholowanie na miejsce zapuszczenia;
3. zapuszczenie do wymaganego projektem położenia, powtórna próba na ciśnienie, podłączenie do rurociągu na obu brzegach.

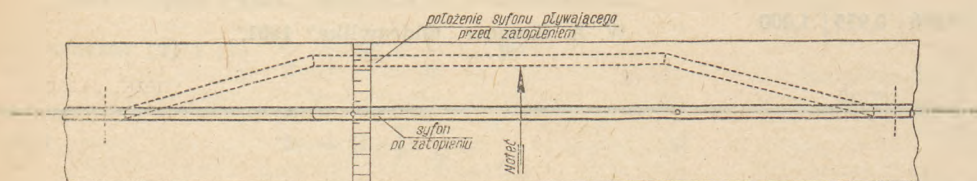
W pierwszej fazie robót, na przygotowanym terenie i odpowiednim rusztowaniu, z którego syfon miał być następnie ściągnięty na wodę, wykorzystując doświadczenie przy spawaniu lewobrzeżnej części rurociągu, wykonano spawanie syfonu. Dokonane przezświetlenia poszczególnych styków aparatem Roentgena wykazały prawidłowość spawania i dobre połączenie styków rur. Wycięte próbki spawów, badane zarówno na prawidłowość spawów, jak i na wytrzymałość na ciągnięcie, dały wyniki całkowicie zadowalające. Warto przy tym nadmienić, że wykonane próby na ciągnięcie, nawet spawów zdyskwalifikowanych na części lewobrzeżne rurociągu, które następnie przerobiono ze względu na niewłaściwe połączenie materiału elektrody z materiałem spawanych rur (na przykład ok. 20% powierzchni niestopionej) — wykazały wytrzymałość spawu wyższą od wytrzymałości materiału rury (Q_1).

Spawanie wykonywano na „V”, nakładając spaw trzykrotnie, elektrodami EP—52—28, grubości kolejno 3,25; 4 i 5 mm. Dla wzmocnienia styków, które przy opuszcza-

PRZEKRÓJ POPRZECZNY



PLAN SYTUACYJNY

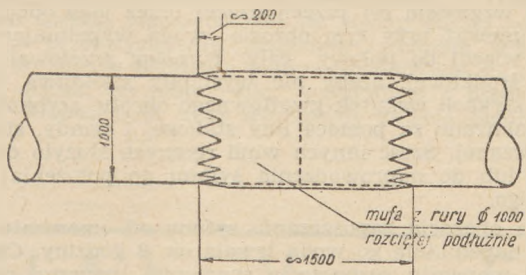


Rys. 1.

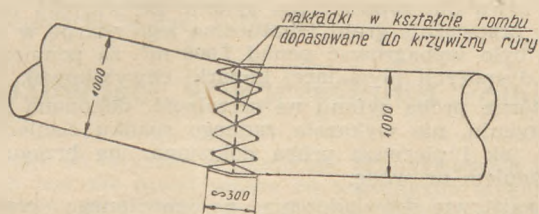
Odcinek biegnący do przekroczenia rzeki na lewym brzegu w jednolitym spadku, posadowiony na jarzmach z dwu pali oczepionych, spawano w dole, częściowo „sufitowo“, a zatem w warunkach trudnych i wymagających bardzo wysokich kwalifikacji spawaczy.

¹⁾ Dokumentację techniczną inwestycji, z uwzględnieniem zapuszczania syfonu jako całości, opracowało Centralne Biuro Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego — pod kierownictwem inż. Sawaszyńskiego.

niu syfonu mogą być narażone na znaczniejsze naprężenia, przyspawano dodatkowe wzmocnienia z rur tejsze średnicy, w postaci muf długości ok. 1,5 m, jak na rys. 2, na stykach zaś załamań — nakładki w kształcie rombów, jak na rys. 3²⁾.



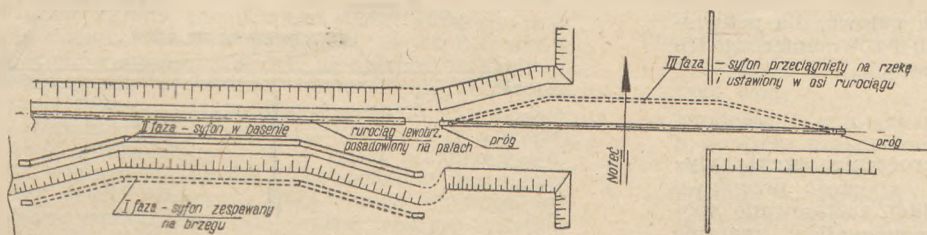
Rys. 2.



Rys. 3.

Aczkolwiek wzmocnienia takie znajdują pełne potwierdzenie w odpowiedniej literaturze technicznej, wydaje się, że przynajmniej w danym przypadku nie były one konieczne, a to z uwagi na wspomniane wyżej wyniki prób na rozciąganie, wg których nawet spawy zdyskwalifikowane wykazały wyższą wytrzymałość, aniżeli materiał rur (co zresztą nie byłoby zjawiskiem i przypadkiem odosobnionym). W tym stanie rzeczy wzmocnianie styków, zdolnych do przeniesienia większych naprężeń rozciągających niż same rury, przy niewielkiej stosunkowo wartości tych naprężeń, wydaje się zabezpieczeniem co najmniej zbędnym.

W drugiej fazie robót, po uprzednim sprawdzeniu syfonu na ciągnięcie (dwukrotnie większe od roboczego) oraz po zaizolowaniu styków (taśmą „Denso” oraz masą asfaltową) został on spuszczonej na wodę do przygotowanego basenu, usytuowanego prostopadle do osi rzeki, a zatem równoległe do osi rurociągu (rys. 4). Syfon na obu końcach zaślepiono,



Rys. 4.

z pozostawieniem jedynie wlotów dla pompowania wody i dla odpowietrzenia.

Rozwiązanie to, w zasadzie nietypowe dla tego rodzaju przedsięwzięć, podyktowane było tym, że w związku z planowaną w przyszłości przebudową rzeki na drogę wodną 1000-tonową, dla uniknięcia przyszłej przebudowy rurociągu z syfonem, zaprojektowano jego wykonanie poza obrysem projektowanego kanału. Stąd długość syfonu wypadła znacznie większa od szerokości rzeki, a zatem jedyna możliwość wprowadzenia go w oś rurociągu bez potrzeby budowy specjalnych rusztowań (ewentualnie wykonania wię-

szych robót ziemnych bagrowniczych) była przy pomocy omawianego płytkiego basenu równoległego do osi rurociągu.

Wykorzystując możliwość podpiętrzenia okresowego rzeki na czas robót za pomocą jazu znajdującego się poniżej placu budowy, dno basenu wykonano do głębokości ok. 0,60 m poniżej poziomu wody, tzn. do głębokości zapewniającej pływanie syfonu (waga syfonu ok. 31 ton, wypór ok. 60 ton). Ściągnięcie syfonu z niskiego brzegu do basenu po odpowiednich torach, za pomocą kilku koźłowych wind, nie sprawiło żadnych trudności. Również przeholowanie go na miejsce zapuszczenia odbyło się bardzo szybko i sprawnie.

Trzecia faza robót miała polegać, jak wyżej podano, na opuszczeniu syfonu do przewidzianego projektem położenia w pionie i powiązania go z ułożonymi uprzednio odcinkami rurociągu na lewym i prawym brzegu rzeki.

* * *

Z braku doświadczeń własnych przy tego rodzaju robotach, sięgnięto również do literatury radzieckiej dla wypracowania sposobu, dostosowanego do posiadanych środków oraz lokalnych warunków.

Poniżej stęścimy pokrótce różne sposoby wykonania tego rodzaju robót na podstawie danych z literatury³⁾, również i dla porównania z metodą wykonania zastosowaną na omawianym obiekcie. Z uwagi na bardzo wielką skalę wykonawstwa i różnorodne warunki wykonania, sposobów tych literatura radziecka notuje wiele. Zasadnicze różnice w metodach organizacyjnych wykonania tego rodzaju robót wynikają również ze znacznych różnic w wymiarach obiektów i przekraczania rzek różnej wielkości. Roboty te wykonywać można zarówno latem, jak i zimą (z lodu), oczywiście przy możliwie najniższych stanach wody, której szybkość przepływu odgrywa również niepoślednią rolę przy zapuszczaniu rurociągów, zwłaszcza większych średnic. Przy znaczniejszych prędkościach przepływu powstaną bowiem do pokonania dodatkowe siły wynikające z energii kinetycznej płynących strug i powierzchni ekranu, jaki stanowi zanurzony w wodzie rurociąg.

Przed przystąpieniem do układania rurociągu musi być wykonany tą czy inną metodą, przeważnie bagrowaniem podwodnym, wykop, do przewidzianej projektem rzędnej, odpowiednio raczej pogłębiony, a to z uwagi na zanoszenie go płynącym rumowiskiem. Po wykonaniu wykopu, ważniejsze ze sposobów opuszczania syfonu streszczają się do następujących:

— **Przeciąganie po dnie.** Przy płaskich brzegach, opadających łagodnie w stronę rzeki, w osi rurociągu układa się kolejkę wąskotorową, z nieznacznym spadkiem w stronę rzeki. Długość kolejki równa się długości rurociągu (syfonu). Na ustawione na torze, odpowiednio przystosowane, wagonetki układa się gotowy do zapuszczenia rurociąg, którego końce są zamknięte. Balast ze starych szyn itp., równoważący wypór, przymocowany w sposób równomierny do rurociągu, ubezpiecza go przed wypłynięciem i spychaniem z osi wskutek działania siły kinetycznej wody. Do końca przymocowuje się linę stalową od windy (względ-

nie traktora), położonej na drugim brzegu rzeki, baczac by winda i lina ciągnęły rurociąg po osi projektowanej. Szybkość przeciągania 20—25 m/min. W miarę podciągania rurociągu, dochodzące do wody wagonetki odtacza się w bok, rurociąg zaś przeciąga się po dnie wykopu podwodnego ku przeciwnemu brzegowi.

Przeciąganie tym sposobem rurociągu przez rzekę szerokości 300 m trwało na jednej z robót 50 minut, zaś przez rzekę szerokości 375 m — nawet 40 minut.

— **Opuszczanie z pontonów.** Po spuszczeniu na wodę zespawanego na brzegu rurociągu podwieszają się go do rusztowań wspartych na pontonach, na któ-

²⁾ Wzmocnienia powyższe nie były przewidziane w dokumentacji technicznej, zostały natomiast zastosowane na skutek ustaleń przez powołanych rzeczoznawców.

³⁾ I. M. Monec — Proizvodstvo stroitelno-montaznyh rabot po wodosnabżeniu i kanalizacii. Strojizdat 1950. Moskwa.

rych znajdują się również windy ewent. wciągi, za pomocą których rurociąg będzie opuszczony. Ażeby rurociąg można było zatopić, na specjalnych wspornikach przyspawanych do rurociągu podwieszają się balast ze starych szyn lub złomu. Załamane pod kątem końcowe (brzegowe) części syfonu przyspawają się — przy tym sposobie opuszczania — często po spuszczeniu na wodę części środkowej syfonu. Kolejne podnoszenie na rusztowania brzegowe jego końców, przyspawanie odcinków końcowych, podwieszenie ich do rusztowań brzegowych i następnie powolne opuszczanie na dno całości wykonuje się po wybalastowaniu.

- **O p u s z c z a n i e p r z y p o m o c y p o n t o n ó w e l a s t y c z n y c h.** Sposób ten zastosowano przy opuszczaniu syfonu $\varnothing$ 900 mm, dług. 180 m. Użyto do tego celu dwie grupy pontonów gumowych, nośności do 5 ton każdy. Pierwsza grupa, przywiązana linami konopnymi bezpośrednio do rurociągu, miała za zadanie zrównoważyć ciężar napełnionego rurociągu w wodzie (w 90—95%), druga grupa, przywiązana również do rurociągu linami odpowiedniej długości (zależnej od głębokości wody w wykopie), służyła do transportu i opuszczania na dno (nośność ich 30 — 40% wagi rurociągu napełnianego w wodzie). Kolejność poszczególnych czynności była następująca: po spuszczeniu rurociągu na wodę przywiązano w sposób omówiony pontony, następnie napompowano do rurociągu wodę, wskutek czego zagłębił się on wraz z pierwszą grupą pontonów, wówczas zaczynała spełniać swe zadanie druga grupa pontonów, za pomocą której syfon transportuje się na jego przyszłe położenie i ustawia dokładnie w osi i nad przygotowanym wykopem. Po ustawieniu w osi, wypuszczono powoli powietrze z pontonów transportowych (II grupy), wskutek czego rurociąg powoli osiadał na dnie wykopu. Przy całej tej operacji pomagają nurkowie, obserwując zachowanie się rurociągu w czasie opuszczania. Po osiągnięciu przez rurociąg dna, nurkowie wypuszczają powietrze z pierwszej grupy pontonów, równocześnie odwiązując je od rurociągu.

- **O p u s z c z a n i e z r u s z t o w a n i a.** Wzdłuż osi rurociągu zabija się trójpalowe jarzma, służące za podstawę dla belek, na których będą podwieszone wciągi łańcuchowe lub linowe. Po ustawieniu rurociągu w osi i nad dnem wykopu podwieszają się go na wciągach, napełnia wodą i stopniowo, równomiernie opuszczają na dno wykopu. Odległości między jarzmami zależą od obliczeń statycznych i powstających w rurach naprężeń obciążonego wodą rurociągu (orientacyjnie kilkanaście m). Tym sposobem opuszczono syfon długości 640 m, na głębokość ok. 6,0 m, w czasie ok. 6 godzin, licząc od napełnienia rurociągu wodą balastową.

We wszystkich tych przypadkach na obu brzegach wykonywane były krótkie rusztowania palowe, dla podwieszenia podniesionych końców syfonu i równomiernego ich opuszczania razem z częścią środkową.

* * *

W omawianym przypadku przekroczenia rzeki, wykorzystując między innymi znikomą szybkość przepływu spiętrzonej wody (kilka cm na sekundę), zastosowano sposób odmienny od wyżej opisanych, wymagający znacznie mniej nakładu w robotach przygotowawczych, środkach materiałowych i sprzętowych.

Jak wynika z profilu rurociągu, rzędna prawobrzeżnego odcinka prostego wykazuje różnicę 0,5 m w stosunku do części lewobrzeżnej, która leży niżej (rzędne dna rurociągu). Rzędne te, jako podstawowe dla prawidłowego założenia syfonu, ustabilizowane zostały progami drewnianymi na obu brzegach. Poziom wody spiętrzonej jazem poniżej miejsca budowy, w czasie robót ułożył się na poziomie ok. 0,54 m wyższym od rzędnej progu prawobrzeżnego. Rurociąg, przy wadze własnej ok. 31 ton oraz wyporności ok. 60 ton, po spuszczeniu na wodę pływał zanurzony mniej więcej do połowy średnicy, czyli spód rury znajdował się 4 cm nad progiem prawobrzeżnym i 54 cm nad progiem lewobrzeżnym. Tę właśnie okoliczność wykorzystano do zapuszczania syfonu pod obciążeniem balastu wodnego, mianowicie, po napompowaniu do rurociągu ok. 3 m³ wody (3 t) koniec prawobrzeżny wsparł się na progu i od tego momentu dopompowywana stale woda powodowała stop-

niowe zanurzanie się lewobrzeżnej części syfonu do momentu zrównoważenia wyporu, który to moment nastąpił w przybliżeniu wówczas, gdy lewobrzeżny odcinek prosty syfonu wsparł się o próg lewobrzeżny. Dalsze dopompowywanie wody, od momentu zrównoważenia wyporu, powodowało powstanie momentu obracającego część środkową syfonu względem osi przechodzącej przez jego odcinki proste. Ponieważ przy tym obrocie woda wypełniająca dotąd mniej więcej do połowy cały rurociąg przelewała się do części środkowej, ażeby nie wystąpiły szkodliwe naprężenia w stykach wskutek gwałtownego obrotu, szybkość obrotu regulowano za pomocą liny stalowej i windy, stopniowo popuszczanej. Sześć innych wind ręcznych służyło do utrzymania lub do naprowadzenia syfonu do położenia projektowanego.

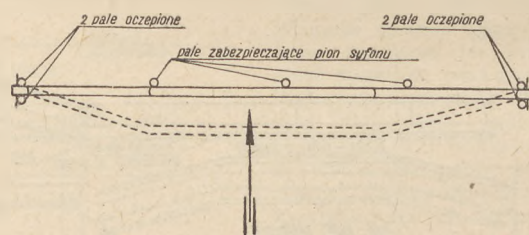
Cała operacja zapuszczania syfonu od momentu rozpoczęcia napełniania go wodą trwała ok. 2 godziny. Całość robót od momentu rozpoczęcia spawania, poprzez próbę na ciśnienie, spuszczenia do basenu, wyholowania na rzekę i wszelkie roboty pomocnicze (bez robót ziemnych) — trwała 10 dni.

Najbardziej pracochłonną robotą było podwodne bagrowanie rowu dla zapuszczenia syfonu. Ze względu na mało zwarty przeważnie grunt i naturalną jego skarpę w wodzie, trzeba było wybagrować ponad 7 000 m³, za pomocą będącej w dyspozycji pływającej koparki chwytakowej.

Powtórna próba syfonu na szczelność, dokonana po jego zapuszczeniu, nie wykazała żadnego spadku ciśnienia, podobnie jak i pierwsza próba dokonana na brzegu, przed spuszczeniem na wodę.

Na podstawie doświadczenia z omawianego przypadku opuszczania syfonu, przy braku tak korzystnych warunków jakie tu miały miejsce (o ile na przykład będziemy mieli do czynienia z większą szybkością ruchu wody), należy sądzić, że przy podobnych wymiarach najekonomiczniejszy i najszybszy sposób polegałby na następującym:

Na końcach syfonu należałoby zabić po dwa pale, które obejmując rurociąg stabilizowałyby jego końce dla połączenia z częściami brzegowymi rurociągu, podniesione zaś na kapturach wciągi pozwoliłyby regulować położenie końców rurociągu w pionie. Prosta ta konstrukcja spełniałaby bardzo ważne zadanie zwiększenia bezpieczeństwa pracy. Operowanie bowiem dużą ilością wind ręcznych (jak było w naszym przypadku) stwarza duże możliwości przeciążeń wind, wskutek trudności w ocenie możliwych do wystąpienia sił naprężających, jakie poszczególne windy przejmą; przy założeniu niewykwalifikowanej w pracy tym sprzętem mogą wystąpić trudności w nadzorowaniu i zharmonizowaniu ruchów poszczególnych wind.



Rys. 5.

Przy zastosowaniu omówionych wyżej pali (rys. 5) wszystkie ruchy boczne byłyby zamortyzowane i przejęte przez te pale, natomiast ruchy pionowe, łatwe do wyliczenia, byłyby dokonane urządzeniami b. prostymi i bezpiecznymi w obsłudze, jak wciągi łańcuchowe, linowe, wielokrążki itp. Przyspawanie na końcówkach rurociągu np. kątowników odpowiedniego wymiaru, opierających się o konstrukcję palową, zabezpieczyłoby ruchy poziome wzdłuż osi rurociągu.

W rezultacie, przy zastosowaniu tej konstrukcji, ilość wind ograniczałaby się do 1 — 2, wyłącznie dla zapobieżenia zbyt gwałtownemu obrotowi syfonu przy przejściu ze stanu granicznej równowagi w położeniu poziomym do położenia pionowego.

Dla uniemożliwienia siły wynikającej z prędkości przepływu wody zepchnięcia syfonu z płaszczyzny pionowej, należałoby w rzece od strony dolnej wody (licząc od osi pio-

nowej rurociągu) zabić w odstępach około 15 — 20 m pale, o które syfon oparłby się po obrocie i zajęciu położenia pionowego. Wszystkie pale powinny być oczywiście założone w jednej płaszczyźnie równoległej do osi rurociągu z tym, że ewentualnie większe odchylenia powstałe przy zabijaniu pali musiałyby być wyrównane odpowiednimi podkładkami. Syfon powinien być usytuowany w stanie pływającym częścią jego środkową w stronę górnej wody, tak żeby po przewyciężeniu balastem wodnym wyporu obrót jego do zajęcia położenia pionowego odbywał się również przez docisk, wywołany siłą wynikającą z prędkości przepływu. Niepożądane, zbyt gwałtowne zajęcie pionowe-

go położenia należałoby regulować za pomocą kilku odpowiednio mocnych wind i popuszczania lin z hamulca.

Ponieważ najbardziej pracochłonne i czasochłonne są roboty ziemne, należy dążyć w miarę możliwości do największego ich zmechanizowania. Z nielicznymi chyba wyjątkami, najważniejsze byłoby zastosowanie odpowiedniej wydajności refulerów lub pomp piaskowych, wmontowanych na obiektach pływających. Takim sprzętem można osiągnąć wydajności znacznie większe od zastosowanej w opisanym przypadku koparki chwytakowej pływającej, a zatem i poważnie skrócić sumaryczny czas wykonania tego rodzaju obiektów.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

PROF. DR JAN WIERZBICKI

Zespół Gospodarki Wodnej IUNG Wrocław

Możliwości wykorzystania rolniczego przemysłowych wód ściekowych

Zagadnienie wykorzystania rolniczego przemysłowych wód ściekowych jest nie mniej ważne od zagadnienia wykorzystania ścieków miejskich, zawierających głównie odpływy domowe. Przede wszystkim ogólna objętość brudnych wód przemysłowych, obliczona na podstawie wody użytkowanej, jest większa niż ścieków domowych. W 1947 r. wynosiły one w Polsce 124% objętości ścieków domowych (Kozłowski J., [8]). W krajach uprzemysłowionych stosunkowa objętość ścieków przemysłowych przekracza kilkakrotnie objętość ścieków domowych (= wód asenizacyjnych) i np. w Czechosłowacji, według oceny przeprowadzonej dla produkcji, w końcu pierwszej pięciolatki, tj. w 1953 r. do wód otwartych zostanie odprowadzone około 1400 miln. m³ ścieków przemysłowych wobec około 280 miln. m³ wód asenizacyjnych (Bulicek J., [3]).

W Polsce w 1975 r. szybko rozwijający się przemysł zużywał będzie około 1000 miln. m³ wody rocznie (Turczynowicz, D., [12]), z czego około 950 miln. m³ odprowadzi jako wody zużyte. W okresie tym spodziewana liczba ludności miejskiej, zgodnie z obliczeniami GUS dosięgnie 23 miln. Roczna objętość odprowadzanych wód ściekowych domowych wyniesie około 610 miln. m³, tj. zaledwie 64% objętości brudnych wód przemysłowych.

Stopień zanieczyszczenia ścieków przemysłowych, określany na podstawie składu chemicznego, ilości zawiesin oraz biologicznego zapotrzebowania tlenu, jest na ogół znacznie wyższy niż ścieków miejskich miast nieuprzemysłowionych. Dlatego w obliczeniu wydajności oczyszczalni, potrzebnej do oczyszczania danego rodzaju przemysłowych wód ściekowych, jako równoważność przyjąć należy dwu, trzy a więcej krotną objętość ścieków z miast nieuprzemysłowionych. Ze względu na liczne grupy ścieków przemysłowych (jak np. ścieki przemysłu spożywczego, chemicznego, włókienniczego, metalowego itp.), różne rodzaje ścieków w poszczególnych grupach, wreszcie na stosowanie różnych metod produkcji często zmieniających się, zagadnienie oczyszczania i użytkowania przemysłowych wód ściekowych jest szczególnie skomplikowane i niejednokrotnie trudne do rozwiązania.

Ścieki przemysłowe zanieczyszczają wody powierzchniowe, a często również wody podziemne, w sposób o wiele więcej szkodliwy niż ścieki domowe. Użytkowanie rolnicze ścieków przemysłowych, ze względu na zwiększenie możliwości ochrony wód powierzchniowych i podziemnych przed zanieczyszczeniem, posiada przeto ważne znaczenie.

Przez zanieczyszczenie przemysłowymi wodami ściekowymi wiele potoków i rzek straciło swój charakter i zamiast służyć użytkowaniu powszechnemu i tworzyć ozdoby krajobrazu, ciekły te zamieniły się na kanały prowadzące brudną, niejednokrotnie cuchnącą wodę. Wskutek znacznej koncentracji i często antybiotycznych składników wprowadzonych przez ścieki przemysłowe proces samooczyszczania przebiega powoli i na znacznej długości. Potok Pełcznica,

silnie zanieczyszczony ściekami przemysłowymi m. Wałbrzyska, wprowadza te zanieczyszczenia do potoku Strzegomskiego, który w odległości około 65 km poniżej zanieczyszcza znacznie aż do ujścia do Odry tj. na długości 16 km rzekę Bystrycę, pomimo tego, że prowadzi ona stosunkowo już znaczne ilości wody (Stangenberg, M., [11]). Rz. Bzura jest silnie zanieczyszczona brudnymi wodami ściekowymi przemysłu chemicznego w Zgierzu na długości 50 km od m. Zgierza do ujścia rz. Ochni. Na następnym odcinku wynoszącym 100 km aż do ujścia do Wisły, nie może ona podjąć zanieczyszczeniom przy pomocy samooczyszczania (Cabejszek J., Małanowski Z. i Włodek S. [14]). Wody Wisły, zanieczyszczone we Włocławku ściekami tamtejszej wytwórni celulozy, wykazują obecność włókien drzewnych na całej długości rzeki poniżej.

Można by przytoczyć wiele podobnych przykładów. Częste alarmy z powodu zanieczyszczenia rzek ściekami przemysłowymi i spowodowanego tym wyniszczenia rybostanu oraz ograniczenia możliwości powszechnego użytkowania wody, były i są często zamieszczane w prasie. W przyszłości, w związku z szybkim uprzemysłowieniem kraju, o ile nieoczyszczone ścieki będą nadal odprowadzane do potoków, rzek i jezior, stan odbiorników ulegnie pogorszeniu.

Rolnicze wykorzystanie przemysłowych wód ściekowych posiada dużą doniosłość w skali krajowej, ponieważ:

- rozwiązuje niejednokrotnie trudny problem oczyszczania tych wód,
- zmniejsza zanieczyszczenie wód powierzchniowych, a w wielu przypadkach również wód podziemnych,
- zwiększa produkcję rolną,
- stanowi zakończenie procesu produkcji, ponieważ pozwala wykorzystać wartościowe składniki pokarmowe, zawarte w brudnych wodach odpływowych.

Przemysłowe wody ściekowe ze względu na ogólnie wybitnie szkodliwe działanie zanieczyszczeń, nie powinny być w stanie surowym wpuszczane do większych rzek, o dużej zdolności samooczyszczania. Jeżeli wody te są skierowane do mniejszych rzek lub potoków, to wówczas musi być bezwarunkowo zastosowane dokładne oczyszczanie. Ścieki przemysłowe, niezwykle różnorodne i o różnej koncentracji, muszą być oczyszczane według określonych metod, zazwyczaj skomplikowanych i kosztownych. Zagadnienie oczyszczania komplikują i utrudniają zmiany zanieczyszczeń, które np. w przemyśle barwniczym często występują nawet parokrotnie w ciągu dnia. Nawet oczyszczanie pewnych kategorii brudnych wód przemysłu spożywczego, pozornie posiadających proste i łatwe do usunięcia zanieczyszczenia, np. wód ściekowych z krochmalni przetwarzających ziemniaki, jest trudne i kosztowne. Wody tego rodzaju są chętnie wykorzystywane rolniczo, co pozwala znacznie obniżyć koszty oczyszczania, a równocześnie uzyskać pewien dochód dzięki zwiększeniu plonów.

Pełne i ciągłe wykorzystanie rolnicze ścieków przemysłowych, np. z zakładu położonego na wsi, oczywiście całkowicie zabezpieczyłoby wody powierzchniowe i podziemne przed zanieczyszczeniem. Jednak często ścieki przemysłowe są tylko częściowo wykorzystywane i to tylko przez kilka miesięcy w roku. Np. rzeka Ner prowadząca ścieki z licznych fabryk Łodzi oraz przedmieść południowych i zachodnich (m. in. z Rudy Pabianickiej, Konstancynowa) oraz z fabryk pabianickich, jest przeciętnie w roku zanieczyszczona do młyna w Poddębicach, tj. około 48 km poniżej Łodzi. W okresie pobierania z rzeki wody do nawadniania łąk, długość odcinka zanieczyszczonego skraca się do około 25 km, tj. do Jezowa, gdzie w wodzie rzecznej pojawiają się już owady.

Przemysłowe wody ściekowe właściwie zastosowane mogą przyczynić się do zwiększenia produkcji rolnej. Przytoczoną na wstępie ogólną objętość przemysłowych wód ściekowych (= 950 mln. m³ rocznie) można by teoretycznie w całości zużytkować do nawadniania roślin, jednak koncentracja i skład chemiczny zanieczyszczeń wykluczają praktycznie pewne rodzaje wód od tego użytkowania.

Wartość rolnicza przemysłowych wód ściekowych przeznaczonych do nawadniania roślin względnie zasilania stawów rybnych polega na:

- dostarczeniu wody,
- zaopatrzeniu w niezbędne składniki pokarmowe,
- wzbogaceniu gleby w próchnicę,
- ogrzaniu gleby, gdy wykorzystywane są ciepłe lub gorące wody ściekowe.

Nawodnianie roślin wodą rzeczną, szczególnie na glebach lekkich, przepuszczalnych, przy niedostatecznej wysokości opadów w okresie wegetacyjnym, decyduje o urodzaju i znacznie zwiększa plony. Kraj nasz posiada 75,6% gleb przepuszczalnych, wdzięcznych za nawodnienia (Bac S., Ostrowski J. [1]). Jak wykazały wieloletnie porównawcze doświadczenia z równoczesnym nawodnianiem roślin wodą czystą i wodą ściekową, zasobną w składniki pokarmowe, wysokość plonów przy nawodnianiu nawożącym jest około dwukrotnie wyższa. Liczne rodzaje przemysłowych wód ściekowych zawierają niezbędne dla roślin składniki pokarmowe i wykorzystanie tych wód może podwoić zwykłą plonów w porównaniu do nawodniania wodą czystą.

Również wiele rodzajów przemysłowych wód ściekowych zawiera poważne ilości substancji organicznych mogących wzbogacić glebę w próchnicę, która jak wiadomo, ma doniosłe znaczenie dla urodzajności.

Przemysłowe wody ściekowe są odprowadzane do odborników bądź oddzielnie, bądź też (najczęściej) w połączeniu ze ściekami miejskimi. Domieszka ścieków przemysłowych do ścieków miejskich waha się w szerokich granicach i zależy od stopnia uprzemysłowienia miasta. W ośrodkach przemysłowych, szczególnie gdy czynne są zakłady zużywające duże ilości wody, procentowa zawartość wód przemysłowych sięga 50—60% a niekiedy i więcej ogólnej objętości ścieków. W dużych miastach nie przekracza ona na ogół 12—15%. Dla Berlina za 1926 r. wg danych Hahna i Langbeina [5] wynosiła 12%.

Ze względu na postępujące uprzemysłowienie naszych miast, procentowa zawartość przemysłowych wód ściekowych w ogólnej objętości ścieków miejskich będzie większa i wyniesie około 25%, a w miastach wysoko uprzemysłowionych wzrośnie do 60—80%, tj. ścieki przemysłowe przekroczą ilość ścieków domowych. W tych przypadkach ścieki miejskie muszą być oczyszczane według odrębnych metod, zależnie od rodzaju zanieczyszczeń i stopnia koncentracji ścieków przemysłowych. Gdy przeważają ścieki domowe, nie zachodzi najczęściej potrzeba stosowania odrębnych metod oczyszczania i ścieki tego rodzaju można potraktować jako ścieki domowe. Jednak w wielu przypadkach wody ściekowe z zakładów przemysłowych i rzemieślniczych zawierają substancje trujące i nawet stosunkowo nieznaczna domieszka tego rodzaju wód może uniemożliwić wykorzystanie ścieków miejskich do nawadniania roślin.

Typowym przykładem tego rodzaju zatrucia miejskich wód ściekowych było bezpośrednie domieszanie ścieków z dwóch wytwórni celulozy drzewnej w Królewcu, przetwarzających surowiec przy zastosowaniu metody chemicznej. Sambijska Spółka Irygacyjna użytkowała z dobrym wynikiem od 1898 r., początkowo na powierzchni paruset ha, następnie na 1742 ha ścieki m. Królewca. Począwszy od 1909 r. do ścieków miejskich zostały domieszane odpływy z wyżej wymienionych wytwórni. Łąki nawodniane ściekami zaczęły dawać mniejsze plony, przeto kierownictwo spółki

irygacyjnej, opierając się o umowę zawartą z miastem, że ścieki miejskie użyte do nawodnień nie będą zawierać związków szkodliwych dla roślin, zgłosiło pretensję do zarządu miasta. Wytwórnie celulozy usiłowały natomiast udowodnić przy pomocy analiz, że zmieszane ścieki miejskie nie działają szkodliwie na rośliny.

W latach 1919—1922 ilość ścieków przemysłowych wzrosła i wpływ nawodnień był wybitnie ujemny: trawa brunatniejąc wysychała, a również plony kłosowych i okopowych, po nawodnianiu nawożącym w okresie zimowym, zmniejszyły się znacznie. Gdy w 1923 r. stan łąk nawodnianych znacznie się pogorszył, w roku następnym Spółka, ze względu na szkodliwe działanie na urodzaje, odmówiła w ogóle przyjmowania wód ściekowych do nawodniania użytków rolnych. Wody te odprowadzono w stanie nieoczyszczonym bezpośrednio do Zalewu Świeżego. Gnijące substancje organiczne cuchnęły, ryby zaczęły snąć i wśród mieszkańców nadbrzeżnych osiedli wybuchła nie znana przedtem „choroba zalewowa” (Haffkrankheit). Szkodliwe działanie ścieków na wody Zalewu, choroby ludzi, śnięcie ryb, wstrętny zapach oraz niemożność wykorzystania ścieków stały się pobudką do zastosowania lepszych metod oczyszczania i wprowadzenia większego rozcieńczenia (1:50) ścieków przemysłowych ściekami miejskimi. Począwszy od roku 1926 do czasu nieprzeciążania nadmiernego pól nawodnianych (1935 r.), stosowano ponownie wykorzystywanie ścieków do nawodniania użytków rolnych i objawy ujemne nie występowały.

Częste są również przypadki szkodliwego zanieczyszczenia ściekami przemysłowymi czystych wód rzecznych używanych do nawodniania roślin. Poniższe zestawienie podaje w jak znacznym stopniu został obniżony plon siana z łąki nawodnianej wodą rzeczną po doprowadzeniu w 1930 r. ścieków z huty żelaza (Wierzbicki J. [13]).

Rok	1925—1930	1931	1932	1933	1934	1935
Plon siana q/ha	63—53	49	35	30	10	11

Składniki szkodliwe dla roślin działają ujemnie jedynie wówczas gdy zawartość ich w wodach nawodniających przekroczy pewną krytyczną granicę. Poniżej tej granicy działanie jest obojętne, a nawet w pewnych przypadkach może być korzystne, jak to udowodniła Iziurowa [6] stosując rozcieńczone roztwory olei mineralnych w doświadczalnych nawodnieniach roślin.

Zawartość krytyczną składników szkodliwych, wg Bruha A., [2] podaje tablica I.

Tablica I. Stężenie szkodliwe dla roślin

Pierwiastki w związkach oraz związki	mg/litr.	Pierwiastki w związkach oraz związki	mg/litr.
arsen	0,25	kw. solny	5,6
bor	0,50	„ siarkowy	15,3
chrom	40	miedź	17
cyjanki	10—200	nikiel	10
cynk	80	ołów	80
fenol	400	rodan	200
kobalt	10	sól kuchenna	500
		żelazo	15—75

Zestawienie powyższe nie zawiera wielu składników trujących, jak np. połączeń kadmu, rtęci, srebra itp., a również licznych związków organicznych, m. in. benzenu, węglowodorów alifatycznych. Cyjanki, rodan (CNS) oraz fenol stosunkowo szybko rozkładają się w glebie, dzięki czemu roztwory tych związków nawet w wyższej koncentracji, o ile są doprowadzone przed zasiewami, nie szkodzą roślinom. Kwasy są w wysokim stopniu szkodliwe, już to działając bezpośrednio jako trucizna na tkanki roślinne, już to wpływając na zmiany w glebie w kierunku niekorzystnym dla roślin. Obecność kwasów w glebie ułatwia wymycie przez wody opadowe składników pokarmowych (m. in. potasu i wapnia), a dzięki zakwaszeniu gleba staje się nieurodzajna.

Wody ściekowe z zakładów przemysłu spożywczego, z roszarni, płuczkarni wełny, wytwórni kleju zawierają kwasy organiczne, których ilość, w miarę przetrzymywania ścieków

w zbiornikach, szybko wzrasta. Kwasy organiczne (m. in. masłowy, mlekowy, octowy) działają na rośliny podobnie ujemnie jak kwasy nieorganiczne. Nawodnienie świeżymi ściekami oraz domieszką wapnia (CaO) dla zobojętnienia kwasów, pozwalają użytkować rolniczo większość spośród wymienionych wyżej ścieków.

Ścieki zawierające ługi należy poddać neutralizacji, a gdy to jest niemożliwe, muszą być odpowiednio rozcieńczane.

Przemysłowe wody ściekowe zawierają głównie zanieczyszczenia:

- I. organiczne,
- II. organiczne i nieorganiczne,
- III. nieorganiczne.

Do I grupy ścieków należą przede wszystkim ścieki z zakładów przemysłu spożywczego: Będą to ścieki z cukrowni, gorzelnii, browaru i słodowni, krochmalni, syropiarni i wytwórni płatków ziemniaczanych, drożdżowni, mleczarni, wytwórni margaryny, rzeźni i wytwórni kleju kostnego. Wszystkie wymienione rodzaje ścieków mogą być z dużą korzyścią użytkowane do nawodniania upraw rolnych, przy czym o ile ścieki z browarów i cukrowni (ścieki zmieszane) są średnio zasobne w składniki pokarmowe, to ścieki z pozostałych wytwórni wyróżniają się bogactwem tych składników.

Ścieki z zakładów przemysłu spożywczego mogą być użytkowane rolniczo bądź bezpośrednio, bądź też wymagają prostych i niekosztownych urządzeń oraz zabiegów dla przystosowania do nawodniania. Ścieki z cukrowni i zakładów przerabiających ziemniaki muszą podlegać oczyszczaniu wstępnemu w celu zmniejszenia ilości zawiesiny a w szczególności dla oddzielenia mineralnych cząstek gleby. Ścieki z browarów, w przypadku dużej zawartości drożdży, należy wapnować. Ścieki z wytwórni kleju kostnego muszą być poddane procesom neutralizacyjnym ze względu na pozostałości kwasów w tych ściekach. Ścieki z drożdżowni powinny być poddane rozcieńczeniu czystą wodą, względnie ściekami miejskimi. Ścieki z rzeźni, wytwórni tłuszczu jadalnych i mleczarni powinny być uprzednio przepuszczane przez tłuszczowniki, osadniki a następnie rozcieńczane. Wiele zastrzeżeń budzi bezpośrednie użytkowanie rolnicze ścieków mleczarnianych. Ścieki te ulegają rozkładowi w stosunkowo krótkim czasie i wówczas ze względu na zawartość kwasów organicznych, w przypadku niedostatecznego rozcieńczenia, mogą być szkodliwe dla roślin nawodnianych. Dlatego bardziej skoncentrowane ścieki z mleczarni powinny być wykorzystane jako pasza dla inwentarza, a to ze względu na zawartość cennych składników, m. in. cukru w serwatce. Jedynie ubogie ścieki z wtórnego mycia naczyń, mycia podłóg i ścieki z urządzeń chłodniczych należy kierować do nawodniania roślin.

Objętość ścieków przemysłu spożywczego jest znaczna i w stosunku do ogólnej objętości przemysłowych wód ściekowych, na podstawie przeliczenia danych zapotrzebowania wody w Polsce w 1947 r. (Kozłowski J., [8]), wynosiła 16,5%, w czym cukrownie 6,1% (= 37%, objętości ścieków przemysłu spożywczego). Bulińek J., [3] objętość ścieków przemysłu spożywczego w Czechosłowacji dla 1953 r. ocenia na 5,7% w czym cukrownie 3,8% (= 66,3% ogółu ścieków spożywczych). W miarę uprzemysłowienia kraju objętość ścieków przemysłu spożywczego będzie stosunkowo zmniejszać się i w 1975 r. wyniesie około 10% ogólnej objętości ścieków, w czym cukrownie około 6,5%.

Ścieki z cukrowni, gorzelnii, krochmalni, syropiarni i płatkarni odpływają późną jesienią oraz podczas zimy. W okresie tym nie nawodnia się roślin i mogą mieć zastosowanie jedynie nowodnienia nawożące gleby. Możliwość tego rodzaju nawodnień zależy od warunków miejscowych, przede wszystkim klimatu i warunków glebowych.

Wody ściekowe należące do II grupy, których zanieczyszczenia zawierają substancje organiczne i mineralne, są na ogół znacznie uboższe w składniki pokarmowe. Jedynie ścieki z garbarni wyróżniają się zasobnością związków nawozowych. Jednak zawartość związków arsenu i chromu oraz możliwość występowania spór węgliką wymaga stosowania oczyszczania wstępnego oraz uprzedniego traktowania tych ścieków wapnem lub siarczanem żelaza.

Ścieki z roszarni lnu i konopi są bogate w związki potasowe (około 300 g w 1 m³ ścieków). Ujemną cechą wód poroszeniowych jest ich kwasota: wartość pH wynosi zazwyczaj 4,5—5,0. Jeżeli jednak wody te będą traktowane ługiem wapiennym (Ca(OH)_2), który zwiąże szkodliwe dla roślin kwasy, a następnie będą użyte do nawodniania przy pomocy deszczownia, to wówczas wykorzystanie rolnicze daje dobre wyniki.

Podobnie są bogate w związki potasowe ścieki z płuczkarni wełny. Ścieki te zawierają wolne kwasy, należy je przede wszystkim neutralizować, jak również stosować odtłuszczenie, przepuszczając przez tłuszczowniki.

Ścieki przemysłu celulozowego i papierniczego są wprawdzie średnio zasobne w składniki pokarmowe, lecz stanowią poważny odsetek ogółu brudnych wód przemysłowych (= 25,5% w 1947 r.) i mogą nawodnić znaczną powierzchnię gruntów rolnych — kilka dziesiątków tysięcy ha. Ścieki te przed użyciem do nawodniania muszą być poddane procesom oddzielenia włókna, tworzącego zawiesinę, a następnie należy obniżyć ich odczyn zasadowy względnie rozcieńczyć czystą wodą lub innymi ściekami o odpowiednim odczynie. Nowoczesne wylawiacze flotacyjne pozwalają odzyskać włókno w 99%, przy czym uzyskane włókno jest zwracane do produkcji.

Wody ściekowe z bielarni odpływają w pokaźnej objętości: 4 m³ na 1 kg przerobionej przędzy, jednak są to wody ubogie w składniki pokarmowe, zawierają chlor oraz włókna w zawiesinie. Dla wykorzystania rolniczego należy stosować oczyszczanie wstępne oraz oddzielenie włókien, po czym wody te mogą być z pożytkiem stosowane do nawodniania roślin, jak to przytacza Kreuz A., [9], str. 346.

Ścieki z fabryk włókienniczych, wytwórni sztucznego jedwabiu oraz farbiarni posiadają na ogół bardzo małą wartość nawozową, a jednocześnie są zanieczyszczone kwasami, węglanem sodu itp. związkami szkodliwymi dla roślin. Ścieki te po oczyszczaniu wstępnym, procesach neutralizowania i koagulacji, po rozcieńczeniu mogą być użytkowane rolniczo.

W wodach ściekowych III grupy, zawierających zanieczyszczenia mineralne, jedynie wody pogazowe z gazowni oraz ścieki z fabryk nawozów sztucznych mają wartość nawozową. Wody pogazowe zawierające 3 do 5% NH_3 mogą być z korzyścią użytkowane do nawodniania, lecz tylko w dużym rozcieńczeniu, ze względu na występujące w tych wodach połączenia cyjanu, rodanu, siarki i kwasy fenolowe. Rozcieńczone wody pogazowe mogą być bądź bezpośrednio użyte do nawodniania upraw rolnych (Pluciński F., [10]), bądź też w połączeniu z miejskimi wodami ściekowymi (Wierzbicki J., [14]).

Wody ściekowe z koksowni zawierają 0,8—1,5% NH_3 lecz również niepożądane dla roślin związki, zwłaszcza wody pogazowe. Wody te tylko w dużym rozcieńczeniu mogą być wykorzystane rolniczo.

Wody górnicze z kopalni węgla, rud, solin i zakładów wstępnej przeróbki rud zawierają różne związki szkodliwe. Wody te mogą znaleźć zastosowanie do nawodnień roślin jedynie po przejściu przez osadniki, zneutralizowaniu i znacznym rozcieńczeniu (Kostka P., [7]).

Ścieki z wielu rodzajów zakładów przemysłu chemicznego, m. in. z wytwórni farb, ze względu na zawartość związków szkodliwych dla roślin, nie mogą znaleźć zastosowania do nawodnień rolniczych.

Jak wynika z podanego wyżej krótkiego przeglądu różnych rodzajów przemysłowych wód ściekowych, większość tych wód może być z pożytkiem wykorzystywana rolniczo bezpośrednio, względnie po oczyszczeniu wstępnym i zneutralizowaniu. Ponieważ ścieki przemysłowe są na ogół znacznie stężone, przeto należy stosować rozcieńczanie. Ogólnie, zabiegi przystosowania przemysłowych wód ściekowych do wykorzystania rolniczego są znacznie tańsze i prostsze niż sztuczne chemiczne i biologiczne oczyszczanie, które wymagają pieczołowitego prowadzenia i często zawodu.

Nowoczesne rolnicze użytkowanie ścieków oparte jest na stosowaniu niskich dawek polewowych; 20—80 mm jednorazowo, przy czym wysokość normy rocznej nie przekracza 800 mm. Użytkowanie to prowadzone jest przez rolników lub organizacje rolnicze co z kolei odciąża przemysł od przysmusu kłopotliwego oczyszczania ścieków.

Ścieki przemysłowe, poza nielicznymi wyjątkami, nie zawierają bakterii i zarazków chorobowych. Stanowi to ważną zaletę w porównaniu ze ściekami miejskimi. Ścieki z garbarni, z rzeźni, zakładów przeróbki jelit, jatek i masarni, rakarni, a również ścieki z płuczkarni wełny i innych zakładów przerabiających produkty zwierzęce oraz z pracowni bakteriologicznych mogą zawierać zarazki, bakterie oraz jaja pasożytów. Ścieki te, jeżeli zostaną użyte do nawodniania łąk lub pastwisk, mogą stać się rozsadnikami licznych chorób, np. węgliką (ścieki z garbarni), pryszczycy, szeleśnicy, gruźlicy itp. Dlatego rozporządzenie Ministra Gospodarki Komunalnej z dn. 2.IX.1950 r. (Dz. U. R. P. nr 41, poz. 371)

ujmuje oddzielnie brudne wody przemysłowe, które mogą stać się rozsadnikami chorób i nakłada obowiązek odkażania tego rodzaju wód przed wprowadzeniem ich do odbiornika.

Możliwości użytkowania rolniczego ścieków przemysłowych nie można oprzeć na wynikach nawet paru analiz chemicznych. Zmiana składu chemicznego oraz stężenia ścieków a następnie zawartość ciał pozornie nieszkodliwych (m. in. włókien) sprawiają, że wyniki nawodniania roślin nie odpowiadają oczekiwaniom. Nagromadzone w glebie w ciągu wielu lat użytkowania ścieków włókna, mydło i tłuszcze wytwarzają warunki szkodliwe dla roślin, jak to podano wyżej w przykładzie użytkowania rolniczego miejskich i przemysłowych ścieków m. Królewca. Dlatego użytkowanie rolnicze przemysłowych wód ściekowych należy oprzeć na wieloletnich pracach doświadczalnych, prowadzonych w skali polowej, w warunkach umożliwiających określenie potrzebnego stopnia oczyszczania wstępnego, rozcieńczania ścieków, zabiegów agrotechnicznych przed rozpoczęciem i w okresie nawodnień, potrzeby i wysokości dodatkowego nawożenia i wapnowania, doboru odpowiednich gatunków i odmian nawodnianych roślin oraz ustalenia wysokości dawek, częstości, okresów i sposobów nawodniania.

L I T E R A T U R A

1. Bac S., Ostromecki J., Melioracje rolne w gospodarce wodnej Polski. *Gospodarka Wodna* 1948, nr 7-8.
2. Brühne A., Die Frage der Vorklärung bei der landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer. *Der Kulturtechniker*, Berlin 1942, nr 5-6, 9-10 i 11.

3. Buliś J., Zużytkowanie i oczyszczanie wód odpływowych w przemyśle spożywczym. Referat wygłoszony podczas Zjazdu Stowarzyszenia Inż. i Techników Przemysłu Rolnego i Spożywczego R. P. w Warszawie w grudniu 1951 r.
4. Cabejszek I., Malanowski Z., Włodek S., Zanieczyszczenie rz. Bzury. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, Warszawa 1952 r. nr 6.
5. Hahn H. i Langbein F., 50 Jahre Berliner-Stadt-entwässerung 1878—1928 (dzieło zbiorowe), Berlin 1928.
6. Iziurova A. I., Skorost' raspada nieftieproduktow w wodie i poczwie. *Gigiena i Sanitaria*, Moskwa 1950, nr 1.
7. Kostka P., Richtlinien für die Schmutzwasserverwertung, *Der Kulturtechniker*, Berlin 1941, str. 213.
8. Kozłowski J., Woda jako surowiec przemysłowy, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 1947 nr 9.
9. Kreuz A., Handbuch der landwirtschaftlichen Abwasserwertung, Berlin 1938.
10. Pluciński F., Woda pogazowa jako dodatkowe źródło azotu. *Gaz, Woda i Techn. Sanitarna*, 1950 nr 7-8.
11. Stangenberg M., Stan zanieczyszczenia wody rzeki Bystrzycy w lecie, tamże 1951, nr 7-8.
12. Turczynowicz S., O gospodarce wodnej w Polsce, *Problemy*, Warszawa 1953 nr 2.
13. Wierzbicki J., Zanieczyszczenie rzek miejskimi i przemysłowymi wodami ściekowymi. *Gazeta Obserwatora PIHM*, Warszawa 1949, nr 10.
14. — Pola nawadniane m. Ostrowia Wkp. *Gaz, Woda i Techn. Sanitarna* 1949, nr 12.

INŻ. CZESŁAW BIELENIA

Tabor pływający dla małych głębokości

Już w 1928 r. autor niniejszego pisał w prasie technicznej o pewnych koncepcjach z dziedziny taboru pływającego śródlądowego. Jednak wówczas budownictwo wodne w Polsce niewiele wykraczało poza ramy czysto akademickiej nauki; w życiu praktycznym hydrotechnicy najczęściej musieli pracować w innych gałęziach budownictwa. Obecnie rysują się znaczne perspektywy rozwoju naszego budownictwa wodnego i wobec tego wysuwamy poniższą koncepcję, jako temat do dyskusji i ewentualnego dalszego rozważania.

Nasze drogi wodne w przeważającej części nie są eksploatowane do maksymalnej, możliwej do osiągnięcia wydajności, ponieważ:

- znaczna część sieci dróg wodnych posiada braki: regulacja rzek, gospodarka zbiornikowa, kanalizacja rzek i kanały żeglugi;
- w częściach sieci dróg wodnych, posiadających małe głębokości toru wodnego, brak jest taboru o małym zanurzeniu;
- wskutek powyższych braków niektóre sztuczne drogi wodne nie wykazują żadnego ruchu; np. wybudowany przed wojną kanał Warta—Gopło nie ma żadnego ruchu z powodu braku żeglugi na nieuregulowanej rzece Warcie powyżej Poznania i z powodu słabej żeglugi na kanale Górnio-Noteckim;
- ilość istniejącego taboru nie wystarcza do uruchomienia intensywniejszej żeglugi, nawet na obecnie dostępnych odcinkach dróg wodnych.

Nie trzeba już dzisiaj udowadniać, że na rozbudowanych, nowoczesnych drogach wodnych najkorzystniej wypada zastosowanie barek o jak największym tonażu; np. na kanale Rhein-Herne stosowane są barki 1700 ton. Jednak można wysunąć koncepcję, na pierwszy rzut oka paradoksalną, że dla toru wodnego o mniejszej głębokości należy z korzyścią zastosować tabor o małym tonażu i to nie tylko w żegludze lokalnej, lecz również do długodystansowych przewozów ładunków masowych; tabor o małym tonażu jest w zasadzie tak długo uzasadniony ekonomicznie, dopóki nie nastąpi techniczne przekształcenie drogi wodnej, otwierającej możliwości dla dużych jednostek taboru, ale i wtedy jeszcze — pod pewnymi warunkami — może być nadal stosowany.

Z praktyki wiemy, że np. na Wiśle spotykano dawniej barki 50-tonowe („krypy”), używane w żegludze lokalnej dla

przewozu owoców, jarzyn, zboża itp. ze wsi do miasta oraz dla przewozu węgla i innych materiałów na wieś. Port londyński i jego okolice włącznie z dolnym biegiem Tamizy, zatrudnia około 9 000 sztuk barek, przy czym najczęściej spotykany jest typ 100-tonowy; poważny procent ogólnej ilości towarów przeładunku się ze statków morskich właśnie na te małe barki.

Nawet jeszcze mniejsze barki np. 35—40-tonowe, mogą być zastosowane do wielkich transportów ładunków masowych, o ile w punkcie wyładunkowym drogi wodnej znajduje się port, zaopatrzony w dźwig hydrauliczny, który całą barkę podnosi z wody i wyrzuca ładunek (węgiel, zboże, itd.) wprost do ładowni statku morskiego lub do wagonów kolejowych albo do bunkrów, urządzonych na nabrzeżu portowym. Z takich barek 35—40-tonowych formuje się pociągi, składające się z 25—30 jednostek, ciągnięte odpowiednim holownikiem.

Oczywiście, barki 35—40-tonowe mogą znaleźć zastosowanie nie tylko na drodze wodnej o małej głębokości, lecz mogą konkurować z większymi jednostkami na głębszej drodze wodnej w przypadku, gdy mamy do dyspozycji dźwig do szybkiego podnoszenia załadowanej barki z wody; moglibyśmy nazwać taki dźwig mianem „wywrotnicy barek” analogicznie do nazwy znanych wywrotnic wagonów (kiprów).

Zważywszy, że:

- znaczna część naszej sieci dróg wodnych posiada — jak wspomniano wyżej — małe głębokości, niedostępne dla większych jednostek taboru,
- nawet o ile rozbudujemy naszą sieć dróg wodnych — wzorem Związku Radzieckiego — to i wówczas jeszcze na okres dziesiątków lat pozostanie znaczna ilość km dróg wodnych, niedostępnych dla większych jednostek taboru;
- również na drogach wodnych o większej głębokości toru można stosować małe jednostki taboru, z warunkiem posiadania wywrotnicy barek w odpowiednich portach; przychodzimy do wniosku, że szczegółowe opracowanie wyśniętej koncepcji jest pożądane.

Należy podkreślić, że oprócz taboru transportowego, wchodzi w rachubę także tabor roboczy o małym zanurzeniu, a więc przede wszystkim pogłębiarki ssąco-łoczące czyli refulery. Zastosowanie takich refulerów o małym za-

nurzeniu miałyby ogromne znaczenie przy robotach na nasyżonych drogach wodnych, dla wykonania basenów portowych, przekopów itd.¹⁾

Niektóre stocznie zagraniczne (holenderskie, niemieckie) już przed wojną budowały takie refuletry według własnych, wypróbowanych w praktyce typów. W 1939 r. autor niniejszego brał udział w zamawianiu takiego małego refulera w pewnej firmie w Lubece, dla prowadzonych wówczas robót na Warcie w Poznaniu. Miała to być prawie dosłownie „kieszonkowa” pogłębiarka, o wiele mniejszym zanurzeniu, niż znane u nas typy, o małych rozmiarach kadłuba, a po wymontowaniu pewnych części mogła być podniesiona z wody dźwigiem średniej wielkości i załadowana na przyczepę samochodową (wzgl. ciągnikową), albo na platformę kolejową; mimo miniaturowych rozmiarów i małej wagi pogłę-

biarka ta, zaopatrzona w silnik spalinowy, zdolna była refulować mieszanke gruntu — wodną na piywakach, na odległość ok. 200 m. Gdybyśmy obecnie posiadali taką pogłębiarkę i wykorzystali ją jako prototyp, droga do krajowej produkcji ich byłaby otwarta.

W wydawnictwie PWT inż. A. Riedla „Drogi wodne w Planie 6-letnim” czytamy, że specjalny nacisk położony zostanie na typizację taboru wodnego; otóż jestem zdania, że przy pracy nad wyżej wymienioną typizacją należy odrzucić dogmatyczne twierdzenia i w drodze wnikliwej, fachowej krytyki rozważyć wszelkie możliwe koncepcje, jedną z takich koncepcji jest tabor transportowy i roboczy o małym zanurzeniu, który może spełnić określoną rolę obok jednostek o dużym tonażu, na istniejących oraz na rozbudowanych drogach wodnych.

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

OBLICZENIE FILTRACJI WODY Z KANAŁU DO GRUNTU METODĄ ANALOGII HYDRAULICZNYCH

Przy projektowaniu kanałów niezmiernie ważne jest możliwie dokładne obliczenie mogących powstać w kanale strat wody, wskutek jej filtracji (prześiakiwania) do warstw przepuszczalnych (wodonośnych) gruntu, oraz dokładne określenie kształtu powierzchni zwierciadła przenikającego na boki kanału potoku filtracyjnego.

Ponieważ rozwiązanie takiego zadania na drodze wyliczeń analitycznych jest bardzo trudne i zawile oraz mało dostępne dla wykorzystania praktycznego, a nawet mogące okazać się błędne, przeto praktyczniej będzie w tym celu korzystać z innych metod obliczeń przybliżonych, jak np. modelowania lub analogii hydraulicznych.

* * *

W zeszycie 1/53 „Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo”, kandydat nauk technicznych T. S. Karanfiłow, w artykule pod wyżej podanym tytułem, opisuje wyniki przeprowadzonych przez niego, dla projektu Głównego kanału Turkmęńskiego, badań w laboratorium analogii hydraulicznych Wszechzwiązkowego Instytutu Naukowo-Badawczego przy Ministerstwie Dróg Komunikacyjnych. Doświadczenia były przeprowadzone na specjalnym przyrządzie, tzw. „integratorze hydraulicznym”, skonstruowanym przez prof. W. S. Łukjanowa.

Przy napełnianiu kanału, dopóki woda filtrująca nie dosięgnie warstwy nieprzepuszczalnej (wodoszczelnej) gruntu, względnie wyżej położonego zwierciadła wód gruntowych, filtracja odbywa się grawitacyjnie tylko w kierunku pionowym, po czym dopiero po zetknięciu się z warstwą tamującą dalszą filtrację włąbną, woda filtrująca zaczyna rozpylić się również na boki w kierunku poziomym. Szybkości filtracji jednak w obu kierunkach, pionowym i poziomym, są różne. Gdy po pewnym, stosunkowo krótkim czasie filtracja boczna (pozioma) przeniknie na odległość $r > 25H$ (gdzie H — wysokość w m poziomu wody w kanale nad zwierciadłem wód gruntowych wzgl. nad warstwą nieprzepuszczalną, w przypadku nieobecności wód gruntowych) — wtedy pionowe szybkości filtracji stają się niezmiernie małe w porównaniu z szybkościami rozpyliwania się bocznej (filtracji poziomej). Przy obliczeniach więc, filtrację pionową praktycznie można pominąć i zagadnienie filtracji ogólnej sprowadzić do zagadnienia filtracji jedynie w kierunku poziomym.

Wyobraźmy sobie teraz, że rozpatrujemy wycięty z terenu, prostopadłe do kierunku biegu kanału, pas ziemi o szerokości 1 m i głębokości H , tj. sięgającej warstwy nieprzepuszczalnej, względnie ($H + Hg$), w przypadku, gdy nad warstwą nieprzepuszczalną przepływa potok wód gruntowych o głębokości Hg . Długość zaś rozpatrywanego pasa ziemi (rozpatrujemy tu tylko jeden brzeg kanału) powinna

równać się odległości rozpyliwania się bocznej filtrującej z kanału wody, tj. rozciągać się od linii przecięcia się zw. wody w kanale z powierzchnią skarpy brzegowej do punktu przecięcia się krzywej depresji z warstwą nieprzepuszczalną, względnie, w przypadku obecności wód gruntowych, do punktu, w którym krzywa depresji zbliża się do zwierciadła wody gruntowej na odległość $\Delta H + 0,04 H$. Na podstawie doświadczeń, odległość zasięgu bocznej wody filtrującej w kierunku poziomym wynosi $r > 25 H$.

Wyobraźmy sobie dalej, że wycięty pas ziemi poprzecinamy w równych od siebie odstępach e płaszczyznami pionowymi. Otrzymamy wtedy n (w praktyce około 20 sztuk) elementarnych słupków pionowych ziemi, o jednakowym przekroju poprzecznym ($1 \times e$) (m^2). Jeżeli teraz, oczywiście w odpowiedniej skali, zbudujemy w laboratorium hydrotechnicznym przyrząd, w którym elementarne słupki pionowe ziemi, o przekroju poprzecznym e (m^2) w naturze, zastąpimy naczyniami zasadniczymi w formie np. rurek szklanych o przekroju wewnętrznym w (cm^2), rozstawionych w odległości e (cm) oraz przed szeregiem tych naczyń (około 20 sztuk) dostawimy jeszcze jedno naczynie zasadnicze, w którym będziemy podtrzymywali przy pomocy zasilania ze specjalnego zbiornika oraz przelewu stały poziom wody, odpowiadający poziomowi zw. wody w kanale i następnie wszystkie naczynia zasadnicze połączymy kolejno od dołu specjalnymi rurkami oporowymi, tzw. elementami oporu hydraulicznego, odpowiednio dobranymi dla danego przyrządu, to taki przyrząd uzbrojony w odpowiednią armaturę (krany itp.), zbudowany wg pomysłu prof. W. S. Łukjanowa, nazywa się integratorem hydraulicznym.

Elementy oporu hydraulicznego w integratorze $\sim \text{min/cm}^2$ możemy dowolnie zmieniać w pewnych określonych granicach. Elementy te są odpowiednikami oporu hydraulicznego gruntu i rozchodu wody oraz różnic naporów w sąsiednich elementarnych słupkach pionowych w terenie, naporów niezbędnych dla przepuszczenia jednostkowego rozchodu wody przez jednostkę płaszczyzny, wyrażonego w R doba/m^2 . Przy ostatnim naczyniu zasadniczym umieszczony jest u dołu przelew dla swobodnego odpływu wody w końcowym punkcie zasięgu krzywej depresji.

Na tak skonstruowanym integratorze, średnim poziomom wody filtrującej w kierunku poziomym, w elementarnych słupkach pionowych w terenie, odpowiadać będą poziomy wód w odpowiednich naczyniach zasadniczych przyrządu. Linia krzywa łącząca poziomy wód w integratorze będzie odpowiednikiem krzywej depresji w terenie.

Integrator hydrauliczny będzie więc jak gdyby modelem odcinka przewodu o stałej średnicy (rurki oporowej), w którym linia ciśnień dla przepływającej cieczy rzeczywistej ułoży się z pewnym spadkiem, gdyż część ciśnienia zostanie stracona na pokonanie oporów hydraulicznych (oporów w ruchu). Szereg zaś pionowych naczyń zasadniczych odgrywa rolę piezometrów, w których zwierciadła wody ułożą się na wysokościach odpowiadających ciśnieniom w odpowiednich punktach przewodu i dadzą nam wyraźny obraz linii ciśnień (krzywej spadku depresji).

Dalej oznaczamy:

k — współczynnik filtracji gruntu w m na dobę
 Q — rozchód wody w $m^3/\text{dobę}/1$ mb brzegu kanału,

¹⁾ Oprócz robót pogłębiarskich i refulerowych dla komunikacji wodnej coraz częściej zachodzi potrzeba wykonywania takich robót dla celów gospodarki wodnej przemysłowej, komunalnej, czy też rolniczej (przyp. Red.).

Z — czas rozplywania się wody w terenie w dobach,
 W — stratę wody w kanale na skutek filtracji w czasie Z w m^3/l mb brzegu,
 μ — niedosyt wilgotności gruntu, liczbowo równy objętości wolnych przestrzeni międzycząsteczkowych w jednostce objętości gruntu (częście jednostki),
 C — ogólny niedosyt wilgotności elementarnego słupka pionowego w terenie o przekroju e (m^2) i o wysokości równej jednostce (lub części),
 oraz dalsze odpowiedniki na integratorze przez:
 h — napór w cm,
 h_g — głębokość wód gruntowych w cm,
 z — czas trwania badanego procesu na integratorze w min.

Rozwiązanie zadania metodą analogii hydraulicznych sprowadza się do tego, że po określeniu na integratorze czasu trwania badanego procesu z , przeliczamy go na odpowiedni czas Z w terenie. Przeliczenie to przeprowadza się na podstawie skali czasu, tj.

$$m = \frac{Z}{z} = \frac{C_n \cdot R_n}{w \cdot \rho_n} \quad [1]$$

gdzie wartość ogólnego oporu hydraulicznego gruntu dla VI słupka elementarnego w naturze wyraża się wzorem:

$$R_n = \frac{e}{[(H + H_g) + (n - 0,5) \Delta H]} h \quad [2]$$

i analogicznie dla ρ_n na integratorze:

$$\rho_n = \frac{e'}{(h + h_g) + (n - 0,5) \Delta h} \quad [3]$$

gdzie e' jest to odległość w cm między osiami naczyń zasadniczych na integratorze.

Ogólny niedosyt wilgotności n -tego słupka elementarnego w naturze będzie:

$$C_n = \mu \cdot I \cdot e \quad [4]$$

gdzie:

$$e = \frac{r}{n - 0,5} \quad [5]$$

Przyjmując dalej, że pochylenie warstwy nieprzepuszczalnej lub zw. wód gruntowych jest i , wtedy

$$(n - 0,5) \Delta H = ir \quad [6]$$

Podstawiając do wzoru [1] wartości dla R_n , ρ_n i C_n oraz biorąc pod uwagę wyrażenia [5], [6], [7] i [8], otrzymujemy:

$$Z = \alpha \frac{r^2}{(H + H_g + ir) h} \quad [9]$$

$$\alpha = \frac{h [1 + (n - 0,5) \delta + a]}{e' w} \cdot \frac{z}{(n - 0,5)^2} \quad [10]$$

W przypadku nieobecności wód gruntowych we wzorze [10] zamiast $(n - 0,5)$ będzie tylko n .

W ten sposób otrzymany wzór [9] pozwala określać czas Z rozplywania się na boki wód filtrujących w naturze, przy dowolnych parametrach, wchodzących w skład wzoru.

Wartość zaś współczynnika α określa się ze wzoru [10] jedynie na podstawie określonego czasu z na integratorze oraz przyjętych dla rozpatrywanego zadania wartości pozostałych wielkości przyrządu.

W podobny sposób można określić na integratorze również rozchód wody q (cm^3/min) pod ciśnieniem h (cm) i przez analogię hydrauliczną wyliczyć Q ($m^3/dobę$) przy wysokości naporu H_m w naturze.

Dalej autor artykułu przytacza kilka konkretnych przykładów przeprowadzonych na integratorze doświadczeń. Artykuł ilustrowany jest prócz tego rysunkami i schematami.

Inż. Zenon Zapalski
 („Gidrotiechnicheskoe Stroitelstwo“ nr 1/53)

O WSPÓŁCZYNNIKU PRZEPŁYWU PRZEZ IDEALNY PRZELEW O SZEROKIEJ KORONIE

Badania próbne przepływu wody przez przelew o szerokiej koronie wykazały błędność hipotezy zasadniczej, tzw. teorii energetycznej przelewu, o ustaleniu się na końcu ko-

rony tego przelewu głębokości krytycznej, z minimum energii właściwej przekroju. Potwierdzają to również badania teoretyczne wykazujące, że hipoteza ta sprzeciwia się prawu przetwarzania się i zachowania (niezniszczalności energii).

Obecnie wielu już fachowców twierdzi, że dotychczasowa teoria energetyczna przelewu jest błędna i wymaga gruntownego przeanalizowania. Sprawdzeniu wobec tego muszą ulec wszystkie dotychczasowe wnioski, uważane jako oczywiste i bezbłędne. W pierwszym zaś rzędzie będzie to dotyczyło rozpowszechnionego twierdzenia, że wielkość współczynnika przepływu przez idealny przelew powinna wynosić $m = 0,385$.

W dalszym ciągu artykułu autor opisuje wyniki przeprowadzonych badań nad przepływem wody na modelu, przedstawiającym potok wraz z przelewem. Dla uproszczenia obliczeń przyjęto, że model łożyska potoku i przelewu ma przekroje prostokątne, przy czym powierzchnia szerokiej korony idealnego przelewu niezatapionego jest pozioma.

Przepływ przez omawiany przelew niezatapiony, tj. taki, przy którym poziom wody dolnej (na odpływie) jest tak niski, że nie wywiera wpływu na wydajność tego przelewu, charakteryzuje się dwoma spadami zwierciadła wody, przy czym jeden spadek koncentruje się przy wejściu na przelew, drugi zaś na końcu przelewu.

Oznaczając przez:

H_n — głębokość wody w potoku przed przelewem,

h — głębokość wody na przelewie,

q — przepływ jednostkowy w potoku i na przelewie, możemy napisać, że w przekroju kanału (przed przelewem) przy ustalonym ruchu jednostajnym wody średnia właściwa (dla danego przekroju) energia potoku (wzniesienie linii ciśnienia), w odniesieniu do poziomu przechodzącego przez koronę przelewu, wyrazi się wzorem:

$$E_o = H_n + \frac{q^2}{2g H_n^3}$$

— w przekroju zaś na przelewie, gdzie przepływ jest niejednostajny, średnia właściwa energia wyrazi się wzorem:

$$E_p = h + \frac{q^2}{2gh^2}$$

Wbrew jednak prawu o zachowaniu energii okazuje się, że nie zawsze E_o będzie równe E_p , jak np. w danym przypadku, gdzie $E_p < E_o$. Nierówność ta jednak jest tylko pozorną, gdyż do E_p należy dodać występującą tu jeszcze „właściwą (dla danego przekroju) energię napięcia“ (udzielana energii naprężenia), wyrażająca się wzorem:

$$E_n = E_o - E_p = E_o - \left(h + \frac{q^2}{2gh^2} \right)$$

Przyjmując właściwą energię napięcia za pewien rodzaj energii potencjalnej, możemy również napisać, że na przelewie energia potencjalna E_p będzie równać się nie głębokości h , lecz sumie $h + E_n$, czyli że:

$$E_p = h + E_n = h + (E_o - E_p)$$

Prawo o niezniszczalności energii zostało więc zachowane.

Nie przytaczając dalszych wyliczeń podanych w artykule, podajemy końcowy ich wynik, a mianowicie, że współczynnik przepływu przez idealny przelew o szerokiej koronie nie jest wielkością stałą i równą $m = 0,385$, lecz zależną od wartości maksymalnej, właściwej dla danego przekroju, energii potencjalnej.

Współczynnik ten wyraża się również wzorem

$$m = \frac{q}{E_o \sqrt{2g E_o}}$$

z którego widać, że nie jest on zależny od strat energii na przelewie.

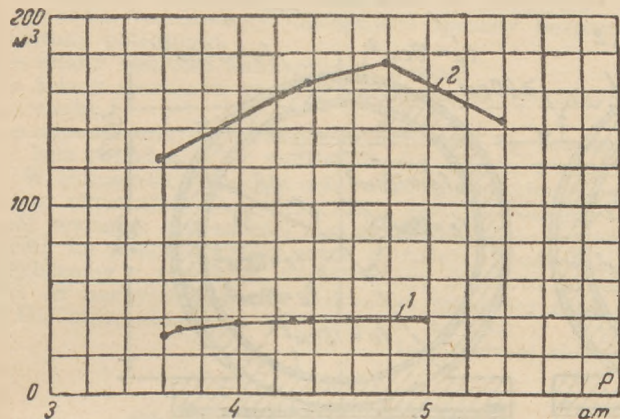
Artykuł ilustrowany jest dwoma rysunkami: przekrojem podłużnym modelu potoku wraz z przelewem oraz wykresem, obrazującym graficznie wielkości występujących w łożysku potoku i na przelewie właściwym energii.

(„Gidrotiechnicheskoe Stroitelstwo“ nr 1/53)

Inż. Zenon Zapalski

O OBSŁUDZE STUDNI ARTEZYJSKIEJ

W jednym z zakładów metalurgicznych ZSRR dla zaopatrzenia produkcji oraz ludności przyległego miasta w wodę, zostały zbudowane dwie studnie artezyjskie. Głębokość otworu I — 140 m, średnica rury wodnej — 12,5 mm, średnica rury powietrznej — 32 mm, wydajność wody 40 m³/godz., przy ciśnieniu statycznym 23 m i dynamicznym 30 m. Otwór II — głębokość 180 m, średnica rury wodnej — 150 mm i powietrznej — 66 mm, wydajność wody 180 m³/godz., przy statycznym ciśnieniu 45 m i dynamicznym 53 mm.

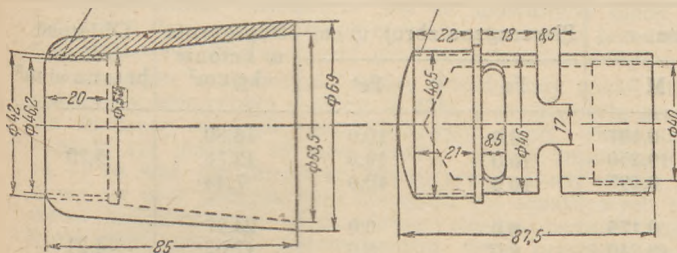


Rys. 1.

Ponieważ zw. wody w studniach artezyjskich znajdowało się na poziomie 42 m poniżej powierzchni ziemi, to wydobycie wody było dokonywane przy pomocy sprężonego powietrza, podawanego pod ciśnieniem 4,6 atm., do mieszadła poniżej poziomu dynamicznego wody na 21 m.

Wymienione studnie artezyjskie, od początku ich eksploatacji pracowały bez przerw i bez oczyszczania, w rezultacie odbiór wody ze studni artezyjskich obniżył się gwałtownie. Odpowiednie próby wykazały, że studnia I zamiast 40 m³/godz., przy pierwotnej pracy, daje jedynie 20 m³/godz.; studnia II zamiast 180 m³/godz. — 110 m³/godz. przy tym samym ciśnieniu powietrza. Jednocześnie zostało stwierdzone, że powody zmniejszenia wydajności studzien są następujące:

- zmniejszenie przekroju w świetle rur wodnych do 30–35% z powodu dużego osadu zawierającego Fe, Ca, Si,
- obniżenie ciśnienia powietrza,
- forma głowicy rury powietrznej.



Rys. 2. Kończówka nr 1.

Dla powiększenia wydajności wody ze studni artezyjskich zostało dokonane oczyszczenie rur wodnych. Dla zdjęcia osadu ze ścianek rur wodnych studni, wykonano dwa noże, zamocowane w specjalnym uchwycie, znajdujące się pod parciem sprężyny i nastawiane na dowolną rozpiętość. W danym przypadku noże zostały nastawione na odstęp 2 mm od wewnętrznej ścianki rury wodnej. Po usunięciu rury powietrznej rura wodna została oczyszczona na długości 63 m, tj. na długości odpowiadającej zakresowi działania emulsji powietrzno-wodnej sprzyjającej tworzeniu się osadu kamienia. Oczyszczenie zostało przeprowadzone w ciągu dwu dni, po czym wydajność studni II podniosła się ze 110 m³/godz. do 175 m³/godz., a w studni I z 20 do 39 m³/godz. Jednocześnie rozchód energii elektrycznej na 1 m³ wody obniżył się z 2,34 do 1,56 kWh.

Dla ustalenia bardziej ekonomicznej obsługi studni dokonano szeregu prób przy różnych ciśnieniach powietrza, przy czym zostało ustalone, że największą wydajność dla studni I osiąga się przy ciśnieniu powietrza 5 atm, a dla studni II — 4,8 atm. Jednocześnie dokonano wypróbowania różnych nasadek końcowych rury powietrznej, przy jednym i tym samym ciśnieniu powietrza. Najlepszą wydajność osiągnięto przy zastosowaniu końcówki Nr 1 (rys. 2).

Specjalną uwagę należy poświęcić badaniu jakości wody kierowanej do użytkowników, ponieważ w poszczególnych punktach sieci wodociągowej analizy bakteriologiczne różniły się zasadniczo między sobą.

Wnioski

- Rury wodne studni artezyjskiej, pracujące przy pomocy sprężonego powietrza, wymagają okresowego czyszczenia raz na 5 lat a rury powietrzne raz na rok.
- W celu uzyskania bardziej ekonomicznej pracy należy utrzymywać trwałe ciśnienie powietrza, ustalone drogą prób.
- Konieczne jest codzienne badanie chemiczne i bakteriologiczne wody uzyskiwanej ze studni artezyjskiej. W tym celu należy założyć przy każdej instalacji punkt kontroli dla dokonywania analiz.

(„Promyslenaja Energetika“ Nr 3/51).

Inż. Feliks Bobrowski

POWSTAWIANIE RYS W OBLICOWANIU SZTOLNI I RUROCIĄGÓW ŻELBETOWYCH PRACUJĄCYCH BEZ CIŚNIENIA

Jednymi z ważniejszych i kosztownych elementów z zakresu budownictwa wodno-energetycznego są — jak wiadomo — sztolnie i rurociągi doprowadzające.

Analizując warunki budowy tych konstrukcji, można zauważyć, że podstawowym obciążeniem przy budowie sztolni jest ciśnienie górne, a dla rurociągów obciążenie od zasypu. Przy większych wymiarach przekroju poprzecznego znaczną rolę mogą odegrać również obciążenia od wagi własnej oraz od wody nie poddanej ciśnieniu.

Aktywne lub biernie ciśnienie ziemi w połączeniu z podanymi wyżej obciążeniami oddziałuje na konstrukcję i zmniejsza jej przekrój. Przy obciążeniach symetrycznych w stosunku do pionowej średnicy tych budowí najbardziej niebezpiecznymi okazują się przekroje w zworniku i w podstawie, gdy zbiegają się z tą średnicą.

Wiadomo, że wspomniane przekroje podlegają największym rozciąganiom w warstwach wewnętrznych. W odróżnieniu od przekroju po pionowej średnicy, przekroje zbiegające się z poziomą średnicą podlegają ściskaniu mimośrodowemu i są mniej niebezpieczne, ponieważ powstawania rys w tych przekrojach należy oczekiwać na zewnętrznej powierzchni obudowy.

Przy projektowaniu sztolni i rurociągów wymiary obudowy ustala się z zasady według rzeczywistych naprężeń w badanych przekrojach. Sztolnie oraz rurociągi pracujące bez ciśnienia posiadają największy przepływ w przypadku gdy nie są całkowicie napełnione. Wysokość niezatopionego odcinka w tym przypadku zbliża się do 0,15 r_w. Krańcowe napełnienie sztolni i rurociągów pracujących bez ciśnienia jest niedopuszczalne, ponieważ wywołuje zakorkowanie powietrza w zworniku i jako skutek tego — hydrauliczne wstrząsy.

W celu uniknięcia tego rodzaju zjawiska, poziom wody, odpowiadający normalnej zdolności przepustowej w tych budowlach, ustala się równy przykładowo 1,70 r_w.

Zgodnie z powyższym, zwornik pozostaje niezależny i pod względem filtracji nie przedstawia żadnego niebezpieczeństwa. Wobec tego sprawdzenie tegoż na powstawanie rys jest zbędne.

Uwzględniając warunki pracy przekrojów zbiegających z poziomą średnicą obudowy, kwestia konieczności sprawdzenia ich na powstawanie rys może być wątpliwa o tyle, o ile wewnętrzna powierzchnia w tych przekrojach nie odciąża naprężeń rozciągających.

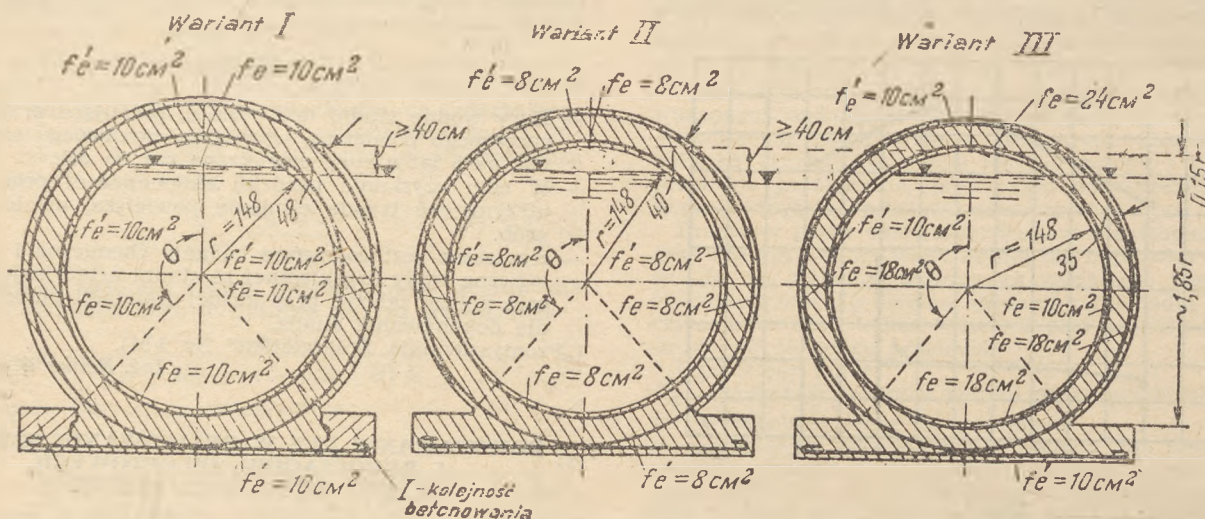
W odróżnieniu od rozpatrzonych wyżej przekrojów obudowy, przekrój fundamentów sztolni i rurociągów o pionowej średnicy, pracujących bez ciśnienia, stosownie do warunków ich pracy wymaga bezwzględnie sprawdzenia na po-

wstawanie rys. Mogą być wprowadzone wypowiedziane obawy pod względem możliwości korozji stali, przy tworzeniu się rys w przekrojach, które nie wymagają sprawdzenia na powstanie rys. Jednakże długoletnia eksploatacja wykazała nieistotność tych obaw, z uwagi na to, że zbrojenie podczas betonowania pokrywa się warstwą mleka cementowego, uniemożliwiającego korozję.

W celu zmniejszenia filtracyjnych strat należy żelazobetonową powierzchnię pokrywać bitumina lub innym środkiem izolacyjnym.

W wariancie III, w miejscach tworzenia się rys, obserwujemy gwałtowne zwiększenie przekroju zbrojenia przy jednoczesnym znacznym zmniejszeniu grubości betonu. Powiększenie przekroju stali w tych miejscach osiąga się przy pomocy dodatkowych wkładek wygiętych prętów. Naprężenie w betonie przekroju zwrownika w tym wariancie znacznie przewyższa granicę mocy betonu, odpowiadającą znaczeniu współczynnika $K = 1$, tj. $33,17 > 26 \text{ kg/cm}^2$.

Napężenie w betonie w przekroju poziomej średnicy w granicach wytrzymałości przy $K = 1$, tj. $25,40 < 26 \text{ kg/cm}^2$.



Rys. 1.

Zbrojenie, znajdujące się w przekroju zwornika sztolni i rurociągów wodnych pracujących bez ciśnienia, nie odczuwa bezpośredniego działania wody filtracyjnej i podlega jedynie wpływowi pary wodnej. Tymczasem jeżeli zaniechać sprawdzenia tego przekroju na powstawanie rys, co należy uznać za całkowicie możliwe, to można osiągnąć znaczne zmniejszenie grubości przekroju ścianki, a tym samym znaczną oszczędność na betonie. Oszczędność ta daje się najbardziej odczuć przy dopuszczeniu tworzenia się rys również na zewnętrznych powierzchniach w przekrojach po osi poziomej.

W celu uoacznienia oszczędnościowego efektu uzyskane-
go na podstawie przytoczonych rozważań podajemy przy-
kład obliczania statycznego rurociągu pracującego bez ciś-
nienia w 3 wariantach (rys 1).

Oszczędność w objętości betonu w II wariancie w porównaniu z I jest 20%. Oszczędność w objętości betonu w II wariancie w porównaniu z I wynosi 29%.

Wnioski

- W normalnych warunkach eksploatacji przekrój zwornika sztolni i rurociągów wodnych pracujących bez ciśnienia nie podlega zwilżeniu, co pozwala odstąpić od konieczności sprawdzenia tego przekroju na możliwość powstawania rys.
- Należy uznać za wskazane przeprowadzenie specjalnych badań dla ustalenia możliwości dopuszczenia powstania rys na zewnętrznej powierzchni obudowy, w przekrojach zbiegających się z poziomą osią konstrukcji.
- Zgodnie z rezultatami obliczeń porównawczych przy dopuszczeniu powstawania rys jedynie w zworniku.

Tablica I

Wariant	Przekroje	Grubość cm	Obliczeniowe		Płaszczyzna zbroj, w cm ²		Napężenia w betonie kg/cm ²	Objętość żelazo- betonu w m ²
			M	M	Fe	Fe'		
I	Zwornik przy średnicy poziomej w podstawie	48	8,040	0,197	10,0	10,0	18,80	5,20
		48	— 8,140	— 19,250	10,0	10,0	12,78	
		48	3,202	— 0,197	10,0	10,0	7,44	
II	Zwornik przy średnicy poziomej w podstawie	40	7,444	0,175	8,0	8,0	24,97	4,21
		40	— 7,520	— 18,240	8,0	8,0	17,62	
		40	2,946	— 0,175	8,0	8,0	9,70	
III	Zwornik przy średnicy poziomej w podstawie	35	7,175	0,160	24,0	10,0	33,17	3,68
		35	— 7,241	— 17,680	10,0	24,0	25,40	
		35	2,700	— 0,160	24,0	10,0	12,00	

Wariant I. We wszystkich niebezpiecznych przekro-
żach naprężenie w betonie dopuszczalne w granicach normy.

Wariant II. W przekrojach żwornika dopuszcza się utworzenie rys; napężenie w betonie w przekroju przy poziomej średnicy i przez fundament dopuszczalne w granicach normy.

Wariant III. W przekroju zwornika i przy poziomej średnicy dopuszcza się tworzenie rys; naprężenie w betonie w podstawie w granicach dopuszczalnych norm.

Rezultaty osiągniętych wyliczeń według wszystkich wariantów zestawione są w tabelicy I.

oszczędność betonu wyniesie 20%. Przy dopuszczeniu rys również w przekroju poziomej średnicy oszczędność na betonie okazuje się równą 29% w porównaniu ze sztolniami i rurociągami wodnymi pracującymi bez ciśnienia, obliczonymi w zwykły sposób.

- Przy projektowaniu konstrukcji z uwzględnieniem wyżej wymienionych rozważań, w przekrojach dopuszczających powstawanie rys — należy ustalić ściśle obliczeniowe granice wytrzymałości betonu.

(„Gidrotechničeskoje Stroitelstwo“ nr 8/51)

Inż. Feliks Bobrowski

WALKA ZE ŚNIEŻNYMI LAWINAMI W GORSKIM BUDOWNICTWIE WODNYM

Na tworzenie się lawin wpływa ukształtowanie terenu i wielkość opadu śnieżnego. Szybkość zsuwu dochodzi do 180 km/godz, co powoduje tworzenie się przed lawiną niszczącej fali powietrznej. Stosujemy następujące środki zabezpieczające:

- płoty na skłonach nawietrzonych, co uniemożliwia wiatrowi przenoszenie śniegu na skłony odwietrzne,
- unieruchomienie pokrywy śnieżnej,
- sztuczne, wcześniejsze strącanie mas śnieżnych.

Ponadto rozróżniamy następujące sposoby bezpośredniej ochrony obiektów:

- ściany oporowe zatrzymujące lawinę,
- ściany kierujące, odchylające lawinę w pożądanym kierunku,
- odpowiednie usytuowanie obiektu tak, by lawina przeszła ponad nim lub poniżej (dachy, tunele, wiadukty).

W obliczeniach budowli ochronnych posługujemy się wzorami określającymi: dopuszczalną grubość pokrywy śnieżnej, warunek stateczności mas śnieżnych, siłę uderzenia lawiny na ścianę oporową wzgl. kierującą. Prędkość lawiny wyliczamy z równania, określającego prędkość w zależności od nachylenia zbocza i długości przebytej drogi.

(„Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo“ nr 4/53)

Inż. Andrzej Machalski

STATKI NA MAŁYCH RZEKACH

Wobec nieznacznych głębokości przeważających na wielu mniejszych naszych rzekach, a szczególnie wobec pojawiających się na nich w czasie letniej posuchy licznych i rozległych mielizn, nie wyłączając również odcinka Wisły, i to poczynając już od samej Warszawy w górę rzeki, a nawet i niżej, żegluga staje się zbyt utrudniona i wreszcie zostaje przerwana nieraz na dłuższy okres czasu.

Niezmiernie aktualny przeto temat poruszony został przez inż. E. P. Worypójewa i inż. W. N. Sobolew w artykule umieszczonym w nr 2/53 czasopisma „Riecznoj Transport“, w którym podany został opis zaprojektowanego i zbudowanego w 1948 r. w ZSRR statku holowniczego z napędem własnym, przeznaczonego do eksploatacji na rzekach o małych głębokościach.

Charakterystyczne wymiary i cechy omawianego statku są następujące: długość całkowita — 14 m, szerokość największa — 3,1 m, wysokość burty — 0,9 m, współczynnik pełnotliwości — 0,92, zanurzenie bezładunkowe — 0,20 m, zanurzenie z ładunkiem pełnym — 0,28 m, wyporność — 9,0 ton. Stateczność dobra.

Kadłub statku zbudowany jest ze spawanych blach żelaznych 3 mm grubości, przy czym wewnątrz jego przedzielone jest trzema poprzecznymi grodziami wodoszczelnymi.

Do napędu w prototypie statku wbudowany został silnik spalinowy benzynowy o mocy 30 KM, z możliwością przejścia do pracy na gazie generatorowym. Przy eksploatacji okazało się jednak, że moc silnika można zmniejszyć do 18 — 20 KM, nie obniżając efektu pracy. Ruch statku odbywa się przy pomocy dwu bocznych kół łopatkowych oraz dwu, umieszczonych obok siebie, sterów podwieszonych, które podnoszą się automatycznie przy przejściu statku przez mieliznę.

Oprócz zwykłej ramy holowniczej z hakiem, na dziobie i rufie statku znajdują się specjalnie poszerzone platformy z klamrami-spinaczami, pozwalającymi na sztywne połączenie statku z holowanym, przy pomocy popychania, pontonem o nośności 18 — 20 ton.

Na pokładzie znajduje się budka sternicza oraz nadbudówka drewniana nad pomieszczeniem mieszkalnym dla załogi i żelazna nad maszynownią. Wysokość nadbudówek nad pokładem wynosi 0,85 m.

Załoga składa się z trzech osób: sternika, motorowego i majtki.

Do wyposażenia statku należy: kotwica 60 kg oraz do wyciągania jej z wody dźwigarka ręczna, pompa ręczna o wydajności 1,5 m³/godz. do odlewania wody ze statku oraz piecyki żelazne do ogrzewania pomieszczeń. Mała prądnicą 6 W, napędzana za pomocą przekładni od silnika stat-

ku, dostarcza prądu elektrycznego do oświetlenia, sygnalizacji świetlnej oraz do uruchomienia syreny. Oczywiście niezbędny jest również niewielki akumulator w czasie postoju statku. Wentylacja pomieszczeń naturalna, tj. przy pomocy iluminatorów i drzwi.

Możliwość zainstalowania dźwigarki mechanicznej z napędem od silnika statku, nie powodująca zmian konstrukcyjnych w samej dźwigarce, pozwala na wykorzystanie tego kombinatu — urządzenia, nie tylko do prac zasadniczych związanych z holowaniem, lecz również do wielu jeszcze innych robót pomocniczych. Przy pomocy zatem dźwigarki mechanicznej, mającej na bębnie siłę uciagu równą 3 t, można będzie: ściągać statek z mielizny bez szkodliwych dla statku wstrząsów lub też podciągać obiekty pływające bez własnego napędu w górę rzeki, na odcinkach o zwiększonej szybkości nurtu. Statek taki użyty może być również: do oczyszczania nurtu z karczcy lub przy wyładunkach i naładunkach barek względnie wyciąganiu na brzeg lub ściągnięciu z brzegu na wodę materiału drzewnego.

Przytoczone zalety omawianego statku, jak:

- minimalne zanurzenie pozwalające na przejście statku na przemiałach,
- minimalne gabaryty w planie, pozwalające na swobodne manewrowanie w wąskich łóżykach rzek,
- prosta i lekka konstrukcja, pozwalająca na budowę tych statków na lokalnych mniejszych stocznich rzecznych,
- prosty i lekki silnik spalinowy z łatwo wymiennymi częściami zapasowymi,
- możliwość zastosowania silnika gazogeneratorowego, do pracy którego użyć można gaz wytwarzany na statku w osobnym zbiorniku, a zatem możliwość użycia drzewa, koksu lub innych paliw stałych, znajdujących się na miejscu pracy statku,

pozwalają sądzić o możliwościach jak największego ich zastosowania również i na naszych rzekach polskich.

(„Riecznoj Transport“ nr 2/53)

Inż. Zenon Zapalski

WPLYW METODY POPYCHANIA BAREK NA PRZYSPIESZENIE PRZEPUSZCZANIA POCIĄGÓW PRZEZ ŚLUZY

W artykule pod podanym tytułem, kand. nauk techn. Ł. P. Ławrynowicz pisze, że holowanie barek metodą popychania stosowane jest coraz więcej na drogach wodnych w ZSRR. Jest to zrozumiałe, gdyż metoda ta w porównaniu z holunkiem barek na linie ma szereg zalet przewyższających.

Przy popychaniu wzrasta przede wszystkim szybkość ruchu pociągu holowniczego, osiąga się prócz tego oszczędność paliwa oraz zwiększa się bezpieczeństwo jazdy.

Przy popychaniu barki holowane muszą być sztywno sprzęgnięte z holownikiem, tworząc w ten sposób zespół mający charakter jak gdyby jednego obiektu pływającego, z własnym napędem. Dlatego też, przy zatrzymywaniu się tego rodzaju pociągu holowniczego, holownik skutecznie hamuje również barki sztywno z nim związane.

Szybka jazda oraz skuteczne hamowanie pociągu holowniczego, prowadzonego metodą popychania, oczywiście przyspieszy wejście tego pociągu do komory śluzy oraz skróci czas potrzebny na ustawienie i przygotowanie go do śluzowania, w porównaniu do czasu niezbędnego do tychże czynności z pociągiem na linie holowniczej.

Oszczędność czasu uzyskana przy śluzowaniu statku z własnym napędem w porównaniu z pociągiem holowanym na linie wynosi na kanale Wołga-Don 10 min., czyli 33% ogólnego czasu śluzowania. Takie same oszczędności czasu otrzymuje się na śluzie w Rybińsku i na kanale Białomorsko-Bałtyckim.

Oczywiście, że dla pociągów holowniczych popychanych ekonomia czasu przy śluzowaniu będzie nieco niższa niż dla pojedynczych statków z własnym napędem, jednakże w porównaniu z pociągiem na holu ekonomia czasu wyniesie 20 — 25%.

W ten sposób, przy popychaniu pociągów w porównaniu z holunkiem na linie, osiąga się nie tylko szybszą i tańszą dostawę ładunków towarowych, lecz zwiększa się również przelotność śluz.

(„Riecznoj Transport“ nr 2/53)

Inż. Zenon Zapalski

ROLA BADAŃ I POSZUKIWAŃ W KOMPLEKSOWEJ GOSPODARCE WODNEJ

(na marginesie książki „Badania wodne“ E. W. Bliźniaka, Moskwa 1952 r.)

Podręcznik powyższy rozpatruje metody badań kompleksowych rzek, jezior, zbiorników wodnych i błot, jak również prowadzenie wszelkiego rodzaju zdjęć i obserwacji sytuacyjnych, hydrometrycznych, meteorologicznych oraz prac geologicznych, hydrogeologicznych, geobotanicznych, gleboznawczych, hydrochemicznych i hydrobiologicznych. Oddzielnie rozpatrzone zostały metody badań i odcinków ujściowych rzek.

Oprócz opisu metod wykonywania prac polowych, podane zostały metody opracowań kameralnych i sporządzania sprawozdań. Podręcznik przeznaczony jest dla wydziałów geograficznych, hydrometeorologicznych i hydrotechnicznych wyższych szkół zawodowych. Może być również pomocny w badaniach hydrotechnicznych oraz w ekspedycjach geograficznych i innych.

Z uwagi na prowadzone w coraz szerszym zakresie studia wodne w związku z realizacją naszego planu gospodarczego i planami na najbliższą przyszłość, podręcznik Bliźniaka stanowi cenną pomoc dla prowadzących tego rodzaju prace.

Naszych czytelników zainteresują niechybnie te ustępy podręcznika, które dotyczą opisu robót składających się na wyczerpujące studia w ujęciu kompleksowym; jest to zagadnienie stosunkowo u nas mało znane.

* * *

Porównując zadania i charakter badań wodnych i lądowych autor podkreśla, że w olbrzymiej większości przypadków obiekty badań wodnych dane są przez samą przyrodę (rzeki, jeziora) i powinniśmy zająć się przede wszystkim studiowaniem i badaniem tych obiektów, natomiast w badaniach lądowych zachodzi potrzeba rozwiązywania nieco innych zadań, a mianowicie należy przede wszystkim poszukiwać i ustalać np. najważniejsze kierunki szlaku kolejowego lub drogowego między dwoma lub więcej punktami itp. Przy badaniach wodnych analogiczne roboty przeprowadza się jedynie przy poszukiwaniach kanałów żeglugi, melioracyjnych i in.; w tym przypadku zachodzi potrzeba ustalenia najważniejszego kierunku kanału.

W zależności od obiektów objętych badaniami mogą być ustalone następujące grupy badań: 1) rzeki, 2) jeziora, 3) zbiorniki wodne, 4) działy wodne, 5) błota, 6) lodowce, 7) wody podziemne, 8) morza, 9) kanały.

Rozmiar i dokładność badań związana jest ze stadiami projektowania lub mówiąc inaczej, każdemu stadium badań i poszukiwań powinno odpowiadać określone stadium badań i poszukiwań.

Znanym i stosowanym czterem stadiom projektowania 1) założenia techniczno-ekonomiczne, 2) projekt wstępny, 3) projekt techniczny, 4) rysunki robocze odpowiadają odpowiednie stadia badań wodnych:

1) badania i poszukiwania rekonesansowe poprzedzają opracowanie założeń techniczno-ekonomicznych;

2) badania i poszukiwania wstępne, zwane również ułatwionymi, poprzedzają opracowanie zagadnienia projektowego;

3) badania i poszukiwania szczegółowe, zwane ostatecznymi, poprzedzają opracowanie projektu technicznego; przeprowadza się je tylko dla zatwierdzonego wariantu projektu;

4) badania budowlane przeprowadza się dla opracowania rysunków roboczych; rozpatruje się je zwykle jako części robót budowlanych.

Zależnie od przeznaczenia projektowanych urządzeń, badania i poszukiwania wodne mogą być podzielone na: a) kompleksowe, z) wodno-energetyczne, e) wodno-transportowe, d) nawodniające, e) osuszające, f) portowe i inne.

Prócz omawianych wyżej zasadniczych grup badań wodnych, przeprowadza się szereg badań specjalnych, zależnie od potrzeb projektowych i postawionych zadań. Do nich należą badania geotechniczne, badania dla robót pogłębiarskich, badania nurtowe na specjalnie trudnych dla żeglugi odcinkach rzek, badania dla projektowania robót regulacyj-

nych, budowli brzegowych, przystani zimowisk dla statków, badania hydrograficzne jezior i odcinków ujściowych rzek, badania hydrograficzne zbiorników wodnych i wiele innych.

Wyliczone badania i roboty poszukiwawcze stanowią grupę tzw. badań i poszukiwań technicznych. Prócz nich, dla podbudowy projektu z ekonomicznego punktu widzenia przeprowadza się badania ekonomiczne.

W skład wszelkich robót badawczych wchodzi następujące kategorie:

- roboty badawcze, z podziałem na roboty kameralne przygotowawcze i organizacyjne,
- roboty polowe,
- końcowe roboty kameralne (opracowanie materiałów polowych),
- prócz tego często przeprowadza się specjalne roboty laboratoryjne.

W wyniku realizacji tych wszystkich robót otrzymuje się dokumenty sprawozdawcze, stanowiące podstawowy materiał dla projektowania.

Celem robót kameralnych przygotowawczych, jak to wynika z samej nazwy, jest zbadanie przed robotami polowymi wszystkich materiałów, dotyczących badanej rzeki, jeziora itp. Tutaj należą materiały geodezyjne, kartograficzne, hydrologiczne, geologiczne, geomorfologiczne i w ogóle wszystkie materiały, które mogą być wykorzystane przy badaniach, a następnie przy projektowaniu. Jednocześnie z pracami kameralnymi; sporządza się plan organizacji robót dalszych, opracowuje się programy, instrukcje, sporządza przedmiary, przygotowuje instrumenty itd.

Roboty polowe składają się z szeregu operacji przeprowadzanych na miejscu w polu (zdjęcia sytuacyjne, niwelacja, pomiary głębokości i in.).

Celem robót kameralnych końcowych jest opracowanie materiału dla robót projektowych.

Ponadto zwykle wykonuje się jeszcze roboty laboratoryjne, jak modelowe badanie zespołów budowlanych i poszczególnych budowli w laboratoriach hydrotechnicznych, specjalne analizy chemiczne, badania mechaniczne itp.

Zasadnicze roboty polowe obejmują:

- I. Rekonesans wstępny.
- II. Prace geodezyjne i topograficzne:
 - założenia sieci triangulacyjnej,
 - niwelacja reperów i poziom wód,
 - zdjęcia sytuacyjne.
- III. Pomiary głębokości. Trałowanie.
- IV. Pomiary hydrologiczne:
 - założenia punktów wodowskazowych i przeprowadzenie obserwacji wahań poziomów wód,
 - doprowadzenie robót polowych do ustalonego poziomu wód,
 - określenie szybkości i wielkości przepływów,
 - obserwacje nanosów (rumowiska rzeczne), zmian koryta,
 - określenie spadów i współczynnika szorstkości,
 - badania temperatur, zamarzania, stanu zimowego i okresu odmrażania rzeki,
 - obserwacje barwy i przezroczystości wody,
 - obserwacje nad falowaniem (na rzekach wielkich).
- V. Roboty geologiczne, geomorfologiczne, hydrogeologiczne i geotechniczne.
- VI. Badania zlewni rzek. Badania dopływów.
- VII. Badania gleboznawcze.
- VIII. Badania geobotaniczne.
- IX. Badania hydrochemiczne.
- X. Badania hydrobiologiczne (flora i fauna wód), a w szczególności ichtiologiczne (gospodarka rybna).
- XI. Roboty różne:
 - zbieranie wiadomości: kartograficznych, hydrologicznych, geologicznych, meteorologicznych, gleboznawczych, botanicznych, technicznych, o żegludze i spławie, o wykorzystaniu sił wodnych, melioracji, gospodarce rybnej itd.
- XII. Badania specjalne (zależnie od potrzeb projektu i postawionego zadania).

Wyliczone grupy robót nie zawsze wykonuje się według pełnego programu. W szczególności roboty wyliczone w punktach VII—X przy badaniu rzek jako dróg komunikacyjnych i źródeł energii hydroelektrycznej przeprowadza się według programów skróconych. Natomiast przy badaniach dla celów nawodnień lub osuszeń badania gleb i geobotaniczne zajmują pierwsze miejsce.

Skład wyżej wymienionych robót może w pewnych przypadkach, zależnie od celu badań i poszukiwań, ulec zmianie; jeżeli opracowuje się projekt techniczny polepszenia warunków żeglownych rzeki w stanie wolnym za pomocą robót pogłębiarskich i regulacji, to równocześnie ze szczegółowym i wszechstronnym zbadaniem koryta niżówkowego, redukcji ulegają szczegóły zdjęć zlewni rzeki i zakres robót geologicznych, geomorfologicznych i hydrogeologicznych, a badań głębokościowych, geobotanicznych, hydrochemicznych, hydrobiologicznych w ogóle się nie przeprowadza.

* * *

Szczególnie silny i nie mający precedensu nastąpił rozwój badań i poszukiwań wodnych w Związku Radzieckim. W myśl Stalinowskich planów pięcioletnich jeszcze przed

drugą wojną europejską zostały urzeczywistnione liczne olbrzymie budowle hydrotechniczne. Badania i poszukiwania stanowią początkowe ogniwo wszelkich przedsięwzięć zmierzających do wykorzystania zasobów wodnych: badania — projektowanie — eksploatacja. Ten związek badań i poszukiwań z budową, szczególnie jaskrawo wystąpił po Wielkiej Rewolucji Październikowej. Dzięki niebywałemu rozmachowi radzieckiego budownictwa hydrotechnicznego, nastąpił wielki rozwój badań i poszukiwań, które stały się wielką samodzielną gałęzią robót inżynierskich, związaną ściśle z przeobrażeniem naturalnych warunków geograficznych.

R.

Ś. p. Inż. Józef Iwaszkiewicz

W dniu 17 kwietnia br. zmarł w Łodzi inż. Józef Iwaszkiewicz, długoletni wykładowca miernictwa i melioracji rolnych na Uniwersytecie Stefana Batorego w Wilnie oraz w powojennym okresie w Wyższej Szkole Gospodarstwa Wiejskiego w Łodzi.

Urodzony w 1883 r. w ziemi słuśkiej, studia politechniczne kończy w Lwowie w 1907 r. jako inżynier mechanik. Wrodzone zainteresowania przyrodnicze skłaniają Go w kierunku melioracji rolnych, którym też oddaje całą swą wiedzę i zapał.

W latach 1908—1917 pracuje w Biurze Melioracyjnym, prowadzonym przez Turczynowicza, Ponikowskiego, Trojanowskiego i Ostrowskiego. W okresie pierwszej wojny pracuje społecznie w Polskim Towarzystwie Pomocy Ofiarom Wojny, jako kierownik Wydziału Oświaty tego Towarzystwa. Od 1919 do 1921 r. pracuje kolejno, jako starszy referent w Wydziale Melioracyjnym Ministerstwa Rolnictwa oraz jako asystent przy Katedrze Budownictwa i Melioracji Rolnych SGGW. Od 1924 r. do wybuchu wojny prowadzi wykłady i ćwiczenia z miernictwa i melioracji na Uniwersytecie Wileńskim oraz kieruje pracami Wileńskiego Oddziału Krajowego Towarzystwa Melioracyjnego. Jest też od 1932 r. kierownikiem i wykładowcą na Wydziale Melioracyjnym Państwowej Szkoły Technicznej w Wilnie.

Niezależnie od powyższych obowiązków bierze czynny udział w szerzeniu wiedzy melioracyjnej, przez stałe umie-

szczanie artykułów z tej dziedziny w szeregu czasopism rolniczych i technicznych. Miarą poziomu Jego zainteresowań i wkładu w tym zakresie jest stały udział w zjazdach o charakterze przyrodniczo-technicznym. Szczególnie żywo interesuje się stawiającym pierwsze samodzielne kroki łakarstwem. W 1939 r. zostaje zaproszony do Komisji Współpracy w Doświadczalnictwie.

W okresie powojennym włącza się w nurt odbudowującego się życia naukowego i technicznego Polski Wyzwolonej. Zostaje wykładowcą miernictwa i melioracji w Wyższej Szkole Gospodarstwa Wiejskiego w Łodzi oraz prowadzi wykłady w miejscowym Liceum Mierniczym. Interesuje się żywo zagadnieniami badawczymi, biorąc m. in. udział w opracowaniu podstaw praktycznego doświadczalnictwa w dolinie rz. Neru, jak i w dalszym jego przeprowadzaniu.

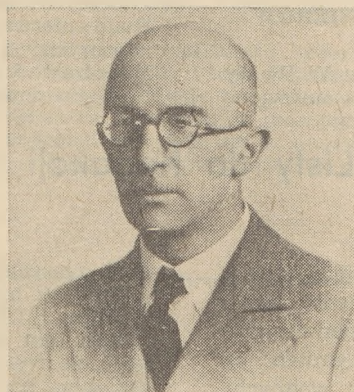
Jest też do ostatniej chwili pracowitego życia czynnym członkiem Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych, będąc wzorem dla młodszej generacji technicznej.

W Zmarłym tracimy człowieka o wysokiej kulturze osobistej oraz Kolegę o dużej wiedzy technicznej, umiającego tak dobrze łączyć stanowisko badacza

i profesora z uczynnością i prostotą we współżyciu koleżeńskim i stowarzyszeniowym.

Cześć Jego pamięci!

Inż. Feliks Patora



K R O N I K A

DONIOSŁA UCHWAŁA

W Nr 56/53, poz. 711 „Monitora Polskiego“ ukazała się Uchwała Nr 394 Prezydium Rządu z dnia 30 maja 1953 r. dotycząca pogłębienia współpracy organów administracji gospodarczej ze stowarzyszeniami naukowo-technicznymi zrzeszonymi w Naczelnej Organizacji Technicznej.

Uchwała podkreśla w wstępie doniosłą rolę stowarzyszeń zrzeszonych w NOT w dziedzinie podnoszenia poziomu zawodowego kadr technicznych i organizowania inżynierów i techników do walki o postęp techniczny w służbie budownictwa Polski Ludowej.

Celem ściślejszego powiązania i rozwoju nowych form działalności stowarzyszeń, Uchwała nakłada na kierowników jednostek gospodarki uspołecznionej wszystkich szczebli organizacyjnych, jak również na kierowników uspołecznionych zakładów pracy oraz na kierowników komórek organizacyjnych uspołecznionych zakładów pracy, obowiązek najdalej idącej współpracy z ogniwami stowarzyszeń naukowo-technicznych.

W dalszym ciągu Uchwała zobowiązuje kierowników resortów do ustalenia w porozumieniu z przedstawicielami zarządów głównych stowarzyszeń naukowo-technicznych wytycznych do prac tych stowarzyszeń.

Ministrowie lub odpowiedzialni przedstawiciele ministerstw zobowiązani są do brania udziału w zebraniach zarządów głównych odpowiednich stowarzyszeń naukowo-technicznych, jak również w zjazdach delegatów i naradach, na których omawiane są sprawy mobilizacji inżynierów i techników, do prac w dziedzinie rozwoju postępu technicznego i podnoszenia poziomu zawodowego inżynierów, techników i wysuniętych na stanowiska kierownicze robotników.

Obowiązek ten obejmuje również kierowników zakładów pracy oraz kierowników wydziałów i biur, zobowiązując ich do brania udziału we wszystkich naradach techniczno-wytwórczych inżynierów i techników, pracowników kierowanej jednostki organizacyjnej.

Z drugiej strony przedstawiciele zarządu koła zakładowego stowarzyszenia inżynierów i techników powinni brać udział we wszystkich odprawach i naradach organizowa-

nych przez kierowników zakładów pracy, a dotyczących planów rozwoju postępu technicznego i podnoszenia poziomu zawodowego kadr technicznych.

Cały zrzeszony świat techniczny z radością wita powyższą Uchwałę, widząc w niej doniosły czynnik dalszego usprawnienia i pogłębienia współpracy jednostek gospodarczych z ogniwami organizacyjnymi stowarzyszeń w zakresie rozwoju postępu technicznego i organizacji produkcji poprzez statutową działalność stowarzyszeń idącą w kierunku:

- podnoszenia poziomu zawodowego kadr technicznych,
- rozwijania działalności odczytowo-szkoleniowej,
- organizowania narad i konferencji naukowo-technicznych,
- organizowania inżynierów i techników w ogólnych akcjach współzawodnictwa, podejmowania zobowiązań i pracę w klubach racjonalizacji i techniki,
- działalności w dziedzinie piśmiennictwa technicznego, jak opracowywanie, redagowanie i recenzjonowanie książek i periodyków,
- opracowywania oraz współdziałania przy opracowywaniu instrukcji, wytycznych itp. potrzebnych dla rozwiązywania bieżących problemów produkcyjnych,
- współdziałania przy rozwiązywaniu problemów technicznych na zakładach produkcyjnych, polepszenia procesów technologicznych i metod pracy.

Życzyć należy, aby szczegółowe przepisy zobowiązujące wszystkich ministrów (kierowników urzędów centralnych) do ich wydania jak najrychlej wprowadzone zostały w życie.

R.

WALNY ZJAZD STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI

W dniach 11 i 12 lipca br. odbył się w Poznaniu VI Walny Zjazd Delegatów Stowarzyszenia, na którym omówiono

sprawy organizacyjne, ustalono kierunki dalszej pracy, uchwalono nowy statut stowarzyszenia dostosowany do nowych zadań jakie stanęły w chwili obecnej przed inteligencją techniczną oraz dokonano wyboru nowych władz Stowarzyszenia.

W wyniku wyborów, na prezesa Stowarzyszenia wybrano ponownie jednogłośnie kol. Zygmunta Balickiego wiceministra Kolei. Ponadto wybrano nowy zarząd w składzie 14 osób.

W uznaniu zasług położonych dla Stowarzyszenia przez kol. Zygmunta Balickiego, Zjazd nadał Mu godność członka honorowego Stowarzyszenia.

Na podkreślenie zasługuje stały równomierny wzrost ilości członków Stowarzyszenia wynoszący średnio 1000 osób rocznie. Dziś Stowarzyszenie liczy ponad 8000 członków.

W końcowej części uchwalonej przez Zjazd rezolucji uczestnicy zobowiązują się dać mocny wkład w dzieło podniesienia i utrwalenia potęgi i niezawisłości naszej Ojczyzny, jej sił obronnych i gospodarczych oraz w dzieło podniesienia kultury i dobrobytu całego narodu, któremu przewodzi Polska Zjednoczona Partia Robotnicza i Rząd Ludowy z Wielkim Budowniczym Socjalizmu, Tow. Bolesławem Bierutem na czele.

Na odbytym w dniu 25 lipca br. posiedzeniu nowego Zarządu Głównego dokonano wyboru prezydium Zarządu, w skład którego weszli — poza przewodniczącym kol. Balickim — koledzy: Gajkiewicz, Riedel, Mieczkowski jako wiceprzewodniczący, kol. Lewowski jako sekretarz generalny oraz kol. Poniatowski — zast. sekretarza generalnego.

Jednocześnie dokonano wyboru przewodniczących Sekcji Głównych: Kolejowej, Dróg Publicznych, Samochodowej, Budownictwa i Transportu Wodnego, oraz stałych komisji roboczych: Naukowo-Technicznej, Postępu Technicznego, Współzawodnictwa Pracy, Ustawy o Stopniu Inżyniera i Programowej.

R.

Listy do Redakcji

DO REDAKCJI MIESIĘCZNIKA „GOSPODARKA WODNA“

DO REDAKCJI CZASOPISMA „GOSPODARKA WODNA“

Uważam, że dyskusja zainicjowana przeze mnie z prof. K. Dębskim na temat równoleżnikowego gradientu parowania z jezior została pod względem merytorycznym ostatecznie zakończona przez prof. E. Stenza artykułem pt. „O parowaniu z wolnej powierzchni zbiorników wodnych“ (G. W. Nr 653). Chciałbym jednak skorygować kilka formalnych nieścisłości, które wkrały się do wymienionego artykułu. Otóż nie twierdziłem kategorycznie jakoby temperatura powietrza nie charakteryzowała przebiegu parowania z jezior, jak to zaznaczył prof. Stenz. W tej sprawie wypowiedziałem się następująco: „Już pobieżna analiza wyników zestawionych w tablicy 1 artykułu Autora (prof. Dębskiego) wykazuje, że uzasadnianie wysokości parowania zmianami temperatury powietrza zawodzi“ (G. W. Nr 2/53) oraz „temperatura powietrza nie wpływa decydująco na wysokość parowania z jezior“. W dalszym ciągu muszę się zastrzec, że nie należę do grona hydrologów, którzy biorą mapę Schmucka za „podstawę do dalszego rozpracowania... i na podstawie tych danych obliczają gradienty“. W tej sprawie wyraziłem się jak następuje: Ten ostatni gradient jak podaje prof. Dębski na podstawie pomiarów Schmucka wynosi 35,7 mm 10^6 geogr.“. Dla ścisłości podam, że prof. Dębski nie użył słowa „pomiarów“ lecz „rozważań“.

Inż. L. Skibniewski

W zeszytach 453 „Gospodarki Wodnej“ w sprawozdaniu z dyskusji nad referatem inż. Sł u ż e w s k i e g o na zjeździe S.I.T.W.M. zamieszczone streszczenie mojej wypowiedzi jest niezupełnie ścisłe. W związku z tym komunikuję, że treścią mego przemówienia było wyrażenie poglądu, iż na podstawie danych statystycznych odnośnie płońów owsa za lata 1925 — 1937 w 12 powiatach dobranych tak, aby gleba w danym powiecie była możliwie jednolita, oraz opadów dla kwietnia, maja i czerwca w tychże latach i dla tych samych powiatów, nie da się stwierdzić żadnej wyraźnej i bezpośredniej zależności między płonem i opadem. Zależności takiej, moim zdaniem, nie da się także stwierdzić na podstawie pracy dr S a l o n i e g o („Zastosowanie krzywych parabolicznych do badań nad wpływem opadów na wysokość płońów“ Rocznic Nauk Rolniczych, tom 62, rok 1952), gdyż krzywe paraboliczne wyrażające zależność omawianych wielkości dla czerwca są wklęsłe, co (jak zresztą i sam autor przyznaje) dowodzi, że w miesiącu tym na wielkość płonu miały decydujący wpływ inne czynniki, a nie opad. Powyższe, w moim przekonaniu, podważa twierdzenie autora o zależności płońów od opadów w innych miesiącach, tym bardziej, że niektóre wnioski wypływające z krzywych ilustrujących tę zależność nie są zgodne ze zjawiskami obserwowanymi w praktyce (np. gleby ciężkie wymagają więcej opadów niż lekkie).

Nawiasem zaznaczam, że przypisywana mi ocena pracy dr S a l o n i e g o jest niezgodna z właściwym o niej moim mniemaniem i nie została przeze mnie wypowiedziana.

Inż. K. Smólska

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. ZDZISŁAW MIKULSKI, inż. ANTONI OBUCHOWSKI

inż. KAZIMIERZ PUCZYŃSKI, inż. ADOLF RIEDEL, inż. TADEUSZ SUSZCZEWSKI

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — KRYSTYNA JÓZEFOWSKA

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 6-74-61 do 65

WARUNKI PRENUMERATY NA ROK 1954

Komunikat Państwowego Przedsiębiorstwa Kolportażu „RUCH”

Zgodnie z § 2 Zarządzenia Ministra Finansów z dnia 6. IX. 1952 („Monitor Polski” Nr A 88 poz. 1374) „w sprawie ewidencji towarowej i zasad fakturowania w Państwowym Przedsiębiorstwie Kolportażu „Ruch” sprzedaż towarów prenumeratom winna się odbywać po cenie detalicznej na zasadzie pełnych przedpłat”.

W związku z powyższym zawiadamiamy, że zamówienia na prenumeratę dzienników i czasopism na rok 1954 dla potrzeb urzędów, instytucji i przedsiębiorstw społecznych, będą realizowane jedynie na warunkach pełnych przedpłat.

Przy składaniu zamówień ustala się następujące zasady:

Wszystkie zamówienia i przedpłaty na rok 1954 należy kierować do urzędów pocztowych w nieprzekraczalnym terminie do dnia 10 grudnia 1953 r.

Instytucje, urzędy i przedsiębiorstwa zamawiające prenumeratę dla podległych jednostek wg rozdzielnika i opłacając ją z kredytów centralnych mogą zamówienia kierować bezpośrednio do PPK „Ruch” nie później jednak niż do dnia 1 listopada 1953 r.

Zamówienia należy w tym wypadku sporządzić w dwóch egzemplarzach i wycenić, podając tytuły zamawianych czasopism, ilość egzemplarzy, cenę i wartość oraz ogólną sumę wartości całego zamówienia. Zamówienia należy składać w oddziałach wojewódzkich PPK „Ruch” zamawiając dokładnie tylko te tytuły, które są w administracji danego oddziału wojewódzkiego.

PPK „Ruch” po sprawdzeniu zamówienia potwierdzi na kopii do dnia 20 listopada 1953 r. przyjęcie prenumeraty do realizacji podając ostateczną sumę należności, którą należy uregulować do dnia 10 grudnia 1953 r.

Ze względu na to, że PPK „Ruch” nie będzie wystawiało faktury, potwierdzenie zamówienia posłuży za podstawę do uregulowania należności.

Zaznacza się, że PPK „Ruch” będzie mogło realizować tylko te zamówienia, które zostaną złożone w ustalonym terminie, tj. do dnia 1 listopada br. i będą poparte przedpłatą do dnia 10 grudnia br.

W związku z powyższym prosimy o uwzględnienie w preliminarzu budżetowym na IV kwartał 1953 r. odpowiednich sum potrzebnych na opłacenie prenumeraty czasopism na rok 1954.

Aktualny cennik dzienników i czasopism znajduje się w każdym urzędzie pocztowym oraz w delegaturach i oddziałach PPK „Ruch”, które udzielą wszelkich informacji o warunkach prenumeraty.

GENERALNY DYREKTOR
(E. HERBST)

U W A G A

INŻYNIEROWIE I TECHNICY

Na podstawie ustawy z dnia 18 lipca 1950 r. w sprawie rejestru inżynierów i techników (Dz. U.R.P. Nr. 36 poz. 329) wszyscy absolwenci wyższych i średnich szkół technicznych obowiązani są przed upływem 30 dni od chwili uzyskania tytułu inżyniera lub technika rejestrować się w Naczelnej Organizacji Technicznej prowadzącej rejestr.

Obowiązek ten dotyczy również osób wykonujących czynności powierzane zwykle inżynierom lub technikom, bądź też zajmujących stanowiska powierzane zwykle inżynierom lub technikom.

Osoby, które już rejestrowały się bądź w ogólnej rejestracji (w 1950 r.), bądź po dniu zakończenia spisu, obowiązane są zgłaszać zmiany: stopnia zawodowego lub naukowego, miejsca pracy, stanowiska i miejsca zamieszkania przed upływem 30 dni od chwili nastąpienia zmiany.

Kto świadomie lub przez niedbalstwo uchyli się od obowiązków przewidzianych ustawą, podlega karze aresztu i grzywny albo jednej z tych kar, zgodnie z art. 9 ustawy z dnia 18 lipca 1950 r.

Obowiązek rejestracji należy dopełnić w Biurze Rejestru Inżynierów i Techników w Warszawie, ul. Czackiego 3/5 lub w wojewódzkich oddziałach NOT.

Zmiany, poparte dokumentami, należy zgłaszać osobiście lub drogą korespondencji w Biurze Rejestru Inżynierów i Techników w Warszawie, ul. Czackiego 3/5.

NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

NOWOŚCI WYDAWNICZE

- BORMAN H., MAJCHERT-PLANETA N., PEREC M.: **Pokrycia galwaniczne**. 1953, s. 171, zł 11.70
- BOSAKIRSKI M.: **Roboty szklarskie**. 1953, s. 84, zł 5.—
- Chemiczna obróbka włókien. Tom I — Surowce, pranie, klejenie i bielenie. Praca zbiorowa. 1953, s. 204, zł 25.— (w oprawie)
- DOBRZAŃSKI T.: **Rysunek techniczny**. Wydanie czwarte uzupełnione. 1953, s. 168, zł 9.—
- HOBLER T.: **Ruch ciepła i wymienniki**. 1953, s. 536, zł 57.— (w oprawie)
- HUPERT S.: **Połączenia spawane konstrukcji stalowych w budownictwie**. 1953, s. 175, zł 17.—
- JABŁOŃSKI S.: **Mały poradnik hartownika**. 1953, s. 259, zł 17.20 (w oprawie)
- KARLIC S.: **Maszyny i urządzenia wyciągowe w kopalnictwie naftowym**. 1953, s. 272, zł 28.10 (w oprawie)
- KOWALCZYK S.: **Tolerancje i pasowania w budowie maszyn**. 1953, s. 128, zł 12.50 (w oprawie)
- KRZYWICKI E.: **Technologia garbarstwa**. Część I — Skóry surowe, warsztat mokry, garbowanie roślinne. 1953, s. 372, zł 18.30 (w oprawie)
- LEWICKI M.: **Zagadnienia chemii w pożarnictwie**. 1953, s. 95, zł 6.60.
- MOSZYŃSKI W.: **Wytrzymałość zmęczeniowa części maszynowych**. 1953, s. 279, zł 24.60 (w oprawie)
- PERSZ T.: **Analiza techniczna w przemyśle garbarskim**. 1953, s. 276, zł 23.60 (w oprawie)
- Poradnik techniczny „Mechanik”. Tom II. Część 2 — Metaloznawstwo. Praca zbiorowa. Wyd. 3 całkowicie przerobione. 1953, s. 752, zł 65.40 (w oprawie)
- PROWANS S.: **Pomiary temperatur**. 1953, s. 212, zł 22.20 (w oprawie)
- ROKOTIAN E. S.: **Współczesne walcownictwo w Związku Radzieckim**. Tłum. z ros. J. Warzański. 1953, s. 47, zł 3.50
- ROŻYCKI J.: **Krótki zarys odwzorowań kartograficznych**. Część 2. 1953, s. 200, zł 22.20 (w oprawie)
- SCHWARTZ T.: **Elektrotermia**. Tom II. 1953, s. 272, zł 16.40
- SUDOPLATOW A. P.: **Systemy eksploatacji grubych pokładów węgla**. Tłum. z ros. K. Izdebski. 1953, s. 44, zł 3.—
- SZCZERBAKOW I. M., BURMAN M. E.: **Kontrola produkcji krochmalu ziemniaczanego**. Tłum. z ros. M. Sucharczuk i Z. Wasilewski. 1953, s. 124, zł 8.90
- TYSZOWIECKI J., BYCHAWSKI Z.: **Belki strunobetonowe**. Projektowanie i obliczanie. 1953, s. 104, zł 6.60
- WALIDUDA A.: **Ogólne wiadomości o nafcie**. 1953, s. 88, zł 5.50
- WOODROFFE D.: **Podstawy nauki o skórze**. Tłum. z ang. B. Galicki. 1953, s. 148, zł 13.70
- Wskazówki dla nowoprzyjętych do pracy w kopalniach węgla. Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Górnictwa. Związek Zawodowy Górników w Polsce. 1953, s. 64, zł 4.50
- ZAGAJEWSKI T., MALZACHER S., KULISZKIEWICZ W.: **Elektronika przemysłowa**. 1953, s. 387, zł 33.— (w oprawie)

NAGRODY PAŃSTWOWYCH WYDAWNICTW TECHNICZNYCH ZA NAJLEPIEJ OPRACOWANE KSIĄŻKI ORYGINALNE I TŁUMACZONE W 1952 R.

PRACE ORYGINALNE

Nagroda honorowa

„Architektura polska do połowy XIX wieku” oprac. w Zakładzie Architektury Polskiej Politechniki Warszawskiej pod kierownictwem J. Zachwatowicza przy współpracy Z. Świechowskiego i J. Miłobędzkiego.

Kuczewski W.: **Metalurgia żelaza**. T. I — III.

I nagroda

— Ciborowski J.: „Inżynieria chemiczna” cz. I — III

II nagroda

- Namysłowski S.: „Technologia tłuszczów roślinnych”
- Śledziwski E.: „Projektowanie konstrukcji spawanych”
- Wusatowski Z.: „Podstawy procesu walcowania”

III nagroda

- Assbury E. i Czarnecka J.: „Jak prowadzić bibliotekę fachową w zakładzie produkcyjnym”
- Kawecki J.: „Blacharstwo”
- Piętkowski R.: „Mechanika gruntów”
- Szmirek J.: „Powietrzne wiertarki obrotowe”

— Woynarowski Z. i Żmigrodzki W.: **Niskonapięciowe wyłączniki przemysłowe**.

Dyplomy uznania

- „Kataliza i katalizatory” — oprac. E. Błasiak, S. Bretsznajder, J. Ciborowski, A. Krause, Z. Sokalski, E. Treścianowicz, J. Zawadzki
- „Mechanik” T. IV, cz. III — oprac. I. Brach, Z. Grunwald, S. Król, A. Piątkiewicz, A. Rachalski
- Jellonek A.: „Miernictwo radiotechniczne” Wyd. 2
- Łukaszek J.: „Poradnik tokarza-metalowca”
- Malisz B.: „Lokalizacja przemysłu”
- Piotrowski E.: „Montaż szyn elektroenergetycznych”
- Sechor B.: „Termometry elektryczne”
- Wasilewski Z.: „Winiarz”

TŁUMACZENIA

II nagroda

- B. Beuth — za tłumaczenie pracy „Przedziałnictwo lnu” G. Pikowskiego
- W. Polaczkowa — za tłumaczenie pracy „Chemia organiczna” A. Hollemana i F. Richtera T. I, II
- M. Skarbiński — za tłumaczenie pracy „Normowanie techniczne w odlewnictwie” S. Russjana
- K. Smolaga — za tłumaczenie pracy „Remont turbin parowych” W. Mołoczka

Do nabycia w księgarniach technicznych
DOMU KSIĄŻKI