

Wydano z dubletów
Bibl. Publ. m. st. W-wy

GOSPODARKA WODNA



MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI
I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, MARZEC 1952 r.

Nr 3

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

TREŚĆ

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

	str.
<i>Kazimierz Chotnicz</i> — O jednolite normy opadowe przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej miast	81
<i>Inż. Piotr Michałowski</i> — Obliczenia przy nawodnieniu zalewowym	86

DZIAŁ III — PROJEKTOWANIE

<i>Prof. Dr Inż. Romuald Rosłoński</i> — Kolektor końcowy kanalizacji wielkiego Krakowa i podstawy jego obliczenia	92
<i>Inż. Stefan Czernik</i> — Nowoczesne typy budowli regulacyjnych na tle użegłownienia środkowej i dolnej Wisły	97
<i>Inż. Władysław Nawarski</i> — Uwagi do referatu inż. Czernika i jego uzupełnienie	104
— Streszczenie dyskusji nad referatem inż. S. Czernika i koreferatem inż. W. Nawarskiego	107

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

<i>Inż. Kazimierz Kars</i> — Gospodarka wodą w zakładzie przemysłowym	110
<i>Dr Inż. Leon Taytsch</i> — Uwagi o praktycznym wykorzystaniu osadów jeziorowych	113
Przegląd wydawnictw	114
Wspomnienia pośmiertne	120
Kronika	okł.

Содержание

Однородные нормы атмосферных осадков при проектировании канализации городов.
 Расчет разливного обводнения.
 Коллектор сточных вод города Кракова и основания его расчета.
 Новые типы регуляционных сооружений для реки Вислы.
 Замечания к предыдущей статье Дискуссия над предыдущими статьями.
 Водное хозяйство в промышленном предприятии.
 Практическое использование озерных осадков,
 Обзор печати.
 Посмертное воспоминание.
 Хроника.

SOMMAIRE

Normes unifiées de precipitation dans la projection du réseau des égouts urbains.
 Calcul des irrigations d'inondation.
 Canalisation de la ville de Kraków et les bases de son calcul.
 Types modernes des constructions fluviales du fleuve Vistule.
 Remarques sur l'article précédent.
 Recapitulation de la discussion sur les articles précédents.
 Aménagements des eaux dans un établissement industriel.
 Pratique d'exploitation des sédiments de lacs.
 Revue des publications.
 Souvenir posthume.
 Chronique.

CONTENTS

Unified rain fall standarts in the designing of town sewer system.
 Calculation of flood irrigation.
 Sewer system of the city of Kraków and the basis of its calculation.
 Modern types of water engineering constructions on the river Vistula.
 Notices to the previous article.
 Summary of the discussion on the previous articles.
 Water management in and industrial establishment.
 Practical employing of lake sediments.
 Review of publications.
 Obituary notice.
 Chronicle.

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XII

WARSZAWA, MARZEC 1952 R.

Nr 3 (64)

„Polska Rzeczpospolita Ludowa szczególną opieką otacza inteligencję twórczą – pracowników nauki, oświaty, literatury i sztuki oraz pionierów postępu technicznego, racjonalizatorów i wynalazców”.

(Art. 65 projektu Konstytucji Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej)

DZIAŁ II – PODSTAWY PROJEKTOWANIA

KAZIMIERZ CHOMICZ

O jednolite normy opadowe przy projektowaniu sieci kanalizacyjnej miast

Wielkie zaniedbania w dziedzinie kanalizacji naszych miast stawiają zagadnienie jej racjonalnego projektowania na jednym z naczelnych miejsc w planach polskiej techniki i polskiego budownictwa na najbliższą przyszłość. Zasadniczym problemem takiego projektowania jest, jak wiadomo ustalenie właściwej metody redukowania natężenia opadu przyjętego wzrastającym czasie trwania, a więc wyznaczenie związku

$$i = F(t)$$

gdzie i — natężenie opadu w milimetrach na minutę,
 t — czas trwania w minutach.

Problemem tym zajmowali się w Polsce Lindley, Różański, Pomianowski, Rosłoński i inni, ale wyniki ich prac różnią się dość znacznie między sobą. Byłoby więc rzeczą wskazaną, a nawet konieczną zestawić i przeanalizować otrzymane przez nich formuły oraz dać syntezę dotychczasowych dociekań.

Podjęcie takiej próby stało się możliwe dzięki opracowaniu za okres blisko stuletni (1858 — 1941) deszczów nawalnych i ulewnych w Polsce¹⁾ oraz dzięki cennej pracy prof. R. Rosłońskiego, który wyznaczył ostatnio związki pomiędzy natężeniem opadu i jego czasem trwania dla Warszawy, Krakowa, Lwowa i Wiednia²⁾. Pozwała to oprzeć całokształt zagadnienia na

bogalym materiale obserwacyjnym i w oparciu o ten materiał poprawić i ujednostajnić wzory, otrzymywane częstokroć na podstawie danych przypadkowych lub niewystarczających (kilkanaście, a nawet kilka punktów). Możliwość ustalenia jednolitych związków opadowych stanie się zrozumiała, jeśli się weźmie pod uwagę, że związki te dotyczą w wielu wypadkach miejscowości blisko siebie położonych oraz, że badane zjawisko odbywa się w podobnych warunkach klimatycznych i na niezbyt rozległym terenie, jakim jest obszar naszego państwa.

Jak wiadomo, skala dla oceny maksymalnej wysokości opadu ma wzór

$$u = f(t) = A t^{1/2}$$

gdzie u — wysokość (maksymalna) opadu w mm.

$$A = 2^{k/2} \quad (k = 0, 1, 2, \dots)$$

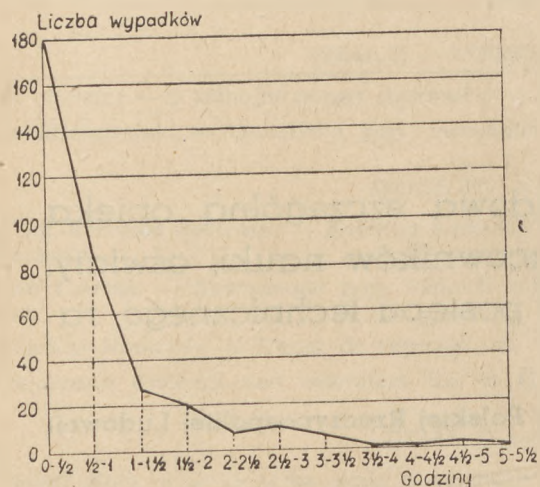
t — czas trwania opadu w minutach.

Wzór ten oparty był na założeniu, że opady wzrastają według krzywej parabolicznej i że się różnią jedynie współczynnikiem wydajności A . Założenie takie zrobione zostało po przestudiowaniu stosowanych u nas i gdzie indziej formuł opadowych, a także po przeanalizowaniu wszystkich zebranych w Polsce deszczów ulewnych w ilości około tysiąca wypadków. Ten bogaty materiał obserwacyjny pozwolił ponadto na stwierdzenie jeszcze jednego doniosłego faktu, a mianowicie, że deszcze ulewne są opadami prawie wyłącznie krótko trwającymi. Fakt to bardzo istotny, gdyż nakazuje nam zwrócić szczególną uwagę na odcięcie krzywej dla czasów trwania krótkich i nie zaj-

¹⁾ K. Chomicz, „Ulewy i deszcze nawalne w Polsce”. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Tom. II, zeszyt 3. Warszawa 1951.

²⁾ Prof. dr inż. R. Rosłoński, „Opad i odpływ w sieci kanalizacyjnej miast”. Gaz, Woda i Technika Sanitarna Nr 4/1951.

mować się przebiegiem opadu dla wartości półdobowych czy większych. Jak wynika z zestawienia niżej zamieszczonego, z ogólnej liczby 347 wypadków deszczu nawalnego, zanotowanych na stacjach nizinnych, 339 wypadków, a więc 98%, przypada na deszcze trwające poniżej 3½ godz. Wystarczy więc w granicach do 3 godzin wyznaczyć zachodzący związek, aby praktycznie wyczerpać całość zjawiska. Nie ma



Rys. 1. — Wykres częstotliwości występowania deszczów o dużym natężeniu w przedziałach półgodzinnych w zależności od ich czasów trwania.

zresztą żadnej pewności czy pozostałe 8 wypadków istotnie miały miejsce, gdyż zachodzi poważna obawa, że przynajmniej część z nich mogła się znaleźć w kategorii deszczów dłużej trwających tylko z powodu nieumiejętności obserwatora określenia właściwego początku i końca zjawiska ulewowego. Ważne zagadnienie częstotliwości występowania deszczów ulewnych (typu nawalnego) w poszczególnych przedziałach czasowych, z uwzględnieniem różnych dzielnic kraju, zostało przedstawione w zestawieniu niżej zamieszczonym (tab. I).

Tablica I.

Częstotliwość występowania różnych czasów trwania ulew (typu nawalnego) w przedziałach ½-godzinnych na obszarach nizinnych Polski (1858 — 1941).

Czas trwania w godz.	Poj. Maz.	Pom. Zach.	Pozn.	Pol-ska Śr.	Wielop.	Śląsk	Razem
0,01 — 0,50	33	30	16	15	22	63	179
0,51 — 1,00	14	15	10	8	6	37	88
1,01 — 1,50	8	4	2	—	1	13	28
1,51 — 2,00	2	3	2	—	—	13	20
2,01 — 2,50	3	1	—	—	—	4	8
2,51 — 3,00	2	2	1	1	—	4	10
3,01 — 3,50	1	3	—	—	1	1	6
3,51 — 4,00	—	—	1	—	—	—	1
4,01 — 4,50	1	—	—	—	—	—	1
4,51 — 5,00	—	1	—	—	1	—	2
5,01 — 5,50	—	—	—	—	—	1	1
> 5,5	1	—	—	1	1	—	3
Razem	65	57	32	25	32	136	347

Ograniczenie się do rozpatrywania krzywych opadów na obszarze zmienności poniżej 3 godzin jest również i z tego względu uzasadnione, że całe zagadnienie rozpatrywane jest pod kątem potrzeb sieci kanalizacji miast, a w danym wypadku chodzi o czas trwania opadu, odpowiadający czasowi spływu wody od najdalszego krańca zlewni do przekroju końcowe-

go, a więc czas przeważnie znacznie mniejszy od rozpatrywanego okresu 3-godzinnego.

Po tych uwagach wstępnych przechodzimy do meritum zagadnienia. Rozpatrzmy w tym celu kolejno wszystkie najważniejsze, stosowane w Polsce wzory ustalające związek między wysokością opadu i jego czasem trwania. Związek ten w hydrotechnice podawany jest w formie zależności pomiędzy natężeniem opadu, wyrażonym w litrach na sekundę i hektar, a czasem trwania w minutach. Dla nas wygodniej będzie jednak zastąpić natężenie odpowiadającą danemu czasowi wysokością opadu, którą otrzymujemy mnożąc natężenie w milimetrach na minutę przez liczbę minut. Przejście od natężenia wyrażonego w litr/sek i ha na mm/min dokonuje się za pomocą prostego wzoru

$$\frac{\text{lit}}{\text{sek. ha}} = 0,006 \frac{\text{mm}}{\text{min}}$$

Ponieważ, jak było powiedziane, wychodzimy z założenia, że krzywe opadowe mają kształt paraboli ($u = At^{1/2}$), przeto dla wyznaczenia wzoru znormalizowanego zastępujemy badaną linię krzywą paraboliczną, możliwie z nią pokrywającą się. Ścisłe biorąc, należałoby dla wyznaczenia takiej krzywej wziąć punkty dane z obserwacji i metodą najmniejszych kwadratów wyznaczyć wzór dla takiej paraboli. Uważamy jednak, że punkty użyte w swoim czasie przez różnych autorów były i są niedostateczne i że nie ma potrzeby wykonywania żmudnych obliczeń, które nie wiele nam dadzą. Warto jednak przeanalizować stosowane dotychczas wzory oraz przedstawić nowe wzory, znacznie uproszczone, które nie tylko zastąpią z powodzeniem wzory dawne, ale, jak zobaczymy, będą bardziej odpowiadały przebiegowi zjawiska.

Metoda postępowania przy wyznaczaniu znormalizowanych wzorów jest bardzo prosta. Kreślimy badaną krzywą i na jej tle staramy się umieścić obraz paraboli ($u = h \sqrt{t}$) w taki sposób, aby obie krzywe możliwie się nakładały. Parabola musi być oczywiście wykreślona na papierze przezroczystym, a jej wierzchołek znajdować się w początku układu współrzędnych. Obie krzywe będą miały co najmniej jeden punkt wspólny. Niech rzędna jednego z takich punktów (krzywej badanej) równa się h , a odpowiadający jej czas trwania wynosi t . Dziąc h przez $\sqrt{t}$ otrzymamy szukany współczynnik A . Przy nakładaniu krzywych należy pamiętać, że przytłaczająca większość opadów znajduje się w przedziale poniżej 1 godziny (267:347) i że drobne różnice dadzą tu odchylenia w stosunku procentowym znacznie większe, aniżeli w przedziałach następnych (wobec nieznacznych wysokości opadu). Z tego względu dobrze jest, aby punkt przecięcia wypadł w przedziale pierwszym lub drugim ($\frac{1}{2}$ godz. $< t < 1$ godz.).

Badane wzory omówimy grupami, których jest trzy:

- do pierwszej grupy należą wzory Różańskiego i Lindleya,
- do drugiej wzory Pomianowskiego,
- do trzeciej nowo opracowane wzory Rostkońskiego.

Wzory Różańskiego dla poszczególnych dzielnic Polski

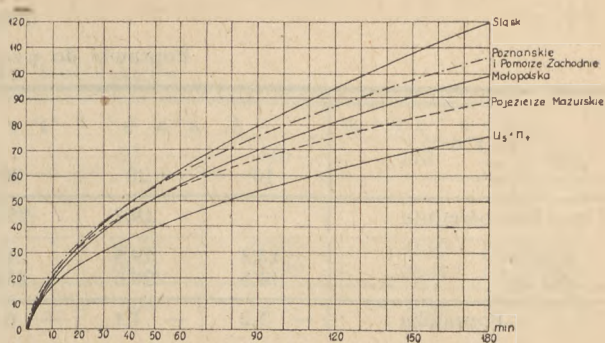
1. Wzór Różańskiego, wyznaczający przebieg deszczów nawalnych dla Pojezierza Mazurskiego na podstawie 20 punktów, ma postać: $h = 5,640 t^{1/2} - 0,512 t$. Zastępujemy go wzorem znormalizowanym $u = 6,9 t$. Wykazane różnice dla poszczególnych odcinków czasu dają dla obu wzorów zgodność, którą można uważać za wystarczającą. Obie krzywe przecinają się w dwóch punktach, co stanowi okoliczność wyjątkową w grupie krzywych Różańskiego. Wzór Różańskiego

dla Pojezierza Mazurskiego zaliczamy też wyjątkowo do grupy pośredniej I — II.

2. Wzór Różańskiego dla Poznańskiego i Pomorza Zachodniego opiewa: $h = 5,576 t^{1/2} - 0,400 t$. Wzór znormalizowany ma postać $u = 7,8 t^{1/2}$. Wysokości opadów dla odcinków czasu $t < 15$ min. zdają się być nieco za małe. Oba wzory dają linie przecinające się w jednym punkcie, dla t wynoszącego okragło 40 min. Wszystkie wartości na wysokość opadu dla czasów krótszych leżą poniżej, a dla dłuższych cokolwiek powyżej paraboli. Zgodność obu wzorów można uznać za dostateczną. Wzór ten, podobnie jak pozostałe wzory Różańskiego, zaliczamy do grupy I.

3. Wzór dla Małopolski podaje Różański w postaci $h = 5,143 t^{1/2} - 0,365 t$. Otrzymany on został na podstawie 14 punktów, z których 5, zbyt odbiegających od pozostałych, odrzucono. Zastępujemy go wzorem znormalizowanym $u = 7,1 t^{1/2}$. Obie krzywe przecinają się w punkcie leżącym nieco na prawo od $t = 45$ min. Zgodność obu wzorów jest wystarczająca. Wzór ten należy do grupy I.

4. Wzór Różańskiego dla Śląska ma postać $h = 4,829 t^{1/2} - 0,187 t$ i otrzymany został na podstawie zaledwie 8 punktów. Posiada on najmniejsze współczynniki przy obu wyrazach. Powoduje to, że początkowe wysokości opadu są mniejsze od opadów w innych dzielnicach, zaś dla czasów trwania dłuższych powolny wzrost wyrazu drugiego, który jest odjemnikiem, daje wartości szybko rosnące i znacznie przewyższające dane otrzymane zarówno dla innych dzielnic, jak i wyznaczone przez parabolę. Najkorzystniej jest umieścić przecięcie obu krzywych w punkcie odpowiadającym $t = 60$ min, co też zrobione zostało w zestawieniu porównawczym. Wzór Różańskiego dla Śląska nie uwzględnił w dostatecznym stopniu opadów nawalnych krótkotrwałych, które, jak wykazały badania, są tu większe niż gdzieindziej. Wzór Róża-



Rys. 2. — Wykres krzywych opadów Różańskiego dla Śląska, Poznańskiego, Małopolski i Pojezierza Mazurskiego na tle krzywej odpowiadającej normie deszczów nawalnych I stopnia (n_1).

skiego powinien więc być skorygowany. Wzór znormalizowany $u = 8,1 t^{1/2}$ można właśnie uważać za taki wzór poprawiony. Wzór Różańskiego dla Śląska należy do grupy I.

Wzór Lindleya dla Łodzi

5. Wzór Lindleya dla Łodzi wyznacza krzywą związku dla silnych ulew. Otrzymany został na podstawie 6 punktów charakterystycznych, które są podawane jako kryteria na równi z samą krzywą. Różnice pomiędzy krzywą Lindleya, odpowiadającą wzorowi $h = 3,75 t^{0,55}$, a parabolą, odpowiadającą wzorowi uproszczonemu $u = 4,6 t^{0,5}$, są stosunkowo nieznaczne i pozwalają na stosowanie wzoru uproszczonego. Obie krzywe przecinają się w punkcie odpowiadającym $t = 55$ min. Przebieg krzywej Lindleya podobny jest do krzywych Różańskiego i z tego względu wzór Lindleya należy do tej samej grupy I.

Tablica II

Poprawki do wzorów Różańskiego

Wzór	Czas trwania opadu w minutach						
	5	15	30	45	60	120	180
1. Pojezierze Mazurskie							
$5,640 t^{1/2} - 0,512 t$	13,95	26,55	39,60	48,15	55,80	75,60	88,20
$6,9 t^{1/2}$	15,43	26,72	37,79	46,29	53,45	75,58	92,57
Poprawka	- 1,48	- 0,17	+ 1,81	+ 1,86	+ 2,35	+ 0,02	- 4,37
2. Poznańskie i Pomorze Zachodnie							
$5,576 t^{1/2} - 0,400 t$	14,50	27,90	41,70	52,65	61,20	87,60	106,20
$7,8 t^{1/2}$	17,44	30,21	42,72	52,32	60,42	85,44	104,64
Poprawka	- 3,14	- 2,31	- 1,02	+ 0,33	+ 0,78	+ 2,16	+ 1,56
3. Małopolska							
$5,143 t^{1/2} - 0,365 t$	13,45	25,80	38,70	48,60	57,00	81,60	99,00
$7,1 t^{1/2}$	15,88	27,50	38,89	47,63	55,00	77,77	95,25
Poprawka	- 2,43	- 1,70	- 0,19	+ 0,97	+ 2,00	+ 3,83	+ 3,75
4. Śląsk							
$4,829 t^{1/2} - 0,187 t$	13,20	26,55	40,80	52,65	62,40	94,80	120,60
$8,1 t^{1/2}$	8,11	31,37	44,36	54,33	62,74	88,73	108,67
Poprawka	- 4,91	- 4,82	- 3,56	- 1,68	- 0,34	+ 6,07	+ 11,93

Tablica III
Poprawki do wzoru Lindleya dla Łodzi

W z ó r	C z a s t r w a n i a w m i n u t a c h							
	10	20	30	45	60	120	150	180
Dane bezpośrednie	—	19,2	25,2	29,7	36,0	50,4	58,5	—
$3,75 t^{0,55}$	13,3	19,5	24,3	30,4	35,6	52,2	59,0	65,2
$4,6 t^{0,5}$	14,5	20,6	25,2	30,9	35,6	50,4	56,3	61,7
Poprawka	— 1,2	— 1,1	— 0,9	— 0,5	+ 0,0	+ 1,8	+ 2,7	+ 3,5

Wzory Pomianowskiego dla Warszawy

6. Wzór Pomianowskiego dla ulew (zwykłych) ma postać $h = \frac{37}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{2/3}}$ Zastępujemy go wzorem

uproszczonym $u = 2,9 t^{1/2}$. Różnice pomiędzy wartościami otrzymanymi z obu wzorów są stosunkowo nieznaczne (dla czasów trwania opadu mniejszych od 2 — 3 godz.), można więc traktować wzór uproszczony jako miarodajny. Przebieg krzywej jest jednak zasadniczo odmienny od przebiegu krzywych Różańskiego i Lindleya. Tam, gdzie poprzednio krzywa leżała pod parabolą (dla t małych), obecnie leży ponad nią i odwrotnie, większym wartościom opadu, leżącym nad parabolą (u Różańskiego i Lindleya), odpowiadają wartości zmniejszone (u Pomianowskiego). Okoliczność ta nakazuje zaliczyć wzór Pomianowskiego do grupy odmiennej, którą nazwiemy grupą II.

7. Wzór Pomianowskiego dla deszczów wyjątkowych opiewa: $h = \frac{100}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{3/4}}$ Wzór, który mógłby

go najlepiej zastąpić, miałby postać $u = 5,8 t^{1/2}$. Przebieg obu krzywych jest jednak wyraźnie rozbieżny i świadczy, że wzór uproszczony może być traktowany tylko jako wzór orientacyjny, a nie zastępczy.

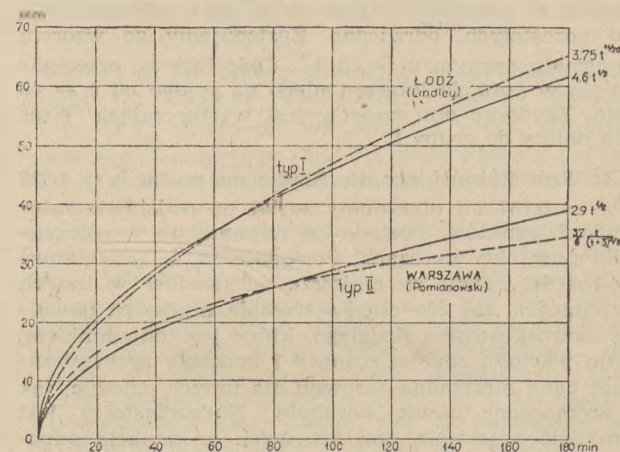
Przebieg krzywej $h = \frac{100}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{3/4}}$ jest analogiczny

do przebiegu krzywej $\frac{37}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{2/3}}$, od której

różni się tylko spotęgowanymi odchyleniami, zarówno ujemnymi, jak i dodatnimi. Wzór Pomianowskiego dla deszczów wyjątkowych należy oczywiście również do grupy II.

Chcąc sobie wytłumaczyć kierunek krzywych Pomianowskiego należy zwrócić uwagę, że Pomianowski w celu określenia kierunku krzywej nanosił opady od 4 minut do jednego roku. Oczywiście zasada taka

musiała wpłynąć obniżająco na przebieg górnej gałęzi krzywej.



Rys. 3. — Wykresy krzywej silnych ulew dla Łodzi (typ I) i krzywej ulew zwyczajnych dla Warszawy (typ II) na tle odpowiadających im krzywych znormalizowanych.

Wzory Rośkońskiego dla Warszawy i Krakowa

8. Opublikowany w roku 1951 wzór prof. Rośkońskiego dla Warszawy ma postać: $h = 3,680 t^{0,45}$. Uproszczony wzór wygląda w tym wypadku następująco: $u = 3,6 t^{0,5}$. Jak można tego oczekiwać, z uwagi na analogię obu wzorów, różnice opadów obliczonych tymi wzorami są minimalne (poniżej pół mm przy opadzie do 50 mm). Korzyści, wypływające z posługiwania się takim uproszczonym wzorem przy identyczności (praktycznie) wyników, są oczywiste.

9. Wzór prof. Rośkońskiego dla Krakowa w postaci $h = 3,613 t^{0,5}$ zastąpiony zostaje wzorem, którego współczynnik pomija części setne i tysięczne ($u = 3,6 t^{0,5}$). Jak wynika z zestawienia porównawczego powoduje to obniżenie wysokości opadu średnio o 0,1 mm.

Tablica IV.
Poprawki do wzorów Pomianowskiego dla Warszawy.

W z ó r	Czas trwania opadu w minutach					W z ó r	Czas trwania w minutach		
	5	24	61	122	180		13	78	180
$\frac{37}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{2/3}}$	7,7	16,4	23,5	30,1	34,4	$\frac{100}{6} \cdot \frac{t}{(t+3)^{3/4}}$	27,1	48,1	60,3
$2,9 t^{1/2}$	6,5	14,2	22,6	32,0	38,9	$5,8 t^{1/2}$	20,9	51,2	77,8
Poprawka	+1,2	+2,2	+0,9	-1,9	-4,5	Poprawka	+ 6,2	- 3,1	- 17,5

Tablica V

Poprawki do wzorów Rosłońskiego

W z ó r	C z a s t r w a n i a w m i n u t a c h					
	5	15	30	60	120	180
Warszawa						
3,680 $t^{0,4956}$	8,14	14,01	19,72	27,77	39,10	47,76
3,6 $t^{0,5}$	8,05	13,94	19,72	27,89	39,43	48,30
Poprawka	+ 0,09	+ 0,07	+ 0,00	- 0,12	- 0,33	- 0,54
Kraków						
3,613 $t^{0,5}$	8,08	13,99	19,79	27,99	39,58	48,47
3,6 $t^{0,5}$	8,05	13,94	19,72	27,89	39,43	48,30
Poprawka	+ 0,03	+ 0,05	+ 0,07	+ 0,10	+ 0,15	+ 0,17

Wnioski i uwagi końcowe

Dotychczasowe wzory, określające związek pomiędzy maksymalną wysokością opadu i jego czasem trwania, podawane są w postaci skomplikowanych formuł, znacznie różniących się między sobą. Brak metody pomiaru i szczupłość danych stawia pod znakiem zapytania celowość układania takich precyzyjnych formuł, zaś sprzeczności zachodzące pomiędzy otrzymywanymi wynikami nakazują te formuły uzgodnić i ujednolicić.

Analiza opartych na tych wzorach krzywych wykazuje, że dają się one podzielić na trzy typy, z których dwa pierwsze mają przebieg sobie przeciwny, zaś typ trzeci, odpowiadający normom w Polsce przyjętym, daje kierunek krzywych pośredni. Praca niniejsza ma na celu zastąpić krzywe dotąd stosowane (typu I lub typu II) krzywymi znormalizowanymi (typu III), opartymi na wzorach uproszczonych i zawierających w niektórych wypadkach (wzór Różańskiego dla deszczów nawalnych na Śląsku i wzór Pomianowskiego dla ulew wyjątkowych w Warszawie) poważną korekturę przebiegu tych krzywych.

Na zakończenie podajemy zestawienie porównawcze wzorów dotychczasowych i znormalizowanych (tabl. VI).

UWAGI DLA KORZYSTAJĄCYCH ZE WZORÓW ZNORMALIZOWANYCH

ad 1 i 2 Klasyfikacja obszarów dokonana przez prof. Różańskiego nie została potwierdzona badaniami nad natężeniem i częstotliwością ulew w Polsce. Jak wiadomo, Pojezierze

Mazurskie wykazuje wzmogoną częstotliwość, zaś Poznańskie zwiększone natężenie w stosunku do obszarów Przymorza i Polski Północno-Zachodniej. Z tego wynika, że współczynnik wydajności (A) powinien być dla Pomorza Zachodniego mniejszy aniżeli dla Pojezierza Mazurskiego i Poznańskiego.

ad 4 i 7 Wzór Różańskiego dla deszczów nawalnych na Śląsku i Pomianowskiego dla ulew wyjątkowych w Warszawie dają krzywe, które w przebiegu swym zasadniczo się różnią między sobą oraz odbiegają od krzywych znormalizowanych. Z tego względu wzory znormalizowane zawierają prócz uproszczenia również i zasadniczą korekturę wzorów oryginalnych.

ad 8 i 9 Znornalizowany wzór prof. Rosłońskiego dla Warszawy daje odchylenia wahające się w granicach do pół milimetra, zaś znornalizowany dla Krakowa (różniący się tylko zaokrąglonym współczynnikiem wydajności) odchylenia wynoszące dla czasów trwania poniżej dwóch godzin najwyżej 0,1 mm.

Wzory prof. Rosłońskiego odpowiadają w przybliżeniu 20% prawdopodobieństwu pojawienia się deszczu o natężeniu odpowiadającym wzorowi. W wypadku prawdopodobieństwa zwiększonego, z jakim się spotykamy w hydrotechnice, współczynnik wydajności ulega poważnej redukcji.

Tablica VI

Tablica porównawcza norm opadu dla celów kanalizacji miast

Lp.	Kategoria opadu	Obszar	Autor	Typ krzywej	W z ó r $h(t) =$	Wzór znornalizowany $u(t) =$
1	Deszcz nawalny	Poj. Mazurskie	Różański	I - II	$5,640 t^{2/3} - 0,512 t$	$6,9 t^{0,5}$
2	" "	Pom. Zach. i Pozn.	"	I	$5,576 t^{2/3} - 0,400 t$	$7,8 t^{0,5}$
3	" "	Małopolska	"	I	$5,143 t^{2/3} - 0,365 t$	$7,1 t^{0,5}$
4	" "	Śląsk	"	I	$4,829 t^{2/3} - 0,187 t$	$8,1 t^{0,5}$
5	Silna ulewa	Łódź	Lindley	I	$3,75 t^{0,55}$	$4,6 t^{0,5}$
6	Ulewa zwyczajna	Warszawa	Pomianowski	II	$\frac{37}{6} \cdot \frac{t}{(t + 3)^{2/3}}$	$2,9 t^{0,5}$
7	Ulewa wyjątkowa	"	"	II	$\frac{100}{6} \cdot \frac{t}{(t + 3)^{3/4}}$	$5,8 t^{0,5}$
8	Ulewa	Warszawa	Rosłoński	III	$3,68004 t^{0,4956}$	$3,6 t^{0,5}$
9	"	Kraków	"	III	$3,61284 t^{0,5}$	$3,6 t^{0,5}$

Obliczenia przy nawodnieniu zalewowym

(nowy wzór)

Autor po przeanalizowaniu dotychczas u nas używanego wzoru do obliczenia objętości wody potrzebnej do nawodnienia zalewowego na kwaterze — dochodzi do wniosku, że wzór ten zawiera błąd w założeniach i wyprowadza nowy wzór, który zdaniem Autora — daje pewniejsze wyniki. Niewątpliwie nowy wzór z punktu widzenia teoretycznego jest bardziej przekonywujący niż dawny. Przyjęte założenie że szybkość wsiąkania na jednostce powierzchni w okresie zalewu pozostaje wielkością stałą nasuwa jednak wątpliwości. Gdybyśmy mogli określać przeciętną szybkość wsiąkania wody dla danej przestrzeni, warunków i czasu zalewu — takie założenie byłoby całkowicie uzasadnione. Wyprowadzony wzór i podany sposób obliczenia wnoszą nowe wartości i dlatego przekazujemy ten artykuł pod rozważę naszych Czytelników.

REDAKCJA

Przy obliczaniu nawodnienia zalewowego stosowany jest jako wyjściowy wzór na określenie objętości potrzebnej do zalania kwatery w postaci:

$$Q_1 = S \cdot H + \frac{2}{3} \cdot T_1 \cdot K \cdot S$$

gdzie — Q_1 — poszukiwana objętość wody,
 S — powierzchnia kwatery,
 T_1 — czas dokonania zalewu,
 K — szybkość wsiąkania,
 H — średnia głębokość zalewu.

Nie znajdując w podręcznikach wyprowadzenia tego wzoru, uczynimy to sami. W ten sposób tym łatwiej znajdziemy kryjący się w nim błąd, co w dalszym ciągu ułatwi wyprowadzenie wzoru ścisłego.

W przytoczonym wzorze pierwszy wyraz po prawej stronie znaku równości — to objętość wody na zalewie, którą w dalszym ciągu będę nazywał naziemną. Wraz drugi — to objętość wody wsiąkającej w ziemię w tym czasie, gdy woda na kwaterze podnosi się od 0 do zamierzonej wysokości spiętrzenia, którą oznaczmy przez $h = 2H$.

Pierwszy wyraz w tym wzorze oznaczający objętość wody naziemnej nie nasuwa żadnych zastrzeżeń, natomiast drugi wyraz, podający objętość wody wsiąkłej, wymaga bliższego rozpatrzenia.

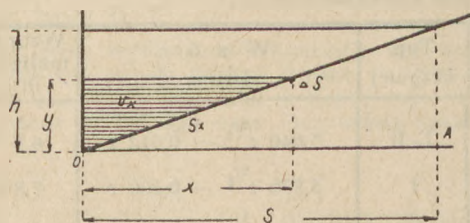
Przyjmijmy następujące założenia:

— Powierzchnia zalewu jest płaszczyzną, pochyloną do poziomu pod tak małym kątem, iż wielkość jej rzutu na poziom można przyjąć równym jej samej, czyli — wg rys. 1:

$$S = OA, \quad S_x = x.$$

Zależność między powierzchnią kwatery, równą S a wysokością zalewu h możemy wyrazić:

$$\frac{S}{h} = c \quad \text{inaczej} \quad S = c \cdot h$$



Rys. 1

— W poszczególnym punkcie kwatery wsiąkanie rozpoczyna się w chwili, gdy woda podnosząc się na kwaterze dosięgnie tego punktu, i odbywa się ze stałą szybkością K aż do chwili podniesienia się zwierciadła wody do zamierzonej wysokości h .

— Objętość wody naziemnej będzie: $V = \frac{1}{2} \cdot h \cdot S$.

Czas wypełnienia się tej objętości równa się oczywiście czasowi zalewu T_1 .

Oznaczam przez $V_x = \frac{x \cdot y}{2}$ częściową objętość na-

ziemną, zakreskowaną na rysunku, odpowiadającą chwili, gdy zwierciadło wody osiąga dowolną cząstkę powierzchni ΔS , położoną w odległości x od początku zalewu (grobli) na wysokości y . Czas wypełnienia tej objętości oznaczam przez T_x .

Zakładamy, że czasy T_1 i T_x są proporcjonalne do objętości V i V_x i odpowiednio równają się przy dopływie na jednostkę czasu, równym Q :

$$T_1 = \frac{V}{Q} = \frac{h \cdot S}{2 \cdot Q}$$

$$T_x = \frac{V_x}{Q} = \frac{x \cdot y}{2 \cdot Q}$$

Cząstka kwatery położona najniżej przebywa pod wodą w ciągu pełnego czasu trwania zalewu T_1 . Cząstki położone wyżej przebywają pod wodą krócej. Okres przebywania pod wodą cząstki ΔS jest o tyle czasu krótszy od T_1 , ile upłynęło do chwili wypełnienia zakreślanej objętości naziemnej częściowej V_x , a więc o czas T_x . Oznaczając czas przebywania cząstki ΔS pod wodą przez t_x , możemy napisać:

$$t_x = T_1 - T_x = T_1 - \frac{x \cdot y}{2 \cdot Q}$$

Z podobieństwa trójkątów widzimy, że:

$$\frac{h}{S} = \frac{y}{x} \quad \text{skąd} \quad y = \frac{h \cdot x}{S}$$

w takim razie $t_x = T_1 - \frac{h \cdot x^2}{2 \cdot Q \cdot S}$

Przy szybkości wsiąkania K , woda przez cząstkę powierzchni ΔS wsiąknie w czasie t_x , w ilości

$$\Delta Q_w = \Delta S \cdot K \cdot t_x = \Delta S \cdot K \left(T_1 - \frac{h \cdot x^2}{2 \cdot Q \cdot S} \right)$$

Otwierając nawias, przechodząc do wielkości dostatecznie małych i wprowadzając zgodnie z założeniem 1. dx zamiast ΔS , otrzymujemy:

$$dQ_w = T_1 \cdot K \cdot dx - \frac{h \cdot x^2}{2 \cdot Q \cdot S} \cdot K \cdot dx$$

Aby otrzymać pełną ilość wody, wsiąkającej przez wszystkie elementarne cząstki dx , wyrażenie to całkujemy:

$$\begin{aligned} Q_w &= \int T_1 \cdot K \cdot dx - \int \frac{h \cdot K}{2 \cdot Q \cdot S} \cdot x^2 \cdot dx = \\ &= T_1 \cdot K \cdot x - \frac{h \cdot K \cdot x^3}{6 \cdot Q \cdot S} + C. \end{aligned}$$

W granicach całkowania dla x od 0 do S otrzymamy:

$$Q_w = T_1 \cdot K \cdot S - \frac{K \cdot h \cdot S^2}{6 \cdot Q} \quad \text{ale} \quad \frac{h \cdot S}{2 \cdot Q} = T_1$$

zatem $Q_w = T_1 \cdot K \cdot S - \frac{1}{3} \cdot T_1 \cdot K \cdot S = \frac{2}{3} \cdot T_1 \cdot K \cdot S$

W ten prosty sposób doszliśmy do wzoru przytoczonego na wstępie. Wzorem tym, podanym również

przez prof. inż. Cz. Zakaszewskiego w „Podręczniku melioracji rolnych” posługiwaliśmy się przy wszystkich obliczeniach, związanych z hydrologią nawodnienia zalewowego, w szczególności przy określaniu niezbędnego sekundowego dopływu na zalew, rozmiarów kwatery i czasu, w którym kwatera w danych warunkach zostanie zalana. Wzór ten oddał niewątpliwie wielkie usługi, ale też prawdopodobnie był przyczyną przykrych niespodzianek. Tkwi w nim bowiem błąd zasadniczy i nie wątpię, że uważny czytelnik, nie nazbyt zasugerowany tokiem rozumowania, zwrócił uwagę na ten błąd.

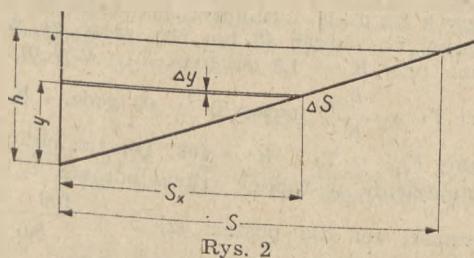
Czas wypełnienia objętości naziemnej V przy dopływie sekundowym Q określiłem jako równy $\frac{V}{Q}$ a więc jak gdyby cały dopływ Q szedł tylko na wypełnienie tej objętości. Tak samo czas przebywania pod wodą elementarnej cząstki ΔS został na podstawie tegoż zalczenia wyznaczony jako

$$T_1 - T_2 = \frac{V}{Q} - \frac{V_2}{Q}$$

A przecież po wypełnieniu objętości V_x nie cały dopływ idzie na uzupełnienie zalewu. W chwili, gdy woda osiągnie cząstkę ΔS , część kwatery jest już pokryta wodą i jakaś część wody dopływającej wsiąka w grunt na zalanej powierzchni S_x , a tylko pozostałość powoduje podnoszenie się zwierciadła wody na zalewie.

W miarę zwiększania się zalewu, a więc i wsiąkania, pozostałość ta zmniejsza się coraz bardziej, aby w pewnych wypadkach dojść, praktycznie biorąc, do zera. Zalew wtedy przestaje się zwiększać i ustala się równowaga między dopływem a wsiąkaniem.

Uwzględniając powyższą poprawkę w rozumowaniu, nadajmy jej postać matematyczną; pozostajemy przy tym przy założeniach 1 i 2, trzecie natomiast jako nieślusne odrzucamy.



Rys. 2

Przy jednostkowym dopływie wynoszącym Q przybywa na kwaterę w jakimś drobnym okresie czasu równym Δt woda w ilości $\Delta t \cdot Q$. Jeżeli woda w tym momencie (rys. 2) dodała do cząstki ΔS , to wsiąkanie już odbywa się na powierzchni S_x i w tym samym okresie czasu Δt woda wsiąka w ilości

$$K \cdot S_x \cdot \Delta t.$$

Pozostała ilość wody dopływającej sprawia, że zwierciadło na zalewie podnosi się o jakąś drobną wysokość Δy . Wypełnia się przy tym objętość równa $\Delta y \cdot S_x$. Przyczyna objętości na zalewie i objętość wody wsiąkającej równa się oczywiście dopływowi:

$$Q \cdot \Delta t = K \cdot S_x \cdot \Delta t + \Delta y \cdot S_x.$$

W myśl pierwszego założenia $S_x = y \cdot c$. Po podstawieniu:

$$Q \cdot \Delta t = K \cdot y \cdot c \cdot \Delta t + \Delta y \cdot y \cdot c$$

Przechodząc zaś w granicy do wielkości dostatecznie małych:

$$Q \cdot dt = K \cdot y \cdot c \cdot dt + y \cdot c \cdot dy.$$

Równanie to rozwiązujemy względem dt :

$$dt = \frac{c \cdot y}{Q - K \cdot c \cdot y} \cdot dy \quad \text{po czym całkujemy:}$$

$$T = \int \frac{c \cdot y}{Q - K \cdot c \cdot y} dy.$$

Po przekształceniu wyrażenia podcałkowego¹⁾ otrzymamy:

$$T = \frac{Q}{K} \int \frac{dy}{Q - K \cdot c \cdot y} = \frac{1}{K} \int dy.$$

Całkę pierwszą rozwiązujemy, wstawiając zamiast dy

$$dy = \frac{-1}{K \cdot c} \cdot d(Q - K \cdot c \cdot y).$$

O dożsamości tej równości przekonamy się łatwo, różniczkując wyrażenie w nawiasie względem y . W takim razie:

$$\begin{aligned} \frac{Q}{K} \int \frac{dy}{Q - K \cdot c \cdot y} &= \frac{Q}{K} \int \frac{-1}{K \cdot c} \cdot \frac{d(Q - K \cdot c \cdot y)}{Q - K \cdot c \cdot y} = \\ &= \frac{-Q}{K^2 c} \int \frac{d(Q - K \cdot c \cdot y)}{Q - K \cdot c \cdot y}, \end{aligned}$$

ponieważ jak wiadomo:

$$\begin{aligned} \int \frac{du}{u} &= \ln(u) + C \quad \text{więc} \quad \int \frac{d(Q - K \cdot c \cdot y)}{(Q - K \cdot c \cdot y)} = \\ &= \ln(Q - K \cdot c \cdot y). \end{aligned}$$

Całka druga w wyrażeniu na T rozwiązuje się bezpośrednio:

$$\frac{-1}{K} \int dy = \frac{-y}{K} + C.$$

Ostatecznie więc

$$T = \frac{-Q}{K^2 c} \cdot \ln(Q - K \cdot c \cdot y) - \frac{y}{K} + C.$$

Aby obliczyć czas potrzebny dla dokonania zalewu danej kwatery, a więc czas, w którym zwierciadło wody podniesie się do wysokości h , czyli czas T_1 , obliczony powyższą całką w granicach dla y od 0 do h . W tym celu w otrzymane wyrażenie podstawiamy najpierw $y = h$ a potem $y = 0$ i wartość drugą odejmujemy od pierwszej:

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{-Q}{K^2 c} \cdot \ln(Q - K \cdot c \cdot h) - \frac{h}{K} + \frac{Q \cdot \ln Q}{K^2 c} = \\ &= \frac{-Q}{K^2 c} \left[\ln(Q - K \cdot c \cdot h) - \ln Q \right] - \frac{h}{K} \end{aligned}$$

ponieważ

$$\ln(Q - K \cdot c \cdot h) - \ln Q = \ln \frac{Q - K \cdot c \cdot h}{Q}$$

więc

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{-Q}{K^2 c} \cdot \ln \frac{Q - K \cdot c \cdot h}{Q} - \frac{h}{K} = \\ &= \frac{-h}{K} \left[\frac{Q}{K \cdot c \cdot h} \cdot \ln \left(1 - \frac{K \cdot c \cdot h}{Q} \right) + 1 \right] \end{aligned}$$

a ponieważ wg pierwszego założenia $c \cdot h = S$, więc ostatecznie:

$$T_1 = \frac{-h}{K} \left[\frac{Q}{K \cdot S} \cdot \ln \left(1 - \frac{K \cdot S}{Q} \right) + 1 \right]. \quad (1)$$

Oto jest właściwy wzór na obliczenie czasu potrzebnego dla zalewu kwatery o powierzchni S , przy dopływie Q i szybkości wsiąkania K .

¹⁾ Podaję szczegółowy przebieg przekształcenia:

$$\begin{aligned} \frac{c \cdot y}{Q - K \cdot c \cdot y} &= \frac{K \cdot c \cdot y}{K(Q - K \cdot c \cdot y)} = \\ &= \frac{Q - Q + K \cdot c \cdot y}{K(Q - K \cdot c \cdot y)} = \frac{Q}{K(Q - K \cdot c \cdot y)} - \\ &= \frac{(Q - K \cdot c \cdot y)}{K(Q - K \cdot c \cdot y)} = \frac{Q}{K(Q - K \cdot c \cdot y)} - \frac{1}{K} \end{aligned}$$

Wzór jest oczywiście wymiarowany jednolicie, np. w metrach i sekundach. Po wprowadzeniu wymiarów praktycznych:

Q w l/sek,
 K w cm/godz.,
 S w ha,
 $h = 0,5$ m,
 T_1 w godz.,
 otrzymamy:

$$T_1 = \frac{-50}{K} \left[\frac{3,6 \cdot Q}{100 \cdot K \cdot S} \cdot \ln \left(1 - \frac{100 \cdot K \cdot S}{3,6 \cdot Q} \right) + 1 \right] \quad (2)$$

Jak widać ze wzoru (1) czas zalewu przy tych samych pozostałych warunkach jest proporcjonalny do głębokości h . Jeżeli więc na danej kwaterze głębokość jest „ n ” razy większa (lub mniejsza), od założonej we wzorze (2) głębokości 0,5 m, to i czas zalewu musi być odpowiednio dłuższy (lub krótszy).

$$T_1 = \frac{-50 \cdot n}{K} \left[\frac{3,6 \cdot Q}{100 \cdot K \cdot S} \cdot \ln \left(1 - \frac{100 \cdot K \cdot S}{3,6 \cdot Q} \right) + 1 \right] \quad (3)$$

Jeżeli zwiększymy (lub zmniejszymy) powierzchnię kwatery „ n ” razy, pozostawiając ten sam dopływ Q , a wysokość zalewu 0,5 m zmieniła się w tym samym stosunku „ n ” — wzór przybierze postać:

$$T_1 = \frac{-50 \cdot n}{K} \left[\frac{3,6 \cdot Q}{100 \cdot K \cdot S \cdot n} \cdot \ln \left(1 - \frac{100 \cdot K \cdot S \cdot n}{3,6 \cdot Q} \right) + 1 \right] \quad (4)$$

Wzory powyższe ulegną modyfikacji, gdy dany jest nie dopływ ogólny na kwaterę, lecz na 1 ha: $q = \frac{Q}{S}$

Przytaczam modyfikację dla postaci (2):

$$T_1 = \frac{-50}{K} \left[\frac{3,6 \cdot q}{100 \cdot K} \cdot \ln \left(1 - \frac{100 \cdot K}{3,6 \cdot q} \right) + 1 \right] \quad (5)$$

Wróćmy a chwilę do wzoru (1) i zwróćmy uwagę na występujące w nim wyrażenie $\frac{K \cdot S}{Q}$ i jego od-

wrotność $\frac{Q}{K \cdot S}$. Ułamek ten jest oczywiście niczym

innym, jak stosunkiem ilości wody wsiąkającej w jednostce czasu na całym obszarze kwatery do ilości wody dopływającej w tymże czasie. Ułamek ten charakteryzuje z punktu widzenia nawodnienia zalewowego stosunki hydrologiczne na kwaterze. Nazwijmy go wskaźnikiem hydrologicznym kwatery i oznaczmy

przez z . Wyrażenia: $\frac{100 \cdot K \cdot S}{3,6 \cdot Q}$, $\frac{100 \cdot K \cdot S \cdot n}{3,6 \cdot Q}$

bądź $\frac{100 \cdot K}{3,6 \cdot q}$ powstały z pierwotnego $\frac{K \cdot S}{Q}$

przez zmianę jednostek, znaczenie ich fizyczne pozostaje oczywiście to samo. Oznaczając zatem i te wyrażenia przez z , otrzymamy dalsze uproszczenie przytoczonych dla różnych wypadków postaci wzoru:

$$\text{Dla postaci (1)} \quad T_1 = \frac{-h}{K} \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right] \quad (6)$$

$$\text{Dla postaci (2) i (5)} \quad T_1 = \frac{-50}{K} \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right] \quad (7)$$

$$\text{Dla postaci (3) i (4)} \quad T_1 = \frac{-50 \cdot n}{K} \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right] \quad (8)$$

Jak widać ze wzorów na z , obliczenie wartości wskaźnika kwatery nie nastręcza trudności przy danych S , K i Q . Natomiast obliczenie na podstawie wyliczonego „ z ” wartości wyrażenia

$$-50 \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right]$$

jest bardzo kłopotliwe. Gdy, odwrotnie, dane są T_1 i K , z łatwością obliczyć możemy wartość tegoż wyrażenia. Dalsze natomiast wyliczenia „ z ” zwykłymi metodami algebraicznymi nie jest możliwe. Celem

ominięcia tych trudności zestawiono tablicę, podającą dla każdego z wartość wyrażenia

$$-50 \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right]$$

Oznaczamy dla skrótowania

$$-50 \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right] = F_{(z)}$$

Teraz wzory przyjmą najprostszą postać, a mianowicie:

$$\text{dla (2) i (5)} \quad T_1 = \frac{F_{(z)}}{K} \quad (9)$$

$$\text{dla (3) i (4)} \quad T_1 = \frac{n F_{(z)}}{K} \quad (10)$$

Na podstawie zatem tablicy możemy uważać, że dla danego z mamy dane $F_{(z)}$ i odwrotnie. Dla pośrednich wartości z należy interpolować. Tablica zawiera jeszcze kolumnę Q_1 . Powstanie tej kolumny i jej znaczenie będzie wyjaśnione dalej.

Następujące przykłady wyjaśniają przebieg postępowania przy rozwiązywaniu zadań różnego typu przy pomocy nowego wzoru.

Przykład I. Obliczyć, ile czasu będzie trwał zalew, jeżeli dopływ sekundowy na 1 ha wynosi 60 l, szybkość wsiąkania $K = 1,08$ cm/godz. a zalew doprowadzamy do głębokości $h = 0,5$ m. Najpierw obliczamy „ z ” dla wzoru postaci (5) $z = \frac{100 \cdot K \cdot S}{3,6 \cdot q} = \frac{100 \cdot 1,08}{3,6 \cdot 60} =$

$0,5$. Następnie odczytujemy z tablicy, że temu $z = 0,5$ odpowiada $F_{(z)} = 19,32$. Otrzymany wynik wstawiamy we wzór na

$$T_1 = \frac{F_{(z)}}{K} = \frac{19,32}{1,08} = 17,9 \text{ godz.}$$

Przykład II. Obliczyć, jaki musi być dopływ sekundowy na obszar 40 ha, aby zalać go w ciągu 60 godz., przy $K = 1,8$ cm/godz. $h = 0,50$ m. Z zależności $T_1 = \frac{F_{(z)}}{K}$, mając $T_1 = 60$ godz. i $K = 1,8$

obliczamy $F_{(z)} = T_1 \cdot K = 108$. Dla tak obliczonego $F_{(z)}$ znajdziemy w tablicy odpowiadające $z = 0,95$.

Z zależności zaś dla postaci (2) $z = \frac{100 \cdot K \cdot S}{3,6 \cdot Q}$,

mając K i S obliczymy $Q = 2150$ l/sek.

* * *

Właściwy melioracji charakter pracy, odbywającej się wśród bogactwa form terenowych, różnorodności cech glebowych, ich nieregularności i trudnej uchwytności — sprawił, że melioranci na ogół odwykli od większej precyzji w swych obliczeniach. Zjawisko to można uważać w pewnej mierze za naturalne, dokładność bowiem obliczeń winna iść w parze z dokładnością rozporządzalnych elementów obliczeniowych, jak wyniki bezpośrednich pomiarów czy ustaleń współczynników. Toteż przedstawiając nowy wzór, mający zastąpić dawniejszy mniej dokładny, lecz który uzyskał prawo obywatelstwa wśród praktyków melioracji, nie wystarczy podkreślić jego dokładność, czy również, jak w danym wypadku, jego prostotę w użyciu. Należy jeszcze wykazać jego zalety techniczne, a w tym celu porównać wyniki otrzymane na jego podstawie z wynikami otrzymywanymi na podstawie wzorów dawniejszych, w danym wypadku stosowanego dotychczas wzoru

$$Q_1 = H \cdot S + \frac{2}{3} K \cdot T_1 \cdot S.$$

Wiemy już, że wzór ten musi dawać zbyt krótki czas zalewu i za małą ilość zużytej wody. Jednak dopiero analiza tego wzoru i porównanie wyników obliczeń dla tych samych założeń obu wzorami dadzą materiał do oceny inowacji, jaką ma być nowy wzór.

W dawnym wzorze Q_1 jest to ostateczna ilość wody potrzebnej do osiągnięcia zalewu. Wprowadzając dopływ sekundowy Q , możemy napisać: $Q_1 = Q \cdot T_1$, gdzie jak dotychczas T_1 oznacza czas dokonywania zalewu. W takim razie wzór przyjmie postać:

$$Q \cdot T_1 = H \cdot S + \frac{2}{3} K \cdot T_1 \cdot S.$$

Wyliczmy z tego wyrażenia T_1 :

$$T_1 = \frac{H \cdot S}{Q - \frac{2}{3} K \cdot S} = \frac{H \cdot S}{Q \left(1 - \frac{2}{3} \frac{K \cdot S}{Q}\right)} = \frac{H \cdot S}{Q \left(1 - \frac{2}{3} z\right)} \quad (11)$$

Wzór ten zestawmy ze wzorem (6)

$$T_1 = \frac{-h}{K} \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right].$$

W wypadku braku wsiąkania na kwaterze, gdy $K = 0$, a zatem i $z = 0$, obydwa wzory dają identyczny wynik:

$$T_1 = \frac{H \cdot S}{Q} = \frac{h \cdot S}{2 Q} \quad (\text{pamiętając, że } h = 2 \cdot H).$$

Jest to czas absolutnie najkrótszy, gdy przy $K = 0$ cały dopływ zużywa się na wypełnienie objętości naziemnej. Przy występowaniu wsiąkania czas zalewu musi być dłuższy. Widzimy to wyraźnie we wzorze (11); gdy z wzrasta, mianownik maleje, a T_1 wzrasta, osiągając wartość nieskończenie wielką; gdy

mianownik staje się równy 0, tj. gdy $\frac{2}{3} z = 1$ wartość nieskończenie wielka na T_1 oznacza, że zalew w żadnym ograniczonym czasie w istocie odbyć się nie może. Aby więc wg dawnego wzoru, czy równoznacznego (11) zalew się odbył w jakimś czasie skończonym, musi być:

$$\frac{2}{3} z < 1 \text{ inaczej } z < 1,5. \quad (12)$$

W nowym wzorze zwróćmy uwagę na wyrażenie $\ln(1-z)$. Jak wiadomo, tylko logarytmy liczb do-

→ Dla wzoru (11) jest to widoczne bezpośrednio, dla wzoru (6) wyprowadzimy jak następuje: Ponieważ $\frac{K \cdot S}{Q} = z$, zatem $K = z \cdot \frac{Q}{S}$. To wyrażenie na

$$K \text{ podstawiamy dla wzoru (6):}$$

$$T_1 = \frac{-h \cdot S}{Q - z} \left[\frac{\ln(1-z)}{z} + 1 \right] = \frac{-h \cdot S}{Q - z} \cdot \frac{\ln(1-z) + z}{z} = \frac{-h \cdot S}{Q} \cdot \frac{\ln(1-z) + z}{z^2} = \frac{-h \cdot S}{Q} \cdot A,$$

$$\text{gdzie } A = \frac{\ln(1-z) + z}{z^2}.$$

Ponieważ $\ln(1) = 0$, więc dla $z \rightarrow 0$ wartość A staje się nieoznaczoną: $A = \frac{0}{0}$. Wartość rzeczywistą

ułamka A znajdziemy jednak jako iloraz pochodnej licznika przez pochodną mianownika:

$$A = \frac{\ln(1-z) + z}{z^2} = \frac{-1 + 1 - z}{2z} = \frac{-1}{2z} \rightarrow -\frac{1}{2z} \text{ przy } z \rightarrow 0.$$

$$\text{Zatem } T_1 = \frac{-h \cdot S}{Q} \cdot A_{\lim(z) \rightarrow 0} = \frac{-h \cdot S}{Q} \cdot \frac{-1}{2} = \frac{h \cdot S}{2 \cdot Q}$$

datnich są rzeczywiste, logarytmy liczb ujemnych są urojone. Stąd prosty wniosek, że aby zalew był realny, tj. aby z rachunku na T_1 nie wypadła liczba urojona, musi być liczba logarytmowana $(1-z) > 0$, czyli $z < 1$. (13)

Otrzymałszy z dwóch różnych wzorów dwa niezgodne z sobą warunki realności zalewu. Który z nich jest prawdziwy? Oczywiście warunek (13). Przecież z chwilą gdy wsiąkanie $K \cdot S$ wyrównało się z dopływem Q , zalew nie może się już dalej powiększać. Absolutnie największą, możliwą do zalania powierzchnią w czasie nieskończonym, nieograniczonym jest więc $S = \frac{Q}{K}$. Aby móc zalać kwaterę

w czasie skończonym, dopływ musi być większy od wsiąkania: $Q > S \cdot K$, czyli $\frac{S \cdot K}{Q} < 1$.

Z tą analizą zjawisk zachodzących na kwaterze, warunek $z < 1$ jest całkowicie zgodny. Tymczasem

warunek (12) — $z < 1,5$, czyli $\frac{K \cdot S}{Q} < 1,5$ oznacza, że

zalew może się odbyć, byle wsiąkanie nie było więcej niż 1,5 razy większe od dopływu. Jest to oczywiście absurdalne.

Z powyższej analizy wzorów wysnujemy wniosek, że dawny wzór w granicach dla z : $0 < z < 1$ daje wyniki nieścisłe, w granicach zaś $1 < z < 1,5$ wręcz fałszywe.

Przy niezbyt dużych z błąd, który daje dawny wzór, jest stosunkowo niewielki. Np. dla $z = 0,7$, czas T_1 wyliczony tym wzorem jest ok. 10% za krótki. Przy $z = 0,82$, błąd wzrasta już do 20%. Sama zresztą wielkość błędu nie jest najistotniejszą. Często nawet pozornie nieduży błąd prowadzi do zasadniczo mylnego wyniku. Załóżmy np. dla kwatery o $K = 3,8$ cm/godz. czas zalewu $T_1 = 30$ godz. Z dawnego wzoru wyliczmy niezbędny dopływ na 1 ha $q_{\text{dawn}} = 89,2$ l/sek. Z nowego wzoru $q_{\text{nowe}} = 110,5$ l/sek. Z dalszych przeliczeń wynika, że z przewidzianego obszaru w ciągu tych 30 godz. zalanych byłoby tylko 83%, a całość nie mogłaby w ogóle być przy dopływie 89,2 l/sek zalana, ponieważ w tym wypadku $z > 1$.

Przykład powyższy wskazuje, jak niebezpieczne jest i zawodne posługiwanie się dawnym wzorem. Nie zawsze niespodzianki, które spotykały meliorantów w terenie w postaci — wbrew obliczeniom — nie w pełni zalanych kwater, można odnieść do mylnego wyznaczenia współczynnika K , a być może raczej do mylnego wzoru.

Nie wątpię, że uwagi powyższe wykazały wyższość nowego wzoru również pod względem technicznym.

Celem pełnego opanowania wzoru, rozwiążmy jeszcze następujące zadanie: Zaprojektowano według warstwie zalew o obszarze 40 ha przy średniej głębokości 0,25 m i szybkości wsiąkania $K = 2,25$ cm/godz. Po przeliczeniu okazało się, że rozporządzalny dopływ $Q = 1200$ l nie wystarcza, gdyż wypada $z > 1,5$. Zalew zatem należy ograniczyć, przez co automatycznie obniży się jego średnia głębokość. Zadanie polega na określeniu wielkości kwatery przy podanych warunkach, jeżeli zalewu chcemy dokonać np. w ciągu 60 godz.

Wzór dawny nie daje bezpośredniej odpowiedzi. Po przekształceniu go otrzymujemy równanie kwadratowe względem S , z rozwiązania którego znajdziemy w danym wypadku odpowiedź: $S = 24,4$ ha.

Wzór nowy również nie daje odpowiedzi od razu. Rozwiązanie, którego istota polega na znalezieniu n , widniejącego we wzorze (4), polegać będzie na stosowaniu kolejnych przybliżeń.

A więc wiemy, że

$$T_1 = n \cdot \frac{F(z)}{K}, \text{ a } z = \frac{100 \cdot K \cdot S \cdot n}{3,6 \cdot Q}$$

Tablica wartości $F_{(z)}$ i Q_1 przy $h = 0,50$ m

z	$F_{(z)}$	popr. na 0,01 _z	Q_1	z	$F_{(z)}$	popr. na 0,01 _z	Q_1
0,05	1,30		2600	0,75	42,42	1,28	5660
0,10	2,68	0,276	2680	0,80	50,79	1,63	6320
0,15	4,17	0,298	2780	0,82	54,50	0,19*)	6650
0,20	5,78	0,322	2890	0,84	59,05	0,23	7030
0,25	7,53	0,350	3010	0,86	64,30	0,26	7480
0,30	9,41	0,382	3150	0,88	70,45	0,31	8010
0,35	11,54	0,420	3300	0,90	77,85	0,37	8650
0,40	13,85	0,462	3460	0,92	87,30	0,47	9490
0,45	16,43	0,515	3650	0,94	99,65	0,62	10600
0,50	19,32	0,578	3860	0,95	107,65	0,80	11330
0,55	22,59	0,654	4110	0,96	117,75	1,01	12260
0,60	26,36	0,754	4390	0,97	130,75	1,30	13500
0,65	30,75	0,878	4750	0,98	149,55	1,88	15300
0,70	36,00	1,050	5140	0,99	182,60	3,30	18300
		1,280		0,995	216,20	6,72	21700

*) popr. na 0,001_z

Oczywiście z — jak zawsze — musi być < 1 , czyli $100 \cdot K \cdot S \cdot n < 3,6 \cdot Q$. Dla danych zadania otrzymamy po podstawieniu liczb, że $n < 0,48$, tj. największy obszar jaki może być zalany w czasie nieograniczenia długim wynosić będzie $0,48 \cdot 40$ ha = 19,2 ha (porównajmy tę liczbę z dopiero co otrzymanym wynikiem ze wzoru dawnego $S = 24,4$ ha).

Dla określenia powierzchni zalewu, który możemy osiągnąć w ciągu 60 godz., zmniejszymy zalew przyjmując $n = 0,47$, jako pierwsze przybliżenie. Sprawdzamy czas zalewu dla tego przybliżenia. W tym celu, mając już wszystkie elementy, obliczamy $z = 0,979$. Z tablicy odczytujemy odnośne $F_{(z)} =$

= 147,7. Z zależności $T_1 = n \cdot \frac{F_{(z)}}{K}$ obliczymy

$$T_1 = \frac{0,47 \cdot 147,7}{2,25} = 30,9 \text{ godz. Czas otrzymaliśmy}$$

krótszy, niż zamierzaliśmy. Oznacza to, że obszar zalany będzie większy, a zatem przyjęte „ n ” jest nieco za małe.

Przyjętemu jednak n odpowiada obszar $S = 0,47 \cdot 40$ ha = 18,8 ha, a więc tylko o 0,4 ha mniejszy od granicznego. W tym więc wypadku rezygnujemy z większej dokładności. W przeciwnym razie ponowilibyśmy przeliczenie, przyjmując n nieco większe, w każdym bądź razie mniejsze niż graniczne 0,48.

* * *

Czas trwania zalewu T_1 , pomnożony przez dopływ jednostkowy na 1 ha, daje nam pełną ilość wody zużytej na zalew 1 ha danej kwatery: $T_1 \cdot q_1 = Q_1$. Jeżeli dopływ dany jest w m³ na godzinę, a czas zalewu w godzinach, Q_1 otrzymamy w m³. Zwykle jednak dopływ jednostkowy wyrażony jest w l/sek, jak to przyjęto w niniejszej pracy. Oznaczając taki dopływ przez q , stwierdzimy, że $q_1 = 3,6q$, tj. dopływ jednego litra na sekundę, czyli q odpowiada dopływowi 3,6 m³ na godz. W takim razie:

$$Q_1 = T_1 \cdot q_1 = T_1 \cdot 3,6 \cdot q \text{ A że } T_1 = \frac{F_{(z)}}{K},$$

$$\text{więc } Q_1 = \frac{F_{(z)} \cdot 3,6 \cdot q}{K}$$

$$\text{Według określenia } \frac{100 \cdot K}{3,6 \cdot q} = z, \text{ skąd } \frac{3,6 \cdot q}{K} =$$

$$= \frac{100}{z}, \text{ czyli ostatecznie } Q_1 = \frac{100 \cdot F_{(z)}}{z} \quad (14)$$

Przy głębokości zalewu $h = n \cdot 0,5$ m, objętość

$$Q_{1n} = n \cdot Q_1 \quad (15)$$

Otrzymaliśmy wzór na ilość wody potrzebnej na 1 ha kwatery w okresie zalewu. Wartość Q_1 dla $h = 0,5$ m podane są w tablicy.

Analiza przebiegu funkcji Q_1 daje nam pewne wskazówki do projektowania w warunkach, gdy zmuszeni jesteśmy do oszczędnej gospodarki wodą, gdy ilość jej przez nas zużyta oraz współczynnik użytecznego działania nie są nam obojętne.

Z tabelki zmienności Q_1 spostrzegamy, że Q_1 wzrasta początkowo wolno, następnie coraz szybciej, a od $z = 0,8$ wznosi się gwałtownie. Osiągnąć zatem małe zużycie wody możemy tylko przy małym z . Lecz,

jak wiemy, $z = \frac{100 \cdot K}{3,6 \cdot q}$, a więc, wobec z góry usta-

łonej wielkości K , możemy zmniejszyć z tylko przez zwiększenie dopływu sekundowego na 1 ha. Tu już mamy większą swobodę: przy określonym rozporządzalnym ogólnym dopływie, zmniejszając kwaterę zwiększamy q . Przeliczmy następujący przykład:

Niech dopływ na kwaterę 5 ha, przy $K = 2,7$, wynosi 500 l/sek, największa głębokość $h = 0,5$ m. Dla tych warunków obliczymy $z = 0,75$, a z tablicy odczytamy $Q_1 = 5660$ m³.

Zmniejszając kwaterę do 4 ha, zmniejszamy równocześnie największą głębokość do 0,4 m. W tym wypadku $n = 0,8$, $q = \frac{500}{4} = 125$ l/sek., a $z =$

$$= \frac{100 \cdot K}{3,6 \cdot q} = \frac{100 \cdot 2,7}{3,6 \cdot 125} = 0,6 \text{ Dla tego } z \text{ znajdzie-}$$

my w tabeli odpowiednią objętość $Q_1 = 4390 \text{ m}^3$, a ze wzoru (15) $Q_{1n} = nQ_1 = 0,8 \cdot 4390 = 3517 \text{ m}^3$.

Tak więc, przez skrócenie czasu zalewu i zmniejszenie przez to wsiąkania, uzyskaliśmy na 1 ha 2148 m^3 wody oszczędności. Zmniejszając poszczególne kwatery, możemy tą samą ilością wody zalać obszar o 60% większy. Jeżeli weźmiemy pod uwagę, jak drobną stosunkowo zmianą projektu dochodzimy do tego rezultatu, to uznamy, że nie jest to wynik, nad którym można przejść do porządku.

Zmniejszając ilość zużytej wody, poprawiamy równocześnie współczynnik użytecznego działania. Współczynnik ten był dotychczas traktowany ubocznie, przeważnie ograniczano się do stwierdzenia jego wielkości, nie ustosunkowując się do niego czynnie, nie zdając sobie sprawy z możliwości uzyskania dla niego niewielkimi środkami jak największej wartości. Co to jest współczynnik użytecznego działania?

Po ukończeniu zalewu zmniejszamy dopływ na kwaterę tak, aby nastąpiła równowaga między wsiąkaniem a dopływem, po czym dopływ w tej wysokości utrzymujemy w ciągu czasu T_2 tak, aby na całym obszarze wsiąkała pewna ilość wody — nazywamy ją dawką — oznaczając ją przez D . Dawkę wyrażamy bądź w wysokości warstwy wody w mm, bądź w m^3 na 1 ha. Stosunek ilości wody, przewidzianej jako dawka, do pełnej ilości wody zużytej na danej kwaterze — jest to współczynnik użytecznego działania.

$$\text{A więc } \eta = \frac{D}{Q_1 + D} \quad (16)$$

Racjonalna gospodarka wodą wymaga uzyskiwania możliwie największej wartości dla η .

Ze wzoru widzimy, że tym większe będzie η , im, przy z góry danym D , mniejsze będzie Q_1 . Ale przy $h = 0,5 \text{ m}$, Q_1 nie może być mniejsze niż 2500 m^3 , tj. niż objętość wody naziemnej. Toteż ta właśnie wartość Q_1 decyduje, jaki dla danej dawki możemy uzyskać maksymalny współczynnik η . Mianowicie, jeżeli dla wzoru (16) podstawimy $Q_1 = 2500 \text{ m}^3$, otrzymamy:

$$\eta_{\max} = \frac{D}{2500 + D} \quad (17)$$

W zależności od wielkości dawki waha się $\eta_{\max}$ w dość szerokich granicach.

Tak więc dla $D =$

2000 m^3	$\eta_{\max} = 44,4\%$
1500 m^3	37,5%
1000 m^3	28,6%
500 m^3	16,7%

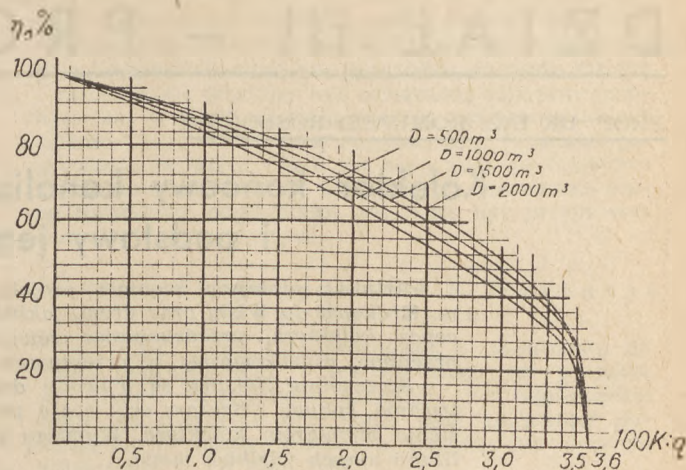
Gdy więc projektant podaje, że w opracowanym przez niego projekcie η wynosi np. 25%, to w oderwaniu od dawki nie wiemy, czy wynik ten jest b. dobry, czy też zły. Dlatego za właściwą miarę użytecznego działania należy uważać stosunek η ze wzoru (16) do $\eta_{\max}$ dla danej dawki. Nazwijmy ten stosunek wskaźnikiem gospodarczym i oznaczmy przez η_g . W myśl określenia

$$\eta_g = \frac{\eta}{\eta_{\max}} = \frac{D}{Q_1 + D} : \frac{D}{2500 + D} = \frac{2500 + D}{Q_1 + D} \quad (18)$$

Q_1 jest jak wiemy funkcją z , a więc i η_g również jest funkcją z . Podany wykres na rys. 3 przedstawia tę zależność dla różnych D .

Znając dla danej kwatery wielkości K i q , możemy z tego wykresu odczytać, jaki przy zamierzonej dawce uzyskamy wskaźnik gospodarczy η_g , i wziąć pod uwagę, czy nie należy szukać innego rozwiązania, aby ten wskaźnik poprawić.

Następnym zagadnieniem w tej dziedzinie mogłoby być ustalenie najmniejszych dopuszczalnych η_g dla różnych rodzajów gruntów w zależności od wielkości dawki — D .



Rys. 3.

Nie jest celem niniejszego artykułu szczegółowe omówienie projektowania nawodnienia zalewowego, a chciałem tylko wskazać, jak na tle nowego wzoru występują w sposób oczywisty zjawiska niewątpliwie zawsze intuicyjnie odczuwane, lecz które nie będąc ujmowane konkretnie i ściśle nie mogły stanowić wskazówek w pracy melioratora-projektanta. Na tym też tę krótką dygresję w dziedzinie projektowania zakończę.

* * *

Melioracje nie są dziedziną, jak wspomniałem, zbyt ścisłych obliczeń. Zbyt mało w szeregu wypadków posiadamy obserwacji pewnych, zbyt pobieżnie wykonywane są studia terenowe, zbyt wiele współczynników ma nazbyt szerokie granice i stosowanie ich zależy w ramach posiadanego doświadczenia od indywidualnej, niemal swobodnej oceny. Z drugiej strony zjawiska przyrody, którymi w melioracjach chcemy kierować, mają przebieg niezmiernie skomplikowany, dotychczas nie zawsze dający się ująć w pełni choćby ideowo. Podobnie ma się sprawa z nawodnieniem zalewowym.

To jednak nie zwalnia od dokładności rachunku. Jeżeli wspomnimy wielopiętrowy wzór Ganguillet-Kutter'a dla współczynnika C , lub wielostronicowe tabele do wzoru Matakiewicza, to sądzę, że i logarytm naturalny, występujący we wzorze tu przedstawionym nie powinien odstraszać i przypuszczam, że wzór ten, dający dokładniejsze niż dotąd ujęcie zjawisk, a bynajmniej nie bardziej skomplikowany niż wymienione, winien znaleźć zastosowanie w praktyce melioracyjnej.

Do podkreślenia jest jeszcze jeden punkt. Musimy zdać sobie sprawę, że i w naszej dziedzinie trzeba zerwać ze starymi nawykami, że i w naszej pracy musi znaleźć odbicie Nowa Era, w którą wkroczyliśmy, a której wyrazem jest Plan Sześciocletni. Obecnie każdy projektant melioracji winien posiadać tło ogólne. Przy jego opracowaniu winniśmy zbadać jak najwnikliwiej nie tylko potrzeby terenu, na którym projektujemy, lecz i innych użytkowników tej samej wody, i to nie tylko w chwili obecnej, lecz i w przyszłości. Przy gospodarce planowej, która z pewnością ogarnie w niedalekiej przyszłości również gospodarkę zasobami wodnymi, wolno nam będzie stawiać wymagania tylko określone dokładnie, a przy tym ograniczone do minimum. Widzieliśmy jak groźnym w tym względzie może być dawny wzór.

Mam nadzieję, że również w tym zakresie wzór przedstawiony obecnie odda społeczne usługi. Świadomość zaś posiadania ścisłego instrumentu, jakim jest ten wzór niech będzie dla meliorantów-praktyków zachętą do tym dokładniejszych studiów terenowych, między innymi przy wyznaczaniu w terenie decydującego niemal w nawodnieniu zalewowym współczynnika K .

DZIAŁ III – PROJEKTOWANIE

PROF. DR INŻ. ROMUALD ROSŁOŃSKI

Kolektor końcowy kanalizacji wielkiego Krakowa i podstawy jego obliczenia

Artykuł niniejszy omawia projekt odprowadzenia ścieków gospodarczych i deszczowych m. Krakowa do Wisły oraz drogi, jakimi projektant doszedł do obecnej realizowanej już koncepcji kolektora, przedstawiając równocześnie metody, na jakich oparto maksymalny jego przepływ, równoznaczny z przepływem niejednej rzeki.

Szczególnie ciekawe są wywody dotyczące ustalenia intensywności deszczu, czasu jego trwania, spływu z hektara oraz czasu przepływu wód w kolektorze, które doprowadziły do określenia wymiarów kolektora. Wymiary powyższe mogą mieć zastosowanie przy projektach kanalizacji innych wielkich miast.

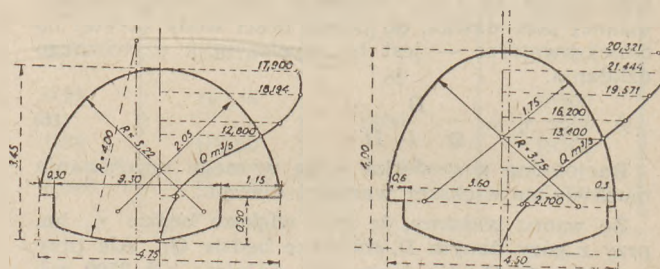
Ponadto rozwiązanie projektu kanalizacji dużego miasta, jakim jest Kraków, wiąże się nie tylko z planowaniem przestrzennym miasta, ale i z gospodarką wodną odwodnianego obszaru (powiązanie melioracyjne, trudności w okresie powodzi) tym bardziej, że budowa kolektora o tak znacznych wymiarach wraz z szeregiem dodatkowych urządzeń i robót, jak: jazów, syfonów, osadników, kanałów burzowych, pogłębienie koryta rzeczno go itd. jest jednym z dużych zagadnień gospodarki wodnej i budownictwa wodnego.

REDAKCJA

W lipcu 1949 roku, kiedy został zaprojektowany kolektor Krakowa w ostatecznej postaci, dane oombrometryczne dotyczące Krakowa nie były jeszcze ujawnione. Wobec zaleconego natychmiastowego rozpoczęcia robót w związku z budową Nowej Huty, trzeba było z konieczności oprzeć projekt na założeniach hipotetycznych i dedukowanych, które obecnie po dalszych pracach o stosunku opadu do odpływu w sieci kanalizacyjnej¹⁾ mogą być rozpatrzone merytorycznie i krytycznie.

I. Opis projektu

Kolektor końcowy ujmuje wody brudne i opadowe z lewobrzeżnej połaci Krakowa i, uchwycone w kolektor nadbrzeżny, prowadzi je syfonem pod Wisłą na prawy brzeg, gdzie po połączeniu się z kolektorem Podgórze odprowadza sumaryczny odpływ tzw. kolektorem płaszowskim (kończącym), o długości 3400 m do rzecznych Drwiny, która po przebiegu ponad 7 km wpada do Wisły pod miejscowością Brzegi (km Wisły 93,2).

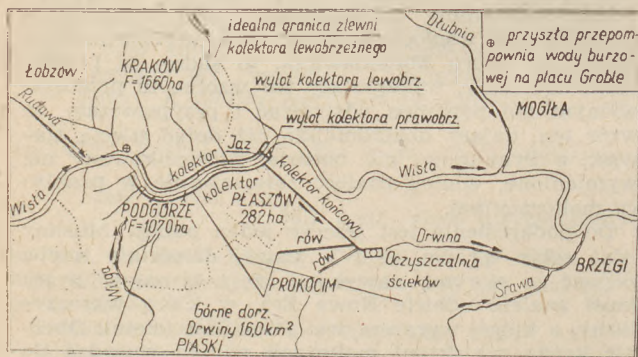


Rys. 2. Kolektor lewobrzeżny (krakowski). Profil końcowy $F = 11,786 \text{ m}^2$, $I = 0,47\text{‰}$.

Rys. 3. Kolektor płaszowski (od syfonu). Profil końcowy $F = 13,606 \text{ m}^2$, $I = 0,4\text{‰}$.

obwałowana Drwina, której początków należy szukać w ścieku z Woli Duchackiej (rów melioracyjny płaszowski) oraz w ścieku z Piasków Wielkich (rów prokocimski), posiada dno założone w spadku jednostajnym $0,3\text{‰}$ aż do ujścia do Wisły na ok. 7 km jej biegu.

Uregulowanie koryta Drwiny, która była tylko rowem melioracyjnym, stanowiło w problemie kolektora końcowego osobne, skomplikowane zagadnienie ustalenia głębokości dna przy ograniczonym spadku zwierciadła wody, w celu odprowadzenia znacznego odpływu z kolektorów i rowów melioracyjnych w sumie $20 + 8 = 28 \text{ m}^3/\text{sek}$. Ta ilość wody powinna spływać korytem zarówno przy normalnych stanach na Wiśle, jak i w czasie katastrofalnego wezbrania, piętrzącego wodę Drwiny przy ujściu o 2,02 m, z cofką sięgającą końca kolektora. Rzędna tej cofki musiała się pokrywać z rzędną zwierciadła wody w końcu kolektora płaszowskiego, a rzędna dna tegoż kolektora na początku, u dolnej głowicy syfonu, musiała być tak obniżona względem unormowanego warunkami koncepcji zwierciadła wody w kolektorze krakowskim w Dąbii, aby pokryć stratę spadku w syfonie wynoszącą 1,03 m. Wymagania te spowodowały konieczność pogłębienia dna Drwiny o 1,60 m (na początku więcej, na końcu mniej), przy maksimum osiągalnego spadku $0,3\text{‰}$.

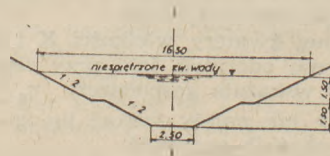


Rys. 1. Sytuacja kolektora końcowego (płaszowskiego) i oczyszczalni w systemie kanalizacji wielkiego Krakowa.

Kolektor płaszowski, koszowy, z kinetą mogącą pomieścić 3-krotną ilość odpływu wód brudnych, mierzy w świetle $4,50 \times 4,00 \text{ m}$, przy powierzchni $13,606 \text{ m}^2$ w św., jest założony w spadku $0,4\text{‰}$, a jego sprawność wynosi $20,321 \text{ m}^3/\text{sek}$ przy całkowitym napełnieniu, maksymalna zaś $21,444 \text{ m}^3/\text{sek}$. W jego przedłużeniu

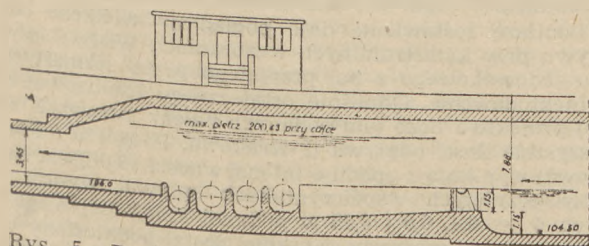
¹⁾ Rosłowski R. — Opad i odpływ w sieci kanalizacyjnej miast. (Gaz, Woda i Technika Sanitarna. 1951 Nr 4).

Tenże — O redukcji odpływu poza zasięgiem sieci kanalizacyjnej w długim odbiorniku (Gaz, Woda i Technika Sanitarna. 1951 Nr 9).

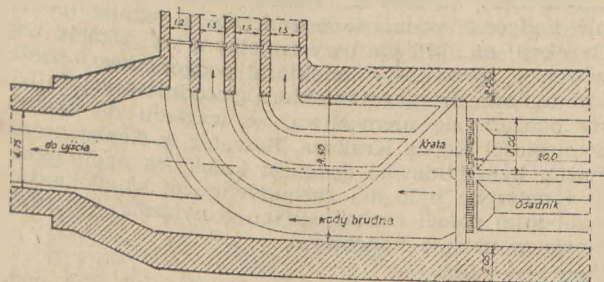


Rys. 4. Uregulowane koryto rz. Drwiny dla przepływu $28 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Syfon zaprojektowano w odległości 500 m przed ujściem kolektora do Wisły. Przed syfonem ma być zbudowany osadnik dla piasku przez poszerzenie profilu krakowskiego kolektora, z którego wody brudne i burzowe spływają przez przelewy do 4 rur żelbetowych. Trzy z nich o $\varnothing$ 1,50 m odprowadzają wody burzowe, a jedna o $\varnothing$ 1,20 m wody brudne. Przelewy założono na takich wysokościach, aby woda po wypełnieniu najpierw rury o $\varnothing$ 1,20 m przelewała się do następnych o $\varnothing$ 1,50 m po kolei, w miarę wzrastającego dopływu. Poza tym dopływ do poszczególnych rur regulują zastawki w głowicy górnej i dolnej syfonu, w szybach z nadbudową mieszczącą urządzenia wyciągowe dla zastawek. Te ostatnie umożliwiają skierowanie w czasie opadów większej ilości wody w każdą pojedynczą rurę i intensywne jej przepłukanie. Urządzenia wlotowe do górnej głowicy syfonu przedstawiają rys. 5 i 6.



Rys. 5. Profil podłużny przez osadnik i końcówkę kolektora z widokiem na rury syfonowe.



Rys. 6. Poszerzony kolektor krakowski w przekroju poziomym. Wprowadzenie wody do rur syfonowych.

Nadmiar wody ponad ilość syfonowaną (12350 l/sek) w kolektorze krakowskim, a w kolektorze podgórskim nadmiar wody burzowej, nie mieszczącej się w kolektorze końcowym (zobacz rozdział V) spływają końcówką kolektora do Wisły.

Chyżości wody w rurach syfonowych wypełnionych są duże i wynoszą dla rury wód brudnych: $V = 1,60$ m/sek dla $Q = 1875$ l/sek oraz dla każdej z trzech rur o $\varnothing$ 1,50 m po 1,90 m/sek przy przepływie 3492 l/sek w każdej. Rury są ujęte w blok betonowy przylegający do progów iazn po stronie wlotowej i uchodzą do głowicy dolnej. Poza nią uchodzi — już do kanału — kolektor podgórski.

Należy jeszcze dodać, że przy końcu kolektora końcowego i na początku uregulowanej Drwiny ma stać biologiczna oczyszczalnia ścieków, której projekt ogólny również został wykonany przez autora przy współpracy inż. J. Cmikiewicza. Projekt ten jest związany celowo z doprowadzeniem wód na oczyszczalnię kanałem końcowym i odprowadzeniem tychże Drwiną, przy dostosowanych rzędnych zwierciadła wody do jej zmiennych stanów ustalonych w projekcie regulacji Drwiny.

Okazało się, że oczyszczanie da się przeprowadzić jednorazowym pompowaniem wody na osadniki wstępne, skąd woda płynie już grawitacyjne na złoża zraszane i osadniki wtórne dla szlamu ożywionego i dalej do Drwiny.

Kwestia jak czyścić wody brudne jest jeszcze przedmiotem dyskusji, a istota różnicy poglądów polega na tym, że według zapatrywania autora szlam powinien być spożytkowany jako nawóz, przy czym objętość

jego powinna być możliwie mała z powodu dalekiego odwozu, podczas gdy inni, wzorując się na przykładzie londyńskim, stoją na stanowisku, że wody brudne i rozcieńczone powinny być czyszczone szlamem czynnym, bez względu na małą wartość nawozową takiego szlamu i jego wielokrotną objętość, przy trudności pozbywania się tegoż, nie licząc się z tym, że częściowe biologiczne oczyszczanie, wskazane dla pierwszego etapu rozbudowy oczyszczalni, nie może być przeprowadzone szlamem czynnym.

II. Zasady projektów b. Dyrekcji Dróg Wodnych

Ten krótki opis, zatwierdzonego w odniesieniu do części hydrologicznej, i realizowanego już projektu jest finałem długoletnich rozważań, jak odprowadzić wody kanalizacyjne oraz całej serii projektów powstających od czasu udzielenia koncesji na budowę kolektorów, tj. od roku 1907.

Dalsza część wywodów, mająca udowodnić słusność przyjętych założeń w odniesieniu do odprowadzenia 20 m³/sek z obszaru Wielkiego Krakowa nie była zrozumiała, bez krótkiej wzmianki, jak b. Administracja Dróg Wodnych w Krakowie obliczała kolektory.

Otóż przyjęto jako zasadę, że z dorzecza ciężącego do poszczególnych przelewów burzowych rozmieszczonych na kolektorze spływa ilość wody odpowiadająca natężeniu opadu 9 l/sek. ha, pomnożona przez odpowiedni współczynnik spływu (ψ). Poza przelew, do dalszej części kolektora odpływa jednak tylko $27,7 \times \psi$ l/sek. Różnica spływa do Wisły kanałem burzowym²⁾. Wynikająca z tego ostatniego założenia ilość odpływu miała być tą, którą na końcu kolektora należałoby przepompować do Wisły w czasie katastrofalnych wezbrań Wisły, kiedy burzowce i ujście kolektorów musiałyby być zamknięte.

W ten sposób licząc, Dyrekcja Dróg Wodnych otrzymała na końcu kolektorów dla Krakowa z dorzecza kanalizowanego o powierzchni 1462 ha, przy średnim ważonym współczynniku spływu $\psi = 0,364$, odpływ końcowy = 15476 l/sek, dla Podgórzia zaś z obszaru 468 ha — 5143 l/sek. I tu rozpoczęły się kłopoty, które w postanowieniach koncesji nie znalazły rozwiązania. Konieczność budowy dwóch stacji pompowych, utrzymywanie ich w pogotowiu po to, aby ewentualnie raz na kilka lat uruchomić je w czasie wezbrań katastrofalnych Wisły, nie zachęcały do realizowania tego projektu. Wobec tego postanowiono później z objętości 15476 l/sek przepompować tylko 8000 l/sek, a różnicę dopływu zamagazyrować w ziemnych zbiornikach retencyjnych. Okazało się jednak, że potrzebne do tego celu duże zbiorniki retencyjne nie dadzą się pomieścić na terenach niezabudowanych w Dąbiu, skutkiem czego projekt ten zaniechano.

Do czasu pierwszej wojny światowej (1914) zrealizowano w znacznej części budowę kolektorów, po czym dopiero w 1917 r. podjęto znowu sprawę nieszkodliwego odprowadzenia wód w czasie powodzi, czyli zabezpieczenie Krakowa od zalewu kanałami, co w dziejach Krakowa zdarzyło się kilkakrotnie na placu Groble i na Dąbiu, a w ogóle na terenach niżej położonych, już po wybudowaniu kolektorów. Tym razem z inicjatywy b. Ekspozytury i na życzenie b. Głównej Dyrekcji Dróg Wodnych w Wiedniu W. Voit przedłożył rozwiązanie odmiennego rodzaju. Na końcu kolektora krakowskiego wody kanałowe miały być ujęte, syfonem przeprowadzone przez Wisłę, a stąd po połączeniu się z wodami kolektora podgórskiego doprowadzone rowem otwartym biegnącym z północy na południe do początku rzeki Drwiny. Rozpad Austrii uniemożliwił realizację i tego projektu, który posiadał niezaprzeczone walory, dając możność odprowadzenia

²⁾ Stąd wniosek, że rozcieńczenie wód brudnych przy odpływie burzowym wynosi $\psi = 27,7 + \psi = 69,3$ tj. (1 + 2,5), gdyby do wszystkich przelewów burzowych dopływała ilość $\psi = 97$ l/sek. ha.

wód kanałowych grawitacyjnie do Drwiny — Wisły. Obecnie jednak nie dałby się wykonać w tej postaci, bo prowadzenie otwartego rowu — jak projektowano — dla wód kanałowych na długości 3,4 km przez tereny płaszowskie, przeznaczone na zabudowę, nie byłoby możliwe.

Od tego czasu przez lat 22 sprawa nie ruszyła z miejsca.

III. I n n e p r o j e k t y

Z początkiem 1942 r. firma niemiecka przedłożyła zupełnie nieudolny projekt odprowadzenia ścieków, polegający na przepompowaniu tychże na kilku przelewach burzowych do Wisły w czasie powodzi oraz posiadający dwie stacje końcowe, które miały tłoczyć stale wody brudne i rozcieńczone wprost do oczyszczalni, zaprojektowanej nad Drwiną. Nad założeniami hydrologicznymi tego projektu nie warto się rozwodzić, wystarczy jeśli jako curiosum podam następujące dyspozycje projektu. Krakowska przepompownia końcowa, położona za Białuchą, miała przepompować 3600 l/sek. syfonem pod Wisłą i dalej do oczyszczalni dwoma rurociągami średnicy 1000 i 1500 mm, o długości po 2200 m; druga przepompownia podgórska miała tłoczyć do oczyszczalni 1550 l/sek dwoma rurociągami średnicy 800 mm i 1500 mm, o długości po 5105 m. Nie można zrozumieć tego, że na mających się zabudować terenach Płaszowa zaprojektowano w przedłużeniu kolektora podgórskiego rurociągi tłoczne o długości 5105 m zamiast kanału, po to aby nimi przetłaczać brudne wody i rozcieńczone na wysokość 15 m (hydraulicznego ciśnienia) wymagającą znacznych ilości energii. I ten projekt nie został zrealizowany, zapewne z powodu braku materiału i sprzętu.

Z początkiem 1946 r., po objęciu przez autora funkcji doradcy technicznego przy Oddziale Kanalizacji Zarządu Miejskiego, na życzenie tegoż i przy współpracy Oddziału zdecydowano wykonać taki projekt, który by pozwolił na grawitacyjne odprowadzenie w czasie powodzi wód kanałowych z lewobrzeżnego Krakowa do Dłubni i dalej do Wisły, a zatem bez syfonowania i bez pompowania. Licząc się z wielkimi objętościami wody (23630 l/sek), jakie podług norm b. Dyrekcji Dróg Wodnych należałoby przeprowadzić przedłużonym kolektorem lewobrzeżnym o długości 7 km do Wisły, a zatem biorąc pod uwagę koszt wykonania

takiego projektu, zrewidowano najpierw podstawy założenia ombrometryczno-hydrologicznych przyjętych w projekcie b. Ekspozytury Dróg Wodnych³⁾.

Na podstawie analizy najintensywniejszych opadów, jakie pojawiły się w czasie katastrofalnych wezbrań Wisły podanych przez Zarząd Miejski w załącznikach protokołu z dochodzenia wodno-prawnego obliczono, że 27,7 l/sek. ha opadu, jakie Dyrekcja przyjęła za miarodajne przy katastrofalnych wezbraniach, jest za duże i że właściwą i wystarczającą miarą będzie 18,6 l/sek. ha. Tym sposobem, redukując spływ z dorzecza 3647 ha do objętości 16123 l/sek, można było grawitacyjnie doprowadzić kolektor do Dłubni przy Wiśle, czynny nawet przy stanach katastrofalnych i założyć przed ujściem oczyszczalnię mechaniczną. Projekt zakończono w połowie 1947 r., lecz niebawem okazał się on niewykonalny, gdyż nad Dłubnią zdecydowano rozpocząć zwartą zabudowę. W tych warunkach powstał nowy projekt opisany na początku.

Poniższe zestawienie daje pogląd na wielkość odpływu przy katastrofalnych wezbraniach Wisły i spływu jednostkowego z ha, przyjętego przez rozmaitych projektodawców. Odnośnie ostatecznego (realizowanego) projektu i liczb tam podanych należy zauważyć, że wszystkie ilości odpływu (z Krakowa, Podgórze i Płaszowa) wynikają z opadu o intensywności 18,6 l/sek. ha. przy przyjętych współczynnikach spływu, wynoszących $\psi = 0,4, 0,3$ i $0,25$ w podanej kolejności obszarów z tym, że pierwszy (Kraków) został podniesiony w stosunku do założenia Dyrekcji Dróg Wodnych o 0,364 na 0,4, przy tym odpowiedni obszar odwodniony został ograniczony do 1660 ha. Obszar mającego się odwodnić Podgórze podniesiono znacznie z 468 ha (podług Dyrekcji) na 1070 ha, przy pełnym wyzyskaniu największej sprawności kolektora podgórskiego, ponieważ budowa drugiego kolektora (południowego) do Wisły okazała się niemożliwa, ze względu na skaliste wyniosłości Kopca Krakusa. Również w Krakowie nie można było budować drugiego kolektora nadbrzeżnego i potrzeba było dla rozbudowującej się północno-zachodniej połaci szukać innych rozwiązań — o czym mowa w ustępie końcowym.

³⁾ Rosłoński R. — Założenia hydrologiczne u podstaw kanalizacji m. Krakowa (Czasopismo Techniczne 1947, Nr 3/4).

Tablica I.

Odpływy przy katastrofalnych stanach Wisły przy zamkniętych przelewach burzowych i wylotach kolektorów.

	Obszar odwodniony w ha	Ilość odpływu w l/sek.	Odpływ jednostkowy l sek. ha	Sposób odwodnienia
1) Projekt obecny 1949 r.				
Kraków	1660	12.350	7,44	syfonem kol. płaszowskim
Podgórze	1070	5.970	5,58	
Płaszów	282	1.310	4,64	
Wody brudne		920		
	3012	20.550	śr. 6,79	
2) Projekt niemiecki 1942 r.				
Kraków	2964	15.200	5,12	pompowanie do Wisły rurociągami do oczyszczalni
Podgórze	658 (?)	4.350	6,60 (?)	
	3622	19.550	śr. 5,40	
3) Projekt b. Dyrekcji Wiedzi 1917 r.				
Obszary Krakowa i Podgórze	nie ustalono	24.000	—	Syfonem przez Wisłę i rowem otwartym do Drwiny
4) Projekt b. Eksp. Dyr. Dróg Wodnych Kraków 1907 r.				
Kraków	1462	15.476	10,50	do wylotu kolektorów w Dąbli
Podgórze	468	5.145	11,00	
	1930	20.619	śr. 10,70	

wód kanałowych grawitacyjnie do Drwiny — Wisły. Obecnie jednak nie dałby się wykonać w tej postaci, bo prowadzenie otwartego rowu — jak projektowano — dla wód kanałowych na długości 3,4 km przez tereny płaszowskie, przeznaczone na zabudowę, nie byłoby możliwe.

Od tego czasu przez lat 22 sprawa nie ruszyła z miejsca.

III. I n n e p r o j e k t y

Z początkiem 1942 r. firma niemiecka przedłożyła zupełnie nieudolny projekt odprowadzenia ścieków, polegający na przepompowaniu tychże na kilku przelewach burzowych do Wisły w czasie powodzi oraz posiadający dwie stacje końcowe, które miały tłoczyć stale wody brudne i rozcieńczone wprost do oczyszczalni, zaprojektowanej nad Drwiną. Nad założeniami hydrologicznymi tego projektu nie warto się rozwodzić, wystarczy jeśli jako curiosum podam następujące dyspozycje projektu. Krakowska przepompownia końcowa, położona za Białuchą, miała przepompować 3600 l/sek. syfonem pod Wisłą i dalej do oczyszczalni dwoma rurociągami średnicy 1000 i 1500 mm, o długości po 2200 m; druga przepompownia podgórska miała tłoczyć do oczyszczalni 1550 l/sek dwoma rurociągami średnicy 800 mm i 1500 mm, o długości po 5105 m. Nie można zrozumieć tego, że na mających się zabudować terenach Płaszowa zaprojektowano w przedłużeniu kolektora podgórskiego rurociągi tłoczne o długości 5105 m zamiast kanału, po to aby nimi przetłaczać brudne wody i rozcieńczone na wysokość 15 m (hydraulicznego ciśnienia) wymagającą znacznych ilości energii. I ten projekt nie został zrealizowany, zapewne z powodu braku materiału i sprzętu.

Z początkiem 1946 r., po objęciu przez autora funkcji doradcy technicznego przy Oddziale Kanalizacji Zarządu Miejskiego, na życzenie tegoż i przy współpracy Oddziału zdecydowano wykonać taki projekt, który by pozwolił na grawitacyjne odprowadzenie w czasie powodzi wód kanałowych z lewobrzeżnego Krakowa do Dłubni i dalej do Wisły, a zatem bez syfonowania i bez pompowania. Licząc się z wielkimi objętościami wody (23630 l/sek), jakie podług norm b. Dyrekcji Dróg Wodnych należałoby przeprowadzić przedłużonym kolektorem lewobrzeżnym o długości 7 km do Wisły, a zatem biorąc pod uwagę koszt wykonania

takiego projektu, zrewidowano najpierw podstawy założen ombrometryczno-hydrologicznych przyjętych w projekcie b. Ekspozytury Dróg Wodnych³⁾.

Na podstawie analizy najintensywniejszych opadów, jakie pojawiły się w czasie katastrofalnych wzebrań Wisły podanych przez Zarząd Miejski w załącznikach protokołu z dochodzenia wodno-prawnego obliczono, że 27,7 l/sek. ha opadu, jakie Dyrekcja przyjęła za miarodajne przy katastrofalnych wzebraniach, jest za duże i że właściwą i wystarczającą miarą będzie 18,6 l/sek. ha. Tym sposobem, redukując spływ z dorzecza 3647 ha do objętości 16123 l/sek, można było grawitacyjnie doprowadzić kolektor do Dłubni przy Wiśle, czynny nawet przy stanach katastrofalnych i założyć przed ujściem oczyszczalnię mechaniczną. Projekt zakończono w połowie 1947 r., lecz niebawem okazał się on niewykonalny, gdyż nad Dłubnią zdecydowano rozpocząć zwartą zabudowę. W tych warunkach powstał nowy projekt opisany na początku.

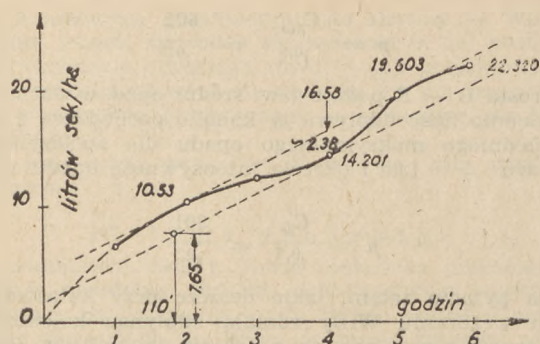
Poniższe zestawienie daje pogląd na wielkość odpływu przy katastrofalnych wzebraniach Wisły i spływu jednostkowego z ha, przyjętego przez rozmaitych projektodawców. Odnośnie ostatecznego (realizowanego) projektu i liczb tam podanych należy zauważyć, że wszystkie ilości odpływu (z Krakowa, Podgórze i Płaszowa) wynikają z opadu o intensywności 18,6 l/sek. ha. przy przyjętych współczynnikach spływu, wynoszących $\psi = 0,4, 0,3$ i $0,25$ w podanej kolejności obszarów z tym, że pierwszy (Kraków) został podniesiony w stosunku do założen Dyrekcji Dróg Wodnych o 0,364 na 0,4, przy tym odpowiedni obszar odwodniony został ograniczony do 1660 ha. Obszar mającego się odwodnić Podgórze podniesiono znacznie z 468 ha (podług Dyrekcji) na 1070 ha, przy pełnym wyzyskaniu największej sprawności kolektora podgórskiego, ponieważ budowa drugiego kolektora (południowego) do Wisły okazała się niemożliwa, ze względu na skaliste wyniosłości Kopca Krakusa. Również w Krakowie nie można było budować drugiego kolektora nadbrzeżnego i potrzeba było dla rozbudowującej się północno-zachodniej polaci szukać innych rozwiązań — o czym mowa w ustępie końcowym.

³⁾ Rosłoński R. — Założenia hydrologiczne u podstaw kanalizacji m. Krakowa (Czasopismo Techniczne 1947, Nr 3/4).

Tablica I.

Odpływy przy katastrofalnych stanach Wisły przy zamkniętych przelewach burzowych i wylotach kolektorów.

	Obszar odwodniony w ha	Ilość odpływu w l/sek.	Odpływ jednostkowy l sek. ha	Sposób odwodnienia
1) Projekt obecny 1949 r.				
Kraków	1660	12.350	7,44	syfonem kol. płaszowskim
Podgórze	1070	5.970	5,58	
Płaszów	282	1.310	4,64	
Wody brudne		920		
	3012	20.550	śr. 6,79	
2) Projekt niemiecki 1942 r.				
Kraków	2964	15.200	5,12	pompowanie do Wisły rurociągami do oczyszczalni
Podgórze	658 (?)	4.350	6,60 (?)	
	3622	19.550	śr. 5,40	
3) Projekt b. Dyrekcji Wiedzi 1917 r.				
Obszary Krakowa i Podgórze	nie ustalono	24.000	—	Syfonem przez Wisłę i rowem otwartym do Drwiny
4) Projekt b. Eksp. Dyr. Dróg Wodnych Kraków 1907 r.				
Kraków	1462	15.476	10,50	do wylotu kolektorów w Dąbli
Podgórze	468	5.145	11,00	
	1930	20.619	śr. 10,70	



Rys. 8. Linia sumowa przepływu w kolektorze lewo-brzeżnym.

w stosunku do ilości wody zatrzymanej przez kolektor, równej $1660 \times 7,44 = 12350$ l/sek.

Dolna styczna na przecięciu z rzędną 110 minut dla odpływu kolektorem trwającego tyleż czasu, posiada wartość 7,65 l/sek. ha jest zatem większa od przyjętej o $7,65 - 7,44 = 0,21$ l/sek. ha, co rekompensuje niewyzyskana retencja kolektora z nadmiarem. Wywód stwierdza, że nawet najintensywniejszy znany deszcz w czasie katastrofalnego wezbrania Wisły nie zdołałby przepełnić kolektora.

W świetle obu analiz tutaj przedstawionych, redukcja natężenia normy b. Dyrekcji D. W. okazuje się uzasadniona i właściwa, a błąd w założeniach tejże leży w tym, że maksymalne natężenie opadu notowane na jednym ombrometrze, przyjęto za równe średniemu w dorzeczu. Wskutek tego wzrosły odpływy jednostkowe z dorzecza (zob. tab. 1). Dzięki temu jednak można było w obecnych warunkach zwiększyć łączny obszar odwodnienia Krakowa i Podgórza z 1930 na 3012 ha.

V. Odpływ burzowy w kolektorze końcowym

Największa sprawność tego kolektora wynosi — jak już podano, przy deszczach mniejszego nasilenia w czasie katastrofalnych wezbrań od 20,5 do 21,4 m³/sek i nie może być podniesiona przy opadach burzowych. Z tego wynika, że ewentualny nadmiar odpływu w obu kolektorach (krakowskim i podgórskim) przeleje się do końcówek tych kolektorów, które odegrają rolę burzowców.

Obliczmy najpierw, ile wody burzowej może spłynąć kolektorem końcowym, uwzględniając jego retencyjne działanie. Ponieważ długość kolektora wynosi 3400 m, a chyżość przepływu 1,49 m/sek przy pełnym napełnieniu, więc czas przepływu wyniesie

$$T = \frac{L}{V} = \frac{3400}{1,49} = 2300'' = 38,3 \text{ w sumie } 110 + 38,3 \approx 150 \text{ minut.}$$

Odpowiadające temu natężenie deszczu wyniesie:

$$p = \frac{301}{150^{0,5}} = 24,02 \text{ l/sek. ha.}$$

Stąd otrzymamy następujące odpływy burzowe do kolektorów i do Wisły, przy otwartych przelewach burzowych i wylotach kolektorów: (tabl. III)

Z zestawienia powyższego wynika, że do Wisły przeleje się około 34% wody z opadu burzowego, z tego określić nie dająca się część spłynie do przelewów burzowcami, reszta końcówkami kolektorów. W tych warunkach nie było celu powiększać rozmiaru syfonów i kolektora końcowego także i z tego względu, ponieważ ten posiada i tak za małe przykrycie wynoszące średnio około 1 m w nisko położonych terenach Płaszowa.

Do zagadnienia wielkości odpływu burzowego w kolektorze płaszowskim możemy podejść także inaczej, uważając go za długi odbiornik sieci kanalizacyjnej krakowsko-podgórskiej. Jak liczyć taki odbiornik, było wyluszczone w rozprawce: „O redukcji odpływu poza zasięgiem sieci kanalizacyjnej w długim odbiorniku“⁴⁾. Jednym z założeń tego obliczenia jest przyjęcie, że odbiornik położony poza siecią nie jest kanałem zbiorczym dla przylegającego dorzecza. W danym przypadku można to założenie interpretować tak, że odpływ z deszczu w odbiorniku już przeminał, zanim kolektor krakowski i podgórski nadążą ze swym dopływem do odbiornika, czyli że odbiornik nie bierze udziału w kulminacji przepływu, co będzie — wykluczając sporadyczne przypadki — zjawiskiem normalnym. Posługując się symbolami w cytowanej rozprawce piszemy:

miarodajny dla sieci czas trwania deszczu $\tau = 110$ minut,

czas przepływu kolektorami i odbiornikiem, czyli odprowadzalnikiem⁵⁾ $T = 150$ minut,

współczynnik redukcyjny (ze wzoru 3 w cytowanej pracy)

$$\varphi r = \frac{\tau}{T} = \frac{110}{150} = 0,733,$$

ilość odpływu niezredukowanego $Q = 20205 - (1639 - 147) + 5820 = 24533$ l/sek,

ilość odpływu zredukowanego $Q_r = 24533 \times 0,733 = 1798,3 \approx 1800$ l/sek, jest zatem mniejsza od sprawności odbiornika, tj. kolektora płaszowskiego.

Wynik ten możemy kontrolować danymi z rys. 7, gdzie podano średnie natężenie z maksymalnych opadów w dorzeczu równe 28,68 l/sek. ha, czyli w procentach 0,2868 i stąd wynikający współczynnik redukcyjny $\varphi r = 1 - 0,2868 = 0,713$, zatem potrzebny czas odpływu w odprowadzalniku dla osiągnięcia powyższego φr jest:

$$T = \frac{110}{0,713} = 154 \text{ minut (zob. tablicę w cytowanej pracy.}$$

⁴⁾ „Gaz, Woda i Technika Sanitarna“ 1951, Nr 9.

⁵⁾ Wydrukowano mylnie w miesięczniku „Gaz, Woda i Technika Sanitarna“ Nr 9/51 str. 9, prawa kolumna, wiersz 19 od góry „czas odpływu w odbiorniku T“, zamiast w odprowadzalniku.

Tablica III

	Odpływ z ha l/sek.	Do kolektora l/sek.	Do Wisły l/sek.
Z Krakowa $1660 \times 24 \times 0,4 =$ + wody brudne l/sek.	15.950 520 16.470	9,06	12.350 4.120
Z Podgórza $1070 \times 24 \times 0,3 =$ + wody brudne l/sek.	7.710 256 7.916		
Z Płaszowa $282 \times 24 \times 0,25 =$ + wody brudne l/sek.	1.492 147 1.639	7,2	1.700
Razem		5,8	nie ma przel. burz.
		20.205	5.820

Z obliczenia powyższego wynika, że kolektor końcowy (płaszowski) może podołać nawet odpływowi burzowemu na terenie objęty projektowaną zlewnią kolektorów w warunkach niejednoczesnego spływu tymi samymi.

Kolektor końcowy rozwiązuje definitywnie przyszłe odwodnienie Podgórza i Płaszowa, nie rozwiązuje i nie może rozwiązać na dalsze lata sprawy ochrony m. Krakowa przed zalewem wód kanałowych, przy szybko postępującej rozbudowie dzielnic zachodniopółnocnych. Tę kwestię będzie trzeba rozwiązać niezależnie od kolektora, którego wymiarów nie można przecież powiększyć.

Jako pierwszy środek zaradczy przeciw niepożąda-

nym objawom zatapiania ulic w czasie powodzi, wysuwa się na pierwszy plan budowa przepompowni na placu na Groblach, gdzie przelew Nr II i burzowiec odprowadzają do Wisły podług obliczeń Dyrekcji około 14 m³/sek. W tym miejscu może nastąpić znaczne obciążenie kolektora przez przepompowanie do Wisły około 6 m³/sek.

W planie dalszym w celu ochrony Wisły przed zanieczyszczeniem wodami brudnymi, wskutek narastającej na przelewach ich ilości, należy przewidzieć osobną oczyszczalnię z przepompownią u ujścia Rudawy do Wisły, co należałoby już obecnie w planach zabudowy tej części miasta uwzględnić, więc przede wszystkim zaprojektować kanalizację tego obszaru.

INŻ. STEFAN CZERNIK

Nowoczesne typy budowli regulacyjnych na tle użeglownienia środkowej i dolnej Wisły¹⁾

Tak ważny dla naszej gospodarki narodowej problem, jakim jest ustalenie sposobu zabudowy Wisły, pozostaje wciąż jeszcze sprawą otwartą.

W dobie obecnej, w wyniku przemian ustrojowych, podejście do zagadnienia Wisły uległo radykalnej zmianie. Przestano nie tylko traktować ją jako zło konieczne, wymagające bardzo wysokich nakładów na jej uporządkowanie, lecz uznano ją jako zaniebane przez ustrój kapitalistyczny bogactwo narodowe, które winno przysporzyć krajowi bardzo poważnych i wysokie rentownych korzyści. To potęgujące się zainteresowanie w rozwiązaniu takiego sposobu zabudowy Wisły, który by uwzględnił do maksimum potrzeby i wymogi różnych działów gospodarki narodowej, skomplikował jednak bardzo znacznie całość tego zagadnienia.

Wymogi stawiane projektantom są bardzo poważne, gdyż Wisła nie tylko ma stać się dużą drogą wodną, umożliwiającą włączenie naszej podstawowej sieci dróg wodnych w sieć wodną sąsiadów, ale musi też być racjonalnie wykorzystany jej potencjał energetyczny, który ocenia się na 5,7 miliarda kWh rocznie oraz musi równocześnie uwzględnić w jak najszerszej mierze potrzeby i wymogi rolnictwa, przemysłu, urbanistyki, rybołówstwa itp.

Waga poszczególnych zagadnień wywoływała u naszych fachowców, co zresztą jest zupełnie zrozumiałe, poważne różnice poglądów w wyborze nawiąściwszego sposobu kompleksowej zabudowy. W tym stanie rzeczy z wydatną pomocą przyszedł nam Związek Radziecki, używając w lecie br. kilku swych wybitnych hydrotechników, którzy swymi cennymi radami i sugestiami, udzielonymi naszym fachowym czynnikom, ułatwili powzięcie głównych wytycznych w rozwiązaniu problemu naszych systemów wodnych.

Wytyczne te wpłynęły wydatnie na uzgodnienie poglądów szerokiego naszego kolegiów, wyrównując dotychczasowe różnice zdań zwolenników regulacji, kanalizacji i budowy zbiorników, meliorantów i energetyków, tak że coraz wyraźniej dostrzega właściwe kompromisowe rozwiązanie całości problemu.

W szczególności opinie fachowców są już na ogół zgodne, że sama tylko regulacja rzeki była by przedsięwzięciem wybitnie deficytowym, że nawet przy współpracy podgórskich zbiorników nie dołatałaby regulacja spronowoczesna żegluga wielkiej drożde wodnej oraz, że nieodzownym jest podjęcie radykalniejszego sposobu zabudowy, jakim jest skanalizowanie rzeki połączone z budową zbiorników w jej niższym biegu, t.j. w szczególności, że w

ten dopiero sposób umożliwione zostanie należyte wykorzystanie potencjału energetycznego Wisły.

Wybór tego ostatniego sposobu nie wyklucza bynajmniej potrzeby wykonywania robót regulacyjnych, ogranicza jednak w znacznym stopniu ich rozmiar. Na ogół w tym kierunku są opinie fachowców zgodne, a mianowicie, że bez przeprowadzenia wstępnej regulacji rzeki, tzn. bez skoncentrowania jej koryta na zdczałych odcinkach, nie należy przystępować do kanalizacji. Jest to nieodzowne nie tylko dla zapewnienia poprawy istniejących warunków w okresie przejściowym do czasu realizacji pełnej zabudowy, ale i dla zabezpieczenia przyszłej zabudowy przez stworzenie korzystnych warunków dla swobodnego spływu wód i lodów, a głównie rumowiska rzeczne.

Wiemy, że Wisła w przeciwieństwie do innych rzek jest trudna do zabudowy. Przyczyną tego jest zbytnie skrócenie biegu na skutek przełomu jej do Bałtyku w okresie przesunięć lodowcowych. Następstwem tego jest znaczne zwiększenie spadku, z tendencją do przywrócenia dawniejszego spadku, połączone z postępującą erozją wsteczną i anormalnym w porównaniu do innych rzek obfitym unoszeniem w dół rzeki strukturalnego tworzywa doliny Wisły. Nie możemy więc czekać na osiągnięcie przez samą rzekę potrzebnej jej równowagi dna, gdyż proces taki trwać może jeszcze dziesiątki tysięcy lat. Możemy to uzyskać szybko przez racjonalną zabudowę, umożliwiającą wydajne wyrównanie jej przepływu i ustabilizowanie jej podłoża. W dostosowaniu zatem do istniejącego spadku, a więc bez naruszenia w zasadzie występującej równowagi dna, staramy się w pierwszym etapie zabudowy, a więc w drodze regulacji uzyskać najkorzystniejsze ukształtowanie koryta rzeki, dla stworzenia odpowiednich warunków dla dalszej zabudowy.

W chwili podjęcia po ostatniej wojnie robót na Wiśle, prawie połowa jej długości (438 km. tzn. 46,5%), obejmująca jej bieg środkowy i część dolnego, znajdowała się w stanie pierwotnym.

Pozostałe odcinki Wisły, a mianowicie 280 km jej górnego biegu i 223 km dolnego, uregulowane przed pierwszą wojną światową, wymagały już tylko lokalnych uzupełnień, będąc w zasadzie dojrzałe dla dalszych etapów zabudowy.

Po usunięciu poważnych zniszczeń wojennych oraz po wyremontowaniu najniezbędniejszych jednostek taboru pływającego, przystąpiono już w 1947 r. do szeroko zakrojonych robót około koncentracji koryta na odcinku od Warszawy do Siłna.

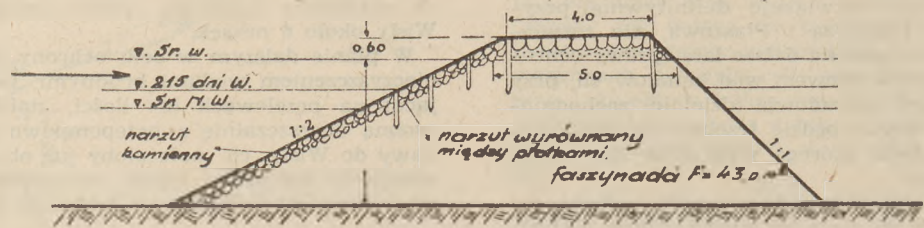
Roboty te poprzedzone zostały opracowaniem wstępnych projektów ustalających w zasadzie metodę regulacji, a w szczególności jej podstawy hydrologiczne, kierunki i szerokości tras oraz wytyczne odnośnie wykonawstwa robót.

Wisła środkowa i dolna ma być regulowana na wodę średnią. Szerokość trasy regulacyjnej na dolnej Wiśle (poniżej ujścia Bugu) ma wynosić normalnie 300 m. ze zwężeniami na przejściach do 270 m. Cała trasa ma przebiegać w łukach kołowych, bez prostych przejściowych, przy czym promienie łuków mają wynosić

¹⁾ Referat wygłoszony na Zjeździe Naukowo-Technicznym Sekcji Głównej Dróg Wodnych Stow. Inżynierów i Techników Komunikacji, w dniu 20.XII.1951 r.

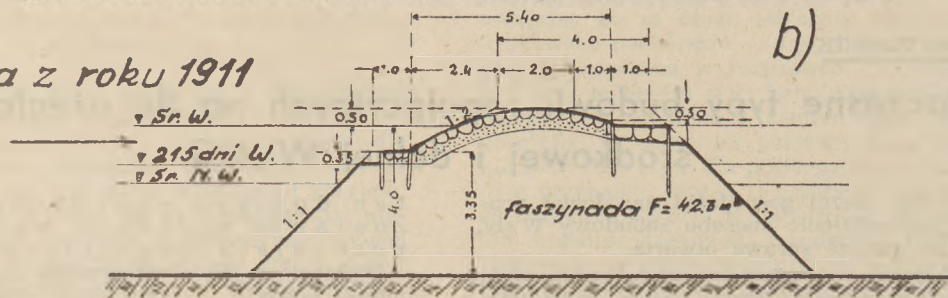
Ostroga z lat 1835-1879

a)



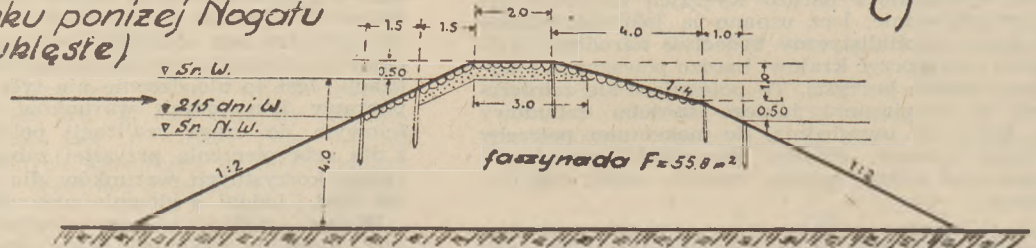
Ostroga z roku 1911

b)



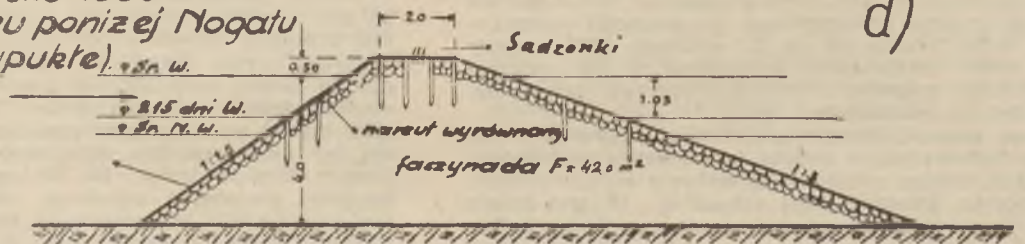
Ostroga z roku 1925
(na odcinku poniżej Nogatu
brzezi wklęsłe)

c)



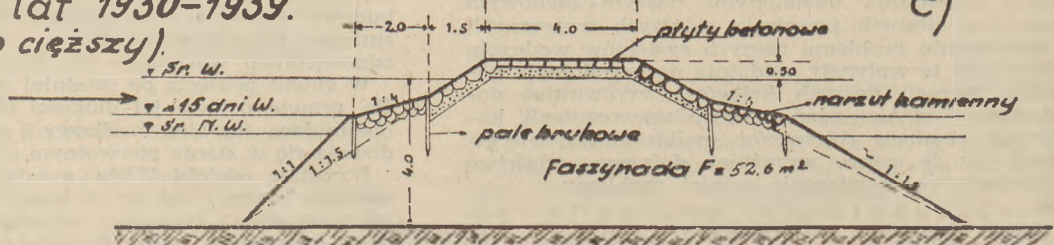
Ostroga z roku 1930
(na odcinku poniżej Nogatu
brzezi wypukłe).

d)



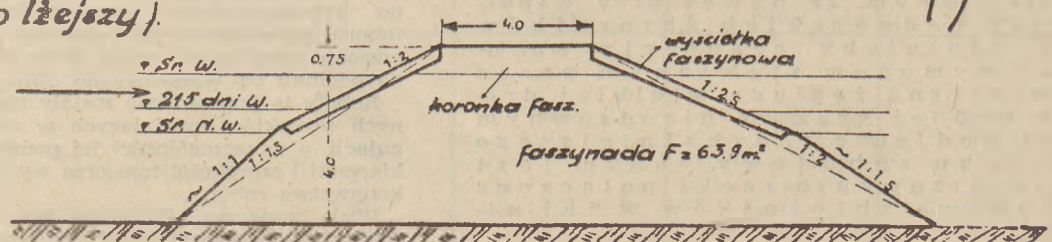
Ostroga z lat 1930-1939.
(Typ cięższy).

e)



Ostroga z lat 1930-1939
(Typ lżejszy).

f)



Rys. 1

od 1200 do 2400 m. Dla zapewnienia swobodnego przepływu wielkich wód oraz pochodów lodów będzie wykształcony odpowiedni przekrój, o łącznej szerokości z właściwym korytem 500 m, w granicach którego kulturowanie wiklin będzie zabronione. Korona budowli w linii trasy regulacyjnej równać się będzie poziomowi średniej wody, z podwyższeniem przy linii porostów do 0,5 m.

Trasa regulacyjna odbudowana ma być w zasadzie za pomocą ostróg, a tylko w niektórych miejscach wykonane byłyby tamy podłużne albo opaski. Pochyłość skarp głowic ostróg i tam podłużnych od strony koryta wynosić ma do granicy obrukowań 1 : 5, a poniżej 1 : 8.

Szczupłe ramy referatu nie pozwalają na omówienie celowości i właściwości przyjętej metody regulacji, ani też na bliższe zajęcie się rozważaniami na temat sytuowania różnych rodzajów budowli regulacyjnych i ich oddziaływania na kształtowanie się koryta rzeki oraz na temat zachowania się ich przy zmienionych warunkach przepływu. Stosownie więc do określonego ciążącego tematu, pozwolę sobie przedstawić dotychczasowy postęp w modyfikacji typów budowli regulacyjnych, stosowanych na Wiśle środkowej i dolnej oraz ewentualne dalsze możliwości oszczędnościowe przy ich wykonawstwie.

Jak już wspomniałem, podstawowym rodzajem budowli regulacyjnej na Wiśle, podobnie zresztą jak na wszystkich większych rzekach, jest ostroga, i jeżeli chodzi o dalszy postęp w ekonomii wznoszenia budowli, to dotyczyć on będzie w pierwszym rzędzie modyfikacji typu ostróg, a w szczególności dalszych celowych zmian w wykonawstwie ich korpusu. Decydującym w tym względzie jest koszt i możliwość zaopatrzenia w te materiały, z których dany typ korpusu miał być wykonany.

Dotychczas i prawdopodobnie przez długi jeszcze okres czasu, podstawowymi materiałami budowlanymi do robót regulacyjnych będzie faszyna wiklinowa względnie lasowa oraz kamień naturalny.

Na Wiśle środkowej i dolnej, a też i na znacznej długości jej odcinka górnego, odczuwamy wprawdzie poważnie brak na miejscu i w bliskim sąsiedztwie rzeki kamienia naturalnego, jednak nie stanowi to specjalnego problemu, gdyż przy nieznacznym wzroście kosztów, kamień naturalny może być w potrzebnej ilości zastąpiony kamieniem sztucznym z betonu.

Gorzej przedstawia się sprawa z faszyną; po uwzględnieniu zapotrzebowania faszyn do utrzymania w należytym stanie istniejących już budowli regulacyjnych, pozostałe do dyspozycji dla nowych robót regulacyjnych roczne ilości faszyn wiklinowych z kępy wiślanej oraz faszyna leśna z rejonów nadrzecznych nie wyniosła przypuszczalnie więcej jak 700.000 mp. Przy dotychczasowych systemach budowy zapotrzebowanie faszyn na wykonanie koncentracji 1 km rzeki wynosi ok. 42.000 mp, zatem przy dyspozycyjnej ilości 700.000 mp i przy zachowaniu dawnych typów budowli, możliwe byłoby koncentrowanie ok. 16,5 km rocznie i dokończenie zamierzonej koncentracji nie prędzej jak za 26 lat. Okres ten zapewne byłby jeszcze dłuższy, gdyż dyspozycyjna ilość faszyn ulegałaby w międzyczasie dalszemu zmniejszeniu, na skutek zapotrzebowania faszyn do konserwacji nowo wzniesionych budowli. Srowadzenie faszyn z odleglejszych terenów nie może być brane pod uwagę, gdyż pomijając zbyt wielkie związane z tym obciążenie taboru transportowego (ciągniki, koleje i tabor rzeczny), koszty w ten sposób dostarczonych faszyn byłyby zbyt wysokie.

Okoliczności te zmuszają więc wykonawców do szukania innych, ekonomiczniejszych rozwiązań, przez znalezienie nowych typów budowli, które charakteryzowałyby się albo małą ilością faszyn potrzebnych do wykonania budowli, albo też umożliwiłyby wyeliminowanie faszyn bez podrożenia kosztów wykonawstwa budowli i bez uszczerbku dla ich wytrzymałości i trwałości.

Mając te względy na uwadze zwracał się Departament Próg Wodnych kilkakrotnie z apelem do wszystkich pracowników zatrudnionych na drogach wodnych, o nadsyłanie swych pomysłów. Apel ten nie pozostał bez echa. Pomysły napływają licznie. Wszystkie one dają b. duże oszczędności faszyn i jeżeli wytrzymałyby próbę praktycznego zastosowania, to czas

uregulowania Wisły przestałby być zależny od dyspozycyjnych ilości faszyn.

Przy projektowaniu nowych typów budowli regulacyjnych wielkim ułatwieniem jest obfita pod tym względem literatura zagraniczna, a w pierwszym rzędzie dzieła naukowe radzieckie i niemieckie.

Sprawą wynalezienia najbardziej racjonalnych typów budowli oraz innych środków do ułatwienia ruchu materiału rzeczno zajmowali się Girardon, Far-gue, Engels, Wolf, Potapow, Lelawski i wielu innych wybitnych fachowców, a szeroko zakrojone w tym celu prace laboratoryjne i doświadczalne budownictwa w naturze przeprowadzane są intensywnie nadal, a szczególnie w Związku Radzieckim.

Na Wiśle dolnej do 1939 r. podstawowym elementem budowy tam regulacyjnych była faszynada wykonywana tzw. systemem holenderskim. Pomocniczym elementem budowy były natomiast materace faszynowe, używane w ograniczonym rozmiarze przy budowie głowic, ostróg oraz wyjątkowo jako podbudowa wysokich korpusów ostróg i zamknięć. Tamy czysto kamienne, z uwagi na brak dostatecznej ilości miejscowego kamienia polnego, należały do wyjątków.

Od chwili podjęcia w 1837 r. systematycznej regulacji Wisły dolnej, na tzw. odcinku pomorskim do 1939 r., a więc w ciągu 100 lat, typ początkowy pozostał w swej masie objętościowej prawie bez zmian. Inowacje dotyczyły jedynie stopniowego zwiększania nachylenia górnych i łagodzenia dolnych skarp oraz niezbyt istotnych zmian w sposobie ubezpieczenia koron budowli.

Ewolucję tych typów przedstawiono na rys. 1 a—f. Dominowała wówczas szerokość koron 4 m, a podjęte w 1911 r. próby nadawania koronom kształtu opływowego (rys. 1b) nie były przez administrację wodną kontynuowane przede wszystkim dlatego, że na odcinku pomorskim, który był już uregulowany, nie wykonano prawie żadnych nowych budowli regulacyjnych, a roboty ograniczały się do konserwacji istniejących budowli, przy zachowaniu ich pierwotnego profilu.

Co się tyczy typów rys. 1 c, d, to wprowadziła je na swoim odcinku (poniżej Nogatu) jedynie b. Rada Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku przy rekonstruowaniu zniszczonych budowli. Podejmowane natomiast były przez naszą administrację dróg wodnych liczne próby w rejonie Ciechocinka i Nieszawy z budowlami lekkimi typu zasłonowego, głównie przy zamykaniu bocznych ramion, nie dały one jednak spodziewanych wyników.

O wiele więcej żywotności i pomysłowości w latach międzywojennych wykazywał odcinek warszawski, mający bez porównania więcej możliwości budowlanych i dlatego ewolucja typów na tym odcinku była bardziej intensywna.

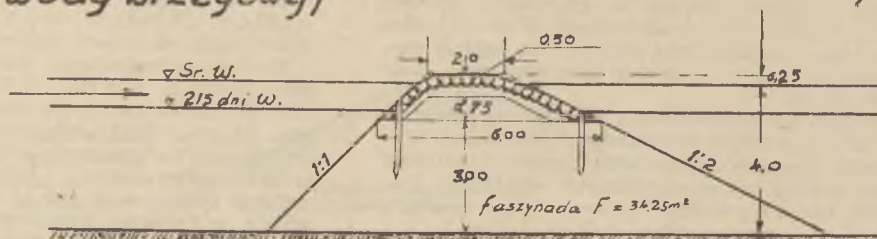
Zobrazowano to na przekrojach ostróg, przedstawionych na rys. 3 a. b. Wprawdzie podstawowy element budowy jakim była faszynada pozostał niezmieniony, sukcesywnemu natomiast zmniejszaniu ulegała powierzchnia przekroju tam. I tak, pierwotna szerokość korony, wynosząca podobnie jak na odcinku pomorskim 4 m, ograniczono pierwotnie do 3 m, następnie do 2,5 m, a tuż przed ostatnią wojną do 2 m. Wydatnej zmianie uległo też nachylenie skarpy górnej, a mianowicie z dawniej stosowanego 1 : 2 na 1 : 1, przy zachowaniu nachylenia skarpy dolnej 1 : 1,5.

To tak znaczne ograniczenie przekroju poprzecznego korpusu ostróg przyniosło przy 4 m wysokości budowli około 36% oszczędności nie tylko w kosztach, ale co ważniejsze taką samą oszczędność w zużyciu faszyn.

Przyczyna stosunkowo powolnego postępu w modyfikowaniu budowli regulacyjnych była w pierwszym rzędzie pewna — o podłożu raczej biurokratycznym — niechęć czynników decydujących do wprowadzenia radykalniejszych zmian w tradycyjnych typach, wypróbowanych w ciągu długiego szeregu lat. Drugą przyczyną i w dodatku może w jeszcze większej mierze było zdecydowanie oporne stanowisko w odniesieniu do wszelkich inowacji i nowych pomysłów, zajmowane przez bezpośrednich wykonawców budowli, jakimi byli tamiarze faszynowi. Ci ostatni, traktując posiadaną znajomość wykonywania faszynad jako do pewnego stopnia tajemnicę zawodową, dopatrywali się zresztą słusznie, że przez wprowadzenie prostszych

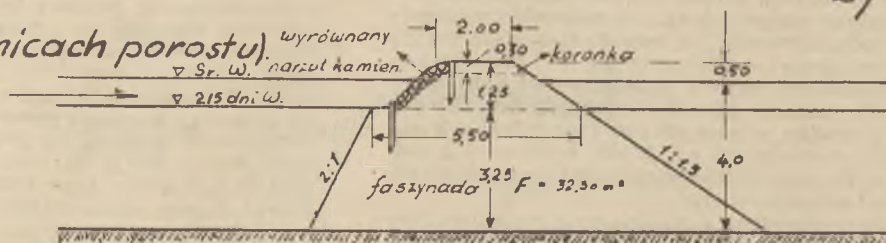
*Ostroga z lat 1945-1948.
(w trasie wody brzegowej)*

a)



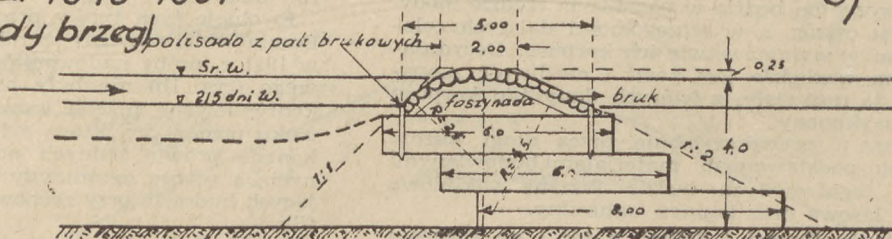
j.w. (w granicach porostu).

b)



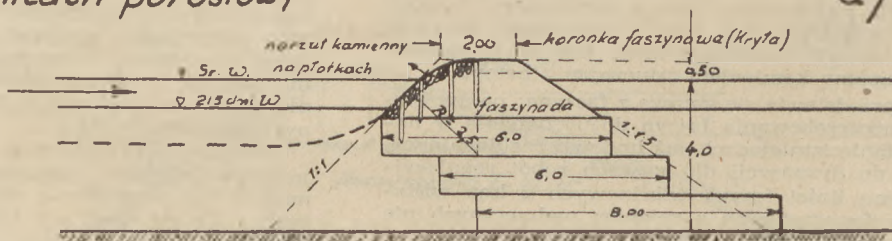
*Ostroga z lat 1948-1951
(w trasie wody brzegowej)*

c)



j.w. (w granicach porostów)

d)



Rys. 2.

w wykonawstwie elementów, względnie typów budowli, monopoli ich i z tym związane wysokie na ogół zarobki zostaną bardzo ograniczone.

Okresem zwrotnym w ewolucji naszych typów budowli regulacyjnych były pierwsze lata powojenne. Radykalne zmiany ustrojowe, diametralnie różne podejścia do zagadnienia pracy, rozwijające się szybko współzawodnictwo, socjalistyczny rozmach robót, a wreszcie żywy ruch racjonalizatorski stworzyły doskonałe warunki dla dalszego postępu technicznego, a tym samym i dla nowych pomysłów w dziale regulacji rzek.

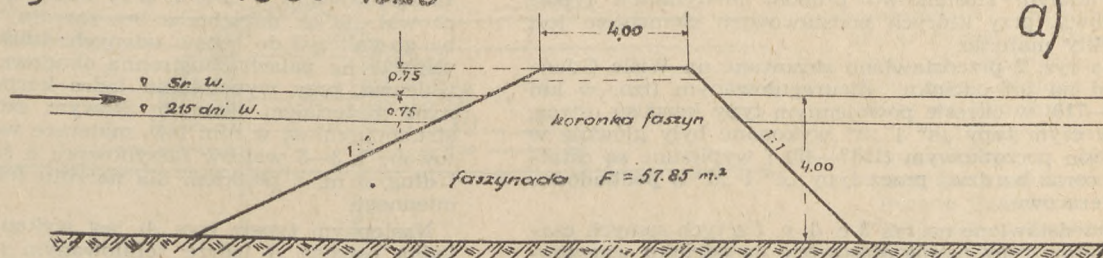
Zgłoszonych zostało ich dotychczas dużo, część ich zdała praktyczny egzamin, ale tylko nieliczne wyjątki zdołały zdobyć sobie prawo obywatelstwa i zaliczone zostały do podstawowych elementów budowlanych, względnie przyjęto je w poczet stosowanych ogólnie typów budowli regulacyjnych. Nie mogło być zresztą inaczej, gdyż dla zakwalifikowania jakiegoś typu do masowej produkcji potrzeba dłuższych obserwacji i dokonanych w różnych warunkach, tym bardziej, że budowie regulacyjne są drogie i dlatego decyzje o wprowadzenie pewnego pomysłu w szerszym zakresie w życie muszą być podejmowane z dużą ostrożnością i z pełnym przekonaniem o skuteczności i ekonomii danego pomysłu.

W okresie powojennym w budowie tam regulacyjnych w środkowym i dolnym biegu Wisły największy sukces odniósł dotychczas materac faszynowy, który z dawnego pomocniczego elementu budowlanego wysunął się na pierwszy plan jako element podstawowy, a nawet jako samodzielny typ tamy, usuwając w cień niezastąpioną dawniej faszynę. Prostotą swego wykonania góruje materac znacznie nad faszynadą, a jego szybkie zwycięstwo przypisać należy w pierwszym rzędzie brakowi wykwalifikowanych tamiarzy, których domeną była właśnie faszynada.

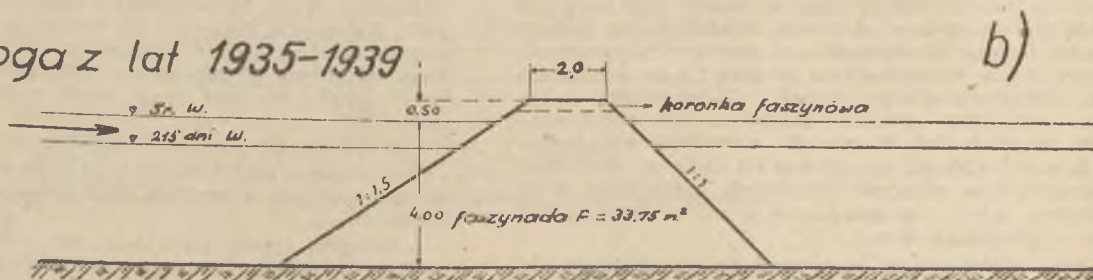
Wątpliwym jest bardzo, aby faszynada mogła z powrotem wyprzedzić materac. Coraz liczniejsi zwolennicy tego ostatniego systemu dokładają starań, by istniejące jeszcze jego wady mogły być usunięte, a wykonawstwo jego bardziej usprawnione. Wielkim krokiem naprzód w rozwoju systemu materacowego była realizacja pomysłu inż. Kornackiego, dotycząca wykonawstwa materacu taśmowego, z równoczesną mechanizacją tych robót.

System materacowy wyeliminował już prawie całkowicie faszynadę na terenie podległym Dyrekcji Okręgowej Dróg Wodnych w Warszawie, a na terenie DODW w Gdańsku ograniczył jej stosowanie do ¼ ilości przebudowanych faszyn. Jeżeli chodzi o materace taśmowe, to zdobyły one sobie na Wiśle war-

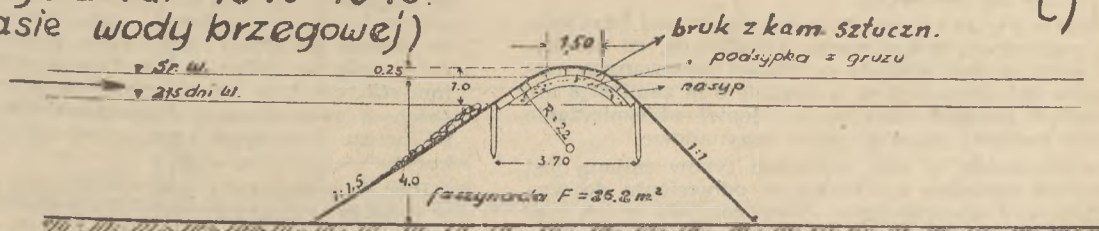
Ostroga z lat 1900-1925



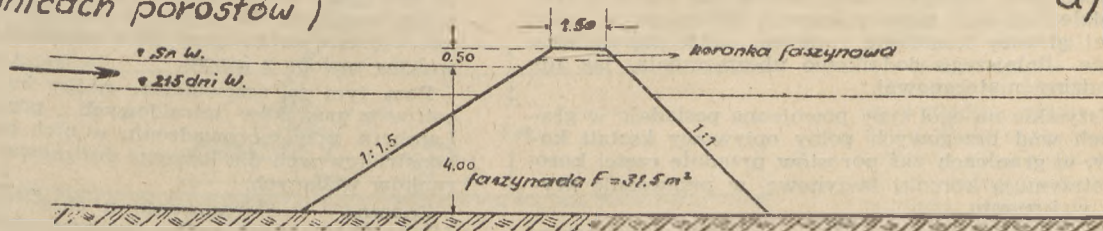
Ostroga z lat 1935-1939



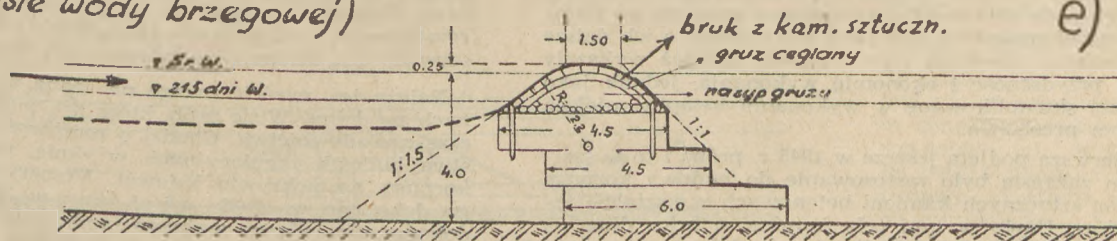
Ostroga z lat 1945-1948.
(w trasie wody brzegowej)



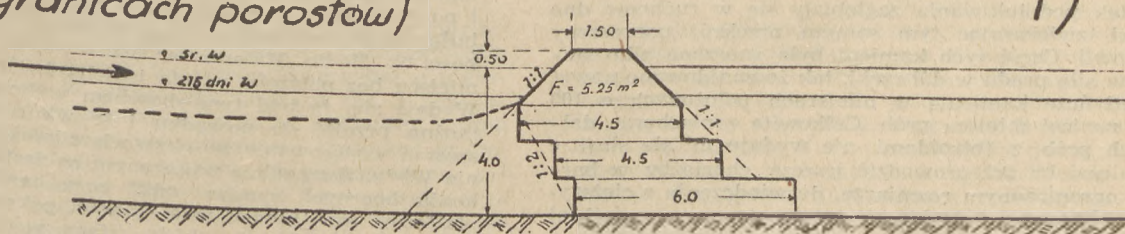
Ostroga z lat 1945-1948.
(w granicach porostów)



Ostroga z lat 1948-1951.
(w trasie wody brzegowej)



Ostroga z lat 1948-1951.
(w granicach porostów)



szawskiej prawo pierwszeństwa przed zwykłymi materacami, natomiast fakt, że nie zastosowano ich dotychczas na terenie Wisły Gdańskiej przypisać należy udalym stosunkowo próbom modyfikacji typów budowli, przy których podstawowym elementem jest zwykły materac.

Na rys. 2 przedstawiono stosowane na Wiśle Gdańskiej na jej odcinku nieuregulowanym (tzn. w km 659—718) w okresie powojennym typy korpusu ostróg, przy czym typy „a” i „b” wykonane były głównie w okresie początkowym (1947—49) i wypierane są ostatnio coraz bardziej przez typy „c” i „d” o podbudowie materacowej.

Przedstawione na rys. 3 c, d, e, f z tych samych czasokresów typy ostróg stosowane na odcinku warszawskim, tzn. od km 659 w górę, w konstrukcji swej nie różnią się zasadniczo od typów gdańskich, są jednak od nich lżejsze. W szczególności teoretyczna szerokość korony typów warszawskich wynosi 1,5 m, gdańskich 2 m, nachylenie skarpy dolnej 1:1, gdańskich 1:1,5, gruba podsypka gruzowo-piaskowa pod obrukowaniem, w gdańskich faszynada, szerokość obrukowania korony 4,30 m, w gdańskich 5,50 m, szerokość stosowanych w górnych warstwach materaców 4 m, względnie 4,5 m, w gdańskich 6 m, w dolnych zaś 6 m, w gdańskich 8 m.

Orzec, które z tych rozwiązań jest trafniejsze nie jest jeszcze tymczasem możliwe z powodu krótkiego czasu istnienia i działania tych budowli oraz z braku analizy porównawczej.

Wydaje się, że typ warszawski góruje nad gdańskim swą podbudową z materaców taśmowych, co umożliwia wydatne zmniejszenie szerokości stosowanych materaców (4,5 zamiast 6 m, względnie 6 m zamiast 8 m), natomiast gdański rozwiązuje lepiej ubezpieczenie korony budowli, stosując jądro faszynadowe.

Bardzo śmiała w obu rodzajach typów zmiana jest całkowite zerwanie z tradycją w odniesieniu do wykształcania i ubezpieczania skarpy górnych w ich części podwodnej, jak bowiem widzimy z rysunków teoretycznych nachylenie tych skarpy uległo obrotowi o pełne 90°, przyjmując kierunek wsteczny. Będzie to prawdopodobnie trafnym rozwiązaniem dla partii korpusu dalej od linii trasy położonej, natomiast w partii bliżej głowicy konieczne zapewne okaże się zastosowanie silniejszego dodatkowo ubezpieczenia, jak np. okładziny materacowej.

Wszystkie na ogół typy powojenne posiadają w granicach wód brzegowych pełny opływowy kształt korony, w granicach zaś porostów przednie części korony otrzymują koronki faszynowe, w przeważnie krytym wykonaniu.

Poza wymienionymi wyżej, a ogólnie stosowanymi typami budowli, czynione były na obu odcinkach Wisły liczne próby z innymi rodzajami typów. Niektóre z tych prób zbyt szybko zaniechano, zrażając się wstępnymi niepowodzeniami i nie starając się o ich dalsze ulepszenia. Inne zaś typy budowli, chociaż wykazały swą przydatność i ekonomię wykonania, jednak jako więcej skomplikowane w wykonaniu ustąpiły miejsca typom prostszym.

Pierwszą podjętą jeszcze w 1945 r. próbą i to w szerszym zakresie było zastosowanie do budowy korpusu ostróg sztucznych kamieni betonowych w kształcie tetroidów. Użyto w tym celu kamieni o boku dług. 34 cm i wadze ok. 8 kg. Próby te nie dały pozytywnego wyniku, gdyż kamienie zrzucone na niezabezpieczone (materacem względnie mata faszynową) podłoże, na skutek podolukiwania zagłębiały się w ruchome dno rzeki, zwiększając tym samym przekrój poprzeczny budowli. Część tych kamieni była znoszona albo staczana siłą prądu w dół rzeki, tak że znajdowano nawet pojedyncze kamienie w miejscach położonych o 100 km poniżej miejsca prób. Całkowite zaniechanie dalszych prób z tetroidami nie wydaje mi się słuszne i należałoby przeprowadzić jeszcze, chociażby w bardzo ograniczonym rozmiarze, doświadczenia z cięższymi (większymi) tetroidami, przy zastosowaniu ciężkiej podbudowy materacowej i sukcesywnego podwyższania budowli kierunkiem wstecznym, w miarę postępującego zalądowywania.

Na nieuregulowanym odcinku Wisły gdańskiej (km 659—718) eksperymentalnych budowli wykonano wię-

cej, jednak w b. ograniczonych rozmiarach, co utrudnia ich dokładniejsze przeanalizowanie. Niektóre z tych próbnych typów przedstawiono na rys. 4 a, b, c. Typ 4a zastosowano w 1949 r. przy budowie 2 ostróg. Zachował się on dotychczas bez zarzutu, tak że można by go zaliczyć do typów udanych. Charakteryzuje go wsparta na palach obustronna obudowa materacowa-walcowa, przy wypełnieniu jądra korpusu refulowanym materiałem dennym. Nowym szczegółem konstrukcyjnym są w nim tzw. materace walcowe, zmontowane z 3—5 walców faszynowych o średnicy 60 cm i dług. 8 m, z płótkiem dla narzutu (obciążnika) kamiennego.

Następnym typem (rys. 4) jest wykonana w 1951 r. jedna ostroga o jądrze refulowanym i materacowej okładziny skarpy, montowanej i wspartej na 2 rzędach pali. Zatapianie materacy od strony dolnej wody następowało pod osłoną poprzednio zatopionego materaca od strony górnej wody. Dla zabezpieczenia się przed wypłukiwaniem jądra, styki materacowe sytuowane były na przemian. Refulowanie jądra następowało dopiero po zatopieniu materaców.

Opiniowanie przydatności tego typu korpusu nie jest jeszcze możliwe z powodu zbyt krótkiego okresu obserwacji.

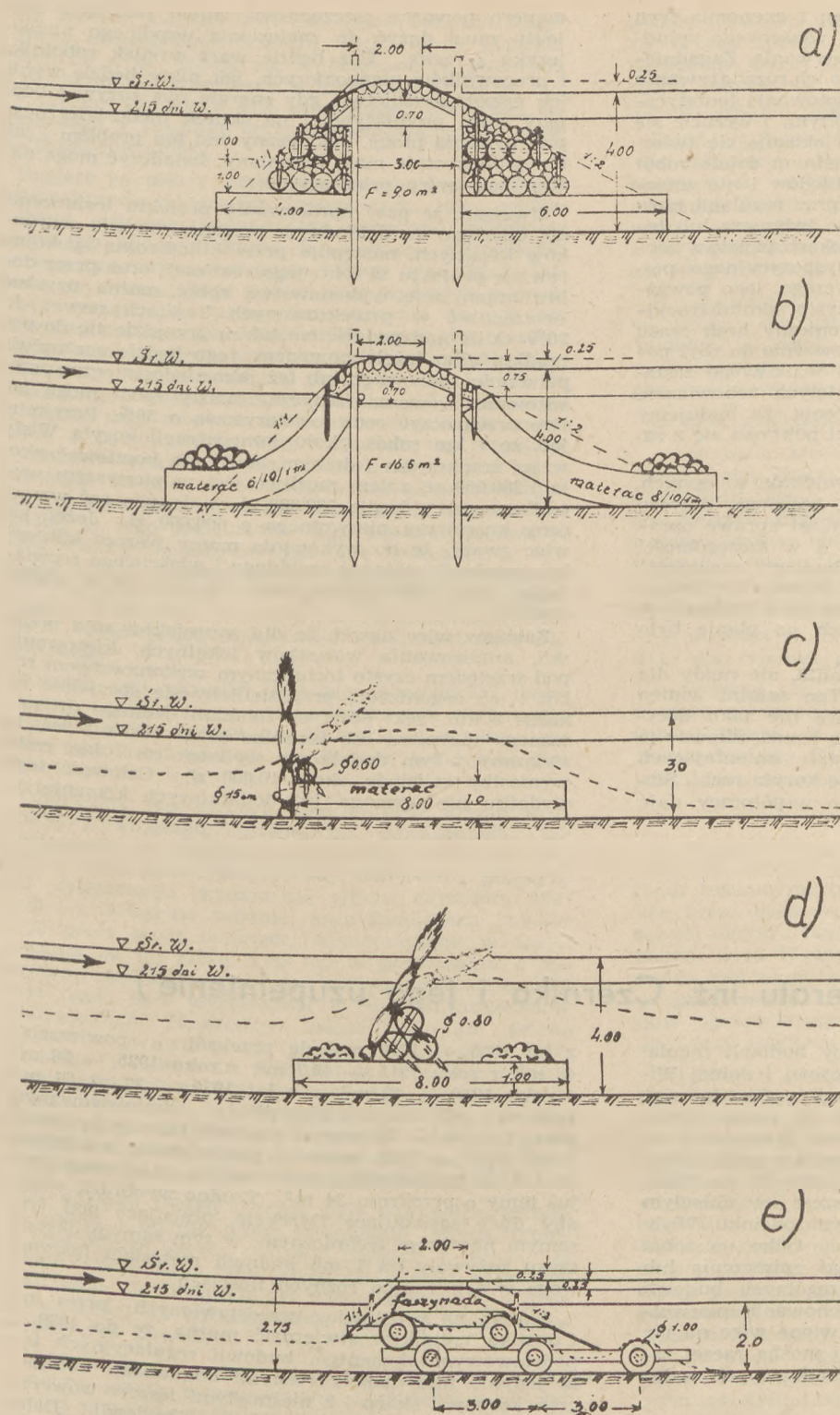
Dalszym typem (rys. 4 c) jest rodzaj zamulnika, w którym ściana zwartego rzędu faszyn jest utwierdzona w czole materaca. Typ ten zastosowano w 2 profilach ostróg; nie spełnił on jednak przewidywań, co tłumaczy się zbyt niekorzystnymi warunkami lokalnymi, jak zwarte koryto rzeki, wykonanie budowli po brzegu wklęsłym i na silnym prądzie. Zamierzone są dodatkowe próby z tym typem, względnie z jego modyfikacją (rys. 4d) w mniej eksponowanych miejscach, a mianowicie w projektowanych osiach ostróg po brzegu wypukłym oraz w osi zamknąć bocznych koryt.

Rys. 4e przedstawia niewypробowany jeszcze pomysł w rodzaju taśmowego materaca walcowego, z walców nadziewanych, o śr. 1 m, sprzężonych wzajemnie (w odstępach 2,25 m) kiskami faszynowymi o śr. 30 cm. Montaż i zatapianie takiego materaca następowałyby ze specjalnie w tym celu wykonanego na dwóch promach warsztatu. W wypadku udanych prób zamierzone są dalsze próby przy demontowaniu do jednego z walców zasłony z faszyn.

Poza tym są przewidziane próby budowy korpusu ostróg z pustaków tetraidowych pomysłu dra inż. Lambora, przy wprowadzeniu w nich pewnych zmian konstrukcyjnych dla lepszego dostosowania ich do warunków wiślanich.

Znaczne zainteresowanie u eksperymentatorów z dolnej Wisły budza próby przeprowadzane przez kolegów na górnej Wiśle, a głównie wyniki prób z walcami w połączeniu z zasłonami (szczotkami) z faszyn. Brak bliższych szczegółów uniemożliwiał tymczasem rozszerzenie tych prób na dolną Wisłę i poddania obserwacji ich działania w odmiennych warunkach.

Należy też zwrócić uwagę na jedną z bardzo udanych na dolnej Wiśle prób, która nie zmalała dotychczas naśladownictwa. Chodzi o możliwości wykonawstwa budowli regulacyjnych w zimie, przy montażu korpusu na pokrywie lodowej. Eksperymentu takiego dokonano w czasie ostrej zimy w 1940/41 r. dla dokończenia jednego ważnego zamknięcia na bocznym ramieniu w km 688. Brakująca środkowa część korpusu o dług. ok. 80 m wykonano wówczas na pokrywie lodowej w formie materaca ciągłego o grubości do 2 m i po obciążeniu zatopiono go w jednym dniu, przeraabiając stopniowo wzdłuż niego pokrywę lodową o grubości ok. 25 cm. Materac ten leżał ściśle w oznaczonym miejscu bez potrzeby użycia jakichkolwiek zakotwień. Wydaje się, że nad tym sposobem wykonawstwa nie można przejść do porządku i że winien on znaleźć szersze zastosowanie w okresach silniejszego zlodzenia Wisły. Szczególnie wskazanym on jest przy zamykaniu bocznych ramion, gdyż poza bardzo dogodną platformą montażową, jaką stanowi pokrywa lodowa, wykorzystywałoby się niskie stany wód i słaby na ogół w takich ramionach przepływ na skutek podbitki sryżem. Pochód lodów na Wiśle dolnej poprzedzany jest z reguły dłuższą edwilną, tak że pozostawałoby dosyć czasu na dokończenie montażu warstwy korpu-



Rys. 4

su i na jej zatopienie. Sam montaż korpusu mógłby być wykonany w formie materaca wiolowarstwowego, lub też jako pakunek faszynowy (faszynada) o poziomej wyrzutce. W czasie łagodniejszych zim, a tym samym mniej wytrzymałych pokryw lodowych, można by wykonywać warstwy zatopione o mniejszej grubości (np. 40—60 cm) i uzupełniać je po ponownym zamrażaniu przerebli. Wprowadzenie tego sposobu wykonawstwa budowlanego posiadałoby jeszcze tę zaletę, że byłoby dalszym krokiem naprzód w eliminowaniu sezonowości przy robotach regulacyjnych.

Podane w ogólnym zarysie typy oraz metody wykonawstwa stanowią niewątpliwie tylko część dotychczasowych inowacji i eksperymentów wprowadzonych

przy budowie tam regulacyjnych. Oparto się przy tym na szczupłych jeszcze materiałach znajdujących się w dyspozycji Państwowego Kierownictwa Studiów nad użegłownieniem Wisły we Włodawku i które to materiały są przez to kierownictwo obecnie szczegółowo analizowane.

Pragnę jeszcze raz powrócić do poruszonej już przednio sprawy występujących niedoborów w podstawowych materiałach budowlanych. Otóż, nie wydaje się możliwe i celowe dokładanie zbyt daleko idących starań w kierunku wyeliminowania, względnie bardzo znacznego ograniczenia zużycia faszyn przy regulacji rzek, a w szczególności przy regulacji Wisły; uważam bowiem, że istnieją jeszcze duże, a dotąd niewykorzystane możliwości w zapewnieniu dla tych robót potrzebnych ilości faszyn.

Jak już wspomniałem projekt regulacji, wg którego roboty są obecnie wykonywane, przewiduje pozostawienie wzdłuż rzeki, poza właściwą trasą regulacyjną, pasa o szerokości 200 m, na którym niedozwolone jest kulturowanie wiklin. Pasa ten łącznie z właściwym korytem służyć miałby dla swobodnego przepływu głównej masy w. wód.

Byłoby to nieodzownym w wypadku, gdyby zabudowa Wisły ograniczała się jedynie do regulacji, a więc pozostawałaby bez istotnego wpływu na zmianę objętości przepływów. Tak jednak nie jest. Dążeniem naszym jest wykorzystanie w jak najszerszej mierze potencjału gospodarczego Wisły, a jednym ze środków do tego będzie taki sposób zabudowy, który umożliwi wydajne wyrównanie jej odpływów. Po zrealizowaniu takiej zabudowy odpadłaby potrzeba utrzymywania poza jej korytem dodatkowego pasa wolnego od porostów. Uważam więc, że winno się wziąć już obecnie pod

uwagę te przewidywania pełnej zabudowy, a tym samym dopuścić do kulturowania wiklin na terenie tego pasa. Zachowując nawet znaczną ostrożność i ograniczając te nowe kultury do połowy szerokości tego pasa, uzyskałoby się wzdłuż całego dotychczas nieuregulowanego odcinka Wisły (km 280—718) ponad 4.000 ha nowych kęp o wydajności około 400.000 mp faszyn rocznie. Uzyskanie tej ilości faszyn rozwiązałoby radykalnie sprawę odczuwanego obecnie niedoboru tego podstawowego materiału i odpadłaby potrzeba szukania innych, kosztowniejszych na ogół rozwiązań w postaci materiałów zastępczych.

W zakończeniu pozwolę sobie poruszyć sprawę ogólnego podejścia do wykonawstwa robót regulacyjnych.

Wiemy, że dobre wyniki regulacji i ekonomia tych robót zależą przede wszystkim od właściwego sytuowania budowli i sposobu ich wykonywania. Zagadnienia te nie są bynajmniej łatwe i do ich rozwiązywania nie wystarcza jedynie dobre przygotowanie teoretyczne, ale niezbędna jest dłuższa praktyka i wczucie się w naturę rzeki. Całkowicie słuszne okazuje się twierdzenie prof. Matakiewicza, że w żadnym dziale robót inżynierskich nie popełniono tyle błędów i nie zmarnowano tyle pieniędzy ile właśnie przy regulacji rzek, i drugie, że wyszkolenie praktyczne inżyniera lub technika dla regulacji rzek kosztuje skarb państwa bardzo poważne kwoty. Szczupłość dyspozycyjnego personelu projektanckiego i wykonawczego, jego poważne zaabsorbowanie czynnościami czysto administracyjnymi, a co za tym idzie jego chroniczny brak czasu powodują, że zmuszony on jest przeważnie do zbyt pośpiesznych decyzji, bez możliwości wnikliwego zastanowienia się nad celowością przyjętych zobowiązań. Wynikiem tego są częste stwierdzenia, że budujemy drogo, rozrzutnie i nie zawsze efekt pokrywa się z zamierzeniami.

Pomijam sprawę opracowania projektów wstępnych, względnie założeń projektowanych, które nie dotyczą przedmiotu referatu, poruszę natomiast sprawę opracowań projektów technicznych, a w szczególności sprawę projektowania sytuowań budowli regulacyjnych. W projektach zwraca się mianowicie uwagę głównie na harmonijność rozmieszczenia budowli w sytuacji, tzn. by rozmieszczenie ich na planie było „miłe dla oka”.

Dopuszczalne to jest dla projektanta, ale nigdy dla realizatora projektu w terenie. Ten ostatni winien przyjmować rozwiązania projektowe nie jako decyzję, lecz jako podstawową wytyczną i modyfikować te rozwiązania w dostosowaniu do stale zmieniających się warunków lokalnych w układzie koryta rzeki. Stopień bowiem podciągania rzeki do współpracy daje

dopiero poważne oszczędności, zatem realizator projektu musi dążyć do znalezienia wspólnego niejako języka z rzeką. Cóż będzie wart wysiłek robotnika i pracowników pomocniczych, jak nikły będzie wynik ich współzawodnictwa, gdy energię swą zużywać będą przy mało produktywnej na skutek niedostatecznego przemyslenia pracy. Jak ważny jest ten problem i jak nniejednokrotnie mało doceniany, świadczyć mogą następujące cyfry orientacyjne.

Uważam, że przy opracowaniu projektu technicznego, opartego na dokładnym przeanalizowaniu warunków lokalnych, następnie przez kilkakrotną spokojną rewizję projektu w toku jego realizacji oraz przez dobrą organizację wykonawstwa robót można uzyskać oszczędność w projektowanych kosztach nawet do 30%. O ile nad podejściem takim przejdzie się do porządku, albo jeżeli powodem tego będzie szczupłość personelu fachowego lub też jako niedostateczne przeszkolenie, wówczas faktyczne koszty robót mogą łatwo przekroczyć cenę kosztorysową o 50%. Przyjmując, że 1 km robót około koncentracji koryta Wisły w jej środkowym i dolnym biegu ma kosztować około 1.200.000 zł, zatem możliwe jest w pierwszym wypadku zaoszczędzenie 360.000 zł, w drugim zaś wzrost ceny kosztorysu pierwotnego o 600.000 zł. Jeżeli się więc zważy, że do wykonania mamy jeszcze kilkaset km regulacji, ważność szybkiego i właściwego rozwiązania tego zagadnienia staje się już grą o wielką stawkę.

Zażośmy więc nawet, że dla zaprojektowania budowli, analizowania warunków lokalnych, kierowania pod względem czysto technicznym wykonawstwem robót i ich organizacją przydzieliliby się specjalnie na każde 5 km rzeki objętych robotami jednego rutynowanego inżyniera lub technika przez okres 2 lat, to związany z tym dodatkowy wydatek na 1 km rzeki wyniosłby zaledwie około 10.000 zł. Celowość tego wydatku nie wymaga już dodatkowych komentarzy.

INŻ. WŁADYSŁAW NAWARSKI

Uwagi do referatu inż. Czernika i jego uzupełnienie¹⁾

W referacie pt. „Nowoczesne typy budowli regulacyjnych na tle użegłownienia środkowej i dolnej Wisły”, Autor przechodząc kolejno od typów dawniej, tj. od 1837 r. stosowanych na Wiśle do typów przez nas już bezpośrednio wykonywanych przedstawił na rys. 1 „e” i „f” wymiary budowli regulacyjnych, które jakoby były budowane w latach 1930—39 na Wiśle tzw. pomorskiej, uregulowanej jeszcze w ubiegłym stuleciu. W latach 1930—39 na tym odcinku Wisły administracja wodna ograniczała się tylko do robót konserwacyjnych, a w wypadku zaś zniszczenia lub poważniejszego uszkodzenia poszczególnych budowli odbudowę przeprowadzała przy zachowaniu pierwotnie nadanego już profilu. Przedstawione więc na rysunku 1 „e” i „f” przekroje budowli można raczej zaliczyć do okresu z przed 1900 r., odbudowanych w latach 1930—39.

Na tym samym rysunku Autor dla przejrzystego porównania typów z poszczególnych lat, wykonywanych do okresu przedwojennego, a więc do 1939 r. na odcinku od km 718 do km 941 podał wszystkie przekroje dla głębokości jednakowych i najczęściej na Wiśle występujących, tj. do 4 m poniżej średniej rocznej wody. W tym ujęciu Autor referatu wykazuje, że z biegiem lat na tym odcinku Wisły, w tych samych warunkach na 1 mb budowli zużywano materiału faszynowego coraz to więcej, zamiast zużywać — jak by się wydawało — coraz to mniej. I tak, ostroga

z lat 1835 — 1879 posiada przekrój o powierzchni 43 m², z roku 1911 — 42,3 m², z roku 1925 — 56 m², z roku 1930 — 42 m², a z lat 1930 — 39 aż 64 m², podczas gdy na odcinku Wisły administrowanym przez DODW — Warszawa przekrój tamy poprzecznej z lat 1900 — 1925 posiadał powierzchnię wynoszącą 49 m², a bezpośrednio przed wojną stosowane były już tamy o przekroju 34 m². Trudno wyobrazić sobie, aby dwie sąsiadujące Dyrekcje, pracujące pod tym samym nadzorem technicznym, w tym samym okresie czasu zużywały na 1 mb budowli materiału faszynowego w tak różną ilość.

Jednak na podstawie przedstawionych przez inż. Czernika rysunków stwierdzić można, że do 1939 r. podstawowym elementem budowli regulacyjnych była jedynie faszynada z różnymi odmianami ubezpieczeń korony i skarp i z nieśmiałyymi jeszcze wówczas próbami ograniczenia wymiarów budowli. Dalej stwierdzić można, że w ciągu blisko 100 lat trwającej systematycznej regulacji Wisły na odcinku pomorskim nie wprowadzono w tak długim okresie czasu żadnych zmian w sposobie budowy tam wiślanych.

* * *

W latach bezpośrednio powojennych i to do 1947 r. na razie stosowano dawniejsze typy budowli regulacyjnych, z tą jednak różnicą, że na terenie Dyrekcji Gdańskiej, jak i Warszawskiej przez możliwie największe ograniczenie wymiarów starano się uzyskać oszczędności w zużyciu faszyny i tym samym poprzez zwiększenie ilości budowli regulacyjnych osiągnąć efekty bezpośrednie, tj. warunki zapewniające dostateczne głębokości.

¹⁾ Wygłoszone na Zjeździe Naukowo-Technicznym Sekcji Głównej Dróg Wodnych Stow. Inżyn. i Techn. Komunik., dn. 20. XII. 1951 r.

Na terenie obu Dyrekcji stosowane budowle faszynadowe otrzymywały przekrój, który przy głębokościach do 4 m wahał się w Gdańsku w granicach 32 — 34 m², w Warszawie w granicach 27 — 34 m². To dawało już blisko 40% oszczędności materiału faszynowego w stosunku do typów stosowanych w okresie przedwojennym.

Dopiero po 1947 r. przez wprowadzenie do budowli regulacyjnych materaców faszynowych, jako podstawowego elementu budowlanego, uzyskano całkowicie nowy typ budowli, który dając dalsze oszczędności w zużyciu materiałów budowlanych oraz dzięki łatwości wykonania jego nawet przy wyższych stanach wody zyskał sobie powszechne uznanie oraz prawo obywatelstwa na całej Wiśle. Ten nowy typ budowli regulacyjnej, budowa której odbywa się na całej długości tamy jednocześnie jak gdyby od dna koryta do zwierciadła wody, już w początkowej fazie robót (pozwala przy robotach skoncentrowanych na utwardzenie i podwyższenie dna). Zjawisko to postępuje w obrębie wykonywanych budowli na całym zabudowanym terenie, a w samym zaś projektowanym korycie wywołuje to efekty odwrotne, a dla nas pożądaną, tj. jego pogłębienie. Typ dawniej stosowany, faszynadowy, opisany zalet nie posiada, a odwrotnie, przez budowę pełnym profilem od brzegu do projektowanej trasy, wywołuje się w czasie samej budowy podmywanie dna w osi projektowanej budowli, powodujące zwiększenie ilości materiału budowlanego.

Trudno jest określić liczbowo oszczędności materiałowe, uzyskiwane z tytułu stosowania materaców, gdyż w każdym wypadku mogą być one zmienne i zależne od rodzaju podłoża, na którym wznoszona jest budowla.

Omawiany typ budowli ciężkiej przy użyciu warsztatu pływającego, systemu inż. Kornackiego, pozwalającego na zatapianie materaców w formie ciągłej, a więc usuwającego wady materaców pojedynczo zatapianych, wydaje się typem najwięcej udanym i z uwagi na znaczne ilości rumowiska unoszonego przez Wisłę najwięcej ekonomicznym w zastosowaniu na tej rzece. Typ ten w porównaniu z budowlami wykonywanymi do okresu przedwojennego daje około 60% oszczędności w zużyciu materiałów budowlanych. Należałoby jednak poczynić pewne ulepszenia w warsztacie pływającym systemu Kornackiego w kierunku całkowitego zmechanizowania robót, gdyż obecna jego budowa daje jedynie możliwości budowania i zatapiania materaców skokami, co wg opinii bezpośrednich wykonawców nie przyspiesza i nie obniża kosztów produkcji w porównaniu z materacami zwykłymi, tj. zatapianymi pojedynczo.

Na odcinku DODW Gdańsk były wprawdzie czynione nawet i udane próby stosowania innych typów o charakterze raczej budowli ciężkich i mimo, że strona wykonawcza tych typów nie budziła większych zastrzeżeń, nie mogą one być brane w rachubę w przeprowadzanej na większą skalę regulacji Wisły z następujących powodów.

Mam na myśli podany przez inż. Czernika typ budowli o jądrze refuterowanym i okładzinie skarpowej z podwieszonych materaców oraz typ budowli, którego podstawowym elementem byłby taśmowy materac walcowy. Pierwszy z tych typów w porównaniu z typem materacowym wykonywanym na odcinku DODW Warszawa nie daje oszczędności materiałowych. Wykazuje to następujące zestawienie materiałów potrzebnych do wykonania samego korpusu bez nadbudowy, która jako identyczna w obu wypadkach została celowo pominięta. I tak, 1 mb budowli materacowej przy 4 m głębokości wymaga materaców — 15 m², natomiast typ z materaców podwieszonych wymaga materaców — 14 m². Ostatni jednak typ wymaga dodatkowo zarefuterowania około 25 m³ wolnej przestrzeni pomiędzy podwieszonymi materacami oraz użycia do tego celu pogłębiarki refuterowej i kafara do zabicia rusztowania dla zawieszenia materaców. Jeżeli weźmie się dodatkowo pod

uwagę trudności utrzymania na szybkim prądzie wody w ten sposób podwieszonych materaców, sądzę, że podane wyżej zestawienie w sposób zupełnie wyraźny udowodnia, iż stosowanie budowli o jądrze refuterowanym jako droższe byłoby niecelowe.

Drugi typ budowli, tzw. taśmowy materac walcowy dla uniknięcia wymycia naniesionych odkładów piaszkowych i zdeformowania całej budowli musiałby otrzymać dodatkowe zabezpieczenie od strony górnej wody w postaci okładziny materacowej, co znów z góry przesądza, że koszty tego typu byłyby większe w porównaniu z typem materacowym.

Z rozważań tych wynika, że wszelkie dotychczasowe próby dla ustalenia najodpowiedniejszego typu budowli wislanej przekonywują nas raczej do typu materacowego, jako najekonomiczniejszego i najlepiej dostosowanego do warunków tej rzeki.

Z tych względów należałoby:

— na razie uznać ten typ budowli za najodpowiedniejszy dla Wisły, opracować dla tego typu zarówno dla osurów, jak i przetamowań wymiary materaców dla różnych głębokości, nachylenia skarp, szerokości korony, sposób ubezpieczenia budowli w granicach wody brzegowej i w granicach porostów, wymiary fundamentu materacowego pod głowicę, nachylenia skarp głowicy od strony górnej, dolnej, przedniej itp.;

— ulepszyć warsztat pływający inż. Kornackiego, a to dla całkowitego zmechanizowania robót;

— wezwać wszystkich techników pracujących na drogach wodnych, a szczególnie racjonalizatorów do dalszej pracy w kierunku ustalenia typu najlepiej dostosowanego do charakteru tej rzeki i dającego jak największe oszczędności.

* * *

Już w 1947 r. w przewidywaniu dużego nasilenia robót regulacyjnych na Wiśle środkowej oraz w obawie przed brakiem faszyny i koniecznością zastąpienia jej innym i tanim materiałem budowlanym Departament Drog Wodnych zwrócił się z apelem do wszystkich techników pracujących na drogach wodnych o opracowanie nowych typów, eliminujących względnie ograniczających faszynę jako materiał budowlany przy robotach regulacyjnych.

Na łamach „Gospodarki Wodnej“ w 1947 r. pojawił się cały szereg opisów pomysłów, w których przez wprowadzenie do budowy kamienia sztucznego starano się tym elementem budowlanym skutecznie konkurować z faszyną. Inż. Lambor w artykule pt. „Budowie regulacyjne typu szkielecowego“¹⁾ zaleca stosowanie do budowli regulacyjnych kamienia sztucznego w formie pustaków z otworami, w których puste miejsca, skutkiem działania strug wody, po pewnym czasie, powinny być замуłone. W ten sposób zapewniony piaskiem szkielec betonowy stanowić miałby podbudowę budowli ciężkiej, której korona jak i głowica nie różniłaby się od stosowanych przy typach faszynadowych. Inż. Naszkiewicz podaje typ²⁾ tamy szkielecowej betonowej, którego elementem podstawowym jest dylina betonowa wzmocniona żelazem i z podłużnymi otworami, które służyć mają do samoczynnego замуłowania przeszerzeni pomiędzy dwurzędowym płotem z tych dylin, wspartych na zabitych palach. Autor pomysłu przewiduje pobudowanie opisanej tamy szkielecowej na uprzednio zatopionych materacach wzdłuż osi budowli oraz ubezpieczenia głowicy tej budowli materiałem faszynowym lub kamiennym. W tym samym artykule inż. Naszkiewicz zapoznaje nas z pomysłem zastąpienia iglicowych w formie podwieszonych żelbetowych beleczek na specjalnym drewnianym rusztowaniu. Zdaniem inż. Naszkiewicza działanie tej budowli byłoby identyczne z działaniem zastawki Wolfa,

¹⁾ „Gospodarka Wodna“ 1947. Nr 5.

²⁾ „Gospodarka Wodna“ 1947. Nr 5.

które polega na wytworzeniu poniżej budowli odsypiska łatwego już do ubezpieczenia i odbudowania przy pomocy faszyn i kamienia.

Wydaje mi się, że żaden z tych pomysłów nie został dotąd zrealizowany i dlatego bez prób trudno wyrobić sobie pogląd co do przydatności tych pomysłów przy robotach prowadzonych na Wiśle. Uważam jednak, że zasłony iglicowe o charakterze budowli lekkiej, przenośnej mogłyby być z powodzeniem zastosowane przy pogłębianiu nurtu w okresach niskich stanów wody.

W DODW Gdańsk z dużym powodzeniem stosowane są zamulniki zakładane w formie tzw. szczotek dla przyspieszenia zamulania, podwyższenia i odpowiedniego przygotowania pod kultury wiklinowe terenów położonych między pobudowanymi budowlami regulacyjnymi. Do budowy ich używa się zasadniczo odpadków z materiału faszynowego, których na placach budowy jest zwykle pod dostatkiem, lub też ze świeżo ściętej jedno- lub dwuletniej faszyny. Tego rodzaju zamulniki otrzymuje się przez luźne układanie warstwy wikliny o grubości 0,1 — 0,2 m, w rowkach głębokich około 0,5 m, o rozstawie 10 — 20 m, prostopadłych do biegu rzeki. Załadowanie w warunkach normalnych uzyskuje się po przejściu każdej wielkiej wody. Zdarzają się wypadki, że w ciągu roku dwukrotnie obsadzania szczotkami dają zamulenia terenu sięgające od 0,5 do 0,7 m. Niezasypiane wierzchołki szczotek ze świeżej faszyny porastają, tworząc zupełnie zwarte plantacje wiklinowe, nawet gdy zostały wykonane w miesiącach letnich. Zamulniki tego typu zaliczyć jednak należy do lekkich budowli regulacyjnych, gdyż zadaniem ich nie jest zakultywowanie odsypisk, a przyspieszenie kolmatacji.

Do obsadzenia odsypisk szczotkami jednak należy odnosić się — zresztą jak do wszystkich zagadnień regulacyjnych — z dużą wnikliwością, aby uniknąć szkód, trudnych nieraz do odrobienia. Jednym z powodów powstawania głębokich łach przybrzeżnych, nieraz bardzo trudnych do zlikwidowania, jest wstrzymanie ruchu przy pomocy szczotkowania, względnie sztabowania przesuwających się ku brzegowi odsypisk. Inż. Czernik na podstawie poczynionych obserwacji działania wyżej opisanych szczotek doszedł do przekonania, że ten typ budowli założony pod wodą, a więc pracujący stale, mógłby dać wyniki bez porównania skuteczniejsze. Cała jednak trudność zastosowania tego typu budowli polega na znalezieniu praktycznego sposobu układania ich na dnie koryta. To zagadnienie nie zostało do tej pory jeszcze rozpracowane. Inż. Czernik wprawdzie podaje oparte na pracy pomp urządzenie do zmechanizowanego zakładania szczotek podwodnych, które wydaje się jednak zbyt skomplikowane i kosztowne, a przy tym nie dające żadnej pewności dobrego działania³⁾. Należałoby więc poszukać innego i tak prostego rozwiązania, które umożliwiłoby stosowanie szczotek podwodnych w sposób niezawodny.

Ostatnio spotkałem się z opisem⁴⁾ budowli regulacyjnej systemu szkielecowego, nowego pomysłu dra inż. Lambora, bardzo zbliżonego do poprzednio już opisanego, a opartego na działaniu pustaków betonowych. Dr inż. Lambor proponuje zamiast pustaków użyć wewnątrz puste czworosciany umiarowe (tetraedry), wychodząc z założenia, że ze wszystkich figur geometrycznych tylko taka bryła najlepiej przeciwstawia się toczeniu i przesuwaniu. Dr inż. Lmbor podaje, że tamy z takich tetraedrów były już wykonywane przy regulacji rzeki Warty i do dnia dzisiejszego zachowały się one bardzo dobrze. Uzyskano przy ich zastosowaniu całkowite załadowanie kwater między budowlami, tak że dzisiaj tereny te są już obsadzone wikliną. Użyte tetraedry miały grubość — 4 cm, szerokość 7 cm, zaś długość boku — 70 cm. Wykonane

w specjalnej betoniarni boczne ściany czworoscianu były przewożone galarem na miejsce budowli, gdzie je montowano, a następnie topiono przy użyciu bosaków. Ciężar takiego czworoscianu wynosi ok. 30 kg co umożliwia łatwe manipulowanie nim.

Podobne tetraedry projektu inż. Herheulidze były stosowane w Związku Radzieckim na rzekach górskich, a w szczególności na rzece Kura. Podobnie jak tetraedry systemu Lambora składają się one z poszczególnych elementów, łączonych już na miejscu budowy. Wymiary ich są jednak bardzo duże, a ustawiać je na dnie można przy pomocy dźwigów. Wymiary tetraedrów inż. Herheulidze były różne, a mianowicie od 2 do 4 m. przy czym waga ich wynosiła przy wysokości 2 m — 1,5 t., przy 3 m — 2,4 t., przy 4 m — 3,3 t. Nic więc dziwnego, że układanie ich przy tak znacznym ciężarze musiało odbywać się przy pomocy dźwigów. Na 10 mb. budowli z tetraedrów ustawionych jednorzędowo, przy ich wysokości 2 m objętość zużytego betonu wynosiła 2,7 m³, ciężar żelaza zbrojeniowego — 0,36 t., ilość tetraedrów — 4,6 szt. Przy 4 m wysokości objętość betonu wynosiła 2,9 m³, ciężar zbrojenia 0,4 t., a ilość sztuk zużytych — 2,3. Opisany typ tetraedrów przystosowany tam został do silnego naporu płynącej wody, zapewniał jednak spokojne przechodzenie rumowiska przez budowlę i powodował jego odkład poza budowlą.

Tetraedry proponowane przez dra Lambora mają zadanie wprost przeciwne, a mianowicie przez wydłużenie drogi przepływającej przez nie wody sprzyjają raczej osadzeniu rumowiska w poszczególnych ułożonych warstwach. Wspólnym jednak wymaganiem stawianym tetraedrom jest skuteczne przeciwdziałanie naporowi wody. Przy stosowaniu więc tetraedrów dra Lambora na Wiśle należało by ciężar ich i wymiary bezwzględnie powiększyć.

Jeżeli chodzi więc o lekkie budowle regulacyjne, to w porównaniu z budowlami ciężkimi dysponujemy dość pokaźnym materiałem. Ponieważ zainteresowanie tym zagadnieniem wśród personelu technicznego jest dość duże, spodziewać się należy, że materiał ten stale będzie wzrastał.

Nie jest on jednak na razie dostatecznie wykorzystany i jak dotąd nie były poczynione żadne próby w ustaleniu, które z opisanych typów najlepiej nadawały by się na Wiśle i jakie efekty można było by uzyskać stosując je na szerszą skalę.

Na Wiśle do tej pory stosuje się budowle ciężkie, natomiast o budowaniu i stosowaniu budowli lekkich na razie przynajmniej tylko wiele mówiono i pisano. Czym można sobie chociaż częściowo tę okoliczność wytłumaczyć? Otóż budowle lekkie wymagają od technika więcej wnikliwego podejścia, lepszego poznania charakteru rzeki, wycucia w jakich wraunkach i jaki typ lepiej by pracował, a następnie staranniejszego wykonawstwa. Ponieważ — jak to już inż. Czernik zaznaczył — personel techniczny jest przeładowany pracą administracyjną, nie jest on w możności w pełni poświęcić się pracy technicznej, co w konsekwencji odbija się na kosztach prowadzonych robót. Wiedząc, że budujemy drogę i wiedząc, że przez zastosowanie budowli lekkich można osiągnąć znaczne oszczędności, powinniśmy w najbliższym czasie więcej uwagi temu zagadnieniu poświęcić. Ostatnio utworzone Państwowe Kierownictwo Studiów we Włocławku powołane głównie do przeprowadzania studiów nad podobnymi zagadnieniami, na pierwszym miejscu swego programu winno rozpracować problem zastosowania lekkich budowli regulacyjnych dla Wisty i przy pomocy obserwacji — nad działaniem różnego typu budowli lekkich (na próbnych odcinkach) — wyciągnąć odpowiednie wnioski.

Budowlami regulacyjnymi powinniśmy tak pokierować pracą płynącej wody, aby wyniki jej były jak najwięcej efektowne i dla nas najkorzystniejsze. Zagadnienie ruchu wody w rzece jest bardzo obszerne i nie sposób jest tutaj to zagadnienie omówić. Dla najbardziej celowego i umiejętnego kierowania robotami regulacyjnymi każdy technik winien nie tylko dobrze

³⁾ Opis tego urządzenia podany jest w „Gospodarce Wodnej“ 1951 Nr 1.

⁴⁾ Patrz „Gospodarka Wodna“ 1951, Nr 1.

poznać charakter rzeki, na której pracuje, ale i zapoznać się z zasadami ruchu wody w rzekach i oddziaływaniem tego ruchu na zmiany w korycie rzeki. Hydrolog radziecki Lelawski pracę strug wody na łukach wklęsłych porównuje z pracą pług. Pług odkłada skibę na bok — podobnie strugi wody odkładają materiał z dna łuków wklęsłych na łukach wypukłych.

Wydaje się, że przez wykonanie przetamowań, oraz ujęcia strug wody i ich pracę przez całkowitą obudowę przejść oraz łuków wklęsłych wytworzymy już dostateczne warunki do tworzenia się odsypisk po stronie wypukłej łuku bez jego obudowy, albo też przy pomocy lekkich i tanich budowli regulacyjnych.

Inż. Czerniak mówiąc o wykonawstwie robót regulacyjnych twierdzi, że: „Dobre wyniki regulacji i ekonomia tych robót zależą przede wszystkim od właściwego usytuowania budowli i sposobu ich wykonania”. Jasnym jest, że właściwym usytuowaniem budowli zajmuje się projektant.

W innym miejscu spotykamy się z takim zdaniem: „...poruszę natomiast sprawę projektowania usytuowania budowli regulacyjnych. W projektach zwraca się mianowicie uwagę głównie na harmonijność rozmieszczenia budowli w sytuacji, to znaczy by rozmieszczenie ich na planie było miłe dla oka. Dopuszczalne jest to dla projektanta, ale nigdy dla realizatora projektu w terenie”. Na marginesie tych dwóch zdań muszę po-

ruszyć sprawę projektowania i realizowania przejść trasy z łuku w łuk. Wiemy wszyscy, że tylko przejścia decydują o przełotności drogi wodnej i dlatego powinny one być starannie przepracowane i wykonane. My w swoich projektach trzymamy się kurczowo zasady zważania trasy w przejściach o 10%, zastosowanej dla dolnej Wisły przez niemieckich hydrotechników i nie chcemy zadać sobie większego trudu do zaprojektowania i wykonania przejść według zasad proponowanych przez inż. Lembora w broszurce pt. „Projektowanie kierunku trasy regulacyjnej rzek”. Również bardzo ciekawe rozwiązania trasy w przejściach podaje hydrolog radziecki Lelawski. Wszystkie one mają za zadanie zwiększenie siły żywej rzeki w przekrojach na przejściach, dla uzyskania lepszych warunków dla żeglugi.

Kierownictwo Studiów powinno również troskliwie zająć się tą sprawą i ustalić, który z tych sposobów daje wyniki najlepsze. Bez względu na przyjęty sposób przejścia winny być tak zaprojektowane, aby przynajmniej na niewielkim odcinku zachowane było dokładne naprzeciwległe położenie ostróg. W tym wypadku realizator nie powinien dowolnie modyfikować rozwiązania. Pragnąłbym aby referat inż. Czernika oraz niniejsze uwagi dały podstawę do dyskusji, w wyniku której może znajdziemy najlepszą drogę do wspólnego celu jakim niewątpliwie jest zagadnienie jak najszybszego uporządkowania Wisły.

Streszczenie dyskusji nad referatem inż. S. Czernika i koreferatem inż. W. Nawarskiego¹⁾

Inż. Kornacki zwrócił uwagę na konieczność opracowania normatywów projektowania, która to sprawa została zainicjowana przez PKPG i zlecona do wykonania „Hydroprojektowi”. Chodzi o ustalenie — przy projektowaniu wszelkich budowli wodnych — pewnych typów tych budowli, które dotychczas zdały egzamin, są najtańsze, względnie najekonomiczniejsze w eksploatacji.

Jak pilna jest u nas sprawa opracowania normatywów świadczy fakt, który podkreślił w swym referacie inż. Nawarski, że na tej samej rzece w jednej Dyrekcji Okr. Dróg Wodnych stosowane są typy budowli regulacyjnych droższe, aniżeli w sąsiedniej Dyrekcji.

W dalszym ciągu inż. Kornacki zwraca uwagę na konieczność szukania sposobów potaniania budowli regulacyjnych. O ile faszyna jest najtańszym materiałem w robotach regulacyjnych i nadal nim pozostanie, o tyle balast (kamień i gruz) do obciążania jest tym czynnikiem, który podraża budowlę. Jak z wygłoszonych referatów wynika, prawo obywatelstwa w robotach regulacyjnych uzyskały budowle materacowe, należałoby jednak pójść w kierunku potaniania balastu.

Drugim kierunkiem szukania właściwych rozwiązań potaniania budowli regulacyjnych, to sprawa wprzagnięcia do pracy samej wody, przez wykorzystanie jej prądów cyrkulacyjnych. W tym kierunku nie przeprowadziliśmy żadnych doświadczeń, a jednak próby w Związku Radzieckim, poczynione przez inż. Potapowa, zasługują na wielką uwagę.

Zastąpienie faszyny materiałem droższym, tzw. pustakami tetraedrowymi, proponowanymi przez d-ra inż. Lambora, uważa inż. Kornacki za niewskazane. Próby stosowania tetraedrów betonowych pełnych, stosowane przed kilku laty na odcinku Wisły DODW Warszawa, zostały zaniechane jako zbyt drogie.

Co do obaw braku faszyny wyrażonych w referacie inż. Czernika, inż. Kornacki na podstawie pobieżnego rachunku wyraża pogląd, że brak ten nam nie grozi.

Inż. Gamski zwraca uwagę na zakres stosowania systemów regulacji, uwzględniających przyszłą kanalizację Wisły. Omawiając konserwatywizm jaki jeszcze panuje w wykonaniu robót regulacyjnych, proponuje wykorzystanie w większym stopniu sezonu zimowego do robót wodnych. W dalszym ciągu mówca podkreślił skuteczność budowli lekkich, typu palowo-faszynowego na zamknięciach.

Inż. Pajęczkowski, dzieląc się swoimi doświadczeniami przy regulacji Wisły, zgodny jest z poglądem inż. Kornackiego co do pokrycia zapotrzebowania na faszynę i zwraca uwagę na konieczność intensywniejszego sadzenia wikliny. Niedobór w materiale faszynowym może być pokryty przez Państw. Przeds. „Las”, które podejmuje się dostarczyć go w dowolnej ilości.

Omawiając typy budowli, mówca zwrócił uwagę na dodatnie cechy materaca taśmowego systemu inż. Kornackiego, którego stosowanie dało wielkie oszczędności. Materac taśmowy stosowany był także na zamknięciach z dobrymi skutkami.

Inż. Gudzio wyraża pogląd, że dany typ budowli regulacyjnej może być dobry, ale tylko dla pewnego wyrównania przepływu. Na rzece o dużych wahańach objętości przepływu trudno wymyślić uniwersalny typ budowli, który byłby ekonomiczny dla różnych stanów wody. Zdaniem mówcy, przed przystąpieniem do regulacji należałoby uporać się z wyrównaniem odpływu na rzece przez wybudowanie zbiorników.

Inż. Kornacki w odpowiedzi inż. Gudzio zwrócił uwagę na przykłady budowli regulacyjnych na Wiśle, które się utrzymują i spełniają dobrze swoje zadanie. Jeżeli regulujemy na średnią roczną wodę, to musimy dążyć do tego, aby przepływała rzeczywista roczna woda, a nie teoretyczna. Z tego względu i dla innych powodów zbiorniki będziemy budowali, ale nie można powiedzieć, abyśmy zaniechali regulacji, a zaczęli od zbiorników.

¹⁾ Porówn. Sprawozdanie ze Zjazdu Nauk.-Techn. Sekcji Głównej Dróg Wodnych Stow. Inżyn. i Techn. Komunik. (na okładce nin. zeszytu).

Inż. Łowczyński, dzieląc się swymi uwagami co do ogólnych zasad użegłownienia Wisły, jest zdania, że przy wstępnej regulacji dla koncentracji koryta i wytworzenia odpowiedniej głębokości dla żeglugi, winny być stosowane lekkie budowle, proste, szybkie w wykonaniu i dające w krótkim czasie pożądane rezultaty. Najlepiej wykonana budowla, gdy nie będzie zakolmatowana — nie spełni swego zadania. Przyspieszenie kolmatacji można by uzyskać przy użyciu sprzętu mechanicznego, którego niestety nie posiadają Zarządy Wodne na terenie DODW Kraków.

Jeżeli chodzi o budowle materacowe, to ten sposób zabudowania na górnej Wiśle nie przyjął się, okazał się droższy i trudniejszy w wykonaniu, pomimo zastosowania pewnych usprawnień.

Prawo obywatelstwa na górnej Wiśle zyskały sobie budowle z walców faszynowych o jądrze z ziemi. Wykonanie jądra z kamienia wyeliminowano z powodu dużych kosztów produkcji. Produkcja walców w stosunku do ogólnej ilości faszynady wzrosła od 6% w 1938 r. do 41% w 1951 r. Wykonanie budowli walcowych jest proste, możliwe przy każdym stanie wody i zostało usprawnione przez zmechanizowanie zatapiania walców. Budowle walcowe, mimo oszczędności w koszcie ich wykonania, stanowią ciężki typ budowli. Powstał nowy typ zamulnika, tworzący ciężki element walca z lekką szczotką. Szczotka utwierdzona jest w ziemnym jądrze walca.

Próby zastosowania tego typu budowli dały dobre rezultaty. Odnosnie kosztów wykonania, to w porównaniu do faszynówki oszczędność wynosi średnio 66%. Z uwagi na rezultaty osiągnięte na górnej Wiśle, inż. Łowczyński uważa za wskazane uwzględnić ten typ budowli przy projektowaniu zabudowy środkowej i dolnej Wisły.

Inż. Radziwoń podkreśla konieczność współpracy pogłębiarek refulerowych z robotami faszynowymi, przez co uzyska się znaczne potanień robót regulacyjnych. Zwraca również uwagę na duże straty materiału faszynowego, wskutek braku należytego dozoru kęp wilklinowych.

Techn. Antonowicz proponuje obniżenie budowli regulacyjnych od + 2,0 m do + 1,50 m nad średni roczny stan wody. Dałoby to dużą oszczędność na materiałach i robociznie oraz nie powodowałoby niszczenia nadwodnych warstw faszynady.

Również proponuje obniżenie korony budowli na przetamowaniach bocznych koryt o 1 m z góry i o 1,20 m z dołu bocznego koryta. Ułatwi to załadowanie i przeciwdziałać będzie tworzeniu się stawów.

Inż. Bolesta, analizując poszczególne typy budowli przedstawione w referacie inż. Czernika, dochodzi do wniosku, że gdyby można było wykorzystać cyrkulację poprzeczną i stosować ciężkie typy budowli tylko na brzegach wklęsłych, dałoby to duże oszczędności. Brak badań uniemożliwia zastosowanie nowoczesnych systemów regulacji. Inż. Bolesta uważa za wskazane aby w oparciu o Biuro Studiów i pod jego kierunkiem zorganizować komórki studiów w terenie. Miałyby one za zadanie przeprowadzenie badań hydrologicznych, zachowania się budowli regulacyjnych w różnych warunkach, aby dojść do konkretnych wniosków co do wyzyskania cyrkulacji poprzecznej, co do zabudowy brzegów wklęsłych budowlami typu cięższego, natomiast brzegów wypukłych tylko budowlami lekkimi.

Techn. Walkowiak opisuje typ ostrogi szkieletowej systemu Beringena, na który dotychczas nie zwrócono uwagi w dyskusji, a który był stosowany z powodzeniem na Odrze. Podaje również sposób szybszego załadowywania pól między ostrogami. Sposób ten polega na tym, że od jednej do drugiej główki przeciąga się dwie lub trzy kieszki faszynowe równolegle z prądem. Do tych kieszek w odstępach 1 m przywiązuje się gałęzie wierzbowe, tak długie, jak głębokość przy średniej wodzie. Dwa rzędy tak wykonanych zasłon,

połączone trzecim, prostopadłym do nurtu, powodują szybkie załadowanie.

Inż. Kornacki, polemizując ze swymi przedmówcami, podkreśla konieczność współpracy pogłębiarek przy robotach regulacyjnych oraz zwiększenia stopnia mechanizacji tych robót. Nowy pomysł racjonalizatorski, badany przez Dep. Techniki Min. Żeglugi, umożliwi całkowite zmechanizowanie produkcji materaców faszynowych.

Inż. Bojko na podstawie swych doświadczeń na dolnej Wiśle zwraca uwagę na konieczność stosowania materaców szerszych, aniżeli stosowane dotychczas 4 — 8 m. Niekiedy okazuje się, że materac 10 metrowy nie wystarcza na podłoże budowli, szczególnie przy zamknięciach. Szerokość materaca powinna być ustalona w zależności od głębokości.

Jeśli chodzi o normatywy budowli regulacyjnych, to podejście do tego zagadnienia nie powinno być zbyt wąskie. Nie można powiedzieć, aby szerokość korony tych budowli na Wiśle musiała być 1,50 m gdyż jak praktyka wskazuje, w niektórych warunkach budowle trzeba dać bardzo ciężkie.

W dalszym ciągu inż. Bojko porusza zagadnienie sprzętu, mającego decydujący wpływ na wykonawstwo robót. Zadania rosną, a nasze zasoby sprzętowe maleją. Brak dostatecznej ilości taboru technicznego powoduje ogromne straty czasu, podrażając roboty. O ile tabor do transportów dalekich na dolnej Wiśle jest w dostatecznej ilości, o tyle dla obsłużenia placów budowy jest go za mało, a najwięcej daje się odczuć brak tzw. „tacek wodnych“, którymi przy załadowaniu np. 4 m³ kamienia lub 5 m³ ziemi można wszędzie dojechać. Jeszcze gorzej przedstawia się sprawa z taborom mechanicznym, jak holowniki, motorówki i pogłębiarki.

W zakończeniu inż. Bojko apeluje o przyspieszenie opracowania dokumentacji technicznej, tak aby banki mogły uruchomić kredyty na roboty z początkiem roku. Dokumentacja winna być złożona naczelnym władzom w listopadzie roku poprzedniego, a nie jak to się robi w marcu — kwietniu roku bieżącego.

Inż. Radziwoń proponuje pewną modyfikację profilu podłużnego budowli regulacyjnych, przez zachowanie jednakowego spadku od + 2,0 m przy brzegu rzeki, do + 1,50 m przy głowicy tamy. Budowle wykonywane być winny do niepełnej wysokości, obejmując za to dłuższe odcinki zabudową. Celowe jest zastosowanie materaców o grubości 1,20 m, przy użyciu tej samej ilości faszyny co i do normalnych, tylko o wyższych płótkach i mniejszych kłatkach. Ten system zabudowy inż. Radziwoń proponuje na odcinku Wisły od Warszawy w górę do Puław, aby jak najszybciej udostępnić intensywniejszą eksploatację kamienia puławskiego.

Inż. Mikucki podkreśla konieczność utworzenia ośrodków dla prowadzenia obserwacji i studiów, na podstawie których można by opracować typy budowli i systemy regulacji, uwzględniając właściwe warunki rzeki. Na podstawie własnego doświadczenia stwierdza, że na 50-kilometrowych odcinkach rzeki były miejsca, gdzie przyjmował się dany typ budowli, a inny był nieracjonalny.

Na zakończenie inż. Mikucki zwraca uwagę na możliwości zastosowania przy robotach regulacyjnych metody inż. Kowalowa.

Inż. Tysza zwraca uwagę na niedostateczny udział kredytów na regulację Wisły i uważa, że Zjazd jest dostatecznie kompetentny aby wystąpić z odpowiednim wnioskiem w tej sprawie. Nasze doświadczenie i pomysły racjonalizatorskie przyczynią się do potania robót, a doszkalany personel fachowy zagwarantuje możliwość użegłownienia w ciągu 10 lat całej Wisły.

Inż. Gamski porusza jeszcze sprawę taboru i jego typizacji. Potrzeby taborowe są tak duże, że zmuszają nas do konkretyzacji typów, aby można było zapewnić większą produkcję dla zaspokojenia potrzeb przewozowych. Co do finansowania robót, to uzależnione jest od terminowego dostarczenia dokumentacji.

Inż. Tillinger uważa, że ostatecznym celem robót na Wiśle jest jej kanalizacja i wszystkie roboty są tylko wstępem do tego dzieła. O tym aby nie kanalizować Wisły, nie ma mowy. Jest to za poważne źródło energii, aby go zmarnować. Dla realizacji tego celu na pierwszy plan wysuwa się konieczność jak największej erozji koryta. Im większa będzie erozja, tym łatwiejsza będzie przyszła realizacja kanalizacji.

W dalszym ciągu inż. Tillinger omawia możliwości sztucznego pogłębiania koryta Wisły przez zastosowanie wielkich pogłębiarek i uważa, że same metody regulacji są niewystarczające.

Inż. Tillinger proponuje, aby w programie naszych zamierzeń na najbliższe lata było miejsce na przygotowanie taboru dla sztucznej erozji koryta, mając cel ostateczny — całkowitą kanalizację rzeki i uzyskanie jak największej pojemności koryta wielkiej wody.

Inż. Kornacki podaje w zarysie plan 10-letni użegłownienia Wisły, wyrażając pogląd, że należy pójść za przykładem Związku Radzieckiego, wykorzystując energię Wisły przez jej skanalizowanie i zamiast budowy kanału Odra—Wisła w planie 10-letnim, skanalizować cały odcinek Wisły od ujścia Przemysły do ujścia Sanu.

Inż. Tillinger przyłącza się do zdania przedmówcy, co do zaniechania budowy kanału Wisła—Odra w planie 10-letnim i uważa, że środki finansowe, które miałyby pójść na nadzwyczaj trudny i drogi kanał, powinny być obrócone na szybsze zrealizowanie kanalizacji Wisły.

* * *

Na zakończenie dyskusji przewodniczący stwierdził, że nie znając dokładnie 10-letniego planu rozwoju dróg wodnych Zjazd nie może zadość uczynić życzeniu W-Ministra Bielskiego wyrażonego w jego przemówieniu. Organizatorzy na podstawie wytycznych Nacz. Org. Techn. zwołali Zjazd na temat konkretnego zagadnienia, mianowicie — nowoczesnych budowli regulacyjnych.

Na podstawie przeprowadzonej dyskusji, Komisja Wnioskowa ustaliła następujące wytyczne i decyzje Zjazdu:

- 1) Faszyzna pozostaje nadal najtańszym materiałem w wykonaniu budowli regulacyjnych na Wiśle.
- 2) Należy dążyć do znalezienia zastępczego materiału na balast, zamiast drogiego kamienia naturalnego czy sztucznego.
- 3) Zwrócić uwagę na większe wykorzystanie pracy samej wody, przez właściwe wywołanie prądów cyrkulacyjnych metodą Potapowa.
- 4) Dążyć do potanienia robót drogą ich mechanizacji.
- 5) Stosować w najszerszym zakresie materace taśmowe.
- 6) Wypróbować zasłony lekkie, budowane z materacami taśmowymi i stosować w ogóle w najszerszym zakresie lekkie budowle.
- 7) Nie kultywować wikliny w pasach wody brzegowej.
- 8) Przeanalizować możliwości wykonywania robót regulacyjnych zimą z przykrywy lodowej, z uwagi na możliwość utrzymania ciągłości pracy i przedłużenia sezonu budowlanego.
- 9) Przy realizacji projektów w terenie należy je dostosować do aktualnych warunków na rzece.
- 10) Przy obecnym stanie regulacji na Wiśle poniżej Warszawy konieczna jest, przy wykonywaniu dalszych robót regulacyjnych, współpraca pogłębiarek.
- 11) Z uwagi na wielką doniosłość zagadnienia dążyć do szkolenia fachowców w tych Zarządach Wodnych, w których kierownikami są wybitni fachowcy.
- 12) Ponieważ odbywający się Zjazd nie miał w swoim programie zagadnienia planu 10-letniego rozbudowy dróg wodnych, powinna być w tej sprawie zwołana specjalna konferencja w ramach resortu żeglugi, bądź w ramach NOT, w terminie jak najbliższym.

(Opracował Inż. F. Gajownik, Sekretarz Sekcji Głównej Dróg Wodnych)

Katedra Budownictwa Wodnego Politechniki Gdańskiej poszukuje: Roczników hydrograficznych obejmujących dorzecze Wisły za rok 1921 i 1923 i całość niemieckich roczników hydrograficznych „Jahrbuch für die Gewässerkunde des Deutschen Reiches“, w 5 – 7 częściach za rok 1934 i 1938.

Zgłoszenia należy kierować: Katedra Budownictwa Wodnego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk – Wrzeszcz.

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. KAZIMIERZ KARS

Gospodarka wodą w zakładzie przemysłowym

Gospodarka wodą dużych zakładów przemysłowych, pobierających niejednokrotnie ilości wody odpowiadające potrzebom dużego miasta, staje się coraz bardziej jednym z decydujących czynników bilansu wodnego i całej gospodarki wodnej danego rejonu.

Wobec dużego rozwoju przemysłu w Planie Sześcioletnim i w związku z niedostatecznymi niejednokrotnie zasobami wodnymi, szczególnie w rejonach deficytowych, gospodarka wodą w zakładach przemysłowych wymaga zaprojektowania bardzo oszczędnych obiegów wody.

Na tym tle Autor w oparciu o specyficzne potrzeby zakładów przemysłowych podkreśla konieczność układania jednolitych bilansów wodnych, zamkniętych obiegów z wielokrotnym wykorzystaniem wody oraz podkreśla konieczność kontroli wody obiegu w eksploatacji.

Gospodarka wodą w zakładach przemysłowych jest bardzo szerokim zagadnieniem, obejmującym prócz omówionych w artykule również sprawy techniczne ujęcia, doprowadzenia właściwego obiegu, odprowadzenia, chłodzenia wody itd., dlatego też oczekujemy dalszych wypowiedzi na ten temat.

REDAKCJA

Każdy zakład przemysłowy, a w szczególności hutniczy, włókienniczy, chemiczny, gdy jest zaopatrywany w energię elektryczną z własnej elektrowni ciepłej i wymaga chłodzenia poszczególnych urządzeń, zużywa ogromne ilości wody. Przeciętny na przykład obieg wody w zakładzie przemysłowym często dochodzi do 100 milionów m³/rok; przeciętne zaś uzupełnienie strat waha się od 3,5 do 18% tej ilości, tj. potrzebuje doprowadzenia świeżej wody od 3.500.000 do 18.000.000 m³/rok wody, co na sekundę wynosi od 130 do około 700 litrów.

Nie więc dziwnego, że tak znaczne zapotrzebowanie wody przez jeden zakład powoduje powstawanie poważnych zagadnień hydrotechnicznych w zakresie zaopatrzenia zakładu w wodę, oczyszczania jej i ewentualnie usunięcia nienadającej się już do użycia wody poza obręb zakładu. Zrozumiałe więc staje się, że w dobie ogromnego rozwoju naszego przemysłu, a jednocześnie w związku z katastrofalnym brakiem wody w niektórych rejonach, należy gospodarować wodą planowo i oszczędnie, koordynując zapotrzebowanie wszystkich odbiorców przemysłowych w ramach jednego rejonu przemysłowego, czasami zaś nawet i w kilku rejonach.

Aby zadość uczynić tym wymaganiom każdy zakład przemysłowy powinien przestrzegać następujące warunki racjonalnej i oszczędnej gospodarki:

- A. Posiadać ułożony bilans wodny.
- B. Stosować w miarę możliwości obiegi zamknięte i wielokrotne użycie wody.
- C. Zorganizować służbę eksploatacyjną.

Rozpatrzmy kolejno wszystkie wyżej wymienione warunki.

A. Posiadać ułożony bilans wodny — znaczy zaplanować zapotrzebowanie w sposób najbardziej oszczędny, odpowiadający rzeczywistym potrzebom produkcji z jednej strony, przy maksymalnym wykorzystaniu wszystkich możliwych źródeł wody z drugiej strony. Dla właściwej gospodarki wodnej bilanse większych zakładów, w szczególności pod względem zaopatrzenia w wodę świeżą uzupełniającą straty, powinny być skoordynowane ogólnie i zatwierdzone przez Centralne Biuro Projektowania Gospodarki Wodnej Przemysłowej.

Dla ułatwienia pracy oraz dla ujednolicenia gospodarki, wszystkie zakłady przemysłowe powinny sporządzać bilanse wodne wg jednego ustalonego wzoru, który niżej podajemy (patrz schemat bilansu).

B. Stosowanie w miarę możliwości obiegów zamkniętych oraz wielokrotnego użycia wody uwarunkowane jest koniecznością oszczędzania wody i urządzeń wodnych, w związku z ogromnymi ilościami wody niezbędnej do produkcji zakładu.

Zakład przemysłowy możemy zaopatrywać w wodę różnymi sposobami i z rozmaitych źródeł. Zasadniczo rozróżniamy 3 sposoby, a mianowicie:

1. Zasilanie obiegiem otwartym.
2. Zasilanie obiegiem zamkniętym.
3. Zasilanie wodą już raz użytą czy to w obiegu otwartym czy zamkniętym.

Obieg otwarty polega na ciągłym czerpaniu wody z jakiegokolwiek źródła (rzeki, jeziora, stawu czy studni), użycie jej np. do chłodzenia poszczególnych agregatów, po czym oddaniu jej z powrotem do tego samego cieku lub w ogóle usunięciu poza obręb zakładu. Sposób ten stosujemy w wypadku istnienia znacznej ilości wody oraz nieznacznej odległości źródła od miejsca produkcji. System ten nie wymaga chłodzenia wodą oraz dodatkowego przepompowywania wody gorącej na chłodnię kominową.

Obieg zamknięty jest to stałe krążenie wody od pompowni tłocznej wody zimnej, poprzez agregaty ochładzane, grawitacyjny spływ do pompowni wody gorącej tłoczącej ją do chłodni kominowej i powrót jej do pompowni wody zimnej. Obieg ten wymaga wykonania chłodni kominowych oraz pompowni, jednak jest w wypadku niedostatecznych ilości wody znacznie tańszy od obiegu otwartego. Powstałe straty wskutek parowania, które wynoszą około 1,5% wody znajdującej się w obiegu, na skutek rozpylania wiatrem — około 0,5% w zależności od rodzaju chłodni i ze względu na konieczność odświeżania wody, celem pomniejszenia zawartości soli w obiegu — w ilości około 2% całego obiegu — pokrywać należy świeżą wodą doprowadzaną z zewnątrz.

Ilość wody jaką należy usunąć z obiegu celem pomniejszenia zawartości soli w obiegu zamkniętym obliczamy następująco: Ilość wody w obiegu oznaczamy literą Q , ilość wody dodatkowej na pokrycie strat oznaczamy Q_d . Strat na parowanie Q_p , a na rozpylanie wiatrem Q_m . Ilość zaś wody jaką należy usunąć z obiegu, celem utrzymania równowagi pod względem zawartości soli w obiegu, oznaczamy Q_r . Ilość soli w obiegu oznaczamy literą H , ilość soli w wodzie świeżej H_o , dopuszczalną zaś ilość soli w obiegu H_{max} .

Ilość wody doprowadzanej powinna się równać ilości wody usuwanej z obiegu i straconej. Powinno więc mieć miejsce następujące równanie:

$$Q_d \times H_o + (Q_p + Q_m + Q_r) \times H$$

Ponieważ sól wody wyparowanej pozostaje w obiegu, przeto $Q_p \times H = 0$, a więc

$$Q_d \times H_o = Q_w \times H + Q_r \times H$$

Stąd znajdujemy Q_r , tj. ilość wody, jaką należy stałe i nieprzerwanie usuwać z obiegu, celem zachowania równowagi pod względem zawartości soli w obiegu.

$$Q_r = \frac{Q_d \times H_o - Q_w \times H}{H}$$

Schemat bilansu wodnego dla Zakładu Przemysłowego

[illegible]

Zasilanie obiegów wodą już raz lub wiele razy użytą zaliczamy do trzeciego rodzaju obiegów. Obieg ten polega na tym, że woda po przejściu kilku agregatów zostaje użyta, w stanie ciepłym, czy też po ochłodzeniu, do potrzeb innych agregatów, które mają mniejsze wymagania pod względem jakości wody.

Z tego punktu widzenia rozróżniamy trzy rodzaje wód użytkowych, a mianowicie:

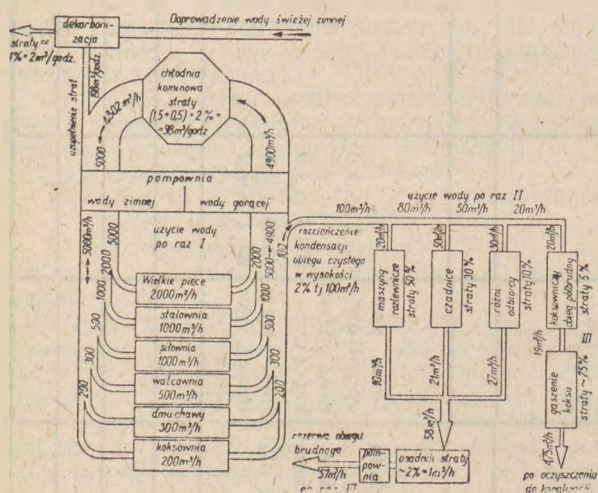
1. Obieg wody czystej (preparowanej lub niepreparowanej).
2. Obieg wody półbrudnej.
3. Obieg wody brudnej.

Każdy z tych obiegów wymaga innej wody, dlatego też wykorzystując te różnice możemy dążyć do wielokrotnego użycia wody.

Obieg wody czystej służy do celów chłodniczych oraz do celów specjalnych. Woda tego obiegu ogrzewa się, jednak nie zanieczyszcza. Natomiast na skutek parowania procentowa zawartość soli w obiegu stale wzrasta. Proces ten jest szkodliwy zarówno dla sieci, jak i dla instalacji wodociągowej. Dlatego też należy część wody stale usuwać z obiegu, a na jej miejsce doprowadzać świeżą.

Woda usunięta z obiegu czystego nie powinna ginąć dla potrzeb przemysłowych. Należy ją użyć do potrzeb takiego obiegu czy takiej produkcji, którym odpowiada jej jakość. Można ją użyć np. po raz drugi dla potrzeb koksowniczych półbrudnych, czadnic czy maszyn rozlewniczych. Po raz trzeci można by ją użyć do gaszenia koksu itp.

Tak samo woda usunięta z obiegu półbrudnego dla jego odświeżenia, po pewnym odpowiednim oczyszczeniu, może być użyta do potrzeb obiegu brudnego. Woda zaś usuwana z obiegu brudnego może być użyta do granulacji żużla, ewentualnie po oczyszczeniu jako rezerwa tegoż obiegu brudnego. Na załączonym schemacie pokazano przykładowo sposób wielokrotnego użycia wody przemysłowej. Sposobów i rozwiązań jest na ogół sporo. W każdym jednak wypadku należy zbadać możliwości wielokrotnego wykorzystania wody i, o ile takowe istnieją, przyjąć je do założeń projektu gospodarki wodą poszczególnych zakładów przemysłowych.



Rys. 1. Schemat obiegu wody przemysłowej czystej, preparowanej (liczby podano przykładowo).

Jak widzimy na załączonym schemacie, który obrazuje obieg wody czystej preparowanej ilość wody na uzupełnienie strat wynosi 198 m³/godz. Na ilość tę składają się: straty na parowanie i rozpylenie wiatrem w ilości 98 m³/godz. oraz straty na rozcieńczenie kondensacji soli w ilości 100 m³/godz. Ta ostatnia ilość nie zostaje bezpowrotnie usunięta z obiegu, a w całości użyta zostaje po raz drugi do innych procesów hutniczych. W tych procesach traci się część wody bezpowrotnie, a reszta zostaje użyta po raz trzeci do specjalnych celów, względnie jako zanieczyszczona i nie nadająca się do użytku zostaje skierowana, po odpowiednim oczyszczeniu, do cieku publicznego.

Reasumując: doprowadzamy świeżej wody 100%. 50% zostaje wyparowane, 50% używamy po raz drugi i około 30% po raz trzeci.

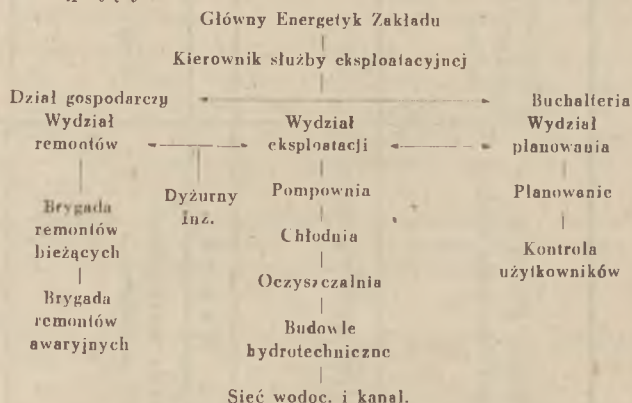
C. Dla właściwego gospodarowania wodą nie wystarczy zaplanować i oszczędnie zaprojektować urządzenia wodne, należy jeszcze zorganizować odpowiednią służbę eksploatacyjną, która by czuwała nad nieprzerwanym zabezpieczeniem w wodę wszystkich urządzeń wodnych w zakładzie przemysłowym.

Służba eksploatacyjna powinna czuwać, aby nie powstawały przerwy w dostarczaniu wody, zmiany w jej składzie, czy to pod względem mechanicznym, chemicznym lub bakteriologicznym, zmiany temperatury i ciśnienia, gdyż przerwy np. w chłodzeniu wielkich pieców mogą spowodować kompletne ich zniszczenie, obniżenie zaś jakości wody, w sensie dajmy na to powiększenia zawartości soli w obiegu lub podwyższenie temperatury, może spowodować zniszczenie produkcji niezależnie od uszkodzenia urządzeń.

Dlatego też na służbie eksploatacyjnej ciąży nie tylko obowiązek dozoru urządzeń i ewentualne korygowanie niewłaściwości jej użycia, ale i pouczanie użytkowników o sposobie właściwego korzystania z wody. Ogólnie więc biorąc służba eksploatacyjna powinna:

- na podstawie zgłoszeń poszczególnych działów produkcji opracować dla nich normy zapotrzebowania wody, wyszukując odpowiednie źródła pokrycia;
- dysponować wszystkimi rodzajami wody w pełnym tego słowa znaczeniu łącznie z prawem ograniczenia ilości wody w specjalnych wypadkach awaryjnych;
- kontrolować właściwość użycia dostarczonej odbiorcom wody;
- dawać wskazówki poszczególnym działom produkcji w zakresie oszczędnego korzystania z wody;
- przygotowywać odpowiednie materiały do projektów przebudowy i rozbudowy urządzeń wodnych, także współpracować z projektantami gospodarki wodnej;
- posiadać zorganizowany odpowiedni fachowy personel do wypełnienia wymienionych zadań oraz do przeprowadzenia bieżących i awaryjnych remontów.

Organizacja służby eksploatacyjnej powinna być na wszystkich zakładach przemysłowych jednakowa; będziemy mieli wówczas gwarancję jednolitości w jej postępowaniu, a tym samym gwarancję bezpieczeństwa nieprzerwanego zaopatrzenia produkcji w wodę. Najbardziej wskazane wydaje się, gdy służba eksploatacyjna będzie się dzieliła na trzy odpowiednie wydziały, stosownie do jej zadań, a mianowicie: 1. wydział planowania, 2. wydział eksploatacji, 3. wydział remontów. Schemat obsady typowej organizacji służby eksploatacyjnej powinien przedstawiać się w sposób następujący:



Reasumując wyżej powiedziane należy ściśle przestrzegać właściwego i oszczędnego korzystania ze stosunkowo szczupłych naszych zasobów wody, dążyć do wielokrotnego jej wykorzystania i mieć zorganizowaną odpowiednią służbę eksploatacyjną, a wówczas spełnimy nasz obowiązek i przyspieszymy realizację Planu 6-letniego.

DR INŻ. LEON TAYTSCH

Uwagi o praktycznym wykorzystaniu osadów jeziorowych¹⁾

Kwestia praktycznego wykorzystania osadów jeziorowych jest w Polsce b. mało znana. Poza pracami limnologów nie istnieje w naukowej literaturze polskiej (o ile mi wiadomo) żadna poważniejsza wzmianka.

Gdy więc przed trzema laty zabrałem się do rozpracowania zagadnienia możliwości wykorzystania osadów jeziorowych i podtorfowych w przemyśle i rolnictwie, jedyne poważne prace w tej dziedzinie znalazłem w literaturze radzieckiej, bo nawet w Szwecji, gdzie zagadnieniem tym zajmowano się od szeregu lat, nie znalazłem poza systematyką osadów nic godnego uwagi. W ZSRR już w 1930 r. istniał Komitet do Spraw Sapropelu, a w czasie ostatniej wojny dokładne zbadanie sapropeli uralskich przez prof. S. Sukaczewa przysporzyło wiele ton paszy dla bydła i trzody.

Jeśli chodzi o samą nazwę — to podciąganie wszystkich osadów jeziorowych pod nazwę sapropel nie jest słuszne, rozróżniamy bowiem kilka rodzajów osadów jeziorowych, zależnie od warunków i materiału wyjściowego, z którego się utworzyły.

Powstawanie osadów jeziorowych jest ściśle związane z rodzajem jeziora. W wielu wypadkach gromadzenie się osadu stanowi podstawę do szybkiego zarostania — starzenia się jeziora i stopniowej jego przemiany w torfowisko.

Powstawanie zatem wyżej wymienionych osadów, będących tworami czwartorzędu, datuje się ogólnie biorąc od cofania się ostatniego lodowca i miało przebieg, który można by ująć w następujący schemat:

1. Pierwszym osadem, który naniosły zimne i pozabawione życia wody ostatniego lodowca, są złoża żwiru i piasku (kwarc, odłamki szpatu itp.).
2. W miarę oddalania się lodowca tylko drobne ziarenka piasku i pyłu lodowcowego docierały do głębień terenu, tworząc osady gliniaste.
3. Tam, gdzie wody znosiły kwaśny węglan wapnia $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ w dużej ilości wraz z pyłem i piaskiem powstały złoża marglu lub ewentualnie złoża kredy jeziorowej (z jednoczesnym rozwojem życia zwierząt i roślin, potrzebujących dla swego istnienia wapnia).
4. W miarę rozwoju życia w zbiorniku wodnym, w zależności od jego planktonu, mogły powstać albo złoża okrzemek, stanowiących tzw. ziemię okrzemkową (czego w naszych jeziorach albo torfach nie napotykałem) lub też złoża osadu wodorostowo-wapiennego.
5. W miarę rozwoju życia organicznego w zbiorniku na osadach starszych, tj. wapienno-gliniastych, wapienno-wodorostowych, gromadził się osad, składający się już tylko przeważnie z samych wodorostów i zwierząt oraz ich wydaliny.
6. Zbiegiem czasu w miarę zarastania zbiornika gromadziły się na dnie resztki roślin wyższych, stwarzając warstwę odcinającą się od warstw starszych i różniącą się od nich w większym nawet stopniu składem chemicznym, tworząc bezpośredni fundament dla powstającego złoża torfowego. W ten sposób mamy do czynienia z wielowarstwową kolmatacją dna zbiornika wodnego.

Nadmienić należy, iż opisane zjawiska kolmatacji dna materiałem pochodzenia organicznego powstają jedynie w jeziorach mezotroficznych, eutroficznych i dystroficznych, a nie zachodzą ze względu na dużą zawartość tlenu w jeziorach oligotroficznych, jakimi są np. głębokie na ogół jeziora rynnowe. Gromadzenie się osadów organicznych napotykały zatem w pierwszym rzędzie w jeziorach płytszych (do kilkunastu metrów), np. w jeziorach moreny dennej.

Wymienione w punktach 1—6 osady mieszają się ze sobą i nie stanowią bynajmniej zawsze zupełnie czystych warstw np. wodorostowej, jak to jest podane w omówionym schemacie. Poza tym osady te są stale

zasilane w produkty wietrzenia skał nieorganicznych — pył, piasek itp.

Zasadnicza systematyka tych osadów znanych pod ogólnie przyjętą nazwą iłów opiera się na ich składzie chemicznym i ich pochodzeniu. Mamy zatem:

- A. Iły nieorganiczne, składające się z alochtonicznych (naniesionych) ziaren kwarcu i innych krzemianów.
- B. Iły nieorganiczne składające się z autochtonicznych (powstałych na miejscu) węglanów, siarczków itd.
- C. Iły organiczne, w skład których wchodzi autochtoniczne ciała organiczne lub produkty ich rozkładu, pyłki roślin, próchnica itd.

Przedmiotem zainteresowania wykorzystania iłów w rolnictwie i przemyśle są ily grupy B i C.

Iły grupy B są to złoża marglu lub wapna ławkowego i stanowią surowiec zarówno dla produkcji cementu, jak też wapna dla nawożenia niektórych gleb.

Iły grupy C dzielą się zależnie od materiału wyjściowego, sposobu powstawania i środowiska, w którym powstają, na dwa zasadnicze typy: „sapropel właściwy” i „tyrfopel”.

Nazwa sapropel pochodzi od greckich nazw: sapros — zgnity i pel — ilt. Nazwa tyrfopel pochodzi również i owocu greckich nazw: tyrfos — mursz (torf) i pel — ilt. Obydwie nazwy w języku polskim brzmią: zgnity albo gnilny ilt i zmurszały lub storciały ilt (ilt próchniczny lub humusowy).

Sapropel właściwy, mający także szwedzką nazwę gytja, powstaje na skutek gnicia organizmów zwierzęcych i roślinnych w środowisku alkalicznym.

Tyrfopel, zbliżony swą budową i pochodzeniem do torfu, powstaje głównie na skutek torfienia resztek wyższych i niższych roślin w środowisku kwaśnym lub obojętnym.

Mówiąc o osadach organicznych, a używając nazwy sapropel, należy bezwzględnie dodawać przymiotnik „właściwy” dla odróżnienia go od tyrfopelu — nazwy na ogół mało używanej, a posiadającej w języku szwedzkim także nazwę „dy”. W żadnym zatem wypadku nie jest słusznym używanie nazwy sapropel dla wszystkich osadów jeziorowych. Nie jest także właściwą nazwą „mady”, która, aczkolwiek może gromadzić się w jeziorach, jest jednak tworem wybitnie alochtonicznym, np. mady wislane, powstające w zupełnie odmiennych warunkach.

Pod względem własności fizycznych zarówno sapropel właściwy, jak i tyrfopel stanowią galaretowatą masę o różnej konsystencji, co pozwala zaliczyć je do koloidów (żeli). Zarówno jeden, jak i drugi osad po wysuszeniu stanowią twardą masę, nie dającą się doprowadzić do postaci pierwotnej, stanowią zatem koloid nieodwracalny. Po wysuszeniu na powietrzu obydwie rodzaje iłów kurczą się do 1/10 swej pierwotnej objętości.

Oprócz sapropeli i tyrfopeli umiejscowionych w jeziorach lub pod złożami torfu (zarosnięte i storciałe zbiorniki wodne) napotykały w różnych okolicach kraju (woj. łódzkie, pow. piotrkowski i woj. białostockie — pow. sokolski i bielski) sapropeli i tyrfopeli kopalne, tj. takie, które powstały również w czwartorzędzie, lecz w okresach międzylodowcowych. Są one przykryte nakładem mineralnym o miąższości kilku lub kilkunastu metrów. Osady międzylodowcowe posiadają już nieco inną konsystencję, są b. często sprasowane lub też podobnie jak dolne warstwy osadów jeziorowych przypominają glinę, stąd nazwa „saprokol” (kol — po grecku — glina).

Twory geologiczne, które powstają z iłów starszych okresów geologicznych noszą nazwy „sapropelitów” (łupki bitumiczne, węgle kamienne sapropelitowe).

W petrograficznym ujęciu sapropel i tyrfopel są na równi z torfem, węglem brunatnym, węglem kamiennym, łupkami bitumicznymi, ropą itp. tak zwanymi kaustobiolitami (skała palna pochodzenia organicznego).

Badania destylatów sapropelowych dowiodły, że ropa naftowa pochodzi również z sapropeli starszych

¹⁾ Porówn. „Gospodarka Wodna” Nr 2/52, str. 79.

*) Por. notatkę inż. Dyakowskiego pt. „Wykorzystanie sapropeli jeziorowych do wyrobu brykietów”

okresów geologicznych, przeobrażonych w okresach późniejszych.

Tyle o powstawaniu osadów jeziorowych w wielkim skrócie, gdyż istnieje b. szczegółowa ich klasyfikacja.

Dodać należy, że obydwa osady — sapropel i tyrfopel — formują się z kłaczkowatej warstwy dennej, rzadziej masy, mającej bezpośrednią styczność z masą wodną zbiornika. Warstwa ta składająca się z obumarłego planktonu, resztek roślin i zwierząt oraz ich odchodów, nosi nazwę „pelogen” i stanowi sapropel względnie tyrfopel „in statu nascendi” zależnie od środowiska i rozwoju życia bakteryjnego. A zatem nie każdy organiczny osad dennej jest tyrfopel lub sapropel.

Badania sapropeli właściwych wykazały, iż ich destylaty jak np. smoła (zbliżona pewnymi właściwościami do ropy naftowej) dają szereg cennych produktów. Ogólnie chemiczna przeróbka sapropeli (gyttji) daje duże ilości bitumów, twardej parafiny, dużej ilości płynnych destylatów nadających się do produkcji materiałów pędnych, olejów przemysłowych (flotacyjnych) oraz barwników (Sołowjew).

W latach 1949—1951 przeprowadziłem badania niektórych jezior i torfowisk różnych części kraju. Badania nosiły charakter orientacyjny i objęły kilka pojezierzy i torfowisk. Chodziło o ustalenie domniemych zasobów sapropelu, które wynoszą w przybliżeniu około 1 do 2 miliardów m³ (w tym zawartość wody 90—95%).

Pobieranie prób przeprowadziłem własnymi, skonstruowanymi w tym czasie przyrządami. Badania chemiczne przeprowadzono w Państwowym Instytucie Geologicznym, w Głównym Instytucie Torfowym w Elblągu oraz w Laboratorium Wydziału Łupków Głównego Instytutu Węglowego w Krakowie. Analizę elementarną wykonano w Głównym Instytucie Węglowym w Biskupicach. Wydajność tzw. prąsmoły w badanych osadach wynosiła od 6,13 do 31,50% (w przeliczeniu na suchą substancję).

Jeśli chodzi o produkcję brykietów próby zarówno z miałem torfowym, jak też węglowo-torfowym lub węglowym wypadły zadawalająco i zachęcają do dal-

szych badań. Aczkolwiek badania przeprowadzano w bardzo prymitywnych warunkach, lecz jak dotychczas wyniki potwierdzają badania radzieckie co do granulacji miału (miał winien być jak najdrobniejszy, możliwie do 5 mm).

Złoża niektórych naszych sapropeli nie różnią się wiele od surowca, na którym pracuje jedna z naszych cementowni. Nadają się one również do wyrobu materiałów budowlanych w postaci domieszki do lepiszczy itp.

W rolnictwie poza sporadycznymi wypadkami użytkowania sapropelu przez ludność wiejską jako nawozu, jedynie na Zalewie Szczecińskim stosuje się kolmatację polderów sapropelą, wydobyty przy oczyszczaniu toru wodnego.

Badania radzieckie wykazały, że umiejętne stosowanie sapropeli do nawożenia może spowodować podniesienie plonów blisko o 50% (dzięki stosunkowo dużej zawartości azotu i innych pierwiastków wpływających na rozwój roślin). Dobre wyniki osiągnięto przy stosowaniu sapropeli jako paszy.

Duże zastosowanie w leśnictwie może znaleźć tyrfopel jako najszlachetniejsza, lekka, drobnoziarnista i o dobrym przyleganiu borowina.

Ze względu na różne możliwości stosowania zarówno w przemyśle, jak i rolnictwie poszczególnych rodzajów sapropeli, dalsze badania winny być prowadzone nie przez jeden, lecz szereg instytutów naukowo-badawczych.

Czy badania winny objąć jedynie Jeziora Mazurskie? Jak dotychczasowe doświadczenia wykazały badania winny dotyczyć przede wszystkim tych jezior i pojezierzy, gdzie tworzenie się osadów w myśl wyżej przytoczonych danych mogło się odbywać. Poza tym głębokość jeziora, tj. miąższość warstwy wodnej i pelogenu nie może być zbyt duża (do 10 m); utrudniłoby to bowiem wydobycie i znacznie podniosło jego koszty, które z kolei nie powinny być wyższe od kosztów wydobycia np. torfu.

Technika wydobycia sapropelu nie przedstawia na ogół poważnych trudności, korzyści zaś płynące z jego zastosowania w przemyśle i rolnictwie winny przysporzyć Państwu Ludowemu nowych wartości.

Przegląd wydawnictw

HYDROMETRYCZNY INTEGRATOR NAFTOWY

Przy pomiarach hydrometrycznych często spotyka się małe prędkości, które trudno pomierzyć młynkami hydrometrycznymi. Zjawisko to występuje nieraz na rzekach o małych spadkach, często zaś w dolnych warstwach przy dnie lub w martwej części przekroju.

Pomiary młynkiem w takich przekrojach wymagają wiele czasu (5 do 7 godzin). W razie zmiany stanów wody w tym czasie pomiar traci na dokładności. W takich wypadkach dogodniej zastosować pomiary integralno-pływakowe. Prototypem pływaka-integratora była kula z drzewa przywiązana nitką do pręta. Po zanurzeniu do wody w przekroju pomiarowym umieszczano kulę przy dnie. Przez pociągnięcie nitki zwolniono kulę wypływającą na wierzch w pewnej odległości od przekroju. Odległość, czas wypłynięcia oraz głębokość pionowej wyznacza średnią prędkość. Sposób ten wymagał wielu kul (40 do 50 sztuk), nadto trudno było ustalić dokładnie miejsce wypływania kul. Wykorzystanie pęcherzyków powietrza nie dało lepszych rezultatów, gdyż miejsce pokazywania się pęcherzyków, które prędko zniknęły, było jeszcze trudniejsze do uchwycenia pomiarem.

Wynaleziony integrator naftowy nie posiada tych wad. Krople nafty są wypuszczane przy dnie w porcjach 0,76 do 3,04 cm³ regularnie co pewien czas. Dają na powierzchni wody ciemne plamy o średnicy 1 do 2 cm i są wyraźnie widoczne. Przyrząd taki nie wymaga tarowania ani sygnalizacji. Skraca zaś czas pomiaru 5 do 6 razy przy równej dokładności jak pomiary młynkiem.

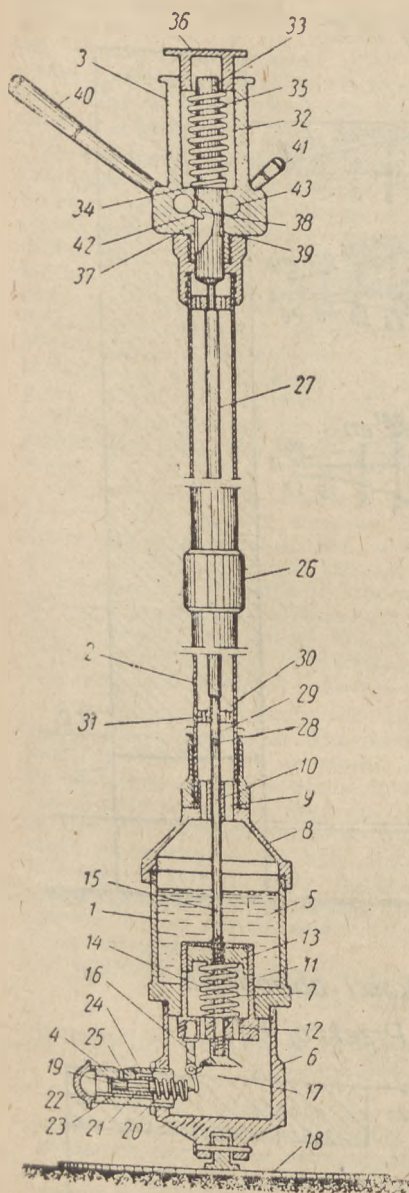
Hydrometryczny integrator naftowy posiada następujące części składowe: a) korpus, b) rurę dokrę-

coną do korpusu, c) mechanizm służący do puszczenia w ruch przyrządu, d) dyszę z dawkomierzem do wyrzucania kropli nafty (ropy).

Korpus naftowego integratora wykonany jest z duraluminium, składa się z dwóch połączonych zbiorników dla nafty, górnego (5) i dolnego (6), pomiędzy którymi znajduje się komora tłokowa (7), mająca kształt walca. Górny zbiornik zakryty jest przykrywką (8) z 6-ciu otworami (9) o średnicy po 4 mm oraz z centralnym otworem (10), przez który przechodzi trzon tłoka.

Komora tłokowa w swej górnej części posiada 4 boczne otwory o średnicy 4 mm (11), rozmieszczone symetrycznie w jednej płaszczyźnie. Przez te otwory z górnego zbiornika przechodzi nafta do komory tłokowej. Dno komory posiada 4 dalsze otwory (12) dla przepuszczania nafty do dolnego zbiornika. W komorze tłok opatrzony jest spiralną sprężyną (14). Przez środek tłoka przechodzi pręt (15), na końcu którego znajduje się popychacz, wchodzący do dolnego zbiornika. Tłok z rączką i prętem połączony nacięciem może przy regulacji być przesunięty w górę i w dół o 10 mm. Do dna komory tłokowej w dolnym zbiorniku jest przykręcony metalowy pręt (16) z umocowaną na poziomie osi dźwignią kolankową, której jeden koniec jest naciskany talerzykiem tłoka (17), drugi popycha tłoczek dawkomierza (19). Całość korpusu umocowana w dolnej części spoczywa na przegibnie umocowanym talerzu.

Z boku dolnego zbiornika przymocowana jest dysza z otworem w postaci cylindra o wewnętrznej średnicy 24 mm i o długości 62 mm, w której znajduje się pręt dawkomierza (19) zaopatrzony w spiralną sprężynkę (20). Końce pręta dawkomierza mają taką sa-



Rys. 1.

Rura długości 3,2 m składa się z 8-miu metalowych rurek o dług. po 0,4 m, o średnicy 28 mm, połączonych ze sobą zewnętrznymi mufami (26). Wewnątrz tej rury znajduje się trzon tłoka (27), złożony z rurek o średnicy 10 mm (27). Rurki połączone żelaznymi opaskami (28) ze specjalną szyjką (29), które wchodzi do otworu wewnętrznego muf (30) zabezpieczających od wypadania.

Mechanizm puszczania w ruch składa się z aluminiowego cylindra (32), wewnątrz którego znajduje się rurkowy popychacz (33), zaopatrzony silną sprężyną

o średnicy jak wewnętrzna średnica dyszy, a środkowa część jest o średnicy mniejszej, wyrobiona jako szyjka (21). Między ściankami szyjki a ściankami dyszy przechodzi swobodnie nafta. Zewnętrzny koniec dyszy przykryty wypukłą przykrywką (22). Przy dawkomierzu są dwa kanałiki o średnicy 2 mm (23, 24), którymi wchodzi nafta do dawkomierza. Dysza posiada wyrzutowy otwór (25) o średnicy 4 mm do wyrzucania kropli nafty. Dawkomierz ma możliwość swobodnie poruszać się wewnątrz dyszy, przykrywając po kolei zgrubiałymi swymi końcami wyrzutowy otwór i otwór wpuszczającego kanału, który służy do połączenia cylindra dyszy z dolnym zbiornikiem nafty. Przy ruchu naprzód dawkomierz zostawia na moment oba otwory otwarte i kropla nafty w tym czasie przechodzi z dolnego zbiornika (6) przez naftowy kanał (24) do cylindra dyszy i wychodzi przez otwór do rzeki.

(35). Górny koniec cylindra zaopatrzony jest w pokrywkę regulatora (36), mającą na celu regulację siły ściskania spiralnej sprężyny, która reguluje siłę uderzenia tłuczka (33). W bocznej ścianie tłuczka jest wycięcie (37), naprzeciwko wycięcia znajduje się bolec (38). Z zewnętrznej strony mechanizmu są dwie dźwignie, jedna do podnoszenia (40), druga do opuszczania (41) tłuczka. Działanie przyrządu wyjaśnia rysunek 1.

Pomiar przepływu wody hydrometrycznym integratorem naftowym wykonuje się w następujący sposób. Przy składowaniu integratora nalewa się przefiltrowanej nafty 0,1 do 0,8 l, następnie przykręca się odpowiedniej długości rury oraz przykręca się uruchamiający mechanizm. W gotowym stanie przyrząd opuszcza się do wody w przekroju, następnie na powierzchni wody mocuje się poziomo łąkę z podziałką (44) (rys. 2). Koniec łąki przywiązany jest do sznura, który drugi koniec ma umocowany do integratora, po drodze przechodząc przez uszko (46) na wysokości 5 cm nad powierzchnią wody. Sznur przywłaszcza się na równą ilość metrów, w zależności od punktu wypływania kropli nafty na powierzchnię wody. Puszczając się w ruch mechanizm i równocześnie stoper, następnie pilnuje się pojawienia się pierwszej kropelki nafty. Odczytuje się czas i odległość od przyrządu. Pomiar powtarza się dla kontroli 5 do 6 razy dla każdej tachoidy, notując odległość i czas. Następnie obliczamy prędkość $v = \frac{l}{t}$. Przepływ wody oblicza się

analitycznie. Przeciętny czas do wykonania pomiaru w jednym przekroju rzeki wynosi 20 do 30 minut. Początkowo integrator obliczony był na pomiary przy prędkości wody od 0 do 0,2 m/sek. Doświadczenia robiono do 1 m/sek. Dla kontroli stosowano młynki Preisa i Otta.

Kropla nafty nadaje się w charakterze pływaka-integratora: 1) przy szybkości wody do 0,35 m/sek. pulsacja nie wpływa na przebieg kropli nafty w wodzie, przy prędkości większej od 0,35 m pulsacja wypacza tachoidę; 2) wielkość odchylenia wykonanych pomiarów integratorem przy szybkości wody od 0 do 0,35 m/sek. leży w granicach dopuszczalnych $\pm 2\%$.

Integrator naftowy daje zadawalające wyniki przy pomiarze martwych części profilu. Pomiar szybkości integratorem nie jest uzależniony od wielkości przepływu, a wyłącznie od prędkości.

(„Gidrotechnika i Mielioracja” 1950. Nr 6).

INŻ. CZ. MISIEWSKA

ZASTOSOWANIE TRWAŁEGO LEJA WODNEGO DO TRANSPORTU CIAŁ PŁYWAJĄCYCH POD BUDOWLAMI PIĘTRZĄCYMI.

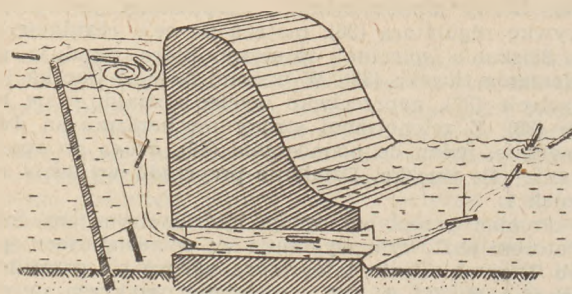
Zamieszczony w nr 5/1951 r. miesięcznika „Gidrotechnicheskoe Stroitelstwo” artykuł Kand. Nauk Techn. Fokiewa „Niektóre cechy trwałego leja wodnego” opowiada wyniki badań laboratoryjnych i terenowych nad wytworzeniem leja wodnego oraz możliwości zastosowania tego zjawiska w budownictwie wodnym do transportu ciał pływających.

Trwały lej wodny osiąga autor przez ustawienie płaskiej prostokątnej zastony (ściany) przed upustem dennym od strony wody górnej. Woda zgromadzona przed budowlą (zaporą) tworzy strefę zastojową, a umieszczona przed upustem zastona wywołuje ruch wirów, w którym cząstki wody poruszają się po torach stożkowo - spiralnych nabywając prędkości obwodowej, wzrastającej w miarę zbliżania się do środka leja zwanego „jądrem” oraz z głębokością leja. Jądro nie jest wypełnione wodą i posiada stożkowy przekrój, zmniejszający się ku dołowi, gdzie przechodzi w cienki „sznur”. W uformowanym jądrze następuje ssanie powietrza, któremu towarzyszy periodyczny, dość silny, szum.

W toku badań stwierdzono, że istnienie trwałego leja wodnego jest zależne od czynników konstrukcyjnych i hydraulicznych, jak np. od szerokości zastony wytwarzającej lej, odległości leja od budowli, powierzchni przekroju upustu dennego, wysokości ciśnienia,



Rys. 2



Rys. 1.

prędkości wody dopływającej, objętości wody i innych czynników.

Dla ustalenia zależności pomiędzy zasadniczymi wynikami mającymi wpływ na utworzenie się leja przeprowadzono szereg doświadczeń przy różnych objętościach przepływu, wysokościach ciśnienia i innych połączeniach wyżej wspomnianych czynników.

Doświadczenia te przy stałej wysokości ciśnienia (4 m), z zachowaniem zdolności transportowej ciał pływających (do 50 kg wagi) wykazały, że ze wzrostem szerokości zasłony, powierzchnia przekroju i wydatek upustu maleją. Ponieważ zdolność transportowa leja jest również zależna od prędkości strumienia opływającego zasłonę, przeprowadzono oddzielne badania wpływu prędkości wody dopływającej. Badania wykazały, że istnienie prędkości wody dopływającej zwiększa prędkość ruchu na obszarze leja, a tym samym zmniejsza powierzchnię i wydatek upustu dennego. Ze wzrostem prędkości dopływającej, prędkości obwodowe cząstek wody w strefie leja wzrastają, natomiast ze wzrostem naporu maleją.

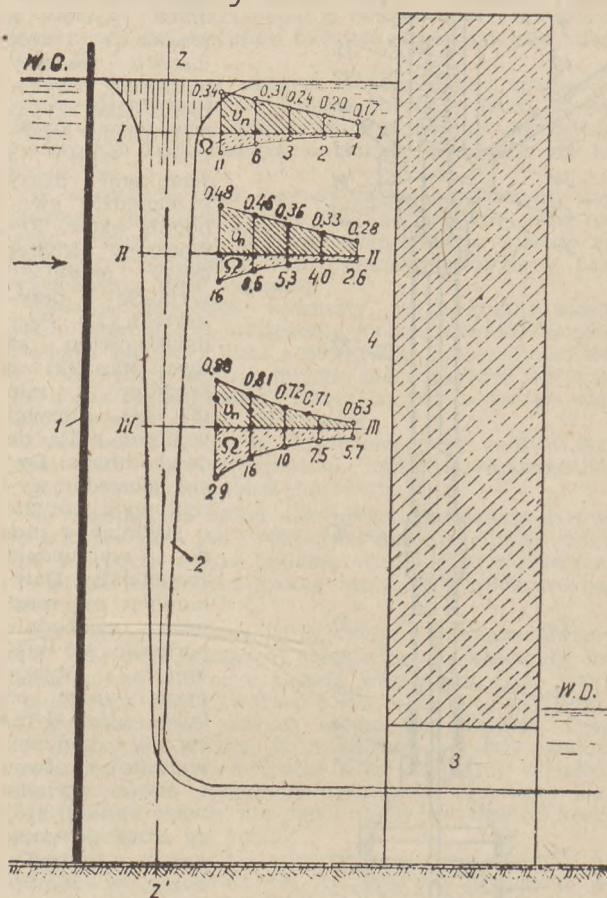
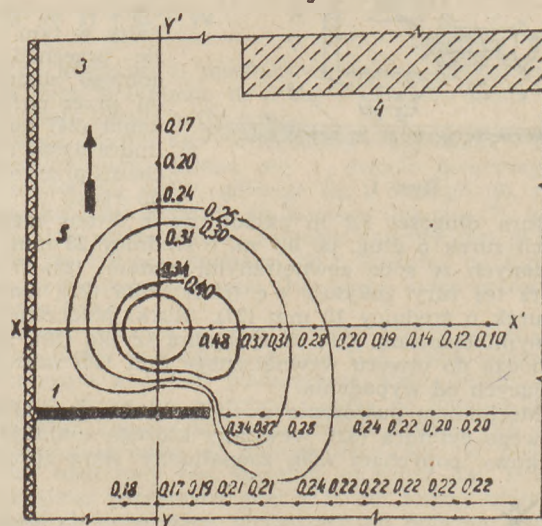
Wpływ leja na ciała pływające zbadano w ten sposób, że na powierzchnię wody rzucano pojedyncze beleczyki lub opilki drewniane. Okazało się, że nie tylko pojedyncze, ale całe wiązki beleczyków były transportowane pod budowlę w ciągu paru sekund i nie zaczęły o ściany upustu dennego.

Możliwości transportowe leja były badane również w naturze na stacji energetycznej przy zmiennej wysokości ciśnienia 2,5 — 4,0 m, powierzchni upustu dennego 0,1—2,0 m² i szerokości zasłony 0,5 — 2,0 m. W czasie badań wykształcił się lej wodny w promieniu 3,0 m i jądrem o średnicy 1,2 m. Powstanie leja miało miejsce przy wydatku upustu dennego 0,5 m³/sek. Lejem transportowano spływające rzeką drewno o różnych wymiarach i ciężarze. Wpadające w strefę wirów drewno i śmiecie było kierowane potokiem wodnym do jądra, przemieszczając się szybko pod budowlę, nie wytwarzając zatorów.

Wody rzeki, na której przeprowadzono badania, niosą na powierzchni chrust i łodygi roślin, co stanowi 40% całego składu śmieci, 55% przypada na unoszone korzenie roślin o różnych rozmiarach, a 5% to śmiecie ciężkie, wleczone po dnie w formie grubych korzeni drzew i zatopionego drzewa. Materiał ten w okresie wezbrań zatyka szczególnie kraty włotowe do komór, powodując przerwy w pracy turbin. Całość tego materiału za wyjątkiem śmiecia ciężkiego może być transportowana poniżej budowli za pomocą leja, którego prostoia wytworzenia i stosunkowo nieduży wydatek wody wymagany do jego wytworzenia, pozwalają zalecać go jako jeden ze sposobów walki z zanieczyszczeniem zbiorników.

W dalszym ciągu autor artykułu omawia możliwości zastosowania leja wodnego do zrzutu śryżu. Praktyka walki ze śryżem wypracowała szereg specjalnych konstrukcji służących do tego celu. Ostatnio bardzo rozpowszechnione zostały w ZSRR budowle w kształcie koryt prostokątnych z progami wstępnymi, wzmocnione różnymi kłapami i przelewami. Jednakże eksploatacja tych urządzeń wykazała, że przy prędkości wody poniżej 0,7 m/sek. wytwarzają się na nich zatory,

Przekrój Y-Y

Prędkości obwodowe
Przekrój I-I

1. zasłona wytwarzająca lej wodny
2. jądro
3. upust denny
4. zapora
5. ścianka

Rys. 2 i 3.

a tym samym urządzenia te nie spełniają swojego zadania. Budowle te w okresie wolnym do śryżu (90 — 95% czasu rocznego pracy siłowni) powodują z ratę spadku wynoszącą w niektórych siłowniach 0,25 m co daje w rezultacie stratę około 900.000 kWh dla siłowni, o przepływie wody 80 m³/sek.

Zastosowanie leja wodnego do walki ze śryżem zmniejszy w znacznym stopniu ilości wody używanej do zrzutów, która jak wiadomo w okresie zimy przedstawia dużą wartość dla energetyki. Przy takim sposobie zrzutu śryżu zapobiega się stratom spadu w okresie bezśryżowym. Ponadto mało prawdopodobnym jest utworzenie się jakichkolwiek zatorów, ponieważ lej dysponuje znacznymi zdolnościami transportowymi. Wpadający w lej śryż zostanie rozdrobniony na skutek wzrastającej wraz z głębokością leja prędkości obwodowej. Poza tymi wartościami koszt utworzenia leja wodnego jest znacznie mniejszy od kosztu budowy jakichkolwiek obiektów obecnie stosowanych do zrzutu śryżu.

Zastosowanie leja wodnego może znaleźć miejsce również przy spławie drzewa. Badania przeprowadzone nad tym zagadnieniem w terenie wykazały, że kloce drewnne o długości 2,5 — 3,0 m pojedynczo lub w wiązkach były transportowane pod budowlę, a wolna przestrzeń pomiędzy belkami a ścianami unostu drewnego wynosiła nie więcej jak 5 — 8 m. Dla spławu drzewa o normalnych rozmiarach i wadze do 150 kg, potrzebny jest wydatek leja 3 — 6 m³/sek.

Przy obecnym rozwoju tego zagadnienia można się liczyć z tym, że długość transportowanego drewna nie może przekroczyć 0,8 wysokości ciśnienia, co oznacza, że używane normalnie długie drewna mogą być spalwione przy wysokości ciśnienia nie mniejszej od 8 m. W pewnych wypadkach może być wskazane, aby zastąpiła wytwarzająca lej była nieco pochylona górnym końcem w stronę wody dopływającej. Przy takim ustawieniu zastłony, lej wodny zajmie położenie nieco ukośne, a tym samym utworzą się korzystniejsze warunki do spławu.

(„Gidrotiechničeskoje Stroitelstwo“ Nr 5/51)
INŻ. TADEUSZ CHOMIAK

BUDOWLE WODNE Z GOTOWYCH ELEMENTÓW BETONOWYCH

Na skutek wzmagającego się z każdym rokiem tempa robót hydrotechnicznych w Polsce używanie gotowych elementów betonowych w budowlach wodnych winno znaleźć szerokie zastosowanie, gdyż ten sposób budowy daje znaczne korzyści gospodarce narodowej.

W Związku Radzieckim stosowanie bloków betonowych wewnątrz pustych, wypełnionych materiałem ziemnym, znajduje się w trakcie badań na budowlach doświadczalnych, dla których opracowano typy gotowych elementów, opisanych w miesięczniku „Gidrotiechnika i Melioracja” Nr 1 i 6 z 1951 r. przez inżynierów Dubinina i Iwanowa, których prace podaje w skrócie poniżej.

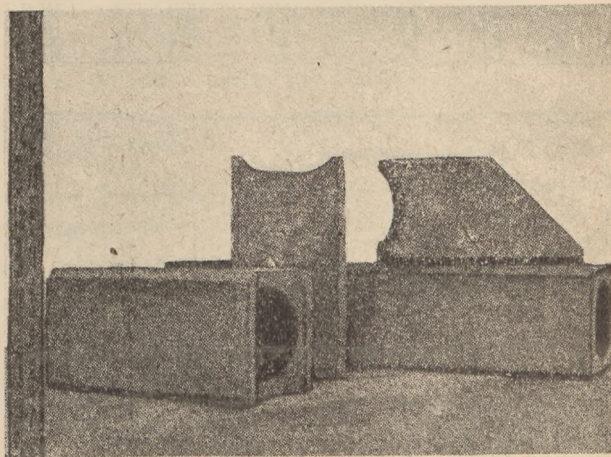
Przeście na nowy system nawodnienia w Związku Radzieckim wymagał w krótkim czasie budowy dużej ilości jazów, zastawek, przelewów itp. urządzeń wodnych. Aby potrzebom tym sprostać w terminie, należało opracować pewne standardy budowy, z zastosowaniem poszczególnych elementów betonowych, wykonywanych w fabryce, bądź produkowanych w betoniarniach ruchomych, mogących wytwarzać potrzebne ilości prefabrykatów na miejscu budowy.

W budownictwie wodnym w wielu wypadkach beton jest źle wykorzystany, a zwłaszcza w budowlach ciężkich, gdzie mógłby on znieść znacznie większe naprężenia, lecz ze względu na stateczność budowli naprężenia w betonie są kilkakrotnie niższe od dopuszczalnych. Toteż w tych przypadkach istnieje duże marnotrawstwo materiałów budowlanych.

Zastosowanie monolitów betonowych wewnątrz pustych, wypełnionych materiałem ziemnym, przyczynia się do poważnego zmniejszenia ilości betonu przy

zachowaniu niezmiennego ciężaru budowli, koniecznego dla zapewnienia stateczności. Jeśli bloki wytwarzane są w fabryce, to na miejscu budowy pozostaje tylko ustawienie ich i łączenie w jedną konstrukcyjną całość.

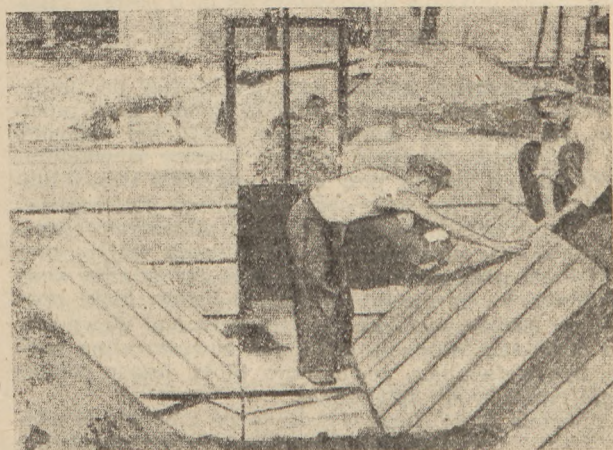
Przy budowlach mniejszych, jak zastawki piętrzące na rowach nawodniających, zastosowano elementy w postaci rur i granastolupów o podstawie kwadratowej lub ośmiokątnej z otworem o przekroju kołowym (Rys. 1). Wymiary poszczególnych bloków dostosowane są do każdego typu standardowej zastawki.



Rys. 1. Gotowe elementy z betonu wirowanego.

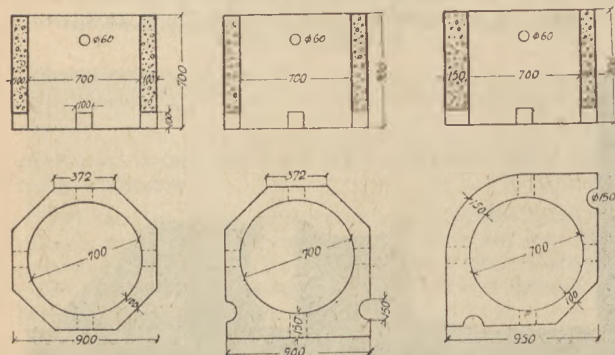
W celu mechanicznego zagęszczania betonu w prefabrykowanych elementach zastosowano metodę wirowania, która dała lepsze wyniki aniżeli wibrowanie i próżniowanie (ros. wakuum'rowanie). Bloki z betonu wirowanego posiadają najwyższą gęstość oraz najlepszą wytrzymałość na rozciąganie. Do wykonywania elementów metodą wirową służą niezwykle proste urządzenia polowe, składające się z dwóch obracających się cylindrów, do których wkłada się napełnione betonem formy. Cylindry poruszane są przy pomocy silnika samochodowego, traktorowego, bądź specjalnego motoru elektrycznego.

Przedstawiona na rys. 2 zastawka zbudowana została z gotowych elementów betonowych, łączonych między sobą przy pomocy zaprawy cementowej, a wypełnionych wewnątrz gruntem piaszczystym. Zastawka zawiera 1,7 m³ betonu, gdy na taką co do wielkości zastawkę zbudowaną zwykłym sposobem potrzeba 3,3 m³ betonu. Oszczędność w betonie stanowi 48,5%. Zważywszy, że deskowanie jest tu zbędne, oszczędność jeszcze bardziej wzrasta.



Rys. 2. Zastawka z gotowych elementów betonowych.

W większych budowlach wodnych zastosowanie gotowych elementów stawia im nieco inne wymagania niż w małych zastawkach i dlatego, choć podobne kształtem, różnią się rozmiarami, które dostosowano do zadań jakie mają spełniać w budowlach oraz ze względu na wytrzymałość w czasie transportu. Najkorzystniejsze okazały się formy ośmioboczne z otworem kołowym i o szczegółowych wymiarach podanych na rys. 3.

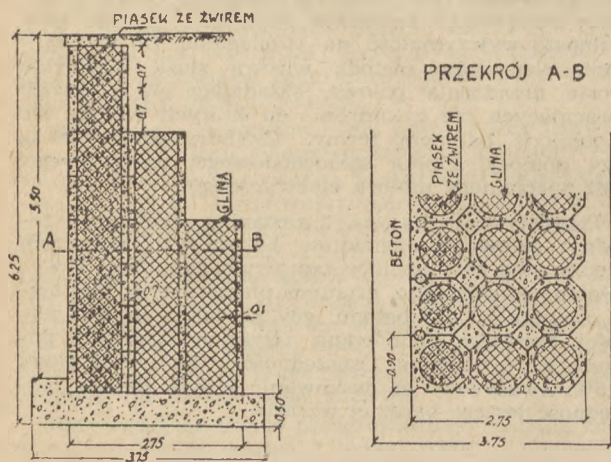


Rys. 3. Bloki betonowe do większych budowli wodnych.

Z uwagi na znaczny ciężar (ponad 440 kg) poszczególne elementy muszą być ustawiane przy pomocy podnośników i w tym celu w ściankach znajdują się otwory średn. 6 cm do założenia haków.

Wycięcia kwadratowe w dolnej części przeciwnych ścianek służą do odwodnienia oraz do przepuszczenia wkładek żelaznych w przypadku zbrojenia budowli.

Sposób ułożenia bloków w budowlach wodnych ilustrują rys. 4 i 5.

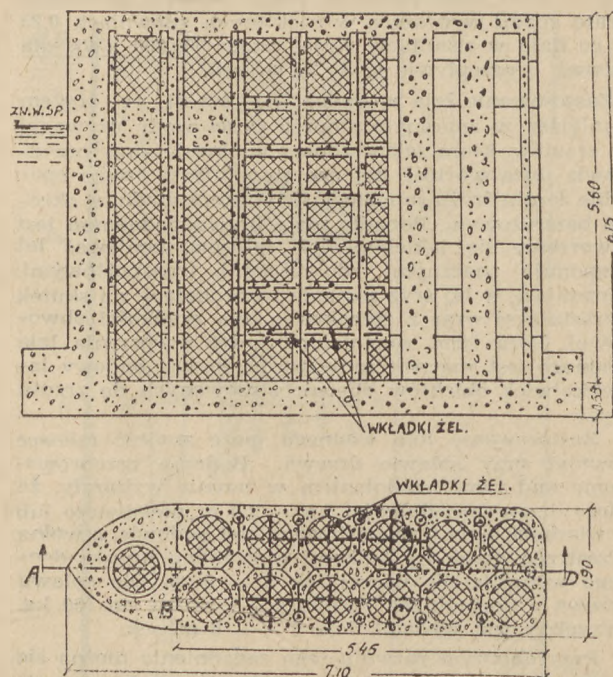


Rys. 4. Mur oporowy.

Po ustawieniu każdej warstwy bloków na fundamencie pod mur oporowy, otwory między nimi wypełnia się betonem, który wiąże oddzielne elementy w jedną konstrukcyjną całość. Otwory wewnętrzne wypełnia się ziemią, przy czym wszystkie licowe bloki, znajdujące się w zasięgu zmiennego poziomu wody, winno być wypełnione gruntem piaszczysto-żwirowym w celu umożliwienia odwodnienia wewnątrz przy obniżeniu poziomu wody. W strefie zwierciadła wody spiętrzonej i narażonej na pochod lodów bloki zewnętrzne należy wypełnić chudym betonem. Wewnętrzne bloki wypełnione są gliną, jak również gliną winny być wypełnione zewnętrzne bloki, leżące poniżej zwierciadła wody spiętrzonej.

Przednią część filara wykonuje się z betonu w odeskowaniu, pozostałą zaś z bloków, wypełnionych betonem chudym, bądź materiałem ziemnym, zależnie od położenia zw. wody, podobnie jak w poprzednio op-

PRZEKRÓJ A-B-C-D



Rys. 5. Filar.

sanym przykładzie muru oporowego, przy czym poza linią zasuw wewnątrz bloków należy wypełniać gruntem piaszczysto-żwirowym dla zapewnienia odwodnienia. Filary jazów mniejszych mogą być wykonane z jednego rzędu bloków.

W podobny sposób buduje się próg, gdzie na płycie betonowej ustawia się szkielet z bloków, wypełnionych chudym betonem, gliną lub piaskiem ze żwirem. Całość pokrywa się warstwą betonu w celu utworzenia odpowiedniej powierzchni dla przepływu wody.

Jeśli zachodzi potrzeba wzmocnienia budowli przez dozbrojenie, to w przestrzeniach międzyblokowych ustawia się wkładki żelazne pionowe, zaś w kwadratowych wycięciach w dolnych częściach ścianek układa się wkładki poziome w sposób widoczny na rys. 5. Zbrojenie poziome zabetonowuje się, tworząc poziome płyty o grubościach 10 — 15 cm, leżących na zasypce, po ułożeniu każdej warstwy bloków.

Stosowanie gotowych elementów betonowych daje znaczne oszczędności materiałów takich jak cement i drzewo, mniejsze zużycie robocizny na budowie oraz możliwość wprowadzenia do budownictwa wodnego mechanizacji robót i standaryzacji typów budowli, co w konsekwencji prowadzi do skrócenia czasu trwania robót i ich potaniania.

Inż. STEFAN ROGIŃSKI

WSTĘPNE STUDIA PORÓWNAWCZE DO BUDOWY ZBIORNIKÓW

Przystępując do opracowania regionalnych planów gospodarki wodnej musimy zrobić przegląd rzek pod kątem możliwości i celowości zakładania na nich zbiorników, bez względu na to, kiedy budowa zapór może nastąpić. Nie wszystkie rzeki i nie wszystkie odcinki rzek nadają się do tego celu. Przy planowaniu terenowej sieci zbiorników wodnych należy przeprowadzić studia wstępne, które by dawały możliwość wyboru miejsc zasługujących na bliższe zajęcie się nimi i eliminowania miejsc nieostosownych.

Sposób prowadzenia takich studiów eliminacyjnych opisał M. G. Speedie w referacie¹⁾ wygłoszonym na konferencji naukowej Organizacji Narodów Zjednoczonych, obradującej w Lake Success (USA) w roku

1949, na temat utrzymania i użytkowania zasobów naturalnych²⁾.

Chcąc zbadać i porównać ze sobą pewną ilość miejsc i odcinków rzecznych bez większych kosztów i w niezbyt długim czasie musimy stosować szybkie i łatwe metody pomiarów.

W badanym odcinku doliny należy zmierzyć przede wszystkim profil podłużny doliny, używając do tego aneroidu, dalmierza i klinometru. Małe odległości mierzy się za pomocą taśmy. Wykonując pomiary należy badać zarazem koryto rzeki i zbocza doliny, określając w nich wysokość, na jakiej znajdują się poszczególne ważniejsze pokłady skalne. Zwracać należy uwagę na warunki miejscowe, czy są dogodne do wykonania robót budowlanych, czy na miejscu znajduje się materiał stosowny do budowy, czy koryto rzeki lub potoku może być przełożone na czas budowy itp.

Przeliczając miary angielskie na miary metryczne, możemy wyrazić formułę Speedie'go równaniem następującym:

$$Z = K_1 \cdot A \cdot T,$$

w którym oznacza:

Z — pojemność zbiornika w milionach m³,

A — powierzchnia zalewu w km²,

T — głębokość wody przy zaporze, mierzona w metrach od spiętrzonego zwierciadła wody do wyrównanego dna cieku,

K_1 — parametr, którego wartości zamykają się praktycznie w granicach 0,24 — 0,44, a wahają się około przeciętnej 0,351.

Do przybliżonego oszacowania wartości parametru K_1 służyć może następująca tabelka:

Wartość K_1	Kształt linii profilu podłużnego doliny	Przekroje poprzeczne doliny	Dopływy i zatoki boczne
0,24	ku górze wypukła	ku górze rozchylające się	w górnej części zbiornika
0,333*)	prosta o stałym nachyleniu	trójkątne	—
0,44	ku górze wklęsła	poraboliczne	w pobliżu zapory

*) W założeniu, że przestrzeń zbiornikowa Z ma kształt ostrosłupa o podstawie A i wysokości T .

Ażeby zorientować się co do przybliżonej pojemności zbiornika, należy określić przypuszczalny poziom wody spiętrzonej i następnie naszkicować zarys linii brzegowej zbiornika wypełnionego do poziomu najwyższego piętrzenia użytecznego a także do jakiegoś poziomu obniżonego.

Wszystkie te badania mogą być wykonane znacznie łatwiej i prędzej, jeśli rozporządzać będziemy stereoskopowymi zdjęciami dolin. Wtedy potrzebne będą tylko uzupełniające pomiary wysokości i położenia niektórych punktów terenowych, w celu rektyfikacji zdjęć i nawiązania wysokości.

Mając wyniki zdjęć, możemy przystąpić do obliczenia przybliżonej użytecznej pojemności zbiornika.

Speedie podaje formułę empiryczną

$$C_u = K \cdot M \cdot H,$$

w której oznacza:

C — użyteczną pojemność zbiornika (w akr stopach),

M — powierzchnię zalaną (w milach ang. kwadratowych),

H — głębokość wody przy zaporze mierzona od wyrównanego dna doliny cieku do poziomu zwierciadła wody spiętrzonej, w stopach,

K — parametr zależny od ukształtowania doliny.

Wartości liczbowe parametru K w przyjętym przez Speedie'go układzie miar wahają się około przeciętnej $K = 2,25$ z odchyleniami dochodzącymi do — 33% i + 37%. Małe wartości K zachodzą wtedy, kiedy zbocza doliny są gładkie i uwypuklenia ku górze, przybierając w przekroju poprzecznym kształt orukowanej litery „v” lub kiedy w górnej części zbiornika dolina rzeki jest płaska i szeroka a powierzchnia zalewu rozciąga się na uściłowe odcinki dopływów. Duże wartości K zachodzą wtedy, kiedy zbocza doliny są strome a przekrój poprzeczny przez dolinę uклада się wg kształtu litery „u” i kiedy w górnej części zbiornika spadek doliny głównego cieku i jego dopływów zarówno w przekroju podłużnym jak i w poprzek doliny znacznie wzrastają.

Pojemność zbiornika wzrasta w przybliżeniu proporcjonalnie do trzeciej potęgi głębokości, jednakże wykładnik potęgowy w różnych dolinach, a nawet w tych samych dolinach ale na różnej głębokości, może się znacznie zmieniać. Na 12 zbadanych wypadków znalazł Speedie wartości wykładnika zmieniające się od 2,15 do 4,4, których średnia wynosiła 2,97.

Wartość wykładnika można ustalić w każdym konkretnym wypadku przez obliczenie pojemności i powierzchni zbiornika przy dwóch różnych poziomach spiętrzenia.

Wtedy mamy

$$Z = a \cdot T^n$$

$$\log Z = \log a + n \log T$$

Stąd

$$n = \frac{\Delta \log Z}{\Delta \log T}$$

Ażeby zorientować się co do kosztu budowy zapory należy wykreślić przekrój poprzeczny doliny w wykazanym miejscu, a następnie na tej samej podstawie sporządzić wykres kwadratów wysokości zapory h^2 w przekroju poprzecznym.

Koszt budowy zapory jest proporcjonalny do objętości zapory, a ta do powierzchni krzywej kwadratów wysokości, wyrażonej całką

$$h^2 dl$$

Wartość całki wyznaczymy za pomocą planimetrowania pola pod krzywą kwadratów wg rys. 1.

Wysokość zapory należy mierzyć od podstawy przyszłego fundamentu. Przyjmować ją można u zapór ziemnych w poziomie terenu, zaś u zapór kamiennych i betonowych w poziomie skały wytrzymałej.

Objętość zapór oceniać możemy wg równania $v = K_2 h^2 dl$. Stosunki K_2 (objętości zapory do wartości całki) zależą w wysokim stopniu od materiału zapór i ich konstrukcji, w groblach sypanych są największe, w zaporach szkieletowych najmniejsze.

W groblach zależą od obecności lub braku przepony szczelnej w korpusie grobli i od kąta poczynienia skarp, w zaporach ciężkich i szkieletowych w zależności od warunków posadowienia wahają się z odchyleniami $\pm 30\%$ wokół wartości średnich.

¹⁾ The Preliminary Comparison and Selection of Dam Sites. Civil Engineering and Public Works Review. Febr. 1950. Londyn.

²⁾ The United Nations Scientific Conference on the Conservation and Utilisation of Resources. Lake Success. USA. 1949.

Rodzaj zapory	Wartość K_2	
	skrajne	średnie
Groble sypane z ziemi, kamienia i żwiru	2,14 — 6,16	3,70
Ciężkie zapory betonowe	0,41 — 0,68	0,48
Zapory szkieletowe i sklepieniowe	0,19 — 0,36	0,27

Po zbadaniu w ten sposób różnych miejsc dla zapór możemy przystąpić do ich wzajemnego porównania. Przydatność poszczególnych miejsc do budowy zapór będzie tym większa, im mniejszy wypadnie koszt

zapory w stosunku do pojemności zbiornika. W tym celu sporządzimy wykres (rys. 2), w którym na osi rzędnych odcięte będą stosunki

$$K_1 = \frac{fh^2dl}{Z}$$

zaś na osi odciętych wartości $Z = f(T)$.

Z wykresu będzie widoczne, które miejsca mogą być wyeliminowane, a które zasługują na dokładniejsze zbadanie.

Wśród przykładów wskazanych na rys. 2 najistotniejsze okazały się miejsca oznaczone numerami 4 i 5.

Prof. Dr K. Dębski

Wspomnienia pośmiertne

INŻ. JÓZEF PRUCHNIK



W listopadzie 1951 r. zmarł Inż. Józef Pruchnik. Urodzony w 1873 r. we wsi Błażkowa pow. jasielskiego, jako syn małego chłopca, po ukończeniu gimnazjum w Jaśle wstąpił na Politechnikę Lwowską. Po uzyskaniu dyplomu rozpoczął pracę w Krajowym Biurze Melioracyjnym ówczesnego Wydziału Krajowego we Lwowie. Prowadził roboty przy regulacji potoków górskich i obwałowaniu Wisły.

W tym okresie obejmującym lata 1901 — 1914, bierze udział w pracach Stronnictwa Ludowego, jako jeden z aktywnych członków lewego skrzydła tej organizacji.

Po pierwszej wojnie światowej zostaje w 1918 r. w Polsce Odrodzonej pierwszym Ministrem Robót Publicznych, lecz Jego demokratyczne poglądy zmuszają Go do ustąpienia z tego stanowiska po kilku miesiącach. Wraca do swej pracy, jako kierownik Ekspozytury Biura Melioracyjnego w Tarnowie, skąd przechodzi na stanowisko dyrektora Biura Projektu Melioracji Polesia w Brześciu nad Bugiem.

Przez swoje bezkompromisowe stanowisko, przez swój pozytywny i życzliwy stosunek do Rusinów i Żydów, których wbrew polityce ówczesnego rządu zatrudnia w kierowanym przez siebie Biurze, przez nawiązanie żywego kontaktu z uczonymi radzieckimi, a wreszcie przez swój wyjazd do Związku Radzieckiego, po powrocie z którego propaguje wielkie osiągnięcia po drugiej stronie granicy na polu budownictwa wodnego, naraża się władzom; usunięty zostaje w 1937 r. ze stanowiska z jednoczesnym wyłączeniem sprawy sądowej o rzekome nadużycia, która wobec dowodów całkowitej niewinności zakończyła się w 1939 r. wyrokiem uniewinniającym.

W czasie okupacji prowadzi studia geologiczne dla projektowanej drogi wodnej Wschód-Zachód.

Po wojnie powraca w 1945 r. do służby, początkowo w Najwyższej Izbie Kontroli, a następnie w Ministerstwie Rolnictwa.

Inż. Józef Pruchnik przez całe swe życie wykazywał niebywałą zaciętość, wytrzymłość i hart ducha w pokonywaniu wszelkich przeszkód i szerzeniu swych przekonań. Szczery, prawdomówny, odważny w formułowaniu swych poglądów szedł do celu zawsze najprostszą i najuczciwszą drogą.

Wśród wszelkiego fałszu, zakłamania i obłudy jednał sobie życzliwość i szacunek wszystkich, którzy się z Nim stykali.

Inż. Józef Pruchnik pozostawił po sobie na zawsze najlepsze wspomnienie.

Cześć Jego pamięci!

Inż. A. Riedel

INŻ. LEON NAŁĘCZ



Inż. Leon Nałęcz urodził się dnia 19 lutego 1909 r. we wsi Toki pow. przasnyskiego. Po ukończeniu gimnazjum w Ciechanowie wstąpił na Wydział Inżynierii Wodnej Politechniki Warszawskiej, który ukończył w 1938 r.

Krótki okres pracy zawodowej w dziedzinie instalacji sanitarnych i centralnego ogrzewania przerwała wojna w 1939 r., w której brał udział. Po klęsce wrześniowej zdołał uciec niewoli i rozpoczął pracę w firmie „Rudzki“, która w początkach 1940 r. skierowała Go na montaż konstrukcji stalowych do Rożnowa. Na stanowisku tym, jako kierownik robót montażowych, inż. Nałęcz wykazał wybitny talent organizacyjny.

Po wyzwoleniu Czehowa, w styczniu 1945 r., inż. Nałęcz mianowany został Kierownikiem Budowy Zbiornika i Zapory z poleceniem jak najszybszego uruchomienia i ukończenia robót. Zadanie to, na wielkim placu budowy, niemal zupełnie ogołoconym ze sprzętu i materiałów, oddalonym od linii kolejowych i większych dróg komunikacyjnych wydawało się wielu niemożliwe do spełnienia. Jednak wielka zaciętość i wytrwałość Zmarłego, hart Jego ducha i energia, jaką potrafił natchnąć swych pracowników — pokonały piętrzące się trudności. Przez kilka lat, w stałym borykaniu się z początkowymi trudnościami naszej ówczesnej gospodarki, w walce z rutyniarstwem i biurokratycznym stylem pracy, inż. Nałęcz potrafił zorganizować, poprowadzić i chlubnie ukończyć budowę, oddając ją do eksploatacji w jesieni 1949 r., jako jedno z większych dokonań naszego powojennego budownictwa wodnego. Za położone w tej pracy zasługi odznaczony został Złotym Krzyżem Zasługi.

Śmierć inż. Nałęcza nastąpiła dnia 19 września 1951 roku, po długotrwałej i ciężkiej chorobie. Jest ona wielką stratą dla techniki polskiej, której Zmarły z takim oddaniem i samozaparcie służył.

Cześć Jego pamięci!

Prof. W. Balcerski

Zarząd Główny Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych R. P., zgodnie z § 23 regulaminu poboru składek członkowskich podaje, że decyzją Zarządu Oddziału Stowarzyszenia w Łodzi z dn. 15.XII.51 r. skreśleni zostają z listy członków zwyczajnych następujący Kol. Kol.:

1. **Górnicki Karol**, ur. 31.VIII.1902 r. w Przegalinach, pow. Rodzyna, referendarz DOKP w Łodzi, zam. Łódź, Ruda Pabianicka, ul. Uroczysko 18, przyjęty z dniem 1.10.50 r. w wyniku akcji rejestracyjnej NOT, nie wniósł dotychczas żadnych opłat na rzecz Stowarzyszenia, na wysyłane wezwania i ponaglenia nie reaguje.

2. **Bogdan Henryk**, ur. 9.XI.1929 r. w Olszance, były referent lekarski R.K.R.W.M. w Łodzi, obecny adres nieznan — członek Stowarzyszenia od dnia 1.VIII.50 r. zalega z opłatą składek od dnia 1.IX.51 r. po zwolnieniu z R.K.R.W.M. w Łodzi wyjechał, nie podając nowego adresu.

* * *

Podajemy do wiadomości wszystkich Kolegów, że legitymacje członków stowarzyszeń technicznych NOT na rok 1952 są do odebrania w Oddziałach Stowarzyszeń.

Jednocześnie komunikujemy, że począwszy od 1.I.1952 r. wprowadzony został nowy system kwitowania składek członkowskich przez wklejanie do legitymacji odpowiednich znaczków. Koledzy, którzy dotychczas nie odebrali nowych legitymacji, proszeni są o zgłaszanie się do swych Oddziałów terenowych.

SPRAWOZDANIE ZE ZJAZDU NAUKOWO-TECHNICZNEGO SEKCJI GŁÓWNEJ DRÓG WODNYCH STOWARZYSZENIA INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW KOMUNIKACJI

W dniu 20 grudnia 1951 r. w Domu Technika w Warszawie, odbył się Zjazd Branżowy Naukowo-Techniczny, zorganizowany przez Sekcję Główną Dróg Wodnych Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Komunikacji, poświęcony sprawom uzeglówienia Wisły.

W Zjeździe wzięło udział 63 uczestników reprezentujących instytucje i przedsiębiorstwa zainteresowane drogami wodnymi.

Otwarcia Zjazdu dokonał W.-Minister inż. Z. Balicki, który w swym przemówieniu podkreślił rolę Stowarzyszenia Inż. i Techn. Kom., które organizując zjazdy naukowo-techniczne, powoduje się pełnym zrozumieniem wagi stawianego zagadnienia technicznego i jego należytym rozwiązaniem dla potrzeb socjalistycznej rozbudowy kraju.

Z rezolucji powziętej na IV Walnym Zjeździe Delegatów w Szczecinie w 1950 r. wynika, że Stowarzyszenie musi „stać twardo i zdecydowanie w szeregach polskiej klasy robotniczej w walce o zrealizowanie Planu 6-letniego” oraz winno „inicjować i realizować w życiu codziennym zdobyte postępy technicznego”. Zakres prac dzisiejszego Zjazdu poświęcony uzegło-

wieniu Wisły powinien być powiązany ściśle z planem rozwoju dróg wodnych na najbliższe 10-letnie, winien być podstawowym motywem dyskusji. Kompleksowy plan rozwoju dróg wodnych został już opracowany przy wnikliwej i szczerej współpracy kolegów radzieckich. Na tle tego planu szlak wodny Wisły, jako drogi wodnej, nabiera specjalnego znaczenia. Dlatego też wytyczne z obrad w formie wniosków powziętych na Zjeździe będą miały duże i zasadnicze znaczenie dla ustalenia nowych, oszczędniejszych metod budowy, pociągających za sobą w stosunku do dotychczas stosowanych metod, wielomilionowe oszczędności“.

W zastępstwie nieobecnego w Warszawie przewodniczącego Sekcji Głównej Dróg Wodnych inż. Riedla obradom przewodniczył inż. Sykurski.

Referat zasadniczy pt. „Nowoczesne typy budowli regulacyjnych na tle uzeglówienia środkowej i dolnej Wisły” wygłosił inż. St. Czernik, koreferat — inż. Wł. Nawarski. Referat i koreferat zamieszczone są w niniejszym numerze na innym miejscu.

Po wygłoszeniu referatu i koreferatu, głos zabrał W.-Minister Bielski, zwracając uwagę na uchwałę Prezydium Rządu z dn. 15 września 1951 r., która nakłada obowiązek opracowania do dnia 15 stycznia 1952 r. 10-letniego programu budowy dróg wodnych w Polsce. W.-Minister Bielski zwrócił się z apelem do uczestników Zjazdu o przedyskutowanie planu 10-letniego dróg wodnych, ze szczególnym uwzględnieniem sprawy braku kadr technicznych i szkolenia tych kadr, która to sprawa wymaga głębszego zastanowienia się.

W dalszym ciągu obrad głos zabrał powtórnie Przewodniczący S. I. T. Kom. W.-Minister Balicki, dzieląc się z zebranymi doświadczeniami innych Sekcji Stowarzyszenia. Poza zagadnieniami, które nam życie stawia jako nagłe i pilne, istnieją zagadnienia długofalowe, gdzie chodzi o rozpracowanie problemów. Zagadnienia te wymagają stworzenia jednostki naukowej, która by, głębiej i daleko naprzód sięgając, opracowała zagadnienia problemowe. Ministerstwo Żeglugi rozwiązuje to przez rozszerzenie Biura Studiów i Projektów, które poszczególne zagadnienia rozpatruje, jednak już w niedalekiej przyszłości — może za rok lub dwa — życie wysunie potrzebę stworzenia instytutu naukowo-badawczego, specjalnie dla zagadnień dróg wodnych śródlądowych. Zagadnienie kolejniactwa posunęło się tak daleko, że kwestia tworzenia naukowego instytutu dla rozpatrywania wielkich problemów komunikacyjnych staje się rzeczą pilną. Instytut ten, chociaż z wielkimi trudnościami, ale już powstał.

Stworzenie instytutu badawczego dla dróg wodnych będzie zadaniem Ministerstwa Żeglugi, jednak Stowarzyszenie nasze musi się nastawić w kierunku rozpatrzenia tematyki zagadnień, w celu dopomożenia Ministerstwu w konkretyzowaniu tych celów.

Po przemówieniu W.-Ministra Balickiego, Przewodniczący Zjazdu otworzył dyskusję, której streszczenie oraz uchwalone wytyczne i dezyderaty zamieszczone są na str. 107 niniejszego zeszytu.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — Inż. M. CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁOWI: Inż. Z. MIKULSKI, Inż. K. PUCZYŃSKI, Inż. A. RIEDEL, Inż. T. SUSZCZEWSKI, Inż. J. WOKROJ, Inż. Z. SOCHOŃ,

REDAKTOR TECHNICZNY: JÓZEF IŻYCKI

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 8-95-10.
Konto PKO I-19873/110

Zam. 222 z dn. 7.III.52 r. Podpisano do druku 27.III.52 r. Druk ukończono 31.III.52 r. Nakład 2000.
Papier druk. sat. V format A1 60 gr. Druk Press Demokracja W-wa

BIBLIOTEKI NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

BIBLIOTEKA GŁÓWNA — WARSZAWA, CZACKIEGO 3/5

P o s i a d a:

Czytelnię czasopism

obejmującą 1400 tytułów czasopism technicznych

bibliotekę podręczną

z działami: encyklopedii	w 450 voluminach
słowników	„ 150 „
podręczników podstawowych	„ 550 „

k s i ę g o z b i ó r

w ilości 10.000 voluminów, obejmujący wydawnictwa techniczne, techniczno-gospodarcze i literaturę marksistowską.

Biblioteka uzupełnia stale swój księgozbiór wszelkimi nowymi publikacjami technicznymi polskimi, zagranicznymi, jak również wydawnictwami antykwarecznymi.

B I B L I O T E K A I C Z Y T E L N I A

czynne są codziennie w dni powszednie w godzinach 9 — 19

BIBLIOTEKI ODDZIAŁOWE NOT

w Białymstoku	w Kielcach	w Płocku
w Bydgoszczy	w Krakowie	w Poznaniu
w Częstochowie	w Lublinie	w Rzeszowie
w Gdańsku	w Łodzi	w Szczecinie
w Gliwicach	w Olsztynie	w Wałbrzychu
w Katowicach	w Opolu	w Wrocławiu

są zaopatrzone

w literaturę techniczną **polską i zagraniczną**

posiadają

księgozbiory, obejmujące wydawnictwa techniczno-gospodarcze, ogólnotechniczne i branżowe oraz literaturę marksistowską

są dobrze zapatrzone

w techniczne czasopisma polskie i zagraniczne, w szczególności radzieckie.