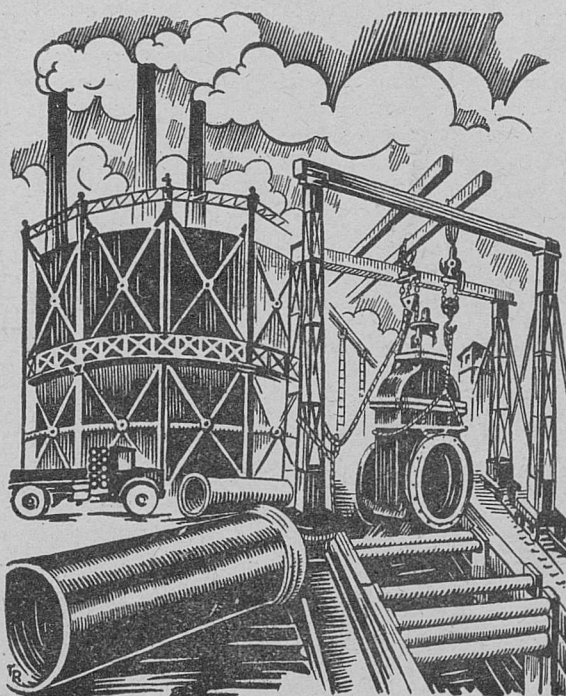


GAZ, WODA

TECHNIKA SANITARNA

— *miesięcznik* —



2

LUTY 1955

ROK XXIX

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

GAZ, WODA I TECHNIKA SANITARNA

MIESIĘCZNIK

KOMITET REDAKCYJNY:

REDAKTOR NACZELNY: MGR INŻ. HENRYK JANCZEWSKI

REDAKTOR DZIAŁU GAZOWNICTWA: MGR INŻ. ROMUALD KIELKIEWICZ

REDAKTOR DZIAŁU WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI: MGR INŻ. JÓZEF LIEBFELD

REDAKTOR DZIAŁU TECHNIKI SANITARNEJ: DR INŻ. JAN JUST

REDAKTOR DZIAŁU INSTALACJI: DOC. DR INŻ. STEFAN KOŁODZIEJCZYK

SEKRETARZ REDAKCJI: ZOFIA KLIMASZEWSKA

REDAKTOR TECHNICZNY: DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCA

NR 2

LUTY 1955

ROK XXI

TREŚĆ

Mgr inż. Ludwik Obidowicz — O oszczędnym projektowaniu i wykonawstwie sieci gazowej
Inż. Bolesław Sperski i dr Zbigniew Żabiński — Kalkulacja kosztów własnych smoły i produktów ubocznych w gazownictwie
Mgr inż. Włodzimierz Skoraszewski — Przekroje poprzeczne kanałów ściekowych
Mgr inż. Stefan Mierzejewski — Dobór napędów elektrycznych dla urządzeń pompowych
Mgr inż. Jerzy Kłossowski — Sposoby zmniejszenia natężenia prądów błądzących stosowane w Bukareszcie

Mgr inż. Janusz Wagner — Praktyczne zastosowanie obiegów wstecz do celów grzejnych
Mgr Stanisław Perkowski — Z badań nad ściekami miasta Łodzi
Irena Cabejszek, Bohdan Koziorowski, Zbigniew Malanowski, Stanisław Włodek — Charakterystyka higieniczno-sanitarnej rzeki Bugu
Patenty i nowości
Z prasy zagranicznej
Biuletyn Instytutu Gospodarki Komunalnej

СОДЕРЖАНИЕ

Мгр. инж. Л. Обидович — Об экономном проектировании и строительстве газовой сети
Инж. Б. Сперски и др. З. Жабиньски — Калькулирование себестоимости смолы и побочных продуктов в газовой промышленности.
Мгр. инж. В. Скорашевски — Поперечные сечения сточных каналов.
Мгр. инж. С. Межеевски — Подбор электрических приводов для насосных устройств.
Мгр. инж. Я. Клоссовски — Методы уменьшения напряжения блуждающих токов применяемые в Букаресте.

Мгр. инж. Я. Вагнер — Практическое применение обратного кругооборота для термических целей.
Мгр. С. Перковски — Из исследований сточных вод г. Лодзи.
И. Цабейшек, Б. Козёровски, З. Маляновски, С. Влодек — Гигиено-санитарная характеристика реки Буга.
Патенты и новости.
Из иностранной печати.
Бюллетень Института коммунального хозяйства.

SOMMAIRE

Mgr Ing. L. Obidowicz — „Projet économique et exécution du réseau des conduites du gaz“
Ing. B. Sperski et dr Z. Żabiński — „Calcul du coût du goudron et produits incidents en industrie du gaz“
Mgr Ing. W. Skoraszewski — „Sections transverses des canaux d'égout“
Mgr Ing. S. Mierzejewski — „Choix des forces électriques pour des installations du pompage“
Mgr Ing. J. Kłossowski — „Moyens employés à Bucarest de l'abaissement de la tension des courants vagabonds“

Mgr Ing. J. Wagner — „Application pratique de circulations arrières au chauffage“
Mgr S. Perkowski — „Etudes sur des égouts de Lodz“
I. Cabejszek, B. Koziorowski, Z. Malanowski, St. Włodek — „La caractéristique sanitaire-hygiénique de la rivière Bug“
Brevets et nouveautés
Presse étrangère
Bulletin de l'Institut de l'Economie Communale.

IN THIS ISSUE

L. Obidowicz, Mgr Eng. — „On economic design and execution of gas network“
B. Sperski, Eng. and Z. Żabiński, Dr — „Cost computation of pitch and by products in gas industry“
W. Skoraszewski, Mgr Eng. — „Sewer cross profiles“
S. Mierzejewski, Mgr Eng. — „Electric power selection for pump equipments“
J. Kłossowski, Mgr Eng. — „Means used in Bucarest of diminishing stray currents power“

J. Wagner, Mgr Eng. — „Practical application of back circulation for heating purposes“
Perkowski S., Mgr — „Studies of Lodz sewage“
Cabejszek I., Koziorowski B., Malanowski Z., Włodek St. — „Sanitary hygienic characterisation of Bug river“
Licences and novelties
From foreign press
Bulletin of Communal Economy Institute

Redakcja i Administracja: Warszawa, ul. Czackiego 3/5. Tel. 67.461 wewn. 90.

Prenumerata: Półrocznie 36 zł. Kwartalnie 18 zł. Numer pojedynczy 6 zł.
Prenumeratę przyjmują listonosze i urzędy pocztowe.

Zakłady Graficzne i Wydawnicze Dom Słowa Polskiego. Zam. 6/c z dnia 3.1.55. Nakład 4.450. Ark. wyd. 6,5. Form. A4.
Ark. druk. 4. Pap. V kl. druk sat., podpisano do druku 3.2.55 r., druk ukończono dn. 8.2.55. B-6-896

GAZ, WODA, TECHNIKA SANITARNA

M I E S I Ę C Z N I K
O R G A N

STOWARZYSZENIA NAUKOWO-TECHNICZNEGO INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW
SANITARNYCH, OGRZEWNICTWA, GAZOWNICTWA I TERENÓW ZIELONYCH

Nr 2

LUTY — 1955

ROK XXIX

O wprowadzaniu metod przemysłowych w budownictwie

Zagadnienie wprowadzania metod przemysłowych w budownictwie nie jest u nas w Polsce zagadnieniem nowym. Wiele na ten temat napisano, mamy również wiele pięknych osiągnięć w tej dziedzinie, szczególnie w zakresie budownictwa przemysłowego. Budownictwo mieszkaniowe rozpoczęło stosowanie uprzemysłowionych sposobów wznoszenia budynków mieszkalnych dopiero w drugiej połowie roku ubiegłego na osiedlach A11 i A31 w Nowej Hucie.

Nie trzeba chyba dziś nikogo przekonywać, że wprowadzenie uprzemysłowionych metod w budownictwie przyczyni się nie tylko do zmniejszenia pracochłonności wznoszonych budynków, ale i do poważnego obniżenia kosztów własnych robót budowlanych. Dodajmy przy tym, że zmniejszenie pracochłonności zwiększy bardzo poważnie ilości wykańczanych izb, a tym samym przyczyni się do polepszenia warunków mieszkaniowych mas pracujących naszego kraju.

Jak wiemy, budownictwo radzieckie, zarówno przemysłowe jak i mieszkalne, w ostatnich latach poczyniło ogromne postępy. Mimo tych niewątpliwych osiągnięć stwierdzono, że są one niewystarczające dla budownictwa socjalistycznego.

Nad zagadnieniami związanymi z pilnymi problemami uprzemysłowienia budownictwa, obniżenia kosztów własnych robót budowlanych, polepszenia jakości wykonywanych robót, usunięcia braków z projektowania, ekonomika budownictwa oraz nad problemami tworzenia wykwalifikowanych kadr budowniczych — obradowała w Moskwie, w pierwszych dniach grudnia r.ub. Wszechzwiązkowa Konferencja Budowniczych. Konferencja została zwołana przez Komitet Centralny Partii Komunistycznej Związku Radzieckiego przy współudziale budowniczych, architektów, pracowników przemysłu materiałów budowlanych oraz maszyn budowlanych i drogowych, przedstawicieli biur projektowych oraz instytutów naukowych.

W odniesieniu do budownictwa mieszkaniowego minister budownictwa ZSRR N. A. Dygaj wskazał na konieczność polepszenia prac organizacji budowlanych w zakresie zwiększania przemysłowych metod w budownictwie, wprowadzenia do budownictwa prefabrykatów żelazobetonowych, bloków o większych wymiarach, nowych materiałów oraz podwyższenia jakości i obniżenia kosztów budownictwa. W odniesieniu do budownictwa przemysłowego minister D. J. Rajzer podkreślił konieczność typizacji i unifikacji tego budownictwa.

Z referatu inż. W. A. Kuczerenko dowiedzieliśmy się o wielkim rozmachu w dziedzinie budowy podziemnych komunikacji w Moskwie. Tak więc w 1954 r. mechanizacja przy budowie kolektorów wzrosła o 300% w stosunku do roku 1952. Rozpracowano nowe konstrukcje z bloków żelazobetonowych dla obudowy tuneli i ogólnomiejskich kolektorów. Układanie asfaltu przy budowie dróg zostało zmechanizowane w 95%, a roboty ziemne i budowa kolektorów zostały zmechanizowane w 90%.

Przewodniczący Państwowego Komitetu Rady Ministrów ZSRR do spraw budownictwa, K. M. Sokołow, w referacie swoim wskazał na konieczność nierozciągania robót w czasie i przyspieszenia ich ukończenia. Przeciąganie robót przynosi bardzo poważne straty dla gospodarki narodowej. Mówca zwrócił uwagę na potrzebę radykalnego, co najmniej 1,5-krotnego, zmniejszenia pracochłonności w budownictwie wskazując na konieczność doprowadzenia jej do 1—1,2 rob./dn. na 1 m³ budynku. Jest rzeczą charakterystyczną, że niektórzy praktycy, jak inż. E. G. Strzałkowski z Treści Leningradzkiego nr 20, wskazywali, że istnieje realna możliwość doprowadzenia pracochłonności do 0,5 rob./dn. na 1 m³ budynku.

Ażeby zabezpieczyć zrealizowanie sprawy zmniejszenia pracochłonności w budownictwie, zgodnie z decyzją Rządu i Partii, w latach 1955—1956 będzie zorganizowanych około 600 przedsiębiorstw produkujących prefabrykaty żelazobetonowe i detale.

Zagadnienie sprefabrykowania robót instalacyjnych znalazło wyraz w referacie inż. P. A. Spysznowa, pt. „O rozwoju przemysłu w zakresie urządzeń techniczno-sanitarnych oraz o polepszeniu wyposażenia budynków mieszkalnych“. Prelegent omówił szczegółowo wprowadzone ostatnio metody w zakresie sprefabrykowania węzłów sanitarnych wod.-kan., c.o., klimatyzacyjnych i innych.

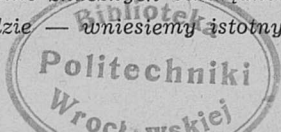
W ostatnim dniu obrad pierwszy sekretarz KC KPZR, N. S. Chruszczow w referacie pt. „O stosowaniu metod przemysłowych w budownictwie, o polepszeniu jakości i obniżeniu kosztów własnych robót budowlanych“ powiedział co następuje:

„Jeśli podsumujemy dotychczasowe doświadczenia, o których mówiliśmy na konferencji i weźmiemy się jak należy do urzeczywistnienia wysuniętych wniosków, do zastosowania przodujących metod, jeśli będziemy zdecydowanie walczyć o usunięcie niedociągnięć, to uzyskamy wielką oszczędność środków i materiałów, osiągniemy ogromne przyspieszenie obrotu środków, zwiększymy tempo budownictwa i podniesiemy jego jakość“.

W interesujących nas branżach wodociągów i kanalizacji, instalacji i techniki sanitarnej — sprawa ich uprzemysłowienia ma bardzo poważne znaczenie. Odbyta w dniu 26.XI.54 w Warszawie Narada Robocza poświęcona przeniesieniu doświadczeń radzieckich w zakresie uprzemysłowienia urządzeń ogrzewczych i sanitarnych jest pierwszym krokiem w tym kierunku. Narada potwierdziła tezę, że obecny stan uprzemysłowienia polskiego budownictwa umożliwia bezzwłoczne wykorzystanie doświadczeń radzieckich w zakresie wykonywania metodami uprzemysłowionymi urządzeń cieplnych i sanitarnych.

Należy dążyć, ażeby uchwały Narady Roboczej jak najszybciej zostały wprowadzone na naszych budowach w życie. Od postawy inżynierów sanitarnych zależy zatem zmniejszenie pracochłonności przy wykonywaniu robót instalacyjnych, zmniejszenie kosztów, a co za tym idzie wprowadzenie znacznych oszczędności.

Jeśli uporczywie będziemy realizować nasze zadania w tym względzie — wniesiemy istotny wkład do realizacji uchwał II Zjazdu Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej.



Mgr inż. LUDWIK OBIDOWICZ

O oszczędnym projektowaniu i wykonawstwie sieci gazowej

Projektowanie

Dla zaprojektowania właściwych średnic sieci gazowych potrzebne są pewne wartości dotyczące gazu: ciepła spalania gazu, gęstości i czystości gazu, normy zużycia gazu na 1 odbiorcę w roku, długości poszczególnych gazociągów, wielkości ciśnienia gazu, straty ciśnienia gazu i jednoczesności poboru gazu przez użytkowników.

Jako normę zapotrzebowania gazu dla gospodarstw domowych przyjmuje się $n_r = 900 \text{ m}^3/\text{rok}$ i odbiorcę gazu miejskiego lub koksowniczego, lub $n_r = 500 \text{ m}^3/\text{rok}$ i odbiorcę gazu ziemnego (zarządzenie PKPG) dla mieszkań całkowicie zgazyfikowanych.

W podanej normie mieści się zużycie gazu przez drobny przemysł usługowy, tj. zakłady żywienia, zakłady fryzjerskie i inne oraz przemysł mały i średni, a to z uwagi na tzw. jednoczesność korzystania z gazu.

Dla miast i osiedli posiadających przemysł mały i średni lub przemysł duży zgazyfikowany norma zużycia zależna jest od stopnia ich uprzemysłowienia. Uwzględniając zużycie gazu przez gospodarstwa domowe i przemysł, norma zużycia będzie odpowiednio wysoka. Dla orientacji, w tabeli 1 podano zużycie gazu w różnych państwach, mniej lub więcej uprzemysłowionych.

Tabela 1. Zużycie gazu w różnych państwach

Nazwa państwa	Zużycie gazu na	
	odbiorcę m^3/rok	mieszkańca m^3/rok
Anglia	1.082	266
Austria	648	56
Belgia	632	79
Dania	418	78
Finlandia	520	10
Francja	532	65
Hiszpania	560	8
Norwegia	480	15
Szwajcaria	439	61
Szwecja	426	41
Węgry	893	16,5
U.S.A.	4.300	649

Podane zużycie gazu odnosi się do lat 1947—1948. Zaczepnięto je z pracy inż. Jana Lenc „Upotrebeni svitiplynu“, Praga 1950.

Z tabeli 1 wynika, że w państwach przemysłowych zużycie gazu jest wysokie w porównaniu z państwami mniej uprzemysłowionymi. Z porównania tego wynika, że przyjęte zarządzeniem PKPG normy zużycia gazu w Polsce są normami zbliżonymi do norm państw uprzemysłowionych.

Gazociągi główne

Długość gazociągów ustala się na podstawie planu lub w terenie po wytyczeniu trasy. Gazociągi niskoprężne układane należy w chodnikach po uzgodnieniu trasy z zainteresowanymi zakładami (wodociąg, kanalizacja, urząd teletechniczny, zakład sieci elektrycznych) dla zachowania właściwych wzajemnych odległości poszczególnych przewodów i uniknięcia uszkodzeń w czasie późniejszych prac konserwacyjnych i naprawczych (przebiecie kabla elektr., pęknięcia rur żeliwnych wskutek podkopów). Gazociągi niskoprężne projektuje się w jezdniach w odległości 1,2 m od krawężnika w tych przypadkach, gdy w chodnikach nie ma dla nich miejsca.

Trasy gazociągów średnio- i wysokoprężnych ustalane są z zachowaniem odległości od budynków mieszkalnych w myśl obowiązujących przepisów.

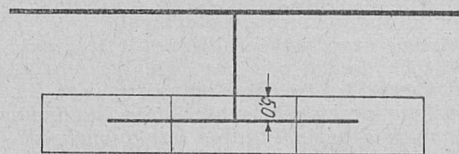
Dla gazociągów niskiego ciśnienia najmniejsza odległość od linii budowlanej wynosi 2,0 m, dla gazociągów średniego ciśnienia 5,0 m, dla gazociągów wysokiego ciśnienia 10,0 m. Gazociągi podobnie jak i instalacje gazowe, winno się projektować najkrótszą drogą.

Dopływy domowe

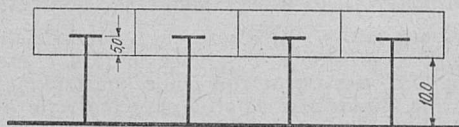
Przy projektowaniu dopływów obowiązuje zasada, że każdy dom mieszkalny lub obiekt przemysłowy winien posiadać oddzielny dopływ. W nowoczesnym budownictwie mieszkaniowym blokowym bloki mieszkalne typowe posiadają od 2 do 8 klatek schodowych i więcej. W takich przypadkach należy rozważyć, czy projektować jeden wspólny dopływ (rys. 1), czy należy projektować dopływy na każdą klatkę schodową oddzielnie, jak to podają rys. 2, 3, 4, 5 i 6.

Należy dążyć do tego, aby w piwnicach domów mieszkalnych, w których prowadzone są przewody wodociągowe, kanalizacyjne, elektryczne i centralnego ogrzewania, przewody gazowe układane były w sposób przejrzysty, łatwo dostępny i oszczędny. Projektując jeden dopływ na rozległy blok mieszkalny, średnicę jego należy dobrać odpowiednio większą, a w przypadkach napraw i konieczności odcięcia dopływu gazu pozbawia się gazu wszystkich mieszkańców bloku na czas naprawy.

Projektując dopływy na każdą klatkę oddzielnie osiąga się oszczędności w rurach, przez zastosowanie rur o mniejszych średnicach oraz o mniejszej długości, jak to podaje tabela 2.



Rys. 1 — Połączenie budynku z siecią gazową za pomocą jednego wspólnego dopływu

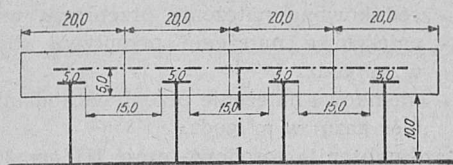


Rys. 2 — Połączenie budynku 4-klatkowego z siecią gazową za pomocą oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową

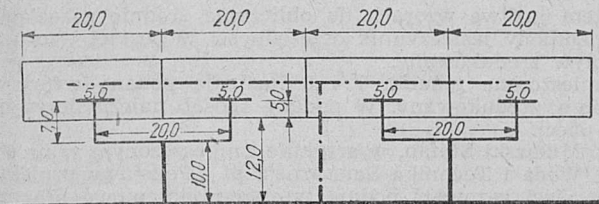
Są jednak wypadki, że w zależności od usytuowania bloku mieszkalnego w stosunku do sieci zewnętrznej, projektowanie wspólnego dopływu jest korzystne, jak to podaje rys. 6, jednakże względu dostawy gazu w wypadku awarii, troska o niepozbawianie gazu mieszkańców całego bloku, jak

Tabela 2. Zestawienie długości dopływów dla domów wieloklatkowych

Odległość gazociągu od domu m	Długość rur w m									
	oddzielne dopływy na każdą klatkę					Wspólny dopływ na cały dom				
	Ilość klatek schodowych					Ilość klatek schodowych				
	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6
2	24	36	48	60	72	30	48	66	84	102
3	26	39	52	65	78	31	49	67	85	103
4	28	42	56	70	84	32	50	68	86	104
5	30	45	60	75	90	33	51	69	87	105
6	32	48	64	80	96	34	52	70	88	106
7	34	51	68	85	102	35	53	71	89	107
8	36	54	72	90	108	36	54	72	90	108
9	38	57	76	95	114	37	55	73	91	109
10	40	60	80	100	120	38	56	74	92	110
11	42	63	84	105	126	39	57	75	93	111
12	44	66	88	110	132	40	58	76	94	112
13	46	70	92	115	138	41	59	77	95	113
14	48	73	96	120	144	42	60	78	96	114
15	50	76	100	125	150	43	61	79	97	115



Rys. 3 — Porównanie połączenia budynku 4-klatkowego z siecią gazową za pomocą wspólnego dopływu, a oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową przy odległości gazociągu od budynku do 10 m.



Rys. 4 — Porównanie połączenia budynku 4-klatkowego z siecią gazową za pomocą wspólnego dopływu, a oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową przy odległości gazociągu od budynku powyżej 10 m.

również ciasnota w pomieszczeniu przewodów, wymagania TOPL (schrony) decydować będą o tym, że dopływ, nawet wspólny, należy prowadzić na zewnątrz budynku z odgałęzieniami na każdą klatkę schodową.

Z tablicy 2 wynika, że dla oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową długość rur jest równa długości rur dla wspólnego dopływu przy odległości gazociągu 8,0 m od frontu budynku.

W tablicy nie podano średnic dopływów, które w wypadku oddzielnych dopływów są mniejsze. Uwzględniając średnice dopływów należy przyjąć, że przy odległości gazociągu do 10,0 m od budynku korzystniejsze jest projektowanie oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową. Dla odległości gazociągu powyżej 10,0 m od budynku korzystniej jest projektować jeden wspólny dopływ od gazociągu z rozgałęzieniami przed budynkiem na każdą klatkę schodową (rys. 6). Uzyskuje się w ten sposób oszczędność w rurach z powodu mniejszych średnic dopływów oddzielnych na każdą klatkę schodową. Należy dążyć do tego, aby jak najmniej przewodów gazowych znajdowało się w piwnicach domów, a jak najwięcej na zewnątrz budynku, ze względów bezpieczeństwa.

Rodzaj ciśnienia gazu

Przy projektowaniu gazociągu konieczna jest znajomość ciśnienia początkowego (P_p) i końcowego (P_k), tak dla niskich, średnich jak i wysokich ciśnień.

Niskie ciśnienia sieciowe powszechnie przyjęte dla gazu miejskiego i koksowniczego mieszczą się w granicach 60 — 120 mm SW, dla gazu ziemnego 180 — 300 mm SW. Średnie ciśnienia wynoszą 500 — 10 000 mm SW, jako ciśnienia wlotowe do stacji redukcyjno-pomiarowych, a w pewnych wypadkach dla palników przemysłowych ciśnienia robocze palnikowe wynoszą 500 — 3000 mm SW. Podczas gdy dla sieci niskopiętnych o średnicy gazociągu decyduje ilość i gęstość gazu w stosunku do powietrza, a w mniejszym stopniu ciśnienie, to w gazociągach średnio- i wysokopiętnych decydującym czynnikiem o średnicy gazociągu dla danej ilości gazu jest ciśnienie. Im wyższe ciśnienie, tym średnica będzie mniejsza, przy stałej długości gazociągu i stałej ilości oraz gęstości gazu. Innymi słowy, o średnicy gazociągu niskopiętnego decyduje ilość gazu, zaś na średnicę gazociągu średnio- lub wysokopiętnego ma przeważający wpływ ciśnienie robocze przy danej ilości gazu.

Strata ciśnienia

Strata ciśnienia, jako różnica ciśnień początkowego i końcowego, wchodząca jako czynnik w skład wszystkich wzorów do obliczeń średnic gazociągów, w sieciach niskopiętnych nie powinna przekraczać 10 — 15% ciśnienia średniego, czyli projektant przy danej ilości gazu i danej długości ma dokonać wyboru średnicy, przyjmując jako dozwoloną stratę ciśnienia 10% ciśnienia średniego ($P_p + P_k$): 2, a więc $(120 + 60) : 2 = 90$ mm SW, $90 \cdot 0,1 = 9 \sim 10$ mm SW.

W sieciach średnio- i wysokopiętnych projektant posiada większą rezerwę, gdy chodzi o stratę ciśnienia. I tak na przykład, przyjmując ciśnienie początkowe 10 000 mm SW, a najniższe ciśnienie końcowe 5 000 mm SW, dysponuje stratą ciśnienia $10\,000 - 5\,000 = 5\,000$ mm SW dla wyboru średnicy gazociągu średniopiętnego. Przyjmując ciśnienie początkowe 15 atn, a końcowe 5 atn dysponuje się stratą ciśnienia $15 - 5 = 10$ atn dla gazociągów wysokopiętnych. Czy projektant wybierając średnicę gazociągu średnio- lub wysokopiętnego może wykorzystać całą rezerwę straty ciśnienia? Im wyższe ciśnienie początkowe, a niższe końcowe, tym średnica gazociągu mniejsza.

Ekonomiczna średnica gazociągu to ta średnica, przy której dostarczane są potrzebne ilości gazu o żądanym ciśnieniu, przy niskich kosztach budowy i niskich kosztach przesyłania gazu.

Jednoczesność zużycia gazu

Na wybór średnicy gazociągu posiada wpływ, przy danej długości i ciśnieniu gazu, przede wszystkim zapotrzebowanie godzinowe gazu, które zależne jest od przyjętej normy zużycia gazu przez 1 odbiorcę w ciągu roku. Zatem dla danej długości gazociągu i przyjętego ciśnienia godzinowe natężenie przepływu (Q) decyduje o wyborze średnicy gazociągu (d).

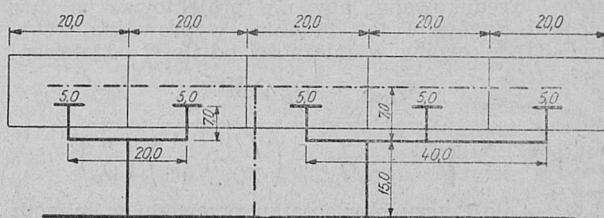
Jednoczesność zużycia gazu jest to średnia ilość gazu zużywana przez 1 odbiorcę w ciągu godziny, wyraża się wzorem:

$$q = Q/M \dots \dots m^3/\text{godz. i odbiorcę}$$

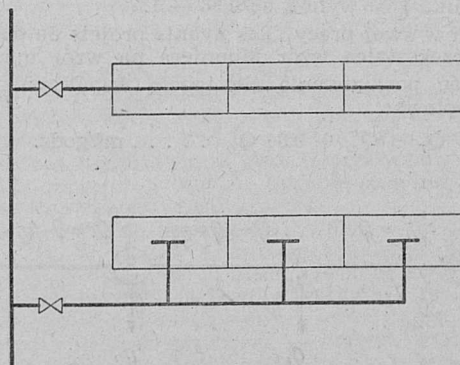
gdzie: Q — natężenie przepływu (ilość gazu) w $m^3/\text{godz.}$, M — liczba odbiorców (gazomierzy).

Jednoczesność zużycia gazu przez odbiorców nie jest wielkością stałą dla wszystkich miast i osiedli zgazyfikowanych. Zależna jest od: 1) stopnia zgazyfikowania mieszkań, czyli od normy zużycia gazu, 2) od pory roku i od pory dnia korzystania z gazu, czyli czasu. W miastach Polski czas korzystania z gazu przez gospodarstwa domowe jest w praktyce znany. Są to godziny ranne 6 — 8, godziny południowe 11 — 14, godziny wieczorne 7 — 9. W podanych godzinach jednoczesność będzie inna aniżeli w innych godzinach, a to dlatego, że w ciągu tych godzin występują w pewnym ułamku godziny szczytowe obciążenia.

Przy projektowaniu średnicy gazociągu jednoczesność otrzyma się wychodząc z normy przyjętej do obliczeń i czasu ko-



Rys. 5 — Porównanie połączenia budynku 5-klatkowego z siecią gazową za pomocą wspólnego dopływu i oddzielnych dopływów na każdą klatkę schodową dla długości dopływu powyżej 10 m.



Rys. 6 — Połączenie budynku wieloklatkowego za pomocą jednego wspólnego dopływu, a) dopływ wewnętrzny, b) dopływ zewnętrzny, oddzielnie na każdą klatkę.

rzystania z gazu. Na przykład: normę zużycia gazu przyjęto $q_r = 900 \text{ m}^3/\text{rok}$ i odbiorcę. Ilość dni korzystania z gazu przyjmuje się = 300, ilość godzin w ciągu doby = 5 do 8, wówczas jednoczesność wyniesie:

$$q = 900/300 \cdot 5 = 900/1500 = 0,6 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$$

$$\text{lub}$$

$$q = 900/300 \cdot 8 = 900/2400 = 0,38 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$$

Jednoczesność zużycia gazu może być różna w ciągu tej samej godziny, w której występuje szczytowy odbiór. Gazomierze stacyjne podają godzinowy odbiór gazu, jednakże ten godzinowy odbiór nie mówi o tym, że w ciągu ułamka godziny występuje szczytowe obciążenie sieci, np. przez okres 20 minut. Przykład: odbiór gazu w ciągu godziny wynosi 6 000 m^3 , z tego na 20 minut wypada 4 000 m^3 . Obciążenie sieci wynosiło zatem w przeliczeniu na godz. $\frac{60}{20} \cdot 4 000 = 12 000 \text{ m}^3/\text{godz.}$ Jednoczesność zużycia wynosiła dla 6 000 $\text{m}^3/\text{godz.}$ i dla 30 000 odbiorców

$$q = 6 000/30 000 = 0,2 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$$

zaś w szczycie

$$q = 12 000/30 000 = 0,4 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę.}$$

I o tym nie wolno zapominać, chcąc uniknąć spadków ciśnienia w sieci i narzekań na brak gazu.

Maksymalne godzinowe zużycie gazu określa się często w literaturze gazowniczej jako 10% wartość dobowego zapotrzebowania. Jeżeli dobowe zapotrzebowanie wynosi $G_d = 120 000 \text{ m}^3/\text{dobę}$, wówczas $Q_{\max} = 120 000 \cdot 0,1 = 12 000 \text{ m}^3/\text{godz.}$, wtedy dla 30 000 odbiorców jednoczesność zużycia $q = 12 000/30 000 = 0,4 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę.}$

W czasie ułamka godziny występuje szczytowe obciążenie, np. w ciągu 20 minut (równoczesne korzystanie z kucharek i grzejników wody, a zarazem korzystanie z gazu w przemyśle) i wynosi 6 000 m^3 . Obciążenie sieci wynosiło zatem w przeliczeniu na godzinę $\frac{60}{20} \cdot 6 000 = 18 000 \text{ m}^3/\text{godz.}$, a nie 12 000 $\text{m}^3/\text{godz.}$ Jednoczesność zużycia wyniesie zatem $q = 18 000/30 000 = 0,6 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$, a nie $q = 0,4 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę.}$

Z podanych rozważań i przykładów wynika, że jednoczesność zużycia gazu zależna jest od:

- 1) zużycia gazu,
- 2) stopnia zgazyfikowania mieszkania,
- 3) uprzemysłowienia miasta,
- 4) szczytowego obciążenia.

Do obliczeń średnic gazociągów wprowadzono wzór na przepływ zredukowany, aby nie projektować za dużych średnic gazociągów. I tak Monnier wyprowadza wzór na przepływ zredukowany w zależności od ilości odgałęzień:

$$Q_{\text{zred}} = Q_p \sqrt{M}$$

$$\sqrt{M} = \sqrt{1 - \frac{q}{Q_p} + \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{6n}\right) \left(\frac{q}{Q_p}\right)^2}$$

gdzie: Q_p — ilość gazu na początku przewodu w $\text{m}^3/\text{godz.}$,

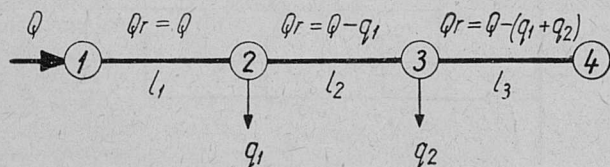
q — ilość gazu pobrana przez odgałęzienie w $\text{m}^3/\text{godz.}$,

n — ilość odgałęzień.

W zależności od stosunku q/Q_p i ilości odgałęzień n wartość współczynnika $\sqrt{M}$ wynosi od 0,58 — 1.

Kowarski w swej pracy „Les avants projets de distribution du gaz” przekształca wzór Monnier na wzór uproszczony, aby uniknąć posługiwania się tabelą współczynników $\sqrt{M}$. Wzór ten opiewa:

$$Q_r = Q_p + 0,64 Q_o \dots \text{m}^3/\text{godz.}$$



Rys. 7 — Rozbiór gazu przy stosowaniu wzoru na przepływ zredukowany Q_r

gdzie: Q_r — zredukowane natężenie przepływu w $\text{m}^3/\text{godz.}$

Q_p — przesyłowe natężenie przepływu (ilość gazu) w $\text{m}^3/\text{godz.}$,

Q_o — odcinkowe natężenie przepływu (odcinkowy odbiór gazu) w $\text{m}^3/\text{godz.}$

W pracy „Gazosnabżenie gorodow”, część III, str. 30, podano wzór:

$$Q_r = Q_p + 0,55 q$$

gdzie: Q_p — przesyłowe natężenie przepływu w $\text{m}^3/\text{godz.}$,

q — odcinkowy odbiór gazu w $\text{m}^3/\text{godz.}$

Zatem już we wzorach do obliczania średnic gazociągów uwzględniony jest czynnik oszczędności w postaci wzoru na przepływ zredukowany.

Zamieszczone rysunki 7 i 8 ilustrują podane wzory na przepływ zredukowany. W podany sposób należy liczyć odcinki sieci.

Inż. Milewski Stefan, w artykule zamieszczonym w nr 6/54 „Gaz, Woda i Technika Sanitarna”, pt. „Podstawy projektowania sieci gazowej” podaje punkty obliczeniowe oraz zamieszcza w tabl. 2 obciążenia gazociągów w zależności od ilości obliczeniowych punktów odbioru. W tablicy zamieszcza współczynniki jednoczesności jako liczby niemianowane dla ilości 100 punktów obliczeniowych, zaś obciążenie na 1 punkt obliczeniowy w $\text{m}^3/\text{godz.}$, dla 4 000 punktów obliczeniowych i powyżej, podaje równy 0,25 $\text{m}^3/\text{godz.}$, względnie 0,16 $\text{m}^3/\text{godz.}$ dla 0,6 p-ktu obliczeniowego.

Poza tym inż. Milewski podaje uwagę, że projektanci „Miestoprojektu” winni zrewidować swoje podstawy obliczeń, aby uzyskać oszczędność zużycia stali na rurociągi. A przecież projektanci „Miestoprojektu” projektują sieci i instalacje gazowe zgodnie z zasadami i wymaganiami oszczędzania materiału, uwzględniając przy tym pożądaną sprawność projektowanych sieci i instalacji gazowych, w oparciu o wskazówki zamieszczone w podręczniku „Gazosnabżenie gorodow”, cz. III, str. 67—90 oraz 128—143, na które powołuje się inż. Milewski, gdzie podany jest wzór na projekt zredukowany.

W oszczędzaniu nie można zapominać o sprawności urządzeń gazowych, jakimi są sieci i instalacje gazowe i nie można projektować oszczędnie dla samego oszczędzania, lecz zgodnie z wymaganiami techniki rozprowadzania gazu.

W zeszyte nr 7 GWF, z kwietnia 1953 r., na str. 169—170 podano wyniki badań zużycia gazu w kilku miejscowościach, a autor artykułu podaje, że tzw. jednoczesność zużycia gazu wynosiła 0,2 ~ 0,17 $\text{m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$. Wyniki dotyczą małych miejscowości do 6500 odbiorców i o odbiorze do 400 $\text{m}^3/\text{godz.}$

Obciążenie na 1 p-kt obliczeniowy, a lepiej na 1 odbiorcę, ustala czas korzystania z gazu i wówczas otrzymuje się tzw. jednoczesność zużycia w $\text{m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$. Ta jednoczesność zużycia, jak to podałem poprzednio, zależna jest wyłącznie od normy zużycia gazu i czasu korzystania z gazu. Poza tym, obliczając średnicę gazociągu, należy zastosować wzór na przepływ zredukowany, w którym jest czynnik oszczędności w postaci współczynnika 0,64 Q_o . Jeżeli do obliczeń przyjmie się np. jednoczesność zużycia $q = 0,25 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$, to dla 4000 odbiorców, stosując wzór na przepływ zredukowany, uzyska się w rzeczywistości $0,25 \cdot 0,64 = 0,16 \text{ m}^3/\text{godz. i odbiorcę}$, co łącznie wyniesie:

$$\text{zamiast } Q = 4000 \cdot 0,25 = 1000 \text{ m}^3/\text{godz.}$$

$$\text{tylko } Q = 4000 \cdot 0,16 = 640 \text{ m}^3/\text{godz.}$$

W pierwszym przypadku dla $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{godz.}$

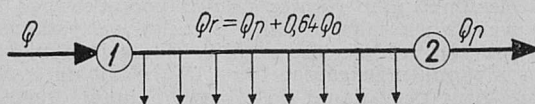
$$l = 1000 \text{ m} \quad i \quad h = 10 \text{ mm SW}$$

$$d = 350 \text{ mm.}$$

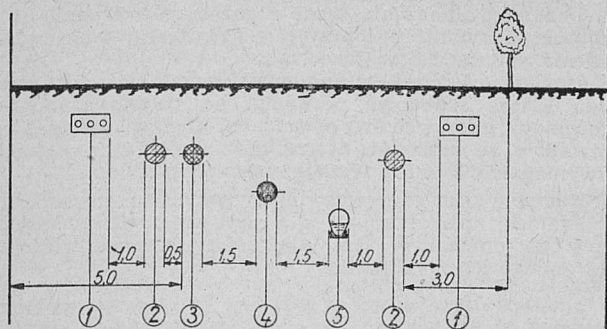
zaś dla $Q = 640 \text{ m}^3/\text{godz.}$,

$$d = 300 \text{ mm.}$$

W wypadku szczytowego zapotrzebowania w ciągu ułamka godziny, jak to podałem, nastąpi spadek ciśnienia i wystą-



Rys. 8. — Rozbiór gazu przy stosowaniu wzoru na przepływ zredukowany Q_r



Rys. 9 — Rozmieszczenie gazociągów w stosunku do innych przewodów. Odległości podano w m. 1) kabel, 2) gazociąg npr, 3) gazociąg sprr, 4) wodociąg, 5) kanał

pią braki gazu, gdyż $q = 0,25 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę jest rzeczywistym odbiorcą, a faktycznie wynosi $q = 0,25/0,64 = 0,39 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę.

Przyjmując do obliczeń jednoczesność zużycia np. $q = 0,6 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę, wówczas Q dla 4000 odbiorców wyniesie $Q = 4000 \cdot 0,6 = 2400 \text{ m}^3/\text{godz.}$, zaś średnicę gazociągu należy liczyć:

$$Q_r = 0,64 Q_o = 0,64 \cdot 2400 = 1536 \text{ m}^3/\text{godz.}$$

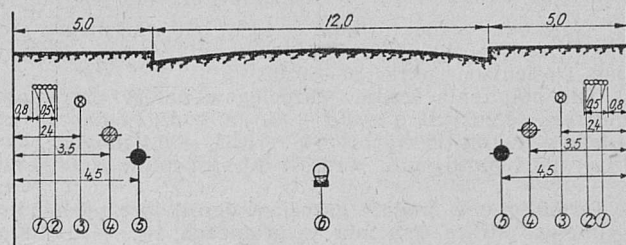
co odpowiada rzeczywistemu $q = 1536/4000 = 0,38 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę, stanowi zabezpieczenie sprawności sieci w wypadkach tzw. szczytów występujących w ciągu ułamka godziny lub w pewnych godzinach, co poprzednio uzasadniłem.

Współczynniki jednoczesności dla instalacji gazowych podane zostaną w drugiej części artykułu traktującego o instalacjach gazowych.

Współczynnik jednoczesności i jednoczesność zużycia są to dwa pojęcia różne. Podczas gdy współczynnik jednoczesności określa ilość odbiorców korzystających jednocześnie z gazu, po prostu ich procent, to jednoczesność zużycia jest ilością gazu pobieraną jednocześnie przez odbiorców. Jednoczesność zużycia może być różna w pewnej godzinie, w pewnym dniu, w pewnej ulicy (gdzie oprócz mieszkań, korzystają z gazu zakłady usługowe lub przemysł). Teoretycznie, jednoczesność zużycia jest wynikiem podziału normy rocznej zużycia gazu przez ilość godzin korzystania z gazu, co praktycznie można stwierdzić śledząc godzinowy odbiór gazu i dzieląc go przez liczbę odbiorców, porównując przy tym pomiary ciśnienia gazu. Jeżeli ciśnienie w sieci w godzinach szczytów utrzymuje się na poziomie pożądanego minimum 60 mm SW, a nie występują spadki ciśnienia i braki gazu, wówczas jednoczesność zużycia wyliczona z podzielenia godzinowego szczytowego odbioru przez ilość odbiorców da nam rzeczywistą jednoczesność zużycia. Ileż to razy w sieciach gazowych dzieje się tak, że ciśnienie w odległych punktach sieci wynosi 10–15 mm SW, jednoczesność zużycia zaś wynosi np. $q = 0,2 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę lub $q = 0,25 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę. Czy wobec takiego stanu rzeczy można się zgodzić, aby dla 4000 odbiorców i więcej brać do obliczeń średnic gazociągów $q = 0,2 - 0,25 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę? Sądję, że nie, bo projektując w ten sposób sieć za miast średnicy 350 mm, zaprojektuje się 300 mm, co w efekcie jest niewielką oszczędnością, a poważnie obniżającą sprawność sieci.

Projektanci „Miestoprojektu” projektując sieci gazowe dla osiedli od 300 — 1000 odbiorców biorą do obliczeń jednoczesność zużycia $q = 0,6 - 0,4 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę, a więc taką samą jak w tablicy 2 podanego artykułu. Do obliczeń sieci powyżej 1000 odbiorców biorą $q = 0,4 - 0,6 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę, a to z powodów wyżej podanych. Przyjmowanie do obliczeń $q = 0,2 - 0,25 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę nie mieści w sobie rezerwy szczytowej, zwłaszcza wobec dalszej redukcji jednoczesności zużycia przez stosowanie wzoru na przepływ zredukowany.

Gazociągi projektuje się na okres 30–50 lat, a nie na okres 5–10 lat. Średnice ich winno się dobierać uwzględniając perspektywiczną rozbudowę miasta oraz pożądaną sprawność sieci, aby w okresach wzrostu obciążeń nie występowały spadki ciśnienia i braki gazu.



Rys. 10 — Rozmieszczenie przewodów w ulicach o podanej szerokości. 1) kabel nisk. nap., 2) kabel wys. nap., 3) kabel telefoniczne, 4) gazociąg, 5) wodociąg, 6) kanał

Wykonawstwo

Mówiąc o oszczędnościach w budowie sieci gazowych, należy mieć na uwadze dwa zasadnicze składniki kosztów budowy, mianowicie: wykopy i układanie przewodów.

Wykopy należy wykonywać o szerokości koniecznej do ułożenia gazociągów, tj. $s = d + 40 \text{ cm}$, gdzie d — jest średnicą wewnętrzną rury. Zbyt szerokie wykopy podrażniają koszty wykonania, zaś zbyt wąskie utrudniają właściwe ułożenie rur. Wykopy w miejscach usuwistych należy zabezpieczyć, gdyż obrywanie się ziemi stwarza niepotrzebne dodatkowe koszty budowy dla wyrzucenia ziemi. Wykopów nie należy pozostawiać zbyt długo otwartymi, gdyż w wypadku opadów atmosferycznych następuje usuwanie się ziemi przez podmywanie ścian wykopów i obrywanie, co również stwarza dodatkowe koszty.

Dno wykopu winno być starannie niwelowane do żądanych spadków, a pogłębienia złączowe winny być wykonane przed ułożeniem rur, aby uniknąć ich podnoszenia dla wyrównywania dna wykopu lub wykonania pogłębień w miejscach złączy.

Po ułożeniu rur i po próbie szczelności wykopy winny być zasypane, przy starannym ubijaniu ziemi, aby uniknąć zapadania się nawierzchni i późniejszych jej kosztownych napraw.

Rury stalowe są najwygodniejsze i najtańsze w budowie nowych sieci gazowych ze względu na możliwość wykonania odgałęzień techniką spawalniczą oraz na krótszy okres montażu. Rury żeliwne są droższe, wymagają specjalnych kształtek, sznura i ołowiu dla wykonania złączy. Wygodniejsze są przy układaniu ich w ulicach miast już uzbrojonych, ze względu na możliwość uszkodzenia izolacji rur stalowych w czasie przesuwania ich w wykopie.

Należy unikać zbędnego cięcia rur, aby w czasie budowy było jak najmniej odpadków. W czasie transportu, jak również w czasie układania rur stalowych w ziemi należy zwracać uwagę, aby izolacja nie została uszkodzona.

Zasadniczo, ze względu na ogólny tonaż, waga rur stalowych jest o połowę mniejsza, a koszt budowy sieci z tych rur mniejszy ze względu na niższą cenę rur stalowych oraz kształtki, które dla rur żeliwnych należy oddzielnie zamawiać. Wykopy w jednym i w drugim wypadku, tak dla rur żeliwnych jak i stalowych, są te same, jednak cena rur stalowych i ich montaż jest tańszy, tak że w sumie koszt budowy sieci gazowych z rur stalowych jest niższy, zatem oszczędniejsza jest budowa sieci gazowych z rur stalowych.

W czasie budowy sieci gazowych próby szczelności gazociągów należy dokonywać odcinkami, aby uniknąć późniejszych poprawek w czasie generalnej próby szczelności i ponawiania prób, z czym związane są dodatkowe koszty. Wszelkie złącza rur i armatury muszą być w czasie montażu starannie wykonane, dla uniknięcia ponawiania prób szczelności.

Dla uniknięcia uszkodzeń innych przewodów kopacze winni być pouczeni o możliwości uszkodzenia tych przewodów w czasie wykonywania wykopów i montażu rur. Zainteresowane zakłady powinny być powiadomione o budowie gazociągów, celem nadzorowania swoich przewodów wodociągowych, elektrycznych i innych. Uszkodzenia innych przewodów powodują niepotrzebne koszty.

Właściwie wybrana trasa — to również oszczędność w wykonawstwie sieci gazowych, zwłaszcza układanych w ulicach miast w sąsiedztwie innych sieci, np. kanalizacyjnej, wodociągowej, elektrycznej, telekomunikacyjnej. Rys. 9 i 10 podają przekroje ulic z usytuowaniem różnych przewodów.

Za bliską odległość gazociągu od innych przewodów powoduje usuwanie się ziemi, a wraz z nią przewodów (kabeli elektrycznych), co stwarza niepotrzebne dodatkowe koszty.

Wnioski

1. Oszczędne projektowanie — to wybór właściwych średnic gazociągów uwzględniających perspektywiczną rozbudowę miasta i osiedla na okres 30—50 lat.

2. Dla obliczenia średnic gazociągów należy przyjmować jednocześnie zużycia $q = 0,4 - 0,6 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę, która ulega redukcji do wartości $q = 0,25 - 0,4 \text{ m}^3/\text{godz.}$ i odbiorcę przez stosowanie wzorów na przepływ zredukowany.

3. Do obliczania średnic gazociągów niskoprężnych należy przyjmować stratę ciśnienia w granicach 10 — 15% średniego ciśnienia.

4. Podstawą obliczania średnic gazociągów średnio- i wysokoprężnych winno być przyjęcie najniższego i najwyższego ciśnienia panującego w gazociągu.

5. Dopyły domowe winno projektować się oddzielnie na każdą klatkę schodową, z uwagi na trudności układania przewodów gazowych w piwnicach domów wśród innych przewodów, ze względów oszczędnościowych oraz ze względu na wymagania TOPL i wymogi bezpieczeństwa.

6. Budowie sieci gazowych należy poświęcać staranną uwagę (komórki inwestycyjne) dla uzyskania oszczędności na etapie wykonawstwa oraz dla zabezpieczenia właściwego i starannego ich wykonania.

Inż. BOLESŁAW SPERSKI i dr ZBIGNIEW ŻABIŃSKI

Kalkulacja kosztów własnych smoły i produktów ubocznych w gazownictwie

W artykule pt. „Zagadnienie rozliczania kosztów produkcji w gazownictwie” (Gaz, Woda i Techn. San. 28, 165 (1954)) omówiliśmy metodę kalkulacji kosztów własnych produkcji podstawowej, opartą na zastosowaniu do rozliczania stanowisk produkcji wiązanej tzw. klucza kalorycznego, skorygowanego przy pomocy odpowiednich współczynników. Wielkość tych współczynników odpowiada niejednakowej wartości użytkowej poszczególnych produktów jako paliw i jest proporcjonalna do średnich współczynników sprawności termicznej urządzeń grzewczych, w których się te paliwa spala.

Głównym tematem tego artykułu była w szczególności próba znalezienia właściwego stosunku rozdziału kosztów pomiędzy dwa najważniejsze produkty gazownictwa, tj. gaz i koks. Benzol potraktowano na równi z gazem na tej podstawie, że pozostawiony w gazie spełnia tę samą rolę, co gaz jako uszlachetnione paliwo. Pominęto natomiast omówienie zagadnienia kalkulacji kosztów własnych smoły, która właściwie nie jest paliwem, lecz jedynie surowcem chemicznym. W załączonym tam przykładzie zastosowano do obliczania kosztów własnych smoły tę samą metodę klucza kalorycznego, jak dla produktów, będących paliwami bez żadnego jednak współczynnika korygującego, dla ustalenia którego trudno zresztą byłoby znaleźć rzetelną podstawę.

Przedmiotem niniejszego artykułu będzie próba znalezienia właściwej podstawy dla kalkulacji smoły oraz dla kalku-

Punktem wyjścia obecnych rozważań będą te same założenia, co poprzednio. Chcemy mianowicie obliczyć koszt własny smoły i produktów ubocznych, tj. ustalić ilość pracy bezpośredniej i pośredniej, włożonej w ich wyprodukowanie. Wiemy przy tym z nauki ekonomii marksistowskiej, że na obecnym etapie rozwoju ilość pracy mierzymy w pieniądzu, sumując koszt robocizny oraz ceny materiałów i usług zużytych do wyprodukowania danego wyrobu.

Przy wytwarzaniu smoły i produktów ubocznych mamy, podobnie jak przy innych węglopochodnych, do czynienia z miejscami powstawania kosztów prostymi i wiązanymi. Przy tych ostatnich nie mamy żadnej oczywistej wskazówki, jak należy rozdzielić powstające na nich koszty pomiędzy wytwarzane produkty. Zwróciliśmy też uwagę na niewłaściwość stosowania klucza kalorycznego w stosunku do smoły.

Aby znaleźć właściwą podstawę do rozdzielenia tych kosztów, musimy zdać sobie sprawę z charakteru wytwarzanych produktów i przebiegu ich produkcji. W gazowniach wytwarzamy więc dwie zasadnicze grupy produktów: 1) produkty opałowe i 2) produkty nie opałowe. Zakupywana masa węgla wsadowego rozpada się w toku produkcji na masę produktów opałowych i na masę produktów nie opałowych. Robotnicy przeładowując węgiel wsadowy oddają swą pracę na rzecz obu tych mas, a ponieważ obie te masy są na razie ze sobą złączone, praca robotników rozdziela się równomiernie w stosunku do wielkości obu tych części. Podobnie rzecz

Tabela 1.

Rozdzielnik kosztów

Wsad: 10 000 t węgla płomiennego o cieple spalania 7 000 kcal/kg										
Produkty węglopochodne	Wielkość produkcji			Ciepło spalania w kcal/kg (m^3)	Wartość kaloryczna produkcji w mil. kcal	Współczynnik korygujący	Wartość ciepła rozliczeniowa	Rozdzielnik kosztów		
	w jednostkach pomiarowych	w przeliczeniu na masę w tonach	% — udział w stosunku do masy					I	II	III
I. Produkty opałowe										
Gaz	5 640 tys. m^3	2 820	26,19	3 600 (przy 20°C)	20 304	4	81 216	61,31	79,74	98,04
Koks	7 240 t	7 240	67,24	5 800	41 992	1	41 992	31,70	—	—
Olej lekki	20 „	20	0,19	10 000	200	4	800	0,61	0,79	—
Razem I	—	10 080	93,62	—	62 496	—	124 008	93,62	80,53	98,04
II. Produkty nie opałowe										
Smoła	630 t	630 t	5,86					5,86	17,87	—
Siarka	56,4 „	56,4	0,52					0,52	1,60	1,96
Razem II	—	686,4	6,38					6,38	19,47	1,96
O g ó ł e m	—	10 766,4	100,—					100,—	100,—	100,—

lacji produktów ubocznych, nie używanych jako paliwo, a mianowicie: amoniaku, masy pogazowej, zawierającej siarkę i ewentualnie w przyszłości także fenolu.

ma się ze zużytą energią napędową, amortyzacją urządzeń transportowych i produkcyjnych itd. Wydaje się więc, że jeżeli przyjmiemy za podstawę rozważań socjalistyczną za-

sadę, iż wartość jest równoważnikiem ilości pracy, włożonej w wytworzenie danego produktu, to rozdział kosztów stanowisk produkcji wiązanej w gazownictwie w stosunku do masy uzyskiwanych grup produktów wydaje się rozwiązaniem najwłaściwszym.

Tak więc dochodzimy do rozdziału kosztów pomiędzy dwie zasadnicze grupy produktów, tj. pomiędzy produkty opałowe i produkty nie opałowe. Idąc dalej jak tym rozumowaniem można by koszt, przypadający na produkty opałowe podzielić także pomiędzy nie według ich masy. To rozwiązanie nie byłoby jednak celowe. Nie podejmujemy bowiem produkcji dla uzyskania odmiennych jedynie od węgla produktów opałowych, lecz celem uzyskania materiałów opałowych szlachetniejszych, tj. takich, które w toku spalania dadzą większy efekt cieplny, które więc pokryją z nadwyżką ilość pracy i energii, włożonej w przeróbkę węgla. Takim zaś szlachetnym materiałem opałowym jest — jak to omówiono w poprzednim artykule — gaz. Toteż najwłaściwszą rzeczą będzie dzielenie kosztu, przypadającego na poszczególne produkty opałowe, nie według ich masy, lecz według uzyskiwanego przez nie efektu cieplnego, co też zostało omówione w poprzednim artykule.

Pozostają jeszcze do rozdziału koszty, przypadające na produkty nie opałowe. Chociaż produkty te są w zasadzie palne i posiadają swoją teoretyczną wartość opałową, to jednak ich przeznaczenie jest całkowicie odmienne. W tym stanie rzeczy przypisywanie im kosztów w stosunku do ich wartości kalorycznej jest błędem. Skoro zaś nie mamy żadnej innej wskazówki, jak należy rozliczać koszt ich wytworzenia, powinniśmy i tutaj zastosować kryterium ich masy.

Tak więc rozdział kosztów stanowisk produkcji wiązanej będzie dokonany w trzech etapach:

- 1) dzielimy koszty pomiędzy grupy produktów opałowych i nie opałowych w stosunku do masy tych dwóch grup;
- 2) koszt, przypadający na produkty opałowe, dzielimy pomiędzy nie według skorygowanego klucza kalorycznego;
- 3) koszt, przypadający na produkty nie opałowe, dzielimy w stosunku do masy tych produktów.

Przykład rozdzielnika kosztów, ustalonego na powyższych zasadach, podaje tablica 1.

Przy kalkulacji masy pogazowej należy oczywiście uwzględnić tylko masę siarki w niej zawartej, a następnie otrzymane koszty przeliczyć na masę pogazową według procentowej zawartości siarki. Jedynie siarka bowiem pochodzi tutaj z węgla jako produkt jego przeróbki i tylko siarka jest użytecznym składnikiem masy pogazowej. Na koszty własne masy pogazowej złoży się więc część kosztów przeróbki węgla do piecowni włącznie, przypadających na pro-

dukty nie opałowe, obliczona proporcjonalnie do masy siarki, oraz część kosztów odsiarczalni, które dzielić należy pomiędzy gaz i siarkę proporcjonalnie do mas gazu i siarki. W naszym przykładzie przyjęto produkcję 141 t masy pogazowej o zawartości 40% siarki, tj. 56,4 t siarki.

Produkcja amoniaku przebiega w gazownictwie analogicznie do produkcji smoły i siarki, toteż w rachunku kosztów należałoby do niego zastosować te same zasady. Ilościowo jest to produkcja b. niewielka, wynosząca około 2% masy węgla wsadowego i w gazowniach w zasadzie nieopłacalna. Dlatego też obecnie wiele gazowni nie zajmuje się produkcją amoniaku i z tego powodu został on w naszym przykładzie pominięty.

W związku z pogarszającym się stanem zanieczyszczenia rzek wodami ściekowymi z zakładów przemysłowych staje się coraz bardziej aktualne zagadnienie odfenolowania ścieków, pochodzących z gazowni. Ponieważ przy większych stężeniach fenolu jedynie te metody odfenolowania mogą być uważane za efektywne z punktu widzenia techniczno-finansowego, które pozwalają na odzyskiwanie fenolu, prawdopodobnie stanie się już w najbliższym czasie aktualna sprawa kalkulacji fenolu.

Obliczanie kosztów własnych fenolu potraktujemy zupełnie analogicznie do kalkulacji kosztów amoniaku z tą różnicą, że do kosztów przeróbki węgla, przypisanych fenolowi odpowiednio do jego masy, dodamy koszty ruchu urządzeń do odfenolowania, na ogół bardzo wysokie.

Poniżej podajemy wzór arkusza kalkulacyjnego, opartego na tych samych liczbach, co wzory z poprzedniego naszego artykułu. Widzimy z niego, że koszt gazu, koksu i oleju lekkiego (benzolu) nie uległ większym zmianom w stosunku do kalkulacji, obliczonej metodą klucza kalorycznego skorygowanego. Podwyższyć uległ jedynie koszt smoły, która jak z tego widać pochłania w rzeczywistości większe ilości pracy. Koszt masy pogazowej nie odbiega również w rażący sposób od cennika i pozostaje w stosunku porównywalnym do układu cen niezmiennych, które dla niej wynoszą 37 zł/1 t. Jeżeli w rzeczywistości sprzedaje się ją taniej od kosztu produkcji, to jest to tylko dowodem, że produkcja siarki w gazowniach jest nieopłacalna, gdyż tańsza jest siarka uzyskiwana z rud siarkonośnych. Siarka w gazownictwie jest w gruncie rzeczy produktem ubocznym w całym tego słowa znaczeniu, gdyż usuwanie jej z gazu dokonywane jest nie w celu zdobycia jej dla sprzedaży, lecz wyłącznie w celu oczyszczenia gazu od tego szkodliwego składnika. Usuwanie to musi być podejmowane bez względu na koszt, jaki przypadnie na jednostkę kalkulacyjną siarki.

Tablica 2. Arkusz kalkulacyjny

Lp	Nazwa wydziału	Koszty produkcji podstawowej				W y r o b y				
		Węgiel wsadowy	Różne koszty	Koks na podpał generat.	Razem	Gaz	Koks	Smoła	Olej lekki	Masa pogazowa
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Urządzenia do zaopatrywania w węgiel	—	184 000	—	184 000	—	—	—	—	—
2	Piecownia	1 000 000	473 000	—	1 473 000	1 194 536	617 628	114 174	11 885	10 131
3	Generatory centr.	—	153 900	137 454	291 354	—	—	—	—	—
4	Aparatownia	—	142 300	—	142 300	113 470	—	25 429	1 124	2 277
5	Odsiarczalnia	—	49 200	—	49 200	48 234	—	—	—	966
6	Przetłocznia	—	67 00	—	6 700	6 700	—	—	—	—
7	Gaszenie i sortowanie koksu	—	16 200	—	16 200	—	16 200	—	—	—
8	Benzolownia	—	10 750	—	10 750	—	—	—	10 750	—
9	Smołownia	—	1 640	—	1 640	—	—	1 640	—	—
10	Razem	1 000 000	1 037 690	137 454	2 175 144	1 362 940	633 828	141 243	23 759	13 374
11	Jednostkowy koszt wytworzenia	—	—	—	—	262.60	87.55	224.20	1 187.95	94.85
12	Zużycie wyrobów własnych	—	—	—	137 454	—	137 454	—	—	—
13	Koszt wydziałowy produkcji towarowej	—	—	—	2 037 690	1 362 940	496 374	141 243	23 759	13 374
14	Koszty ogólnofabryczne	—	—	—	450 000	300 991	109 618	31 192	5 246	2 953
15	Koszt fabryczny produkcji towarowej	—	—	—	2 487 690	1 663 931	605 992	172 435	29 005	16 327
16	Jednostkowy koszt fabryczny	—	—	—	—	320.60	106.88	273.70	1 450.25	115.80
17	Koszty sprzedaży	—	—	—	452 000	400 000	30 000	20 000	1 000	1 000
18	Całkowity koszt własny produkcji towarowej	—	—	—	2 939 690	2 063 931	635 992	192 435	30 005	17 327
19	Jednostkowy koszt własny sprzedaży	—	—	—	—	397.67	112.17	305.45	1 500.25	122.90
20	Ceny niezmiennne	—	—	—	—	150.—	30.—	55.—	350.—	37.—

Inż. mgr WŁODZIMIERZ SKORASZEWSKI

Przekroje poprzeczne kanałów ściekowych

Sieć jest najdroższym organem każdej kanalizacji ściekowej. Pochłania ona od 80% do 90% całości nakładów budowlanych i decyduje o sprawności zakładu. Jednocześnie nastrocza największe trudności przy poszerzaniu lub przeróbkach.

Względy przytoczone nakazują bardzo troskliwe traktowanie tego zagadnienia podczas projektowania, które musi zaspokoić nie tylko wszelkie wymagania hydrauliczne, co jest stosunkowo łatwe, ale również, i co najważniejsze, dać urządzenia odprowadzające ścieki jak najtrwalsze oraz pociągające za sobą najniższe koszty nakładowe w przeliczeniu na 1 m³ wód usuwanych.

Zagadnienie to w ujęciu przytoczonym jest wielce skomplikowane z powodu zależności od wielu zmiennych niezależnych. Jednakże, gdy chcemy budować dobrze i oszczędnie, to powinniśmy i musimy poświęcić tej sprawie jak najwięcej uwagi, gdyż efekty gospodarcze, które mogą być osiągnięte w ten sposób są tysiąc razy więcej warte niżli koszt pracy projektanta. Dotychczas problemat, który tu poruszamy w zarysie, bywa traktowany przeważnie z punktu widzenia czystej hydrauliki, bez zwracania większej uwagi na wynikające stąd konsekwencje gospodarcze.

Jak powiedzieliśmy, ta strona rachunku nie nastrocza wiele trudności i jest tak opanowana metodycznie, że zbliża się zupełnie do schematu, łatwego w użyciu i dostępnego dla każdego technika. Inaczej natomiast wygląda to samo zagadnienie widziane od strony ekonomicznej. Tu ilość rozwiązań poprawnych może być bardzo znaczna, natomiast optymalne tylko jedno i to możliwe do osiągnięcia przez fachowca o dużym doświadczeniu, tak w projektowaniu, jak i w budowie.

Praca projektanta w takim zrozumieniu musi polegać na przerobieniu kilku wariantów równoległych, przy uwzględnieniu wielu czynników, zwykle niewidocznych z okien przeciętnego biura projektów.

Będą tu wchodziły do gry rozmaite i to dość niezależne dziedziny wiedzy technicznej jak: mechanika gruntów, hydrogeologia, geochemia, statyka budownictwa podziemnego, technologia materiałów budowlanych, technologia i technika robót ziemnych i budownictwa podziemnego, organizacja robót oraz ich planowanie, wreszcie znajomość bieżących cen materiałów i kosztów robocizny.

Analizując wszystkie czynniki współdziałające na tle warunków lokalnych, projektujący może dopiero wybrać wariant najwłaściwszy pod względem kosztów realizacji. Inteligencja oraz doświadczenie projektanta mogą tu mieć wielkie pole do popisu, dając w rezultacie setki milionów złotych oszczędności licząc w skali krajowej. Zbiorniki retencyjne, stosowane coraz częściej w kanalizacjach ogólnospławnych, dają np. możliwości znacznego zmniejszenia przekrojów kanałów, które w takim systemie kanalizacyjnym pracują całkowicie tylko kilkanaście, a najwyżej kilkadziesiąt godzin na rok¹⁾.

Nawietrzanie ścieków w dużych kolektorach tranzytowych doprowadzających je do oczyszczalni również pozwala osiągnąć oszczędności dość znaczne na objętości zbiorników nawietrzania wstępnego. Stosowanie kesonu poziomego, zwanego u nas tarczą, do budowy kanałów daje w rezultacie obniżkę kosztów budowy do 50% w stosunku do metod tradycyjnych²⁾.

Szersze stosowanie przetłaczania na liniach tranzytowych zamiast głębokich kanałów grawitacyjnych rokuje również duże oszczędności gospodarcze, szczególnie uwzględniając postęp w dziedzinie budowy pomp bezopatkových i taniejacą z każdym rokiem energię elektryczną. Sądzymy przy tym, iż stały deficyt rur stalowych lub żeliwnych skończy szybko swój żywot niesławny.

Powracając do sprawy będącej istotą tej pracy, tj. wpływu kształtu przekroju kanału na koszty budowy, spróbujemy

naszkicować, co jest potrzebne projektantowi do prawidłowego ustalenia przekroju potrzebnego kanału, aby otrzymać koszty optymalne realizacji. Budowa kanałów miejskich nosi zawsze charakter produkcji masowej. Przekrój raz przyjęty powtarza się na dziesiątkach kilometrów bez zmian, szczególnie gdy idzie o kształt wewnętrzny w świetle. Tymczasem warunki hydrogeologiczne zmieniają się na długości nieraz bardzo znacznie.

Jeżeli założymy obliczając najgorsze stosunki gruntowe, to otrzymamy obiekt kosztowny, który będzie zupełnie odpowiedni pod względem wytrzymałościowym tylko na pewnym ograniczonym odcinku trasy, zaś na wszystkich innych przesadnie mocny, a przeto nadmiernie kosztowny.

Ten wzgląd ma znaczenie szczególnie dla kolektorów budowanych bezpośrednio w wykopie, a nie z elementów prefabrykowanych. Jednakże, nawet budując z gotowych prefabrykatów, nie należałoby ich wymiarów dobierać na całość trasy wg warunków odcinka najgorszego. Musimy tu zauważyć, iż kanały ściekowe są zakładane przeważnie na głębokościach od 4 — 10 m pod powierzchnią terenu i warunki hydrogeologiczne napotymane przy budowie dają się ująć w kilka grup zasadniczych, pomimo wielkiej pozornie różnorodności.

Projektanci stosują w ogromnej większości wypadków rozwiązania indywidualne, oparte na przyjęciu do obliczeń zbieżności możliwie największej liczby okoliczności obciążających. Otrzymujemy jako rezultat wiele konstrukcji indywidualnych, obliczanych i kalkulowanych rozmaicie, wobec czego koszty ich realizacji są trudne do porównania.

Tymczasem, inżynier, projektujący urządzenia nowe, aby otrzymać kosztorys najbardziej poprawny gospodarczo, musiałby mieć do dyspozycji przede wszystkim porównywalne dane statystyczne kosztów wykonania kanałów w różnych okolicznościach za ostatnich parę lat przynajmniej. Oczywiście mógłby je mieć, gdyby były publikowane i łatwo dostępne. Jak wiemy tak się nie dzieje.

Katalog scalonych norm jednostkowych wydany ostatnio staraniem Ministerstwa Gospodarki Komunalnej i obejmujący większość robót spotykanych przy budowie kanalizacji i wodociągów daje wprawdzie pewne podstawy do kalkulacji, ale dość ogólnej natury. Jest rzeczą zupełnie zrozumiałą, że katalog, który ma służyć dla całego kraju, musi zawierać dane przeciętne zdyskontowane, a więc w przypadkach poszczególnych rozbieżności pomiędzy kosztorysami opartymi na katalogu i rzeczywistymi kosztami realizacji mogą być i, jak wiemy, są bardzo znaczne i dochodzą często do 100% kosztu założonego. Oprócz tego katalog ten był opracowany przez zespół inżynierów i techników kanalizacji warszawskiej, specjalistów klasy niewątpliwie wysokiej, ale tylko w oparciu o doświadczenie i typy kanałów stosowane przez zakłady macierzyste. Typy dobre dla warunków warszawskich, ale często przestarzałe i nie obejmujące całego obrazu możliwości.

Ten sam zespół opracował już katalog scalonych norm kosztorysowych obiektów sieciowych wod. - kan., który wkrótce ukaże się na półkach księgarskich. Dzieło to przygotowane na wzór radzieckich „Ukрупnionych сметных норм” — posuwa sprawę tu rozpatrywaną jeszcze o jeden krok naprzód, ale wspomniany K S N K ma te same wady, tj. opiera się tylko na części typów przekrojów warszawskich i oraz wprowadza koszty przeciętne.

Tymczasem, w kraju są stosowane przekroje rozmaitych typów, przeważnie stare niemieckie i to z różnymi odmianami miejscowymi, bowiem dotychczas nie przeprowadziliśmy jeszcze normalizacji ogólnokrajowej typów przekrojów kanałów ściekowych. Fakt ten uniemożliwia kalkulację porównawczą tak wstępną, jak i wykonawczą różnych obiektów i powoduje, że każde z biur projektowych musi te skomplikowane zabiegi przerabiać na własną rękę, co komplikuje, a także podraża prace projektowe, dając w rezultacie kosztorysy niepewne, bardzo często przekraczane w takim stopniu, że dyskredytuje to same podstawy obliczeń kalkulacyjnych.

Kanalizacja, jako specjalny dział techniki komunalnej, a nawet i przemysłowej, znajduje się w początku wielkiego rozwoju, co wynika samo przez się z uprzemysłowienia, a przeto urbanizacji naszego kraju, przebiegających w tempie

¹⁾ Kanalizacja warszawska zastosowała, z inicjatywy autora tych wierszy, zbiorniki retencyjne w projekcie kanalizacji deszczowej jednej z dzielnic, osiągając istotne potanie przewidywanych nakładów inwestycyjnych. Projekt będzie realizowany już w r. 1955.

²⁾ Patrz „Gaz i Woda” 1952 r., artykuł mój w sprawie mechanizacji budowy tuneli kanalizacyjnych. Warszawa z inicjatywy podpisanego zamówiła już pierwsze tarcze tunelowe i będą one uruchomione prawdopodobnie w 1955—56 r.

bardzo przyspieszonym. Chcąc postawić budownictwo kanałów ściekowych na stopie wielkoprzemysłowej powinniśmy możliwie szybko przeprowadzić normalizację przekrojów kanałów w skali ogólnokrajowej, zaczynając od przekrojów wewnętrznych przede wszystkim. Dopiero potem będzie można dokonać analogicznych prac nad przygotowaniem typowych konstrukcji, odpowiadających pod względem wytrzymałości warunkom hydrogeologicznym i eksploatacyjnym, uszeregowanym również w kilka grup typowych, co naszym zdaniem wydaje się zupełnie możliwe.

Dopiero po takich zabiegach wstępnych możemy oczekiwać, że dane o kosztach budowy, wynikające z bieżącej praktyki naszych przedsiębiorstw wykonawczych, zaczną być porównywalne i mogą służyć za podstawę do kosztorysowania porównawczego. Koszty budowy kanałów ściekowych tegoż samego typu i budowanych na te same głębokości w analogicznych warunkach hydrogeologicznych oraz przy jednakowej technologii wykonania są w zasadzie proporcjonalne do największej średnicy rzutu poziomego w świetle. Przekrój kanałów ściekowych obliczamy przeważnie używając skróconej formuły Kuttera brzmiącej:

$$1. \quad V = \frac{100R}{0,35 + \sqrt{R}} \sqrt{J} \quad \text{m/sek.}$$

gdzie: V = prędkość przeciętna

$$R = \text{promień hydrauliczny} = \frac{\text{Powierzchnia czynna}}{\text{Obwód zwilżony}}$$

J = spadek

$$2. \quad Q = Fv \quad \text{m}^3/\text{s}$$

gdzie: F = powierzchnia czynna przekroju w m^2

v = prędkość przeciętna w m/s

Q = przepływ lub wydatek w m^3/s .

Zakładając stały spadek, czy przyjmując $J = \text{const.}$ otrzymujemy, iż $Q = f(R)$.

Przyjmując spadek J jako wielkość stałą, możemy nadać równaniu 1 postać następującą:

$$3. \quad V = \frac{AR}{0,35 + \sqrt{R}} \quad \text{m}$$

przy tym $A = 100 \sqrt{J} = \text{const.}$

Wtedy równanie 2 przyjmie postać

$$4. \quad Q = F \cdot v = \frac{AFR}{0,35 + \sqrt{R}} = \frac{AUR^2}{0,35 + \sqrt{R}} \quad \text{m}^3/\text{s}$$

ponieważ $F = U \cdot R$

gdzie: U = Obwód zwilżony = $\frac{F}{R}$

Wielkość R i U , charakteryzujące hydrauliczne właściwości przekroju zależą od kształtu tego ostatniego. Jak widzimy wydatek jednostkowy przekroju danego kształtu czyli V w równaniu 3 wzrasta i maleje razem z promieniem hydraulicznym, czyli R . Obliczenia szczegółowe dla podwyższonego przekroju jajowego podajemy na rys. 1a.

Gdybyśmy teraz wyrazili promień hydrauliczny R w funkcji jednego czynnika wspólnego wszystkim typom przekrojów stosowanych, wtedy otrzymamy łatwą możliwość praktyczną szybkiego porównywania, ich charakterystycznych właściwości hydraulicznych, mianowicie promienia hydraulicznego R , przekroju zwilżonego U , prędkości

przeciętnej V oraz pola przekroju czynnego F . Taki sposób zastosowali Niemcy do swej normalizacji przekrojów kanałów ściekowych przeprowadzonej w 1947 roku³⁾.

Jako podstawa wszelkich obliczeń służy tutaj promień największego koła wpisanego w światło danego przekroju, oznaczony przez r . Rys. 1a zawiera wszystkie wspomniane wyznaczniki hydrauliczne jajka wysokiego jak: $R - U - F - V$ i Q obliczone w funkcji r .

Obliczenia, dokonane dla różnych napełnień, różniczkując je w skali wystarczającej do zwykłych prac projektowych. Osiągnięcie takich rezultatów było możliwe dla wszystkich rozmiarów przekroju tylko dzięki ustaleniu stosunku wysokości kanału w świetle do największej szerokości w rzucie poziomym czyli $\frac{h}{r}$. Wynosi on w danym przypadku 3,5.

Idąc dalej tą drogą przyjęto 10 typów przekrojów poprzecznych, pokazanych na rys. 1—10 oraz ustalono dla każdego z tych typów stosunek stały $\frac{h}{r}$.

Ilość typów jest najzupełniej wystarczająca do zaspokojenia wszelkich potrzeb kanalizacji ściekowej, tak ogólnospławnej jak i rozdzielczej lub deszczowej. W ten sposób otrzymano hydrauliczną charakterystykę porównawczą wszelkich przekrojów wchodzących w rachubę. Rys. 1—10 zawierają wszelkie dane, charakteryzujące przekrój pod względem hydraulicznym, niezależnie od jego rozmiarów, przy tym wyrażone w funkcji promienia największego koła wpisanego do światła przekroju dla napełnienia 100%. Dzieło zawiera również wszystkie obliczenia szczegółowe dla różnych napełnień każdego typu, przekroje opracowane na wzór tablicy 1.

Widzimy, że dla każdego napełnienia przekroju danego kształtu, wyrażonego w % wysokości, a więc niezależnie od rozmiarów rzeczywistych charakterystyczne cechy hydrauliczne zależą tylko od wielkości r , mianowicie:

$$F = \text{przekrój czynny} = a \cdot r^2$$

$$U = \text{obwód zwilżony} = b \cdot r$$

$$R = \text{promień hydrauliczny} = c \cdot r$$

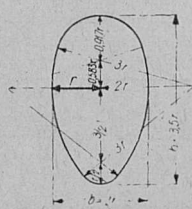
Stąd już drogą prostą można otrzymać V i Q w % i w funkcji napełnienia⁴⁾.

³⁾ Wild — Schöberlein Handbuch für die Berechnung Kanälen Leitungen und Durchlässen des Wasserbaues. Wydanie drugie Springer. Berlin 1952.

⁴⁾ Powiększenie V , a przeto i Q , przy zmniejszeniu napełnienia nieco poniżej 100% wydaje się być tylko skutkiem kształtu algebraicznego przytoczonej formuły Kuttera. Badania dość szczegółowe przekrojów okrągłych przeprowadzone w latach 28/29 przez prof. K. Pomianowskiego i niżej podpisanego dowiodły, że tak prędkość, jak i wydatek wzrastają stale w miarę podwyższenia napełnienia i rura wchodziła płynnie pod ciśnienie, nie mając charakterystycznego zagięcia figurującego na wszystkich wykresach opartych na wspomnianej formule. Zjawisko podobne powinno zachodzić i w dalszej części charakterystyki, tj. przy napełnieniach minimalnych. Całość nie ma większego znaczenia praktycznego.

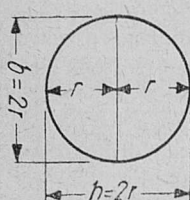
Tablica 1.

Napełnienie		Przekrój czynny	Obwód zwilżony	Promień hydraulicz.	V_1	Q_1
m	%	F w m^2	U w m	$\frac{F}{U}$ w m	w %	w %
3,500 r	100,00	5,4924 r ²	8,8506 r	0,6206 r	100,0	100,0
3,408 r	97,40	5,4428 r ²	8,0238 r	0,6784 r	106,0	105,0
3,316 r	94,74	5,3552 r ²	7,6718 r	0,6980 r	107,9	105,3
3,042 r	86,91	5,1168 r ²	7,1518 r	0,7154 r	109,7	102,2
2,840 r	81,14	4,6388 r ²	6,4910 r	0,7144 r	109,6	92,5
2,583 r	73,83	4,1692 r ²	5,9638 r	0,6990 r	108,0	82,0
2,292 r	65,49	3,6044 r ²	5,3732 r	0,6708 r	105,2	69,0
2,000 r	57,14	3,0233 r ²	4,7883 r	0,6314 r	101,1	55,7
1,70 r	48,57	2,4264 r ²	4,1873 r	0,5795 r	95,6	42,2
1,40 r	40,00	1,8475 r ²	3,5801 r	0,5160 r	88,5	29,8
1,10 r	31,43	1,3054 r ²	2,9601 r	0,4410 r	79,7	19,0
0,80 r	22,86	0,8202 r ²	2,3192 r	0,3537 r	68,6	10,3
0,50 r	14,29	0,4138 r ²	1,6467 r	0,2513 r	54,1	4,1
0,35 r	10,00	0,2479 r ²	1,2941 r	0,1916 r	44,6	2,0
0,20 r	5,71	0,1118 r ²	0,9273 r	0,1206 r	31,7	0,65
0,15 r	4,29	0,0739 r ²	0,7954 r	0,0929 r	26,0	0,35
0,10 r	2,86	0,0409 r ²	0,6435 r	0,0635 r	19,3	0,14
0,05 r	1,43	0,0147 r ²	0,4510 r	0,0326 r	11,3	0,03
0,025 r	0,71	0,0052 r ²	0,3176 r	0,0165 r	6,3	0,006



Rys. 1a

PRZĘKROJE NORMALNE KANAŁÓW ŚCIEKOWYCH WG DIN



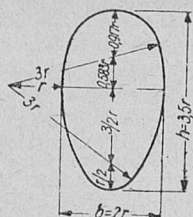
1. Kolo

$$b : h = 2 : 2$$

$$f = 3,142 \cdot r^2$$

$$U = 6,283 \cdot r$$

$$R = 0,500 \cdot r$$



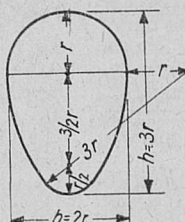
2. Jajko wysokie

$$b : h = 2 : 3,5$$

$$f = 5,492 \cdot r^2$$

$$U = 8,851 \cdot r$$

$$R = 0,621 \cdot r$$



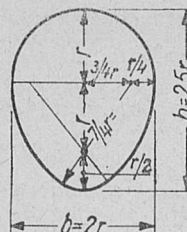
3. Jajko normalne

$$b : h = 2 : 3$$

$$f = 4,594 \cdot r^2$$

$$U = 7,930 \cdot r$$

$$R = 0,579 \cdot r$$



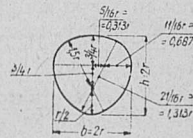
4. Jajko szerokie

$$b : h = 2 : 2,5$$

$$f = 3,823 \cdot r^2$$

$$U = 7,032 \cdot r$$

$$R = 0,544 \cdot r$$

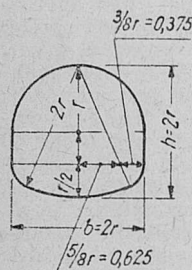


5. Jajko spłaszczone

$$b : h = 2 : 2$$

$$f = 3,097 \cdot r^2$$

$$U = 6,286 \cdot r$$
 $R = 0,493 \cdot r$



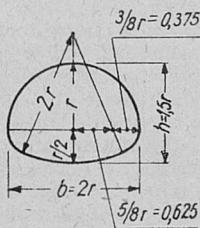
6. Dzwon wysoki

$$b : h = 2 : 2$$

$$f = 3,378 \cdot r^2$$

$$U = 6,603 \cdot r$$

$$R = 0,512 \cdot r$$



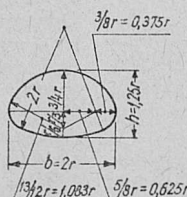
7. Dzwon normalny

$$b : h = 2 : 1,5$$

$$f = 2,378 \cdot r^2$$

$$U = 5,603 \cdot r$$

$$R = 0,424 \cdot r$$



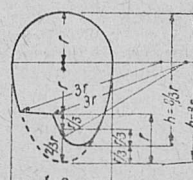
8. Dzwon normalny spłaszczony

$$b : h = 2 : 1,25$$

$$f = 1,937 \cdot r^2$$

$$U = 5,169 \cdot r$$

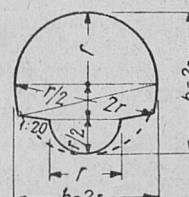
$$R = 0,375 \cdot r$$



9. Jajko normalne z korytem bocznym

$$b : h = 2 : 8/3 = 3 : 4$$

Cały przekrój	Koryto
$f = 3,929 \cdot r^2$	$f = 0,481 \cdot r^2$
$U = 7,578 \cdot r$	$U = 1,801 \cdot r$
$R = 0,518 \cdot r$	$R = 0,267 \cdot r$



10. Kolo z korytem środkowym

$$b : h = 2 : 2$$

Cały przekrój	Koryto
$f = 2,933 \cdot r^2$	$f = 0,393 \cdot r^2$
$U = 6,563 \cdot r$	$U = 1,571 \cdot r$
$R = 0,447 \cdot r$	$R = 0,250 \cdot r$

Korzystając z danych wspomnianego dzieła, obliczyliśmy i przygotowaliśmy rys. 11. Zawiera on porównanie wszystkich cech charakterystycznych strony hydraulicznej przekrojów poprzecznych różnych kształtów dla $R = 1$. Dane ułożone w porządku pól malejących. Przeglądając rys. 11 widzimy, że wydajność jednostronna przekroju czyli v przeciętne, proporcjonalne do R , wzrasta przy napelnieniu całkowitym razem z wysokością kanału w świetle. Na tle tych rozważań staje się zupełnie zrozumiałe wielkie upowszechnienie kanałów jajowych, a szczególnie typu pokazanego szczegółowo na rys. 1a.

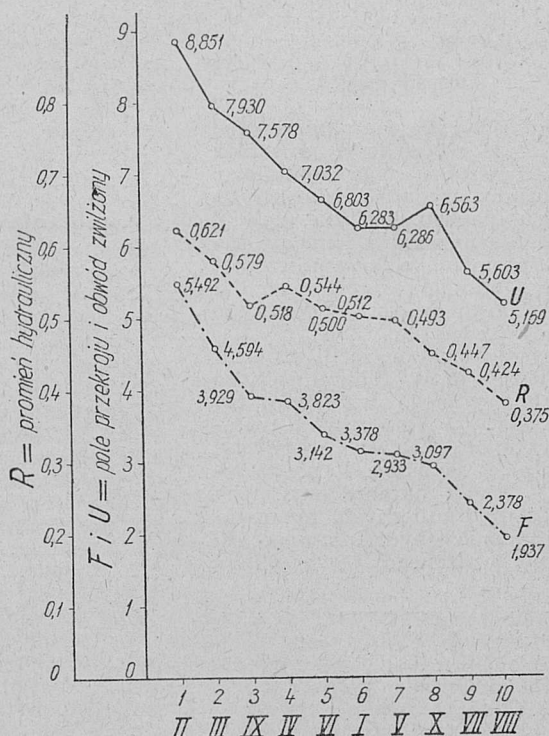
Kanały wspomnianego kształtu mają oprócz tego wiele innych zalet, tak hydraulicznych jak i statycznych, co uznajemy, ale nie będziemy tego rozważali, ponieważ są to sprawy ogólnie znane.

Natomiast chcemy tu zwrócić uwagę na inny fakt charakterystyczny. Kolektory duże o charakterze przeważnie tranzytowych są u nas często budowane zwyczajowo o przekroju gruszkowym, mającym stosunek $h : z = 2,5$. Odpowiada to odwróconemu jajku szerokiemu nr 4.

Gdybyśmy w danym przypadku zastosowali przekrój nr 2, to posilując się równaniem 4 oraz danymi ze wspomnianego rys. obliczylibyśmy zaokrąglając, iż moglibyśmy zastosować przekrój o 10% węższy. Poprzednio podaliśmy, że koszty budowy kanałów większych wykonanych na tej samej głębokości i w analogicznych warunkach hydraulicznych są z grubą brane dość proporcjonalnie do r .

Redukcja r do 90%, przy czym nic się nie zmienia w hydrauliczności kanału, daje w rezultacie około 10% obniżki kosztów budowy. Kolektory większych przekrojów są zwykle zakładane dość głęboko tak, że wysokość maksymalna poziomu ścieków w nich płynących nie gra żadnej roli, a kosztują przeważnie ok. 10 mio zł/km.

Wysmuklając przekrój, możemy uzyskać kilkadziesiąt procent oszczędności, co jest najlepszym dowodem słuszności myśli przewodniej tej pracy. Wydaje się nie ulegać żadnej wątpliwości, że szczegółowe studia nad doбором przekrojów są koniecznością i to bardzo pilną.



Wykres 1. Porównanie wskaźników hydraulicznych kanałów ściekowych typów normalnych wg DIN, obliczonych dla całkowitego napelnienia

Co należałoby zrobić w tym kierunku?

1. Mamy wrażenie, iż w pierwszej linii trzeba by przeprowadzić normalizację przekrojów stosowanych w Polsce na wzór norm niemieckich. Można by po prostu adaptować DIN, przytoczone w dziele Wilda Schöberleina. Nasza praktyka dotychczasowa wykazuje, że ilość typów przyjętych w Niemczech może zaspokoić wszelkie potrzeby krajowe.
2. Ustalić i znormalizować kilka najczęściej spotykanych typów warunków hydrogeologicznych, w których kanały ściekowe bywają budowane.
3. Opracować rozwiązania konstrukcyjne dla każdego typu warunków hydrogeologicznych w materiałach zwykle używanych, tj. cegle i betonie i dla wszystkich głębokości spotykanych praktycznie.
4. Opracować szczegółowo konstrukcje normalnych obiektów specjalnych sieci kanalizacyjnych jak: studzienki ściekowe, czyli wpusty uliczne, studzienki rewizyjne, połączenia, rozgałęzienia, przewietrzniki, zsypy śniegowe, a nawet i przelewy burzowe oraz ich uzbrojenie tak zewnętrzne, jak i wewnętrzne.
5. Opracować szczegółowe warunki techniczne i technologię budowy (prefabrykaty) w rozmaitych założeniach, tj. od pracy wyłącznie ręcznej do kompletnej mechanizacji, która musi być wprowadzona systematycznie w miarę rozwoju odpowiedniego przemysłu krajowego. Wydaje się, że budowa kanałów ściekowych za pomocą tarczy tunelowej opanuje całkowicie tę dziedzinę przynajmniej w zakresie głębokości od 5 m w dół.
Tarcze mogą być tylko okrągłe w przekroju poprzecznym, dlatego typem kanału przyszłości będzie nr 10, tj. koło z kinetą lub bez. Należy zwracać uwagę, że sprawa ta musi być szczególnie dobrze przygotowana, jak każda zmechanizowana produkcja masowa, inaczej błędy elementarne mogą dyskredytować metodę doskonałą, która w ZSRR święci prawdziwe tryumfy.
6. Opracować wytyczne dla projektów ustalających szczegółowo zasady doboru przekrojów wg warunków hydrogeologicznych oraz aktualnych możliwości technicznych.
7. Wreszcie wykonać drukiem w dostatecznej ilości egzemplarzy opracowanie każdego z przytoczonych tu wniosków w miarę ich wykańczania.

Mgr inż. STEFAN MIERZEJEWSKI

Dobór napędów elektrycznych dla urządzeń pompowych

Autor podaje zalety stosowania silników elektrycznych z wirnikiem zwartym, dostosowanych do bezpośredniego załączania do sieci, jako napędu agregatów pompowych, uzasadniając korzyści zarówno ekonomiczne, jak i ruchowe, wynikające ze stosowania silników elektrycznych tego typu, zamiast silników z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem.

Zagadnienie właściwego doboru napędów elektrycznych przeznaczonych dla urządzeń pompowych jest zagadnieniem ważnym zarówno z punktu widzenia racjonalnej gospodarki energetycznej, jak i ze względu na pewność ruchu i sprawność urządzeń pompowych.

Dobór napędów musi być dokonany z uwzględnieniem warunków rozruchu pomp oraz warunków ruchowych, stosownie do harmonogramu pracy agregatu, tj. przy uwzględnieniu ewentualnych przerw w pracy urządzenia.

Dokonanie właściwego doboru napędu wymaga wnikliwego przeanalizowania procesu technologicznego zakładu oraz znajomości warunków pracy i właściwości napędów elektrycznych.

Przy opracowywaniu dokumentacji technicznej w biurach projektów w bardzo wielu przypadkach projektanci urządzeń pompowych przy doborze napędów elektrycznych opierają się na danych zawartych w katalogach pomp, wydanych niejednokrotnie przed kilkoma laty i nie uwzględniających postępu osiągniętego w międzyczasie w budowie i rozwoju typów silników elektrycznych.

Zdajemy sobie doskonale sprawę, jak wielkiego nakładu pracy wymaga realizacja naszych wniosków. Jednakże posiadamy w tym zakresie dość dużo materiałów i sporo doświadczenia. Dane te mamy skoncentrowane przeważnie w kanalizacji warszawskiej, która od kilkudziesięciu lat prowadzi budowę kanałów we własnym zakresie. Sporo doświadczeń i danych zebrała kanalizacja łódzka, szczególnie jeżeli chodzi o sieci przemysłowe. Również posiadamy grono specjalistów, szczególnie w dwu wspomnianych zakładach.

Jak to już podawaliśmy specjaliści z kanalizacji warszawskiej opracowali tak KSNK ze swego zakresu, jak KSNJ. Czyli spora część pracy przygotowawczej do tego o co nam chodzi została już przelana na papier i jest od czego zacząć. Oczywiście, nie możemy spodziewać się tu efektów natychmiastowych i doraźnych. Opracowanie całości zagadnienia w postaci albumowej musi potrwać od 3 do 5 lat i pociągnie za sobą dość znaczne nakłady. Nakładów tych obawiać się nie należy, ponieważ będą one stanowiły tylko nikły odsetek oszczędności, które w taki sposób da się osiągnąć.

Jakie to może dać wyniki dowodzi przykład następujący. Autor niniejszego przeglądał projekt większego kolektora, sporządzony zgodnie ze wszystkimi przepisami formalnymi. Okazało się jednak, że korzystając z doświadczenia kanalizacji warszawskiej można było dać oszczędność wynoszącą około 40% materiałów budowlanych i około 4 mio zł na całości obiektu, długości tylko około 1300 m długości.

Takich wypadków nie kontrolowanych zdarzać się musi wiele w ciągu roku. Oczywiście realizacja naszych zamierzeń może być tylko wtedy osiągalna, jeżeli prace będą miały charakter ciągły i zostaną kierowane przez instytucje wyposażone w odpowiednie środki finansowe.

Instytut Gospodarki Komunalnej byłby predystynowany do takiego celu i sądzimy, że przejmie naszą inicjatywę. Jest rzecz samo przez się zrozumiała, że nasze politechniki powinny w tym bardzo niezbędnym dziele przyjąć udział jak największy.

Biorąc jednak pod uwagę, że opracowanie całości zagadnienia podanego tu jedynie w grubym zarysie może i musi być sprawą dość przewlekłą, sądzimy iż w pierwszej linii i jak najprędzej należy przeprowadzić nasz wniosek 1, tj. normalizację przekrojów poprzecznych kanałów ściekowych, ponieważ jest to sprawa bardzo łatwa jeżeli za podstawę przyjąć gotowe dane niemieckie. Równolegle można wydać już w roku 1955 tłumaczenie dzieła Wilda Schöberleina, które składa się przeważnie z tablic cyfrowych, a cyfry nie wymagają tłumaczenia.

Katalogi urządzeń pompowych zawierają na ogół tylko ogólnikowe dane odnośnie napędów elektrycznych, zupełnie nie wystarczające dla dokonania właściwego doboru napędów elektrycznych.

Moc silników napędowych określa się niejednokrotnie bez przeanalizowania harmonogramu pracy pomp i bez uwzględnienia ewentualnych przerw w ich pracy.

Powoduje to niejednokrotnie przedymensjonowanie napędowych silników elektrycznych, co może niekorzystnie odbić się na energetycznej gospodarce zakładu i pogorszyć współczynnik mocy.

Celem uniknięcia błędów i niedociągnięć, jakie mogą powstać przy opracowywaniu dokumentacji technicznej, na urządzenia pompowe z powodu nieodpowiedniego doboru elektrycznych napędów silnikowych pomp, należy zagadnienie to przedyskutować dokładnie z głównym energetykiem.

Celem odpowiedniego doboru silników napędowych, projektant urządzeń pompowych powinien przeanalizować i dać odpowiedź na następujące pytania:

- 1) jaka jest moc napędowa potrzebna na wale pompy,
- 2) jaka jest ilość obrotów pompy (należy tu uwzględnić spadek obrotów silników asynchronicznych przy obciążeniu),
- 3) jaki charakter ma praca agregatu pompowego — czy jest ona okresowa czy też trwała.

Uwaga: gdy praca agregatu pompowego jest przerywana, należy załączyć wykres pracy agregatu, uwidoczniając na nim ilość cykli w czasie doby, czas ich trwania i wielkość przebiegu obciążenia agregatu.

4) jakiego rodzaju medium ma być przepompowywane (na-leży tu podać ciężar właściwy przepompowywanej cieczy),

5) czy agregat pompowy jest uruchamiany pod obciążeniem, przy pompie zalananej i zaworze otwartym, czy też przy zaworze zamkniętym.

Na podstawie dokładnej odpowiedzi na tego rodzaju ankiety główny energetyk jest w możności dokonania wyboru odpowiednich silników napędowych do pomp.

Należy przy tym zaznaczyć, że niejednokrotnie zarówno projektanci urządzeń pompowych, jak i inwestorzy są niedostatecznie obeznani z rodzajem pracy i rozwojem budowy silników elektrycznych, na skutek czego zdradzają niechęć i nieufność do silników elektrycznych z wirnikiem zwartym.

Silnie zakorzeniony konserwatyzm i nawyk do stosowania silników z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem powoduje, że silnik elektryczny z wirnikiem zwartym nie jest stosowany odpowiednio do swoich zalet.

W wielu przypadkach projektant urządzeń pompowych pod wpływem konserwatyzmu inwestorów daje się nakłonić do przyjęcia przy projektowaniu, jako napędu pompy silnika z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem. Inwestor tego rodzaju silnik zamawia i w ten sposób utrudnia pracę projektanta urządzeń elektrycznych, który chciałby zastosować do napędu agregatu silnik zwarty.

Niechęć i nieufność do stosowania silników elektrycznych z wirnikiem zwartym do napędu agregatów pompowych wynika niejednokrotnie z nieznaności zalet ruchowych tego rodzaju silników elektrycznych.

Nowocześnie wykonane silniki elektryczne z wirnikiem zwartym dają znacznie większą gwarancję bezpieczeństwa ruchu w porównaniu z silnikiem z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem, a to z następujących powodów:

1) Pierścienie silnikowe, szczotki oraz rozrusznik są często przyczyną trudności ruchowych i awarii. Wszystkie te źródła ewentualnych awarii przy silniku elektrycznym z wirnikiem zwartym odpadają.

2) Zarówno rozrusznik, jak pierścienie i szczotki wymagają konserwacji, czyszczenia i stałej opieki, co przy silnikach z wirnikiem zwartym również odpada.

3) Względy ekonomiczne przemawiają również na korzyść stosowania silników z wirnikiem zwartym do napędu urządzeń pompowych, ponieważ silnik elektryczny w wykonaniu z wirnikiem zwartym jest tańszy niż silnik tej samej mocy i tych samych obrotów wykonany z wirnikiem pierścieniowym.

4) Silnik pierścieniowy wymaga do rozruchu specjalnego rozrusznika, którego zakup i zainstalowanie powodują dodatkowe koszty. Natomiast rozruch silników elektrycznych z wirnikiem zwartym odbywa się bez konieczności stosowania jakiegokolwiek dodatkowego urządzenia i następuje przez włączenie go do sieci zwykłym wyłącznikiem.

Należy zaznaczyć, że rozruch silnika elektrycznego z wirnikiem pierścieniowym jest znacznie łagodniejszy niż rozruch silnika zwanego przy bezpośrednim załączeniu takowego do sieci.

Gdy przy rozruchu silnika pierścieniowego za pomocą rozrusznika powstaje około dwukrotne uderzenie prądu w stosunku do prądu znamionowego, uruchomienie silnika zwanego przez włączenie go bezpośrednio do sieci powoduje uderzenie prądu rzędu 5—6-krotnego prądu znamionowego.

Niechęć do stosowania silników zwartych oparta jest niejednokrotnie na obawie przed tak wielkim uderzeniem prądu przy rozruchu.

Obawy jednak tego rodzaju są zupełnie nieuzasadnione, a to z powodów następujących:

1) nowoczesne silniki elektryczne z wirnikiem zwartym budowane są jako dwu- lub wieloklatkowe, co powoduje znaczną redukcję prądu rozruchu i czyni uderzenie prądu rozruchu nieszkodliwym zarówno dla sieci, jak i dla silnika;

2) rozruch agregatów pompowych odbywa się na ogół dość rzadko i jest krótkotrwały, nie może on zatem być szkodli-

wy ze względu na krótkotrwałe i rzadkie uderzenia prądów rozruchu;

3) zastosowanie silników elektrycznych z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem jako napędu do agregatów pompowych utrudnia, a niejednokrotnie uniemożliwia zastosowanie automatyzacji napędów pompowych. Odbija się to w niekorzystny sposób na kosztach eksploatacji pompowni, pociągając za sobą konieczność utrzymywania większego personelu ruchowego.

Przy zastosowaniu silników elektrycznych z wirnikiem zwartym, bezpośrednio włączanych do sieci, automatyzacja napędów pompowych nie napotyka na żadne trudności i może być w szerokim stopniu stosowana.

Należy zaznaczyć, że w przypadkach, gdy ze względów ruchowych i eksploatacyjnych zastosowanie silników elektrycznych z wirnikiem zwartym do bezpośredniego włączenia do sieci nie może być zastosowane, można zastosować załączanie tych silników do sieci za pomocą przełącznika gwiadza — trójkąt. Obniża to uderzenie prądu rozruchu do ok. 2-krotnej wielkości prądu znamionowego, a więc prąd rozruchu w tym przypadku odpowiada uderzeniu prądu przy załączaniu silnika pierścieniowego za pomocą rozrusznika. Należy jednak mieć na uwadze, że w tym przypadku moment rozruchowy silnika spada do ok. 50—60% wartości znamionowej, wobec czego załączanie silników elektrycznych z wirnikiem zwartym za pomocą przełącznika gwiadza—trójkąt można stosować jedynie przy lekkim rozruchu agregatu pompowego i zamkniętej zasuwie.

Stosowanie silników elektrycznych z wirnikiem zwartym, bezpośrednio załączanych do sieci wymaga przeliczenia wielkości transformatora na spadek napięcia w momencie załączania silników do sieci. Należy przy tym uwzględnić współczynnik równoczesności przy załączaniu silników i mieć na uwadze, że spadek napięcia po stronie niskiego napięcia transformatora nie może przekroczyć 15—20% napięcia znamionowego, gdyż w przeciwnym przypadku moment rozruchowy silnika może być niewystarczający do uruchomienia agregatu pompowego i agregat może nie ruszyć.

Przeprowadzenie obliczenia spadku napięcia na zaciskach transformatora w momencie rozruchu silników zwartych jest zatem każdorazowo konieczne.

Zarówno praktyka ruchowa, jak i obliczenie kosztów inwestycyjnych urządzenia wykazuje, że zastosowanie silników elektrycznych z wirnikiem zwartym bezpośrednio załączanych do sieci w porównaniu z kosztami inwestycji przy zastosowaniu silników elektrycznych z wirnikiem pierścieniowym i rozrusznikiem, opłaca się nawet wówczas, gdy obliczenie spadku napięcia na zaciskach transformatora wykaże konieczność zwiększenia typu transformatora.

Reasumując należy stwierdzić:

1) że silniki elektryczne z wirnikiem zwartym, dostosowane do bezpośredniego załączania do sieci elektrycznej przez wykonanie wirnika jako dwu- lub wieloklatkowego, są najlepszym środkiem napędowym dla agregatów pompowych, zasilanych z własnego transformatora zakładu.

2) Zastosowanie silników zwartych, bezpośrednio włączanych do sieci jest jednym z podstawowych warunków umożliwiających szerokie zastosowanie automatyzacji ruchu agregatów pompowych.

3) Tak względy ruchowe, jak i ekonomiczne przemawiają za jak najszerszym stosowaniem silników elektrycznych z wirnikiem zwartym do napędów pompowych.

Jedynie w tych przypadkach, gdy ze względu na ogólną gospodarkę energetyczną Zakładu należy dążyć do obniżenia i możliwości regulacji współczynnika mocy, należy rozważyć i przeanalizować celowość zastosowania silników synchronicznych do napędu większych agregatów pompowych.

Na ogół należy unikać stosowania silników elektrycznych asynchronicznych z wirnikami pierścieniowymi i rozrusznikami, jako mniej pewnych w ruchu, droższych i wymagających większej konserwacji i bardziej wykwalifikowanej obsługi niż silniki asynchroniczne z wirnikiem zwartym.

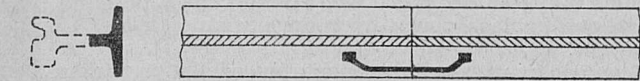
Książka techniczna ułatwia poznanie i zastosowanie nowej techniki,

umożliwia skuteczne posługiwanie się nową techniką

Mgr inż. JERZY KŁOSSOWSKI

Sposoby zmniejszenia natężenia prądów błędnych stosowane w Bukareszcie

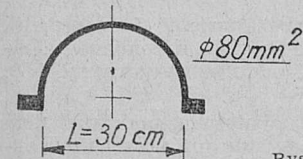
Podstawowym czynnikiem wpływającym na zmniejszenie wpływu prądu z szyn do gruntu jest jak najlepszy kontakt szyn na stykach. W tym celu zdecydowano wszystkie połączenia szyn wykonywać spawane. Jednakże nie wszystkie styki są i mogą być spawane. Przy stykach niespawanych zastosowano połączenia obu szyn przy pomocy drutu miedzianego jak na rys. 1.



Rys. 1 — Połączenie szyn tramwajowych niespawanych prętem miedzianym

Do połączenia jest wykorzystany stary drut jezdny. Przekrój tego drutu wynosi 70—75 mm². Przekrój ten jest zgodny z wielkościami podawanymi w literaturze radzieckiej, która go określa na 70 mm².

Na podstawie doświadczeń ITB stwierdziło, że na skutek sztywności drutu i wstrząsów szyn następuje często pogorszenie się kontaktu, a nawet oderwanie drutu. Obecnie zastąpiono drut jezdny kawałkiem kabla izolowanego o ϕ 80 mm², długości $L = 30$ cm, z zawartością około 70—80 drutów. Połączenie takie (rys. 2) okazało się krótsze, elastyczniejsze. Na stopce szyny znajdują się przyspawane ucha, do których następnie przyspawuje się końce kabla.



Rys. 2 — Kabel izolowany do łączenia szyn

Wielkości oporów kształtują się następująco:
a) opór samego kabla = 0,6 do 0,8 m szyny
b) opór jednego połączenia (ucho) = 0,5 m szyny
c) opór połączenia miedzi (kabla) z uchem = 1,5 m szyny
Razem więc opór połączenia wynosi $0,6 + 2 \times 0,5 + 1,5 = 3,1$ m szyny. W łącznym oporze przyspawanie ucha wynosi około 16%. W łącznym oporze przyspawanie kabla wynosi około 50%.

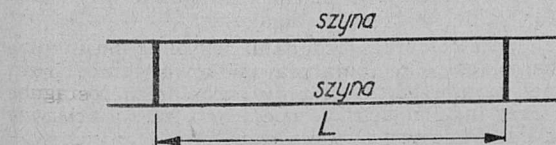
Stąd wniosek, że należy dążyć do maksymalnego zmniejszenia oporu spawania kabla z szyną. Długość spawu winna wynosić co najmniej 5 cm. Na odcinkach o dużym ruchu tramwajowym połączenia kablem wykonuje się dwustronnie (dla zabezpieczenia przzerwania się kontaktu).

Obie szyny tramwajowe są łączone z sobą starym drutem jezdnym

- a) przy szynach o złączach spawanych co 300 m
- b) „ „ „ niespawanych „ 150 m (rys. 3)

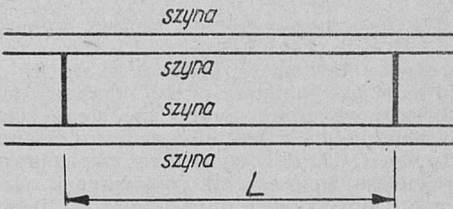
Oba tory tramwajowe są łączone z sobą starym drutem jezdnym

- a) przy szynach o złączach spawanych co 600 m
- b) „ „ „ niespawanych „ 300 m (rys. 4)

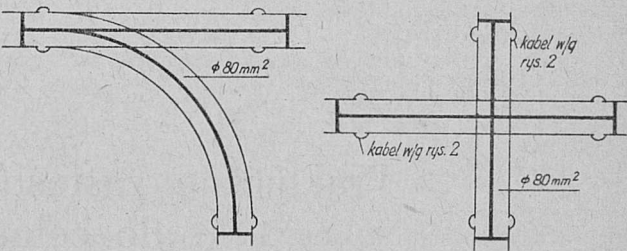


Rys. 3 — Poprzeczne połączenia szyn

Na rozjazdach i skrzyżowaniach są zastosowane dodatkowe zabezpieczenia przez połączenia drutem jezdnym wg rysunku 5.

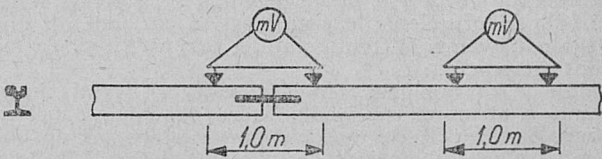


Rys. 4 — Poprzeczne połączenia torów



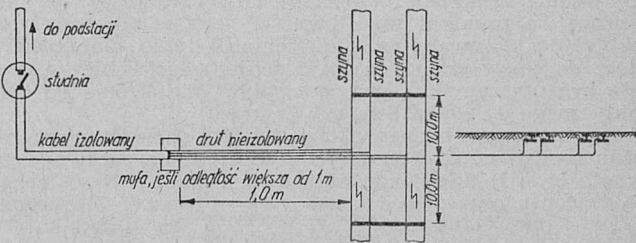
Rys. 5 — Połączenia szyn tramwajowych na rozjazdach i skrzyżowaniach

Wykonanie złączy jak i przewodności szyn są sprawdzane okresowo, gdy wartość spadku napięcia na 1 km jest większa od 1 V. Opór złączy mierzy się przez porównanie oporności na odległości 1 m na ciągłej szynie, a następnie na złączu. Jeśli opór złącza wynosi więcej niż 3 m szyny, złącze wykonuje się jeszcze raz (rys. 6).



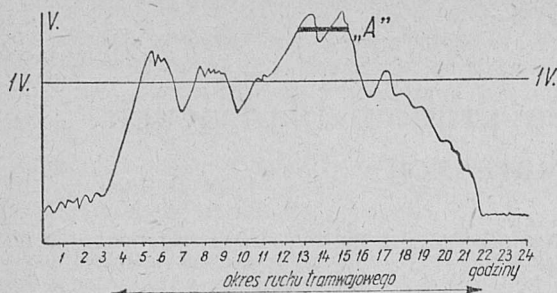
Rys. 6 — Schemat pomiarów oporu złącza

Prąd z szyn wraca do podstacji specjalnymi kablami (kable powrotne). Schemat połączenia szyn z kablem powrotnym pokazano na rys. 7.



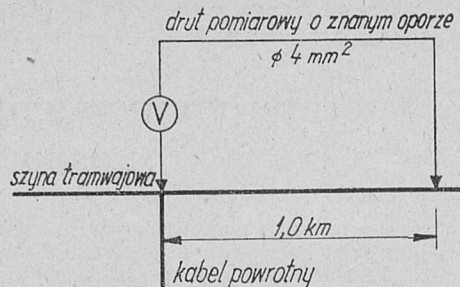
Rys. 7 — Połączenie szyn z kablem powrotnym

Kontrola kabli powrotnych jest przeprowadzana 2 razy rocznie. Wg przepisów w ITB max. obciążenie w jednej szynie nie może być 30 A. Przy normalnej linii dwutorowej wynosi to 240 A. Przy skrzyżowaniach nieco więcej. Każdy kabel ma separator przy podstacji i przy połączeniu z szynami (dla łatwego sprawdzania kabla). Na każdym kablu powrotnym jest zainstalowany amperomierz. Odczyty są robione systematycznie co 30 minut i według nich następuje orientacja, czy kabel jest w porządku.



Rys. 8 — Dobowy wykres napięcia V/1km

W Bukareszcie obowiązuje przepis, że na 1 km spadek napięcia ΔV musi być mniejszy od 1 V. Pomiary przyłączeni z kablami powrotnymi wykonuje się 2 razy rocznie (wiosna i jesień, kiedy wilgotność gruntu jest największa). Jeśli rys. 8 przedstawia dobowy wykres napięcia na 1 km, to miarodajną wielkością jest wielkość średnia z okresu ruchu tramwajowego. Odczyty wykonuje 2 ludzi co 5 sek. Odczyty powinny być robione przez cały okres ruchu tramwajowego. ITB uprościło sobie sprawę robiąc pomiary przez 15 minut w okresie największego natężenia ruchu „A” i jeśli



Rys. 9 — Schemat pomiaru wielkości napięcia na 1 km

średnia z tych 15 minut jest mniejsza od 1 V/1 km, to istnieje duże prawdopodobieństwo, że rzeczywista średnia będzie również mniejsza od 1 V/1 km. Pomiary wykonuje się przy wszystkich kablach powrotnych dwustronnie (w obu kierunkach) rys. 9.

W wypadku uzyskania z pomiarów wielkości większej od 1 V/1 km, następuje sprawdzenie wszystkich połączeń na szynach. Jeśli połączenia są odpowiednie, świadczy to wtedy o zbyt dużym zakresie działania danego kabla powrotnego i następuje budowa nowego kabla powrotnego.

Mgr inż. JANUSZ WAGNER

Praktyczne zastosowanie obiegów wstecz do celów grzeijnych

Zgodnie z powszechnie przyjętą nomenklaturą obiegiem nazywa się szereg zmian następujących po sobie, w wyniku których czynnik termodynamiczny wykona i pobierze pewną pracę, jak również będzie mu dostarczone i odebrane ciepło z tym jednak końcowym rezultatem, że czynnik powróci do punktu wyjściowego.

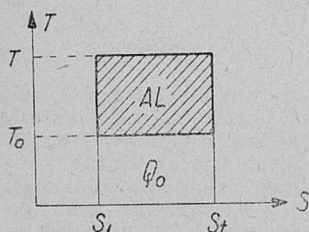
Rozróżniane są obiegi w przód, tj. takie, przy których ciepło czerpane jest z górnego źródła, a oddawane w dolnym, przy czym zyskuje się pewną pracę dodatnią oraz obiegi wstecz, gdy źródło poboru ciepła leży na niższym poziomie niż miejsce jego oddawania. W tym ostatnim przypadku praca musi być dostarczona.

Istnieje duża analogia między powyżej wymienionymi obiegami a strumieniem wody, która opadając z poziomu wyższego na niższy może wykonać pewną pracę, jak np. obrót koła młyńskiego lub turbiny, w przeciwnych zaś okolicznościach, tj. w potrzebie podniesienia wody na poziom wyższy, np. z rzeki do wieży ciśnieniowej, wymaga wkładu pracy na napęd pompy.

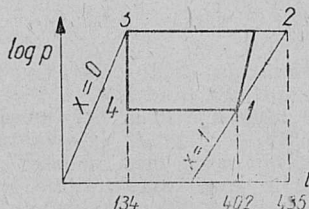
Stąd też bierze niewątpliwie początek spotykana w publikacjach nazwa „pompy ciepłnej” na oznaczenie obiegów wstecz stosowanych w ogrzewnictwie.

Określenie to posiada bezspornie zaletę krótkości i pewnej logicznej dla praktyki sugestyjności, jest jednak teoretycznie błędnie stosowane w odniesieniu li tylko dla obiegów wstecz do celów grzeijnych, gdyż ściślej każdy obieg wstecz może być uważany za „pompe ciepłą” niezależnie od celu praktycznego, tj. chłodzenia czy grzania.

Aby stosowanie takiego obiegu łatwiej sobie uprzytomnić można rozpatrzyć praktycznie klasyczny obieg porównawczy Carnota (rys. 1) składający się z dwóch adiabat $S_1 = \text{const.}$ i $S_2 = \text{const.}$ oraz dwóch izoterm $T_0 = \text{const.}$ i $T = \text{const.}$



Rys. 1



Rys. 2

Przy pobieraniu ciepła w temperaturze T i oddawaniu w temperaturze T_0 uzyskuje się pracę AL , natomiast pobierając ciepło na dolnym poziomie i oddając na górnym — tę samą pracę należy dostarczyć.

Obiegi wstecz, stosowane w ogrzewnictwie, pod względem termodynamicznym są bardziej korzystne niż przy chłodziarkach, co ilustruje poniższe rozważanie:

Wydajność chłodzenia

$$\varepsilon = \frac{Q_0}{AL} = \frac{T_0 (S_2 - S_1)}{(T - T_0) (S_2 - S_1)} = \frac{T_0}{T - T_0}$$

natomiast
wydajność grzania

$$\varepsilon' = \frac{Q_0 + AL}{AL} = \frac{T_0 (S_2 - S_1) + (T - T_0) (S_2 - S_1)}{(T - T_0) (S_2 - S_1)} = \frac{T}{T - T_0}$$

ponieważ zaś $T > T_0$ więc i $\varepsilon' > \varepsilon$

Biorąc przykładowo rzeczywisty obieg wstecz dla amoniaku, który paruje przy $t_0 = 0^\circ\text{C}$ i skraplany jest przy $t = 30^\circ\text{C}$ odnośne wskaźniki wynosić będą, zgodnie z cyframi wykresu i — log p (Rys. 2)

$$\varepsilon = \frac{i_1 - i_4}{i_2 - i_1} = \frac{402 - 134}{435 - 402} = \frac{268}{33} = 8,2$$

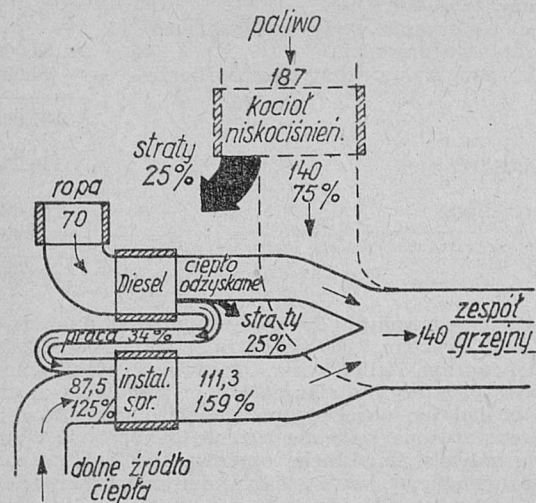
$$\varepsilon' = \frac{i_2 - i_3}{i_2 - i_1} = \frac{435 - 134}{435 - 402} = \frac{301}{33} = 9,2$$

a więc przy grzaniu efekt gospodarczy jest o przeszło 11% wyższy niż przy chłodzeniu.

Stojąc wyłącznie na gruncie teoretycznym wydawać by się mogło, że obiegi wstecz mogą liczyć na duże rozpowszechnienie jako źródło ciepła — że tak nie jest wynika z wysokości temperatur, jakie tą drogą można osiągnąć.

W instalacji parowej pracującej jako zespół jednostopniowy najwyższa osiągalna temperatura użytkowa (temperatura wody ogrzanej parami czynnika przy skraplaniu) nie przekracza 40°C . Przy instalacjach absorpcyjnych można osiągnąć do 60°C , lecz instalacje te pracują z dużo niższą w tych warunkach wydajnością grzania (resp. chłodzenia) niż sprężarkowe.

RVS. 4



Rys. 5

Według Potiera instalacja ogrzewnicza, wyposażona w silnik Diesla jako źródło siły napędowej sprężarki obiegu wstecz, posiada w porównaniu z innymi systemami ogrzewania niewspółmiernie wyższą sprawność (rys. 5).

Oczywiste jest, że wysoka sprawność (2 w stosunku do 0,75) jest uzyskana dzięki pobraniu dodatkowego ciepła ze źródła zewnętrznego, jakim może być powietrze, woda lub ziemia,

System instalacji grzewczej	Jednostki ciepła		Współczynnik sprawn.
	Doprow. w paliwie	Uzyskane efektywnie	
Kocioł niskociśnieniowy	187	140	140:187=0,75
Kocioł wysokociśnieniowy zasilający turbinę reakcyjną napędzającą instalację sprężarkową obiegu wstecz	100	140	140:100=1,40
Silnik Diesla i instalacja sprężarkowa	70	140	140:70=2,0

co w kalkulacji ekonomicznej jest pomijane jako źródło bezpłatne i niewyczerpane.

Powyżej zawarte uwagi mają na celu pewną popularyzację zagadnienia zastosowania obiegów wstecz do celów grzewczych, aczkolwiek metoda ta nie ma i mieć nie może pretensji do zajęcia przodującego miejsca w naszych zagadnieniach energetycznych. Nie jest jednak wykluczone, że w szeregu wypadków może być ona pomocna w ogólnokrajowej walce z marnotrawstwem opału, tym bardziej, że ogrzewanie pomieszczeń daleko nie jest jedynym terenem zastosowania tych obiegów.

L I T E R A T U R A

1. Refrigerating Engineering, 1947.
2. Revue generale du froid 1953.
3. Pompes à chaleur. Publikacje Escher 8. Wyss, 1948.
4. Heat Pumps — P. Sporn, N. York, 1947.

Mgr STANISŁAW PERKOWSKI

Biuro Projektów Budownictwa Komunalnego
w Łodzi
Pracownia Badania Wody i Ścieków

Z badań nad ściekami m. Łodzi

Problemem oczyszczania ścieków łódzkich zajęto się dopiero po wojnie. Rząd Polski Ludowej przywiązuje, jak wiadomo, ogromną wagę do spraw związanych z higieną miast i osiedli, nie więc dziwnego, że sprawa odprowadzenia i oczyszczania ścieków jest u nas stale szeroko badana i dyskutowana. Prawidłowe rozwiązanie tych problemów związane jest jednak w poszczególnych przypadkach z całym szeregiem wstępnych studiów i badań, które wymagają stosunkowo długiego okresu czasu. Poważną trudnością na tej drodze było również duże zacofanie, jakie pozostało nam na tym polu z okresu przedwojennego, kiedy to sprawami oczyszczania ścieków zajmowała się tylko bardzo niewielka grupka ludzi (dosłownie kilku fachowców), nie mając zresztą u nas w tym czasie większego pola do popisu. Ten brak fachowców sprawił, że po odzyskaniu niepodległości trzeba było zacząć pracę od podstaw, między innymi należało powiększyć i szkolić kadry, którym można by powierzyć obszerne i trudne zagadnienia związane z uporządkowaniem spraw oczyszczania i spuszczenia ścieków do rzek.

Organizatorzy powstającego w roku 1951 w Łodzi Biura Studiów i Projektów Budownictwa Komunalnego mając na uwadze konieczność opracowania w przyszłości projektu stacji oczyszczania ścieków dla Łodzi, pomyśleli również od razu o utworzeniu laboratorium badawczego, które by przez

szczegółowe studia przygotowało potrzebne materiały dla przyszłych projektantów. Aczkolwiek zorganizowanie takiego laboratorium napotkało na szereg trudności, to jednak dzięki konsekwentnej polityce dyrekcji biura i energicznym zabiegom kierownictwa laboratorium, placówka ta została ostatecznie zorganizowana i należyście wyposażona. Pracownia zajęła się początkowo przede wszystkim studiami ścieków m. Łodzi, jednakże oprócz tego w dalszej swej działalności prowadzi ona liczne badania zarówno ścieków innych miast województwa, jak również ścieków przemysłowych w związku z projektami ich oczyszczania. Badania te prowadzone są przede wszystkim pod kątem przydatności ich dla projektanta, ustalenia i dostarczenia mu wszystkich danych, jakie są potrzebne dla dokonania wyboru systemu oczyszczania i opracowania projektu, dlatego w badaniach tych położono duży nacisk na różnego rodzaju badania technologiczne.

Ta krótka dygresja od tematu zapowiedzianego tytułem niech będzie usprawiedliwiona tym, że prawdopodobnie nazwa instytucji pod nazwiskiem autora mogłaby być może dla niektórych czytelników, wydać się, nieodpowiednią legitymacją do zajmowania się tym tematem.

Systematyczne badania ścieków m. Łodzi rozpoczęło laboratorium od stycznia 1952 roku, wykonując na przestrzeni

Tablica 1.

Skład ścieków m. Łodzi z kolektora na Lublinku

Miejsce pobrania próby	Od-czyn pH	Sucha pozosta-łość mg/l	Substanc. organiczne i lotne mg/l	Zawiesiny mg/l	Zawiesiny organiczne mg/l	Chlorki mg/l Cl	Utlenialność mg/l O ₂	Azot ogólny mg/l N	BZT ₅ mg/l O ₂	Osad w % objętości po 120 m.	Zasado-wość mg/l CaCO ₃
Kanał na Lublinku	8,0	2119	587	306	254	300	660	40,3	—	1,8	400
" " "	8,0	3108	527	222	125	370	240	—	566	2,4	285
" " "	8,0	2131	583	299	187	160	300	—	581	0,9	445
" " "	8,0	2799	687	491	395	420	450	—	526	1,0	310
" " "	8,0	2544	531	304	239	300	420	—	456	3,5	220
" " "	8,0	2151	588	574	274	40	420	—	511	1,8	400
" " "	8,0	1787	354	203	114	30	660	—	811	0,5	370
Średnio	8,0	2377	551	343	227	231	450	40,3	575	1,7	346

Tablica 2. Klasyfikacja ścieków miejskich wg stopnia koncentracji

Wskaźniki	Silna koncentracja	Średnia koncentracja	Słaba koncentracja
Zawiesina mg/l	1000—590	500	330—250
Azot ogólny mg/l N	170 —100	85	57—42
Chlorki mg/l Cl	180 —100	90	60—45
Utlenialność mg/l O ₂	140 — 82	70	46—35
BZT ₅ mg/l O ₂	1000—590	500	330—250
Objętość osadu po 2 godz. w %	2,8 —1,6	1,4	0,9—0,7

tylko jednego roku ponad 1600 analiz z prób pobieranych w różnych porach dnia i z różnych miejsc. Najbardziej interesującym nas w obecnym temacie jest skład ścieków z kolektora na Lublinku w miejscu odprowadzenia ścieków do rzeki Ner.

Wyniki analiz tych ścieków pokazały, że skład ścieków łódzkich jest wysoce specyficzny i odbiegający od typowego składu ścieków miejskich.

Dla ilustracji przytaczamy wyniki z kilku analiz wykonanych na przestrzeni roku 1952 (tab. 1).

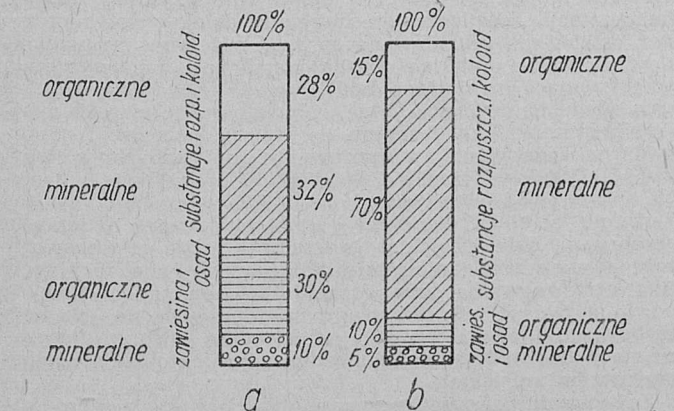
Ścieki miejskie charakteryzuje się zazwyczaj ogólnie, ze względu na zawartość w nich zawiesziny, azotu, chlorków oraz na utlenialność i BZT₅, na ścieki o silnej, średniej lub słabej koncentracji.

A. N. Marziejew (1) w podręczniku „Komunalna Giełna” podaje następujące wielkości tych wskaźników, na podstawie których powinno się zaliczyć ścieki do jednej z tych grup (tab. 2).

Porównując te dane ze średnimi wartościami charakterystycznymi dla ścieków łódzkich i chcąc na ich podstawie zakwalifikować te ścieki do jednej z podanych grup natrafiamy na trudności. Ścieki te bowiem, jeśli bierzemy pod uwagę zawiesinę czy BZT₅, należałoby zaliczyć do ścieków o średniej koncentracji, natomiast biorąc pod uwagę chlorki lub utlenialność — do ścieków o bardzo silnej koncentracji. Na podstawie objętości osadu ścieków tych nie można zaliczyć do żadnej określonej grupy, ponieważ wskaźnik ten ulega tak szerokim wahaniom, że raz odpowiada ściekom silnej koncentracji, innym razem średniej lub słabej.

Dla szczegółowszego porównania i stwierdzenia różnic, jakie zachodzą pomiędzy składem ścieków Łodzi a przyjmowanym za typowy składem ścieków miejskich, podajemy w graficznym ujęciu stosunek zanieczyszczeń organicznych i mineralnych, jaki występuje w typowych ściekach miejskich (wg Z. M. Szyszkina) (2) oraz w ściekach łódzkich (rys. 1).

Jak widać, ścieki łódzkie charakteryzują się znacznie mniejszą zawartością substancji organicznych i to zarówno w zawieszinie, jak i substancjach rozpuszczonych i mineralnych, w porównaniu do typowych ścieków miejskich. Ogólna ilość zawiesziny jest mniejsza w ściekach łódzkich, bo wynosi tylko 15% wobec 40% w ściekach typowych. Największą część przypada tu na rozpuszczone substancje mineralne, bo ca 70%. Nie trudno wyjaśnić, że powodem tak zmienionego składu jest to, że poważną część w ogólnym bilansie odpływających z Łodzi ścieków są to ścieki przemysłowe. Ustalenie ilościowego stosunku między ściekami gospodarczymi a prze-



Rys. 1 — Charakterystyka zanieczyszczeń, a — ścieki gospodarcze, b — ścieki łódzkie

Tablica 3. Zawartość chlorków i utlenialność ścieków Łodzi oznaczana w różnych godzinach

Godziny oznaczania								
2—4	4—6	6—8	8—10	10—12	12—14	14—16	16—18	18—20
Zawartość chlorków w mg/l Cl								
40	130	280	210	30	210	55	50	30
35	45	70	40	40	30	40	60	100
utlenialność w mg/l O ₂								
180	400	300	390	280	750	460	520	580
640	460	330	400	280	440	280	200	660
160	130	640	195	500	280	—	220	160

mysłowymi napotyka na pewne trudności ze względu na nie- możliwość uzyskania w tej chwili ścisłych danych o ilości od- prowadzanych przez wszystkie zakłady ścieków przemysłow- ych.

Z punktu widzenia możliwości oczyszczania tych ścieków ważne jest jednak to, że pomimo stosunkowo niewielkiej zawartości substancji organicznych, ścieki łatwo zagniwają, nie ma więc zasadniczo obawy, aby procesy biologiczne na stacji oczyszczania mogły być zahamowane. Należy się zresztą liczyć i z tym, że skład ścieków łódzkich ulegnie jeszcze zmia- nie w kierunku większego ich upodobnienia do ścieków gos- podarczych, a to w miarę przyłączania do ogólnej sieci ka- nalizacyjnej nowych ulic i dzielnic, które dotychczas nie by- ły skanalizowane.

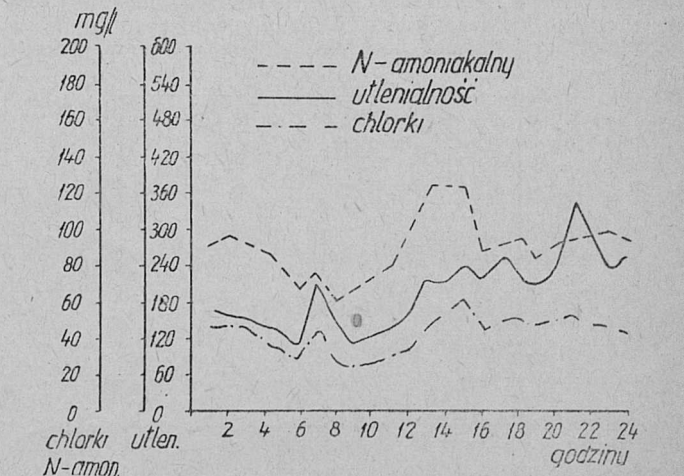
Skład ścieków miejskich ulega w ciągu dnia, jak wiado- mo, pewnym wahaniom. Obserwujemy tu pewną regular- ność dobową, wynikającą na skutek tego, że w ściekach tych zanieczyszczenia są wynikiem działalności życiowej człowie- ka. Ponieważ ogólny tryb życia dla jednego miasta na ogół nie ulega zmianie, więc występowanie ilości zanieczyszczeń w ściekach w zależności od pory dnia podlega pewnej regu- larności.

Wahania w ilości niektórych składników występujące w ściekach miejskich ilustrują krzywe podane na rysunku 2.

Jak widać, najmniejsze stężenie zanieczyszczeń przypada na godziny nocne, największe zaś w godzinach rannych i wie- czornych. Prócz tego stwierdzono, że w porze zimowej kon- centracja ścieków jest ogólnie wyższa niż latem ze względu na to, że zimą spada przeciętna zużycia wody na mieszk- kańca.

Dla ścieków Łodzi nie udaje się uchwycić tej regularności. Podana w tablicy ilość chlorków i wartość utlenialności oznaczana w różnych godzinach świadczy o tym wyraźnie (tab. 3).

Ten brak występowania normalnie dającej się uchwycić dla miejskich ścieków regularności należy również położyć na karb dużej procentowej zawartości ścieków przemysłow- ych, których wpuszczana ilość i skład mogą być bardzo zmienne nawet biorąc pod uwagę jeden i ten sam zakład. Dla ilustracji podamy, jakim zmianom w ciągu doby uległy wartości pH i zasadowości w ścieku jednego z większych zakładów przemysłowych w Łodzi (tab. 4).



Rys. 2 — Wahania składu ścieków miejskich w zależności od pory dnia

Tablica 4. Zmiany w wartościach pH i zasadowości w ścieku fabrycznym

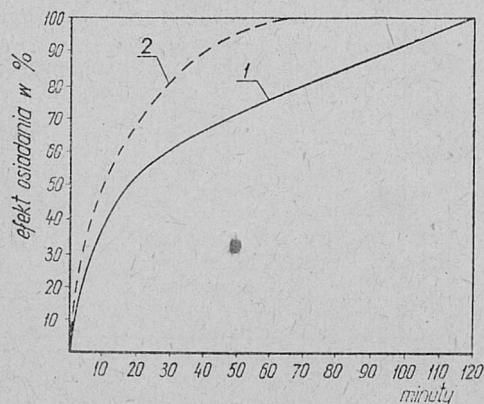
Godziny oznaczenia	Reakcja pH	Zasadowość mg/l CaCO_3	Kwasowość mg/l CaCO_3
1	2	3	4
10	2	—	1345
11	4	—	550
12	8	126	—
13	10	510	—
14	4	—	275
15	2	—	1390
16	3	—	605
17	7	100	—
18	4	—	385
19	5	—	335
20	10	485	—
21	5	—	263
22	4	—	555
23	3	—	665
24	4	—	550
1	4	—	135
2	10	745	—
3	10	1000	—
4	10	970	—
5	8	1080	—
6	3	—	650
7	3	—	480
8	10	476	—
9	10	475	—

Odchylenia od wartości typowych dla ścieków miejskich spotykamy również odnośnie wskaźników własności fizycznych. Tak np. temperatura ścieków jest dla ścieków łódzkich wyższa niż to ma miejsce dla typowych ścieków miejskich. W typowych ściekach miejskich temperatura ścieków jest wyraźnie zależna od temperatury powietrza, wahając się w granicach od $+9^\circ$ do $+12^\circ$ w okresie zimowym do $+18^\circ$ — $+21^\circ$ w okresach letnich. Temperatura ścieków łódzkich nawet w okresie zimowym nie spadała na ogół poniżej 15° , a w okresie letnim utrzymywała się w granicach $+20^\circ$ do $+21^\circ$.

Również jeżeli chodzi o odczyn ścieków łódzkich, to nie jest on charakterystyczny dla ścieków gospodarczych. Wartość pH dla ścieków gospodarczych waha się w granicach 7,2 — 7,4, tymczasem ścieki łódzkie wykazują normalnie pH około 8 i wyżej.

Wszystko to wskazuje nam, że ścieków łódzkich nie można w żadnym przypadku traktować jako typowe ścieki miejskie.

Jedną z ważniejszych własności ścieków mających znaczenie dla projektowania wielkości odstożników jest zdolność do opadania zawieszin. W laboratoryjnym badaniu szybkość opadania zawiesziny oznacza się w tak zwanym leju Imhoffa, określając w cm^3 objętość osadu opadającego w różnym czasie, np. w przeciągu 5, 10, 15, 30, 60 i 120 minut. Im więcej w ściekach substancji nierozpuszczonych i im większy ich ciężar właściwy, tym intensywniej przebiega osiadanie i tym szybciej ono dobiega końca. Ilość wypadającego osadu w określonych odstępach czasu wyraża się często w procen-



Rys. 3 — Krzywe osiadania: 1 — typowych ścieków gospodarczych, 2 — ścieków łódzkich

tach od objętości osadu, którą uzyskuje się po 120 minutach odstawiania, ponieważ w ściekach gospodarczych proces osadzania praktycznie w tym okresie zostaje zakończony.

Typowe dla gospodarczych ścieków krzywe osadzania się zawiesziny oraz odpowiednie krzywe dla ścieków łódzkich przedstawione są na wykresie (rys. 3).

Jak widać, szybkość opadania zawiesziny dla ścieków łódzkich jest korzystniejsza niż to bywa na ogół dla ścieków miejskich. Nawet w przypadkach małej ilości opadającego osadu ($0,5$ — $1,5 \text{ cm}^3/\text{l}$) ilość osadu liczona w procentach od ilości osadu opadającego po 120 minutach wziętej jako 100% , wynosi już przeważnie 100% po upływie 60 minut, podczas gdy analogiczna wartość dla typowych ścieków miejskich wynosi w tym czasie dopiero 70% . Ta zwiększona szybkość opadania jest też spowodowana prawdopodobnie zawartością ścieków przemysłowych, bogatych w różne sole mineralne, powodujące częściową koagulację osadu, który zbija się w większe kłaczkę i osiada szybciej.

Charakterystyka ścieków łódzkich oparta jedynie na analizie próbek pobieranych z kolektora na Lublinku nie wyczerpuje jeszcze zagadnienia składu ścieków Łodzi, ponieważ nie stanowią one wszystkich odpływających z Łodzi ścieków. Pewna ich część (głównie dotyczy to ścieków przemysłowych) jest bowiem odprowadzana, z pominięciem obecnej miejskiej kanalizacji, do rzeki Jasien (z dzielnicy południowych miasta), względnie do rzek Łódki i Bałutki (z dzielnicy północnych).

Badania wódv z tych rzek wskazują na bardzo silne ich zanieczyszczenie, a sądząc ze zmienności składu i rodzaju zanieczyszczeń, główną rolę odgrywają w nich ścieki przemysłowe. Skład wódv w tych rzekach jest tak dalece zmienny i przypadkowy, że w różnych okresach czasu, w których pobierano równoległe próby z Bałutki w dwóch różnych punktach, występowało silniejsze zanieczyszczenie raz w punkcie wyżej położonym, drugim razem w niższym punkcie jej biegu. Stopień tego zanieczyszczenia był również bardzo rozmaity, od średniego (ilość suchej substancji ca 600 mg/l) do bardzo silnego (ilość suchej substancji 1700 mg/l). Temperatura wody w Bałutce w górnym punkcie, w którym pobierano próby, wynosiła $+30^\circ$ przy temperaturze powietrza $+4^\circ$. Bardzo zmienna była również reakcja. Notowano pH 4, jak również pH 10. W składzie wódv z tych rzek daje się również zauważyć stale znaczną przewagę substancji mineralnych nad organicznymi (4- do 6-krotnej). Ilość chlorków bardzo rozmaita od 100 mg/l Cl do 2000 mg/l Cl , w poszczególnych jednak przypadkach nawet 8600 mg/l Cl . Nieco mniejsze wahania wykazują próby z rzeki Łódki, poza tym charakteryzuje je na ogół wysokie pH (8 — 10) i podwyższona temperatura w stosunku do temperatury powietrza.

Zmienność składu, podwyższona temperatura ścieków, występujące niskie i wysokie pH, znaczna przewaga substancji nieorganicznych — wszystko to świadczy o tym, że do rzeczek tych wpuszczane są znaczne ilości mocno zanieczyszczonych przemysłowych wódv ściekowych. W jakim stopniu domieszka tych ścieków do ścieków ogólnej kanalizacji wpłynie jeszcze na skład ścieków łódzkich, trudno jest przewidzieć; pewne jest jednak, że ich charakter pozostanie specyficzny, odbiegający znacznie od składu typowych ścieków miejskich i w związku z tym oczyszczanie tych ścieków będzie musiało być rozwiązane również w sposób specyficzny i oryginalny. Dla należytego opracowania tego zagadnienia powinna powstać na Lublinku stacja doświadczalna, na której można by sprawdzić i przebadać przydatność różnych metod oczyszczania oraz ustalić ich warunki optymalne. Przedtem jednak, zanim stacja doświadczalna zaczęłaby działać, powinna zostać ostatecznie uregulowana sprawa tych ścieków przemysłowych, które omijając obecną kanalizację zanieczyszczają przepływające przez teren Łodzi rzeczki oraz ścieków, które ze względu na swój charakter wpływają szkodliwie na miejskie urządzenia kanalizacyjne, do których obecnie są odprowadzane. Załatwianie tych spraw jest już częściowo w toku, szereg zakładów przystąpił bowiem do uregulowania u siebie sprawy wódv odpływowych zgodnie z wymaganiami ustawowymi, a biura projektów odnośnych branż przemysłu opracowują dalej projekty oczyszczalni, które by zapewniły ochronę rzek względnie miejskich urządzeń kanalizacyjnych. Akcja unormowania odprowadzenia ścieków przemysłowych powinna być w interesie ogólnym doprowadzona jak najszybciej do końca, co stworzy odpowiednie warunki dla pracy stacji doświadczalnej i umożliwi zaprojektowanie ogólnej oczyszczalni miejskiej.

Ze sprawą przyszłej oczyszczalni wiąże się jeszcze konieczność rozwiązania kwestii dotychczasowego wykorzystywania ścieków Łodzi płynących dalej korytem rzeki Ner.

Wody te są mianowicie wykorzystywane w pewnych okresach roku do nawadniania i nawożenia okolicznych łąk. Dla celów tych zostały już wykonane liczne inwestycje i nadal jeszcze inwestuje się znaczne sumy na wykonywanie nowych urządzeń. Znaczne korzyści, jakie dotychczas przynosi wykorzystywanie ścieków okolicznym mieszkańcom oraz względ na znaczną wartość przeprowadzonych w tym celu inwestycji, zmusza do zastanowienia się nad tym, jak ta sprawa w racjonalny sposób w przyszłym ogólnym systemie kanalizacyjnym mogłaby zostać rozwiązana.

Sprawa zaprojektowania oczyszczalni ścieków łódzkich nie będzie więc bynajmniej rzeczą łatwą. Nie wystarczy tu proste przeniesienie gdzie indziej istniejących już urządzeń z dostosowaniem do warunków lokalnych. Dlatego więc już te-

raz byłoby celowe stworzenie specjalnej komórki, która zajęłaby się całokształtem tych zagadnień, przystępując do organizacji szczegółowych studiów i badań związanych z tym zagadnieniem, zaprojektowaniem stacji doświadczalnej i zaplanowaniem jej pracy.

Od zorganizowania i wykonania tych zadań może zależeć w dużym stopniu ostateczny efekt wyboru jak najracjonalniejszego i ekonomicznego sposobu oczyszczania ścieków Łodzi.

L I T E R A T U R A

- 1) A. N. Marziejew. Komunalna Higiena. Moskwa 1951.
- 2) Z. N. Sziszkin, I. A. Karelin, S. K. Kołobanow, S. W. Jakowlew, G. L. Zak. Kanalizacja. Moskwa 1951.

CABEJSZEK IRENA, KOZIOROWSKI BOHDAN,
MALANOWSKI ZBIGNIEW, WŁODEK STANISŁAW.

Charakterystyka higieniczno-sanitarna rzeki Bugu

(studia terenowe i laboratoryjne)

I. Wstęp

Rzeka Bug — największy dopływ Wisły — bierze początek na Wyżynie Podolskiej. Wypływa ona z wielkiego bagna Dubowe znajdującego się na terenie ZSRR.

Począwszy od powyżej Sokala aż do Niemirowa, Bug jest rzeką graniczną między Polską a Związkiem Radzieckim. Na tym długim granicznym odcinku Bug płynie doliną przeważnie niewyraźnie zaznaczoną posiadającą znaczną szerokość (3—7 km), niekiedy jednak zwężającą się silnie (do 150 m) (3).

Tereny dorzecza granicznego odcinka Bugu są to pod względem geologicznym w górnym biegu utwory kredowe, następnie zaś pleistoceny (6). Z punktu widzenia gleboznawczego w polskiej części dorzecza w górnym biegu znajdują się czarnoziemy i lessy. W dalszym odcinku biegu, w rejonach bliższych koryta rzeki leżą gleby piaszczyste, szczyrki, torfowiska i bagna, w dalszych przeważają bielice (9). Użytkowanie rolnicze terenów dorzecza tego odcinka rzeki, z przewagą ekstensywnej gospodarki, przy czym gęstość zaludnienia niewielka (w polskiej części dorzecza od 25 do 75 mieszk./km) (2). Większych osiedli na tym obszarze jest niewiele.

Przepływy wody (średnie ze średnich miesięcznych w okresie rocznym) dla odcinka granicznego wynoszą w górnym biegu około 46 m³/sek. (Dorohusk) do około 112 m³/sek. poniżej Terespoła (Kołodno) (3).

W okolicy, gdzie rzeka Bug pokonuje wzniesienia Wielkich Dolin przechodzące przez Podlasie przełomem pod Mielnikiem (4), rozpoczyna się odcinek Bugu, który można by nazwać podlasko-mazowieckim. Odcinek ten o długości 260 km, jako leżący całkowicie w granicach Polski, był przedmiotem niżej przedstawionych badań.

Kierunek biegu Bugu na terenach Podlasia jest północno-zachodni, zaś na terenie Mazowsza zachodni.

Rzeka Bug wpływa w granice Polski w okolicy Niemirowa (szkic terenowy). W miejscowości tej Bug jest już szeroko rozlaną rzeką (ok. 150 m. szerokości przy średnim poziomie wody), o głębokości do ok. 1,5 m i dość szybko płynącą (około 0,7 m/sek. — pomiary własne). Wzdłuż brzegów rzeki rozciągają się pastwiska (fot. 1). Od okolic Niemirowa i Mielnika do ujścia do Wisły brzegi rzeki są niekiedy niskie, najczęściej jednak sięgają kilku metrów wysokości. Tam zaś, gdzie rzeka płynie skrajem swej doliny są nawet bardzo wysokie (fot. 2). W miarę posuwania się z biegiem rzeki wzrasta szerokość koryta, prędkość przepływu wody i głębokość. Koryto rzeki jest piaszczyste lub żwirowe. Kamieniste dno spotyka się bardzo rzadko. Rzeka tworzy liczne zakola, rozmywając wysokie brzegi, a porwanym materiałem wypłyca niżej położone partie. Powoduje to zmianę koryta rzeki i powstawanie starorzeczy, tzw. bużysk. Różnorodność brzegów w tej samej miejscowości ilustrują fotografie 3 i 4. Brzegi koryta Bugu porośnięte są w wielu miejscach wikliną, która szczególnie gęsto pokrywa piaszczyste odłamy napotymane w nurcie.

Roślinność przybrzeżna wzdłuż podlasko-mazowieckiego biegu rzeki Bugu jest słabo rozwinięta. Przy partiach wysokiego brzegu naczyniowej roślinności wodnej nie ma prawie wcale, występuje zaś dość skąpo przy niskich brzegach.

Przebadane w strefie przyujściowej dopływy Bugu w ilości dziesięciu, są to z wyjątkiem Narwi, Wkry i Nurca niewielkie

rzeczki. Narew w miejscu połączenia się z Bugiem jest rzeką jemu równorzędną (3). Pozostałe z wymienionych dopływów miały w strefie przyujściowej w okresie badań (wg pomiarów własnych): Nurzec około 15 m szerokości przy głębokości najczęściej 50—70 cm i prędkości przepływu 0,25 m/sek; Liwiec — szerokości ok. 20 m, głębokości najczęściej 30—50 cm, i szybkości przepływu 0,7 m/sek. i Wkra — szerokości ok. 15 m, głębokości najczęściej 30—40 cm, szybkości przepływu 0,35 m/sek.

Obszary dorzecza rz. Bugu poniżej Niemirowa nie są gęsto zaludnione (od 25 do 75 mieszk./km²) (2). Z większych osiedli położonych nad Bugiem należy wymienić (według danych z roku 1950): Drohiczyn (ok. 2.500 mieszk.), Brok (ok. 2.000 mieszk.), Wyszaków (ok. 6.000 mieszk.), Serock (ok. 2.500 mieszk.) oraz Nowy Dwór (ok. 5.000 mieszk.). Osiedla te nie skanalizowane i nie uprzemysłowione mogą jednak oddziaływać ujemnie na wodę rzeki Bugu. Inne większe skupiska ludności, jak np. miejscowości położone nad Narwią w jej środkowym biegu (1) oraz takie miasta, jak np. Łuków, Międzyrzec, Siedlce, Węgrów i Sokołów Podlaski nie wywierają żadnego wpływu ze względu na ich znaczne oddalenie.

W tablicy 1 zestawione są charakterystyczne przepływy środkowego i dolnego biegu rz. Bugu (3).

Spadki koryta Bugu na tym odcinku wahają się od 0,13‰ do 0,30‰.

Odpady na terenie zlewni Bugu ilustruje tablica 2 (5).

Przed rozpoczęciem badań terenowych utrzymywała się w dorzeczu Bugu w ciągu kilkunastu dni pogoda na ogół słoneczna z przelotnymi niewielkimi opadami. W okresie badań było cały czas pogodnie z jednoczesnym silnym nasłonecznieniem. Stan wody rzeki Bugu był niski. Pomiary własne w czasie pobierania prób na st. 11 (Wyszaków) wykazały przepływ wody wynoszący 67,6 m³/sek. Ilość ta przewyższała zaledwie o 21,6 m³/sek. środkowe z najniższych za lata 1920—37 (tablica 1).

Tablica 1. Charakterystyczne przepływy rzeki Bugu

Wodowskaz	Km biegu rzeki	Średkowa z najwyższych Qm ³ /sek	Średkowa ze średnich Qm ³ /sek	Średkowa z najniższych Qm ³ /sek	Dane za lata
Frankopol	202	481	129	31	1922—34
Małkinia	132	528	146	39	1923—37
Wyszaków	78	630	157	46	1920—37
Zegrze	29	985	317	103	1920—37

II. Badanie rzeki Bugu

Badania terenowe Bugu przeprowadzono w okresie od 19 do 30.VI.1954. Badaniami objęto 16 stanowisk na samym Bugu, oznaczonych w tekście cyframi arabskimi: st. 1 — we wsi Niemirow, ok. 1 km od granicy Państwa; st. 2 — przed wpływem rz. Kamionki; st. 3 — powyżej wpływu rz.

Tablica 2. Wielkość opadów na terenie zlewni Bugu

Stanowisko	Powierzchnia zlewni km ²	Opady średnie mm	W latach
Frankopol	30638	558,3	1920—37
Małkinia	33853	558,8	„ „
Wyszków	38159	567,7	„ „
Zegrze	67764	568,7	„ „
Nowy Dwór	73316	564,1	„ „

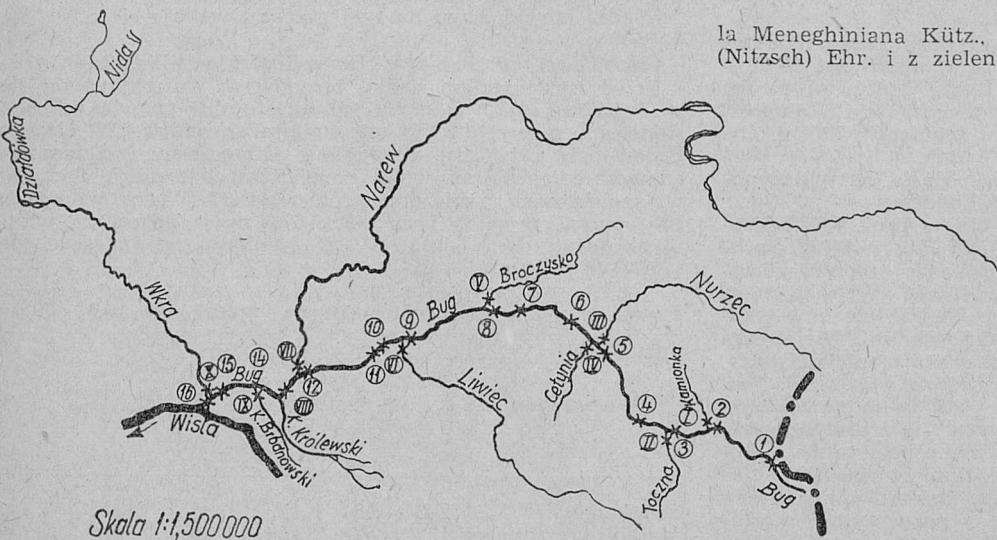
Tocznaj; st. 4 — powyżej Drohiczyzna; st. 5 — przed wpływem rz. Nurca, we wsi Wojtkowice Glinna; st. 6 — powyżej miejscowości Nur; st. 7 — powyżej Małkini we wsi Rostki Wielkie; st. 8 — przed wpływem rz. Broczysko; st. 9 — przed wpływem rz. Liwca, we wsi Brańszczyk; st. 10 — powyżej Wyszkowa; st. 11 — poniżej Wyszkowa; st. 12 — w Serocku, powyżej wpływu rz. Narwi; st. 13 — powyżej Zegrza, przed wpływem Kanału Królewskiego; st. 14 — przed wpływem Kanału Bródnowskiego we wsi Dębe; st. 15 — przed wpływem rz. Wkry, we wsi Czarnowo i st. 16 — poniżej Nowego Dworu. Ponadto przebadano strefy przyujściowe 10 następujących dopływów: Kamionka, Tocznaj, Nurzec, Cetynia, Broczysko, Liwiec, Narew, Kanał Królewski, Kanał Bródnowski i Wkra, oznaczanych w tekście cyframi rzymskimi. Miejsca pobierania prób podane są na załączonym szkicu terenowym.

Przeprowadzono w terenie i w pracowni badania biologiczne, bakteriologiczne i fizyczno-chemiczne. Badania wykonywane były metodami stosowanymi w Dziale Inżynierii Sanitarnej Państwowego Zakładu Higieny w Warszawie, gdzie znajdują się również szczegółowe materiały.

a. Badania biologiczne

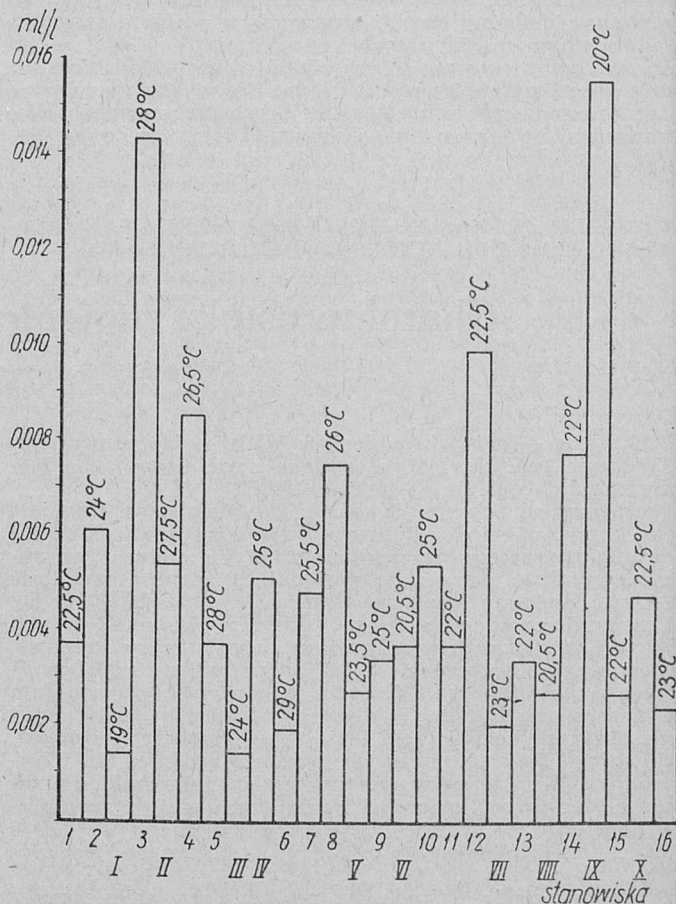
Badania biologiczne objęły określenie objętości oraz składu jakościowego i ilościowego zawiesiny, jak również badania jakościowego i ilościowego składu zespołów organizmów zasiedlających dno.

Wykres 1 przedstawia zmienność objętości zawiesiny unoszonej przez wodę rzeki Bugu. Jak widać, ogólna objętość sestonu ulegała znacznym wahaniom od 0,0024 do 0,0143 ml/l. Porównując na wykresie objętości zawiesiny Bugu i dopływów, można zauważyć, że poniżej niektórych z nich zwiększa się objętość zawiesiny w Bugu. Wpływ ten daje się przeważnie wyraźniej zauważyć poniżej dopływów prowadzących wodę chłodniejszą niż Bug. Można by więc przypuszczać, że właśnie ta cecha powoduje wspomniane zjawisko. Mianowicie



do rodzaju). Spośród tych form, najliczniej reprezentowane były okrzemki (15 gatunków) i zielenice (12 gatunków). Przedstawiciele grup sinic, wiciowców, bruzdnic i sprężnic występowały tylko sporadycznie i w niewielkiej ilości egzemplarzy.

Do gatunków charakterystycznych dla rzeki Bugu należy zaliczyć z okrzemek: *Melosira granulata* (Ehr.), *Ralfs Cylotel*.



Wykres 1 — Objętość zawiesiny i temperatura wody. Bugu i dopływów

la Meneghiniana Kütz., *Syndera acus* Kütz., *Syndera ulna* (Nitzsch) Ehr. i z zielenic: *Pandorina morum* Bory, *Pediatrum duplex* Meyen, *Scenedesmus acuminatus* (Lagerh.) Chod., *Scenedesmus quadricauda* (Turp.) Bréb., *Actinastrum Hantzschii* Lagerh., *Dictyosphaerium Ehrenbergianum* Naeg. i *Coelastrum microporum* Naeg.

Wyżej wymienione gatunki z nielicznymi wyjątkami występowały na wszystkich stanowiskach objętych badaniami. Przedstawiciele pozostałych form spotykano sporadycznie w niewielkiej ilości osobników, można więc nazwać je towarzyszącymi.

Pod względem ekologicznym, formy roślinne znalezione w rzece Bugu są przeważnie formami planktonowymi, obok nich jednak spotykano zarówno formy poroślowe, jak i żyjące w osadach dennych. Jeżeli weźmiemy

pod uwagę rozszedlenie geograficzne, to znalezione organizmy należy zaliczyć do ubikwistów.

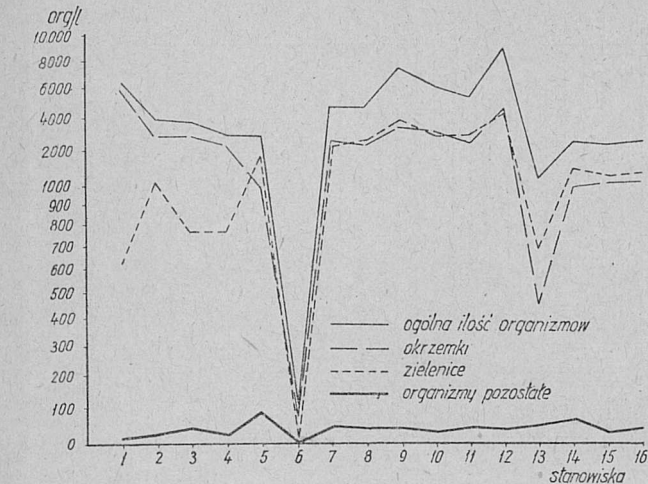
Badania fitoplanktonu Bugu wykazały ubóstwo gatunkowe oraz brak różnicowania jakościowego wzdłuż całego biegu rzeki.

Ogólna ilość egzemplarzy organizmów roślinnych na poszczególnych stanowiskach rzeki Bugu ulegała dużym wahaniom (od 99 do 8921 w litrze — wykres 2), przy czym nie uważano jakiegokolwiek regularności (wykres 2).

cie chłodniejsza woda opadając na dno porywa ze sobą nagromadzone tam osady, wynosi do góry i miesza wreszcie z całą masą wody Bugu. Szukanie współzależności między osiedlami leżącymi bezpośrednio nad brzegiem rzeki a objętością zawiesiny nie dało pozytywnych wyników.

W zawieszynie przeważały składniki martwe — trypton nad planktonem, przy czym były one pochodzenia wyłącznie naturalnego.

W okresie badania plankton roślinny Bugu był reprezentowany przez 38 form roślinnych (33 oznaczono do gatunku a 5



Wykres 2 — Stosunek ilości okrzemek i zielenic do ogólnej ilości planktonu roślinnego rzeki Bugu

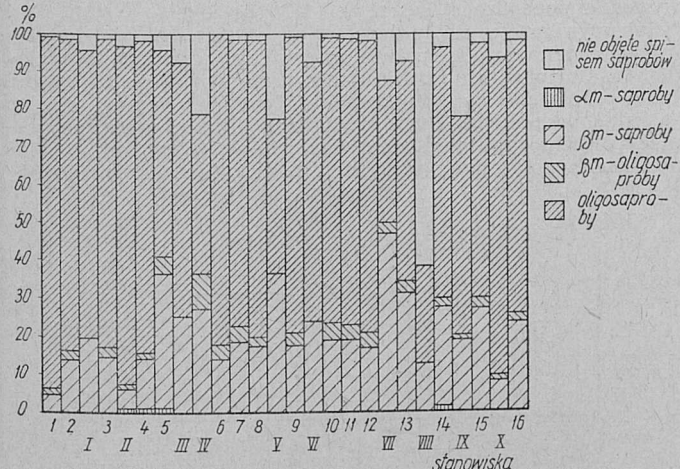
Jeżeli chodzi o wahania ilościowe w obrębie poszczególnych grup systematycznych, to przedstawiały się one następująco: sinice 0—18 egz/l, wiciowce 0—7 egz/l, bruzdnice 0—17 egz/l, sprzężnice 0—70 egz/l, okrzemki 78—5786 egz/l, zielenice 21—4368 egz/l.

Jak wynika z powyższego oraz z wykresu 2 najliczniej występowały okrzemki i zielenice, przy czym na pierwszych czterech stanowiskach przeważały okrzemki. Na pozostałych stanowiskach nie stwierdzono wyraźnej przewagi żadnej z tych grup.

Spośród okrzemek najliczniej spotykano: *Cyclotella Meneghiniana* Kütz. (od 70 do 5260 egz/l) i *Synedra acus* Kütz. (od 4 do 2450 egz/l). Z zielenic na pierwszy plan pod względem ilościowym wysuwają się następujące gatunki: *Actinastrum Hantzschii* Lagerh. (od 185 do 2618 egz/l), *Scenedesmus quadricauda* (Turp.) Bréb. (od 182 do 693 egz/l) i *Scenedesmus acuminatus* (Legerh.) Chod. (od 80 do 553 egz/l). Jako formy charakterystyczne, z zielenic należy wymienić jeszcze *Pediastrum duplex* Meyen (od 4 do 122 egz/l) i *Pandorina morum* Bory (od 4 do 31 egz/l). Oba te gatunki, jakkolwiek w dużo mniejszej ilości osobników, spotykano jednak również na wszystkich badanych stanowiskach rzeki Bugu.

Spośród 38 znalezionych form, 25 objętych jest systemem saprobow. Wyróżniono 1 gatunek Am-saprobowy, 7 Bm-saprobowych, 1 Bm-oligosaprobowy i 16 oligosaprobowych. Stosunki ilościowe w obrębie saprobow ilustruje wykres 3. Wynika z niego, że na wszystkich badanych stanowiskach rzeki Bugu wyraźnie przeważają oligosaprob.

W dziesięciu przebadanych dopływach rzeki Bugu wyróżniono 41 form organizmów roślinnych, przy czym jakościowo zawsze przeważały okrzemki (22 gatunki) przed zielenicami (9 gat.) oraz sinicami, wiciowcami, bruzdnicami i sprzężnicami (łącznie 10 gat.). Do gatunków najczęściej spotykanych w dopływach należy zaliczyć z okrzemek: *Synedra acus* Kütz. (od 4 do 357 egz/l) i *Cocconeis placentula* (Ehr.) (od 0 do 115 egz/l),



Wykres 3 — Saprobowość planktonu roślinnego Bugu i dopływów w %

a z zielenic: *Scenedesmus quadricauda* (Turp.) Bréb. (od 0 do 136 egz/l). Inne gatunki występowały bądź w niewielkiej ilości osobników, bądź też były znajdowane tylko w niektórych dopływach.

Ilościowo plankton dopływów był jeszcze uboższy aniżeli w Bugu. W litrze występowało od 99 do 1276 egzemplarzy. We wszystkich dopływach z wyjątkiem dwóch, a mianowicie Narwi i Kanału Królewskiego, przeważały oligosaprob (wykres 3).

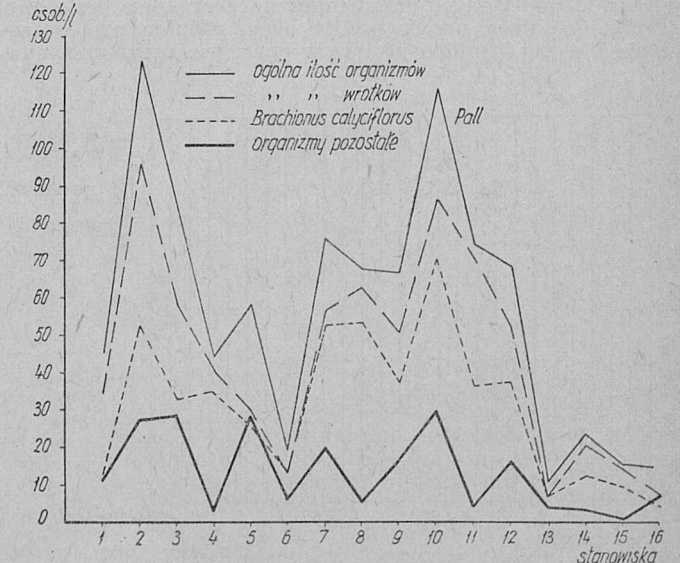
Charakteryzując najbardziej ogólnie plankton roślinny rzeki Bugu i przebadanych dopływów można powiedzieć, że pod względem jakościowym w Bugu na wszystkich stanowiskach, z wyjątkiem jednego (st. 6), przeważały zielenice, w dopływach zaś zawsze dominowały okrzemki. Jedynie w dopływie VII (Narew) nie zaznaczyła się przewaga żadnej z tych grup.

Ilościowo w Bugu na pierwszych czterech stanowiskach przeważały okrzemki, na pozostałych brak było wyraźnej przewagi jakiegś grupy. Z dopływów jedynie w Tocznej i Narwi pewna przewaga osiągnęły zielenice. W pozostałych 8 dopływach dominowały okrzemki.

Zwierzęce organizmy zawiesiny rzeki Bugu były reprezentowane przez osiem grup systematycznych. Wśród tych grup zdecydowanie przeważały wrotki. Znajdowano je na wszystkich stanowiskach i stanowiły one 51 do 94% ogólnej ilości zwierząt planktonowych. Rozmaitość gatunkowa wrotków była dość znaczna: 11 form oznaczono do gatunku, 7 do rodzaju. Najliczniejszy był rodzaj *Brachionus* z dwoma gatunkami *Brachionus urceus* (L.) Pestalozzi i *Brachionus calyciflorus* Pallas. Ten ostatni gatunek można by wśród wrotków uznać jako dominujący, stanowił on bowiem od 52 do 100% ogólnej ilości wrotków (wykres 4). Drugim, jednak już nie zawsze spotykanym składnikiem zawiesiny Bugu, były wymocзки. Były to przeważnie wymocзки osiadłe (*Vorticella* sp. i *Acineta fluviatilis* Stokes) oderwane prawdopodobnie przez prąd wody od ich podłoża. Zwierzęce organizmy zawiesiny, takie jak owady, widłonogi, korzenionózki, wioślarki, małżoraczki, niesporczaki spotykano sporadycznie. W świetle powyższych danych, zooplankton rzeki Bugu w okresie badań można by określić jako wrotkowy.

Pod względem ilościowym zooplankton Bugu był ubogi. Ogólna ilość osobników wahała się od 11 do 123 osobn./litr wody. Wahania ilościowe wśród wyróżnionych grup systematycznych przedstawiały się następująco: wymocзки od 0 do 23 osobn./l, korzenionózki od 0 do 10 osobn./l, wrotki od 7 do 96 osobn./l, wioślarki od 0 do 2 osobn./l, małżoraczki od 0 do 9 osobn./l, widłonogi od 0 do 7 osobn./l, niesporczaki od 0 do 5 osobn./l, owady od 0 do 17 osobn./l.

Ze względu na to, że dominujący organizm — *Brachionus calyciflorus* Pall. nie ma określonej przynależności saprobowej, przy ocenie stanu zanieczyszczenia wody będą odgrywały rolę: rozmaitość gatunkowa i ilościowe ustosunkowanie się gatunków między sobą. Biorąc te ostatnie cechy pod uwagę, można stwierdzić, że rozmaitość gatunkowa organizmów zwierzęcych zawiesiny była wyraźna. Spotykano na dziewięciu stanowiskach ilość gatunków przekraczającą cyfrę



Wykres 4 — Stosunek ilości wrotków do ogólnej ilości planktonu zwierzęcego rzeki Bugu

7, a na pozostałych nie spotkano mniejszej ilości gatunków niż 3. Zooplankton był raczej ubogi pod względem ilościowym (wykres 4). Z powyższego można sądzić, że środowisko zawiesiny wodnej rz. Bugu nie posiadało cech wyraźnego zniekształcenia w jakimś kierunku. Należy podkreślić, że wśród saprobiontów zooplanktonu nie stwierdzono obecności polisaprobów ani też A-mezosaprobów, występowały zaś oligosaprob i B-mezosaprob, przy czym te ostatnie przeważały (wykres 5).

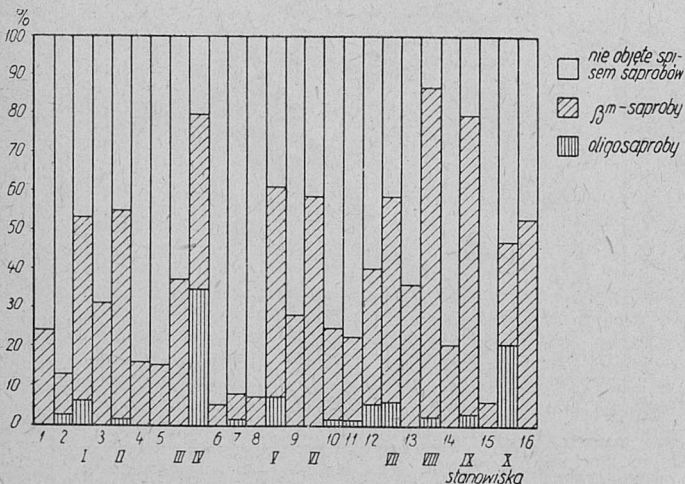
Badania zespołów zwierzęcych dziesięciu dopływów rz. Bugu mogą pokrótce być przedstawione jak następuje: W zawieszynie znajdowano przedstawicieli tych samych grup co i w Bugu, prócz tego spotykano pojedyncze okazy nicieni wolnożyjących. Stwierdzono znacznie niższe ilości wrotków, Ogólna ilość osobników jak też i różnorodność gatunkowa były zbliżone do stosunków panujących w Bugu. Wśród organizmów wskaźnikowych w zawieszynie dopływów przeważały B-mezosaprob, oligosaprob były nieliczne, A-mezosaprobów i polisaprobów brak (wykres 5).

Wzdłuż podlasko-mazowieckiego odcinka Bugu przebadano faunę bezkręgową biocenozy zamulonego dna. Biotop zamulonego dna był w okresie badań zasiedlony przedstawicielami ośmiu grup zwierzęcych, a mianowicie: gąbki, nicienie, skąposzczety, pijawki, równonogi, obunogi, wodopójki, owady, ślimaki i małże. Przewodnią grupą były owady, a ściślej biorąc ich larwy. Drugie miejsce co do częstości występowania i ilości miały ślimaki, następnie małże. Inne grupy jak: pijawki, skorupiaki, równonogi, obunogi i wodopójki, wreszcie gąbki spotkano zaledwie na 1 czy 2 stanowiskach, skąposzczety znajdowano częściej, przeważnie jednak jako pojedyncze okazy.

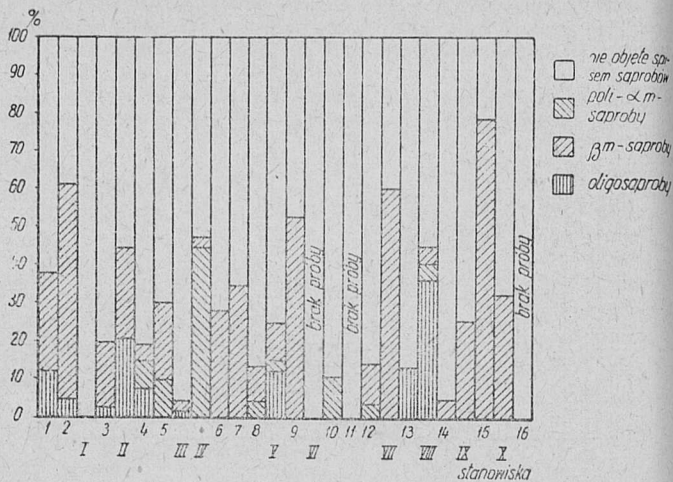
Wśród owadów dominowały larwy Chironomidae. Występowały one na wszystkich stanowiskach i były to przeważnie gatunki różne. *Chironomus plumosus* L. trafiał się tylko na niektórych stanowiskach w pojedynczych okazach. Na większości stanowisk spotykano wśród ślimaków gatunek *Lithoglyphus naticoides* L. Pfr. Gatunek ten stanowi w Polsce swego rodzaju rzadkość. Żadın (9) podaje, że w 1949 roku stwierdzono występowanie tego ślimaka w Dniestrze, Dnieprze, Donie i południowym Bugu. Wśród małży przeważały formy drobne (*Pisidium* sp. i *Sphaerium* sp.).

Ogólna ilość organizmów zwierzęcych na powierzchni 10 dm² zamulonego dna wahała się od 7 do 160 osobników. Jeśli chodzi o poszczególne grupy to wahania te przedstawiały się następująco: gąbki od 0 do 1 kolonii, skąposzczety od 0 do 37 osobników, pijawki od 0 do 5 osobn., równonogi od 0 do 1 osobn., obunogi od 0 do 28 osobn., owady od 4 do 160 osobn., ślimaki od 0 do 39 osobn. i małże od 0 do 7 osobn. Ilości gatunków na poszczególnych stanowiskach wahały się od 4 do 15. Liczby te należy traktować jako orientacyjne, bowiem nie wszystkie organizmy zostały zidentyfikowane do gatunku. Ilości gatunków były w rzeczywistości wyższe.

Jeśli chodzi o organizmy wskaźnikowe (system saporów), to spotykano przedstawicieli oligosaprobów, mezosaprobów jak też i polisaprobów. Nie stwierdzono jednak masowego pojawienia się organizmów charakterystycznych dla którejś ze stref zanieczyszczenia (wykres 6). Ze względu na to, że większość znalezionych organizmów nie jest objęta systemem saporów, należy przeprowadzić ocenę stopnia zanieczyszczenia biotopu zamulonego dna w oparciu o ustosunkowanie



Wykres 5 — Saprobowość planktonu zwierzęcego Bugu i dopływów w %



Wykres 6 — Saprobowość organizmów zwierzęcych Bugu i dopływów zasiedlających dno w %

się między sobą (kryteria Hentschla). W świetle takiej oceny okazuje się, że ilość osobników zwierzęcych jest zdecydowanie umiarkowana lub nawet niska. Zaznacza się wyraźna różnorodność gatunkowa. Dominacja jednego gatunku nad innymi w większości wypadków prawie nie istnieje, a tylko zaznacza się w 2 przypadkach.

W biotopie zamulonego dna dopływów w odróżnieniu od Bugu spotyka się nicienia *Gordius aquaticus* (Duj.). Nie występują natomiast gąbki. Ogólna ilość osobników oraz różnorodność gatunkowa nieco wyższa niż w Bugu.

Powyżej omówione stosunki jakościowe i ilościowe w obrębie zespołów organizmów występujących w zawieszynie i mule dennym rz. Bugu i jej dopływów świadczą o nieobecności poważniejszych źródeł zanieczyszczenia, które powodowałyby zniekształcenia biologicznej równowagi rzeki.

b. Badania bakteriologiczne

Badania bakteriologiczne objęły określenie miana *Coli*, obliczenie ilości kolonii na żelatynie po 48 godzinach w temp. 20°C i na agarze po 24 godzinach w temp. 37°C.

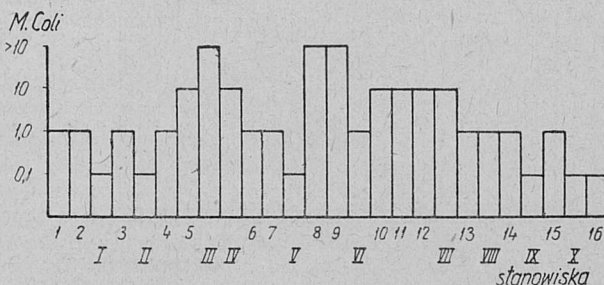
Miano *Coli* wzdłuż biegu rzeki Bugu ulegało wahaniom od powyżej 10 do 0,1, przy czym wielkość 0,1 wystąpiła tylko na 1 stanowisku (st. 16) (wykres 7). Najwyższe miano *Coli* (powyżej 10) wystąpiło na st. 8 i 9. Charakteryzując ogólnie miano *Coli* stwierdzamy, że w górnym i dolnym biegu rzeki Bugu jest ono niższe aniżeli w środkowym.

W dopływach m. *Coli* również waha się od powyżej 10 do 0,1, przy czym najniższe m. *Coli* wykazywał dopływ III, VII i VIII (Nurzec, Narew i Kanał Królewski).

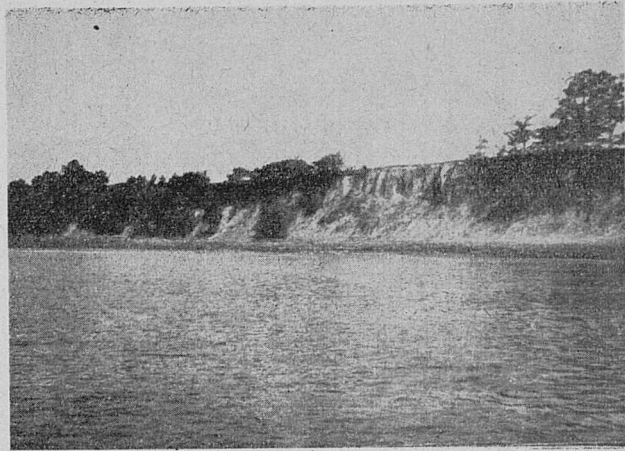
Ilość bakterii na żelatynie wzdłuż biegu rzeki Bugu wahała się od 40 do 5000, zaś na agarze od 30 do 1800. W górnym i dolnym biegu ilości te były większe aniżeli w środkowym.

W dopływach stosunki ilościowe na agarze jak i na żelatynie ulegały większym wahanom; ilość kolonii na żelatynie wynosiła od 8 do 7500, na agarze od 30 do 25000. Najmniej kolonii zarówno na agarze jak i na żelatynie stwierdzono w wodzie pochodzącej z dopływu III (Nurzec).

Jak wynika z wyżej przedstawionych danych, wzdłuż rzeki Bugu zaznacza się różnice w zanieczyszczeniu pod względem bakteriologicznym. Na stanowiskach od 8 do 13 (od ok. 1 km przed wpływem Broczyska do powyżej Zegrza), a więc w środkowym biegu Bugu stwierdzono niższe wskaźniki zanieczyszczenia pod względem bakteriologicznym, niż na stanowiskach położonych powyżej i poniżej wymienionego od-



Wykres 7 — Miano *Coli* Bugu i dopływów

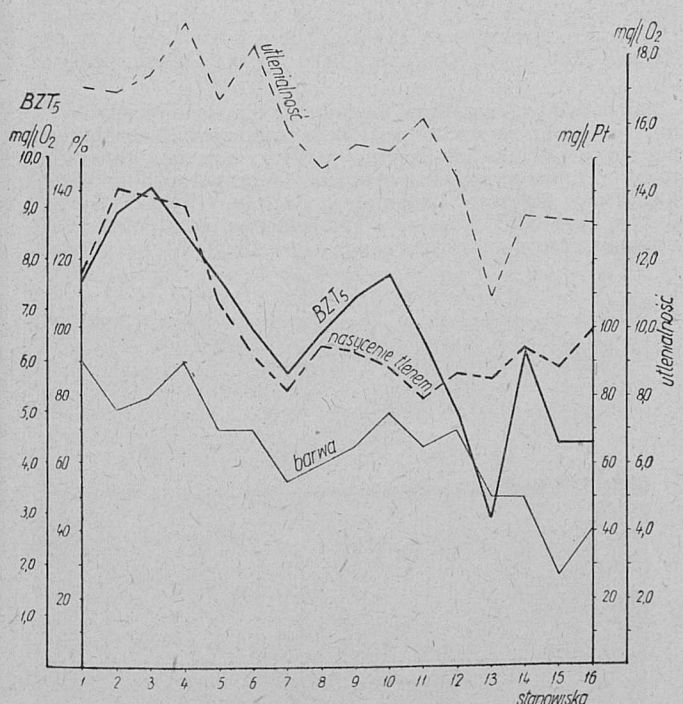


cinka. Z dopływów tylko Nurzec, Cetynia, Narew i Kanał Królewski wykazywały pod względem bakteriologicznym nieznaczne zanieczyszczenia, pozostałe zaś zwiększony stopień zanieczyszczenia.

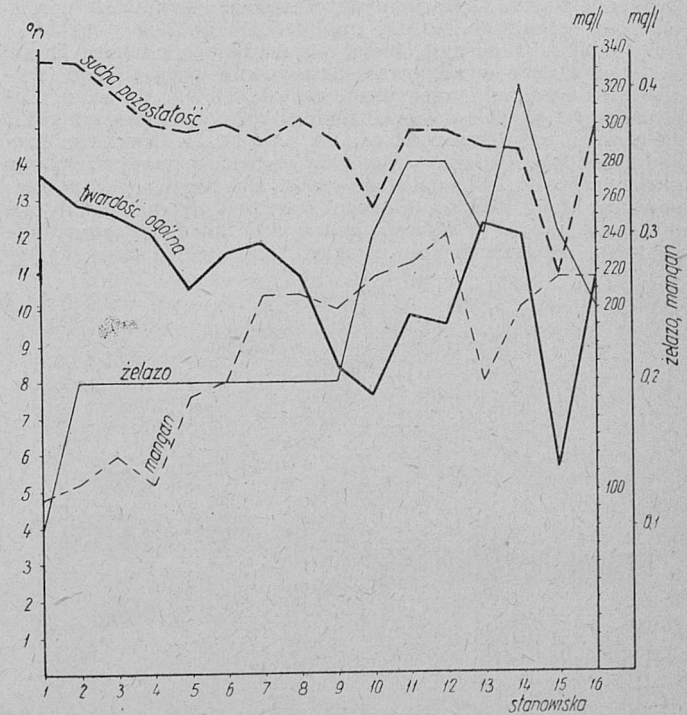
c. Badania fizyczno - chemiczne

W okresie badań woda rzeki Bugu posiadała temperturę w granicach 22 do 28°C przy temperaturze powietrza wahającej się od 20 do 31,5°C. Mętność wody na poszczególnych stanowiskach przebadanego odcinka różniła się dość silnie gdyż wynosiła od 5 mg/l do 32 mg/l SiO₂. Nasilenie barwy wody rzeki Bugu przedstawione na wykresie 8 wahało się od 27 do 90 mg/l Pt. Prawie wzdłuż całego przebadanego odcinka było ono znaczne, wykazując nierównomierne obniżanie się z biegiem rzeki. Jedynie na dwóch ostatnich stanowiskach spadło poniżej 50 mg/l Pt (woda zabarwiona), na tym też odcinku wystąpiło minimum natężenia barwy (st. 15). Zapach wody badanej rzeki nie budził zastrzeżeń — był on na wszystkich stanowiskach roślinny, bardzo słabo wyczuwalny, nieco silniejszy na st. 3. Odczyn wody wahał się w granicach pH 7,2 — 8,4, przeciętne pH wynosiło około 8,0. W okresie badań woda rzeki Bugu wykazywała twardość, na podstawie której można sklasyfikować wodę jako miękką lub o średniej twardości (wykres 9). Największa twardość wystąpiła na st. 1 (13,7°n), a najmniejsza na st. 15 (5,6°n). Zasadowość wody badanej rzeki była nieco wyższa niż przeciętna dla

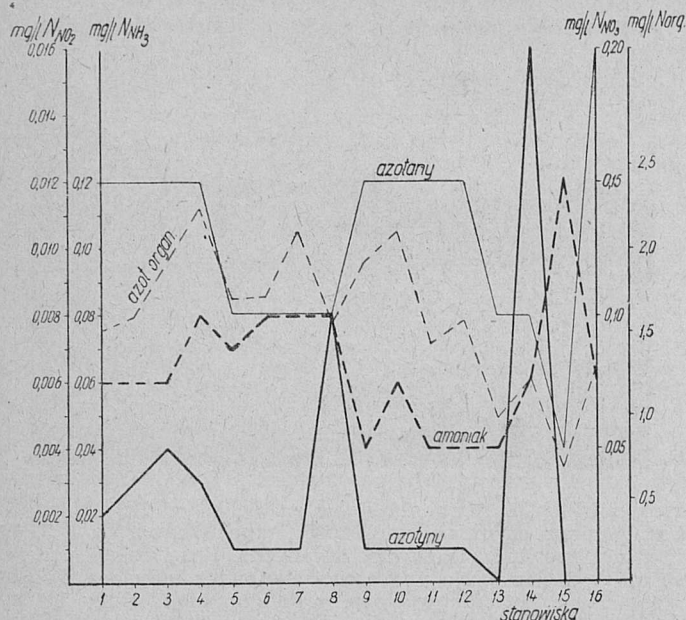
rzek polskich (8) i wahała się w granicach od 180—240 mg/l CaCO₃ przy czym na większości stanowisk, oprócz 1, 3, 13 i 14 występowała zasadowość alkaliczna. Ilości żelaza podane są na wykresie 9. Na większości stanowisk były one zwiększone. Na kilku stanowiskach w dolnym biegu Bugu (od 10 do 16 włącznie) wykryto znaczne ilości związków żelaza. Woda rzeki Bugu prowadziła względnie niewielkie ilości chlorków (wykres 10). W górnej części przebadanego odcinka występowało nieco więcej chlorków — maksimum na st. 1 (9,7 mg/l), natomiast w dolnej części mniejsze ilości — minimum na st. 15 (5,7 mg/l). Zawartości związków azotu podane są na wykresie 11. Woda badanej rzeki uboga była w azot amonowy (od 0,04 do 0,12 mg/l N_{NH₄}), przy czym największą zawartość amoniaku stwierdzono na st. 15. Ilości azotu azotynowego były również względnie niewielkie. Na st. 13 nie wykryto N_{NO₂}, a na st. 14 wystąpiło największe stężenie tego związku (0,008 mg/l). Azotany reprezentowane były w wodzie Bugu w ilościach przeciętnie spotykanych w naszych rzekach (8). Najmniejszą ich zawartość stwierdzono na st. 15 (0,05 mg/l N_{NO₃}), a największą na st. 16 (0,20 mg/l). Również na st. 15 wystąpiła najmniejsza ilość azotu organicznego — 0,785 mg/l N. Na pozostałych stanowiskach stwierdzono zwiększone ilości azotu organicznego, którego największą ilość wykryto na st. 4 (2,240 mg/l N.). Utlenialność wody rzeki Bugu była w okresie badań znaczna. Wahała się ona w granicach od 10,9 mg/l O₂ (st. 13) do 18,9 mg/l O₂ (st. 4). Przebieg krzywej wartości utlenialności (wykres 8) wykazuje



Wykres 8 — Barwa, utlenialność, nasycenie tlenem i BZT₅ wody rzeki Bugu



Wykres 9 — Żelazo, mangan, sucha pozostalosc i twardość wody rzeki Bugu



Wykres 10 — Fosforany, chlorki i siarczany wody rzeki Bugu

tendencje zniżkowe na poszczególnych stanowiskach w kierunku biegu rzeki, co w pewnym sensie pokrywa się z krzywą barwy wody. Woda rzeki Bugu prowadziła ilości fosforanów wahające się od 0,15 do 1,25 mg/l PO_4^{3-} (wykres 10). W górnej części przebadanego odcinka (stanowiska 1—8) występowały na ogół mniejsze zawartości fosforanów, natomiast w dolnym odcinku ilość tych związków była większa przy jednoczesnych silniejszych wahaniami. Na st. 15 wystąpiła największa zawartość fosforanów. Krzywa suchej pozostałości wody badanej rzeki (wykres 9) wykazuje zbliżony charakter do przebiegu krzywej twardości ogólnej. Sucha pozostałość znajdowała się w granicach 217 — 336 mg/l, co odpowiada wartościom najczęściej spotykanym dla rzek polskich (7). Mangan występował w wodzie badanej rzeki w stosunkowo znacznych ilościach (wykres 9), przy czym w dolnym biegu zawartość Mn była wyraźnie większa niż w biegu środkowym. Najmniejsza ilość manganu wystąpiła na st. 1 (0,12 mg/l) a największa na st. 12 (0,30 mg/l). Na wykresie 10 podana jest zawartość siarczanów w wodzie rzeki Bugu w okresie badań. Ilości jonu siarczanowego wahają się w niewielkich granicach od 12,0 mg/l (st. 16) do 20,0 mg/l SO_4^{2-} (st. 4 i 12). W górnym biegu przebadanego odcinka Bugu, tj. od st. 1 do 5 występowało przesylenie wody tlenem (wykres 8) i osiągnęło najwyższą wartość 140,9% na st. 2. Począwszy od st. 6 nasycenie tlenem było mniejsze od 100% i osiągnęło najniższą wartość 79,2% na st. 11. Obecności rozpuszczonego dwutlenku węgla w wodzie badanej rzeki nie stwierdzono na żadnym stanowisku. Biochemiczne zapotrzebowanie tlenu (BZT_5), którego wartości podane zostały na wykresie 8, było w okresie badań dość znaczne, szczególnie na kilku pierwszych stanowiskach. Na tym odcinku wystą-

piło maksymalne BZT_5 — 9,40 mg/l O_2 (st. 3), po czym wartości BZT_5 zmniejszały się stopniowo do st. 7. Poniżej st. 7 wystąpił wzrost kończący się na st. 10 i bardzo silny spadek do minimalnej wartości 2,85 mg/l O_2 na st. 13.

Wyniki badań fizyczno-chemicznych 10 przebadanych dopływów rzeki Bugu podano w tablicy 3. Dopływy te charakteryzują się wodą o nieznacznej mętności, jedynie Liwiec i Wkra miały wodę lekko mętną. Woda dopływów Bugu wykazywała wyraźne a nawet znaczne zabarwienie, które uśredniło się najsilniej w Kanale Królewskim. Odczyn wody wszystkich dopływów nie wykraczał poza przeciętne granice. Dwa z przebadanych dopływów Liwiec i Narew prowadziły wodę miękką, pozostałe osiem — o średniej twardości. Najtwardszą wodę stwierdzono w rzece Tocznej (14,0°n). W wodzie rzeki Wkry nie wykryto obecności związków żelaza. Najmniejsza ilość tych związków wystąpiła w Nurcu, w wodzie pozostałych dopływów były średnie ilości Fe wahające się od zwiększonych do znacznych. Najbardziej bogatą w żelazo wodę prowadził Kanał Bródnowski. Ten ostatni cechował się również wodą najbardziej zasobną w chlorki. Natomiast najbardziej ubogą w jon chlorkowy wodę posiadała rzeka Nurzec, podobnie jak to miało miejsce przy żelazie. Woda wszystkich przebadanych dopływów z wyjątkiem Kanalu Bródnowskiego była raczej ubogą w amoniak. W dwóch dopływach: Nurcu i Wkrze nie stwierdzono obecności azotynów. Najmniejsza ilość tych związków wykryto w wodzie rzeki Narwi, a największą w wodzie Kanalu Bródnowskiego, co koreluje z zawartością azotu amonowego, którego stężenie w IX dopływie wynosiło 0,92 mg/l N-NH_3 . Wszystkie dopływy prowadziły wodę ubogą w azotany. Największą zawartość N-NO_2 stwierdzono w I przebadanym dopływie — rzece Kamionce. Zawartości azotu organicznego zbliżone były do górnych granic średnich dla naszych rzek (8), największą jego ilość wykryto w Liwcu (1,330 mg/l N). Wielkości utlenialności wody dopływów Bugu zgodne są na ogół z intensywnością jej zabarwienia. Najniższą utlenialność wykazała woda rzeki Kamionki, a najwyższą Kanalu Bródnowskiego. Najbardziej ubogą wodę w fosforany jak również w mangan posiadała rzeka Narew. Pozostałe dopływy były bogate lub bardzo bogate w związki fosforu, z wyjątkiem Nurca prowadzącego wodę o ich średniej zawartości. Natomiast niezwykle bogatą wodą w fosforany cechował się I dopływ — Kamionka. Zawartość siarczanów wahała się w niewielkich granicach dla poszczególnych dopływów. Najmniejsze zawartości jonu siarczanowego wystąpiły w I i V dopływie, największe w Kanale Bródnowskim. Najniższe nasycenie tlenem stwierdzono w wodzie rzeki Cetyni — IV z kolei dopływie, a największe w rzekach Tocznej i Wkrze. BZT_5 wody poszczególnych dopływów kształtowało się w następującej kolejności: Kanał Bródnowski (1,36 mg/l O_2), Nurzec (2,26 mg/l O_2), Narew (2,94 mg/l), Kanał Królewski (2,99 mg/l), Broczysko i Liwiec (3,00 mg/l), Wkra (3,20 mg/l), Toczna (3,30 mg/l), Kamionka (3,40 mg/l) i Cetynia (3,62 mg/l O_2).

Na podstawie wyników badań fizyczno-chemicznych można stwierdzić, że woda rzeki Bugu wykazywała wzdłuż przebadanego odcinka nieznaczne zanieczyszczenie, głównie naturalne. Zanieczyszczenie to pochodzi prawdopodobnie z górnego, nie objętego badaniami, odcinka Bugu. Świadczy o tym względna korelacja wielkości utlenialności i BZT_5 z barwą wody, zmniejszających się z biegiem rzeki. Przetele-



nienie wody w górnej części przebadanego jej odcinka świadczy o silnym nateżeniu procesów fotosyntezy (7). Nieobecność rozpuszczonego dwutlenku węgla wzdłuż całego poznanego biegu wykazuje, że powstający w trakcie mineralizacji zanieczyszczeń naturalnych CO₂ zużywany był w procesach fotosyntezy lub był oddawany do atmosfery przez stosunkowo ciepłą wodę. W okresie badań nie udało się stwierdzić wpływu osiedli ludzkich na stan zanieczyszczenia wody rzeki Bugu. Jedynie dla st. 14 bardzo silny wzrost zawartości azotynów i dość silne podniesienie się wartości BZT₅ świadczyłoby o wpływie zanieczyszczeń z powyżej leżącego m. Zegrza, ewentualnie o lokalnym zanieczyszczeniu przez wieś Dębe. Silny wzrost zawartości N_{NH₄} i fosforanów na st. 15 był prawdopodobnie spowodowany przez dopływającą powyżej wyraźnie zanieczyszczoną wodę Kanału Bródnowskiego. Ten ostatni dopływ cechuje się najsilniej zanieczyszczoną wodą spośród innych przebadanych dopływów, które ogólnie biorąc wykazywały nieco wyższy stopień zanieczyszczenia niż rzeka Bug. Jednak wpływ ich na wodę rzeki badanej jest raczej nieuchwytny.

III. Wnioski

Jednorazowe badania biologiczne, bakteriologiczne i fizyczno-chemiczne rzeki Bugu na odcinku od Niemirowa do ujścia do Wisły, po nawiązaniu do stosunków hydrometrycznych i w powiązaniu z użytkowaniem zlewni, pozwalają wyciągnąć poniższe wnioski natury ogólnej:

- 1. Rzeka Bug na danym odcinku wykazuje nieznaczny stopień zanieczyszczenia.
- 2. Jedynie na trzech stanowiskach Bug wykazuje nieco zwiększone zanieczyszczenia, a mianowicie na st. 14 — poniżej Zegrza i Kanału Królewskiego, na st. 15 — poniżej ujścia Kanału Bródnowskiego i na st. 16 — poniżej Nowego Dworu. Na dwóch pierwszych z wymienionych stanowisk

pewnemu zniekształceniu uległ skład fizyczno-chemiczny wody, na ostatnim — bakteriologiczny.

Te niewielkie zanieczyszczenia mają charakter lokalny i są szybko unieszkodliwiane przez rzekę, nie wpływając na zmianę jej biocenozy.

3. Ze względu na charakter wody, rzeka Bug podobnie jak jej największy dopływ Narew stanowi zbiornik, który może być wykorzystany do celów komunalnych i przemysłowych. Należy tylko, podobnie jak dla rzeki Narwi, pomyśleć wcześniej o tym, ażeby te bogactwa naturalne nie zostały stracone przez nadmierne zanieczyszczanie ściekami z pobliskich osiedli i zakładów przemysłowych.

L I T E R A T U R A

1. Cabejszek I., Koziorowski B., Malanowski Z., Włodek St. „Charakterystyka sanitarno-higieniczna rzeki Narwi“, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 28 : 51 (1954).

2. Janiszewski M., „Geograficzny atlas Polski“, Warszawa, 1952.

3. Jarocki W., „Charakterystyczne stany wody i objętości przepływów w niektórych przekrojach wodowskazowych rzeki Bugu“, Prace PIHM zesz. 7, Warszawa, 1949.

4. Lenczewicz St. „Wielka Geografia Powszechna. Polska“, Warszawa, 1937.

5. Prace Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego. Zesz. 23. Materiały do bilansu wodnego Polski. V. Opady średnie w zlewniach ważniejszych dopływów Wisły, Bugu i Narwi w latach 1920—1937. Warszawa, 1951.

6. Mochnacki R., Premik J. (red.) „Polska mapa geologiczna“.

7. Stangenberg K. „Skład chemiczny wód rzecznych na Dolnym Śląsku“ Nadbitka z Kosmosu, Seria A, tom LXVI zesz. IV (1948—1951).

8. Stangenberg M. „Wartość nawozowa wód rzecznych“ Gospodarka Wodna 12 : 209 (1952).

9. Tomaszewski J. (red.) „Mapa gleb Polski“.

10. Żadin W., (red.) „Żizń, priesnych wod SSSR.“ Tom I, Moskwa 1940.

Tablica 3. Własności fizyczno-chemiczne wody dopływów rzeki Bugu

Stanowisko		I. rz. Ka- mionka	II. rz. Toczna	III. rz. Nurzec	IV. rz. Cetynia	V. rz. Bro- czysko	VI. rz. Liwiec	VII. rz. Narew	VIII. Kanał Kró- lewski	IX. Kanał Bród- nowski	X. rz. Wkra
Badanie											
Temperatura	°C	19	27,5	24	25	23,5	20,5	23	20,5	20	22,5
Mętność	mg/l SiO ₂	3	3	3	5	5	12	10	5	5	12
Barwa	mg/l Pt	28	45	55	60	50	45	55	65	60	35
Zapach		z1R	z1R	z1R	z1R	z1R	z1R	z1R	z1R	z1R	z1R
Odczyn	pH	7,7	7,9	8,0	7,6	7,8	8,0	8,1	7,6	7,6	8,0
Twardość ogólna	mg/l CaCO ₃	245	250	210	245	200	140	175	190	200	200
„ „	°niem.	13,7	14,0	11,8	13,7	11,2	7,8	9,8	10,6	11,2	11,2
Twardość niewęglan.	mg/l CaCO ₃	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
„ „	°niem.	0	0	0	0	0	0	0	0	0,8	0
Zasadowość	mg/l CaCO ₃	255	—	—	—	—	225	—	215	185	225
„ „	alkal.	10	—	—	—	—	35	—	25	0	25
Żelazo ogólne	mg/l Fe	0,40	0,30	0,10	0,90	0,20	0,35	0,20	0,50	1,0	n.w.
Chlorki	mg/l Cl	8,7	5,7	2,5	11,7	7,7	6,7	5,7	6,7	12,7	8,7
Amoniak	mg/l N	0,12	0,06	0,06	0,11	0,15	0,04	0,02	0,16	0,92	0,08
Azotyny	mg/l N	0,070	0,018	n.w.	0,012	0,017	0,008	0,001	0,030	0,100	n.w.
Azotany	mg/l N	0,35	0,15	0,10	0,15	0,30	0,15	0,10	0,15	0,15	0,05
Utlenialność	mg/l O ₂	5,4	8,3	9,4	10,8	9,8	10,2	10,3	11,9	8,7	7,8
Fosforany	mg/l PO ₄ ...	0,85	0,25	0,15	0,25	0,50	0,25	0,05	0,25	0,50	0,30
Sucha pozostałość	mg/l	317	310	297	337	254	275	240	273	285	276
Pozostałość po praże- niu	mg/l	273	261	223	273	215	223	200	212	233	228
Strata przy prażeniu	mg/l	44	49	74	64	39	52	40	61	52	48
Zawiesiny	mg/l	28	60	27	41	30	71	24	67	43	22
„ lotne	mg/l	21	13	23	20	6	10	3	31	19	16
„ mineralne	mg/l	7	47	4	21	24	61	21	36	24	6
Azot organiczny	mg/l N	0,925	1,195	0,985	0,980	1,030	1,330	0,985	0,985	1,100	0,980
„ albuminowy	mg/l N	0,200	0,360	0,370	0,360	0,360	0,280	0,280	0,180	0,120	0,200
Mangan	mg/l Mn	0,15	0,17	0,15	0,18	0,20	0,17	0,05	0,17	0,16	0,22
Siarczany	mg/l SO ₄ ...	7,5	10,0	12,0	12,0	7,5	12,0	10,0	8,6	15,0	12,0
Siarkowódór	mg/l H ₂ S	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.	n.w.
Tlen rozpuszczony	mg/l O ₂	7,8	8,5	6,8	4,8	6,8	8,0	7,8	6,4	7,3	9,4
Stopień nasycenia tlenem	% O ₂	83,25	106,1	79,8	57,4	79,0	87,9	89,9	70,3	79,5	107,2
Dwutlenek węgla rozpuszczony	mg/l CO ₂	1,0	n.w.	n.w.	10,0	3,0	n.w.	n.w.	2,5	2,0	n.w.
Biochemiczne zapotrzebowanie tlenu BZT ₅	mg/l O ₂	3,40	3,30	2,26	3,62	3,00	3,00	2,94	2,99	1,36	3,20

Patenty i nowości

Pompa cyrkulacyjna dla potrzeb centralnego ogrzewania (typ „Ervo — HA“, patent Ernst Vogel — Stockerau)

W instalacjach centralnego ogrzewania pompowego, szczególnie małych obiektów, dużą pozycją kosztów eksploatacyjnych jest praca i konserwacja pomp cyrkulacyjnych. Ponadto inwestycja samych pomp odśrodkowych jest kosztowna i kłopotliwa: agregaty pompowe są drogie, wymagają specjalnego prowadzenia przewodów, budowy fundamentów itp. W razie braku dopływu energii elektrycznej grawitacyjny przepływ wody przez pompę musi pokonać znaczne opory miejscowe, ewentualnie obsługa powinna natychmiast włączyć do pracy przewody obejściowe. Z tych względów instalacja odśrodkowych pomp cyrkulacyjnych nie jest najlepszym rozwiązaniem.

Znacznie lepsze w eksploatacji (i tańsze) są pompy cyrkulacyjne osiowe (śmigłowe). Nie wymagają one fundamentów, stawiają znacznie mniejsze opory grawitacyjnemu przepływowi wody, a dla niższych wydajności mają proporcjonalnie mniejsze zużycie mocy niż pompy odśrodkowe. Największym ich mankamentem jest trudność uszczelnienia wału napędowego, przechodzącego przez wygięty w kształcie kolana przewód. Różne typy patentowanych dławnic nie mogą całkowicie zlikwidować tej niedogodności.

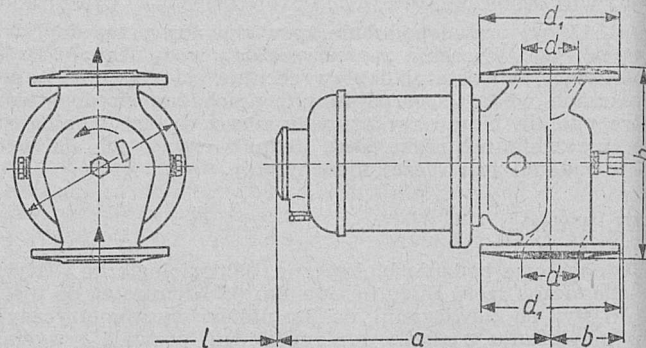
Należało zatem zbudować taką pompę, która spełniałaby zadanie jako pompa cyrkulacyjna, a jednocześnie nie posiadałaby usterek pomp dotychczas stosowanych, względnie posiadałaby ich niewiele. W wyniku pracy nad tym zagadnieniem opracowano i opatentowano szereg modeli pomp tak zwanych bezdławnicowych („Wilo“, „Ervo“ itp), wśród których pompa „Ervo — HA“ jest dość charakterystyczna.

Pompa „Ervo — HA“ (rys. 1) jest to śmigłowa pompa cyrkulacyjna przeznaczona do pracy w instalacjach małych i średnich (ciśnienie od 0,15 m do 1,5 m słupa wody i wydajność od 2,0 do 30,0 m³/h), wbudowana bezpośrednio w przewód wody grzejnej, bez kolan czy innych kształtek. Części jej dostosowane są do temperatury wody 115°C, a pracować może ona tak w przewodzie zasilającym, jak i powrotnym, chociaż ostatnio wykonane w wytwórni badania wykazały, iż praca pompy w wodzie o niższej temperaturze, a więc w wodzie powrotnej, jest korzystniejsza dla urządzenia, ze względu na łatwiejsze i bardziej efektywne chłodzenie i smarowanie.

Wirnik pompy (3) połączony jest wałem z krótkozwartym asynchronicznym silnikiem elektrycznym, umieszczonym w bezpośredniej bliskości przepływającego strumienia wody. Silnik może być zasilany prądem trójfazowym lub jednofazowym. Specjalnie izolowany rotor silnika (1) i wirnik śmigłowy obracają się w wodzie, która jednocześnie chłodzi i smaruje łożyska ślizgowe (8), wykonane z nierdzewnego metalu. Gwarantowane jest idealne wytoczenie panewek, zapewniające cichy bieg wału w łożyskach. Przez całą długość

wału przewiercony jest kanał (12), którym woda częściowo przechodzi do łożyska oporowego (9), a częściowo uchodzi przez kanaliki w głowicy wirnika (13) i miesza się z wodą grzejną.

Antymagnetyczna, metalowa pokrywa, zabezpieczona przed skorodowaniem (5), osłania wodoszczelnie rotor silnika oraz

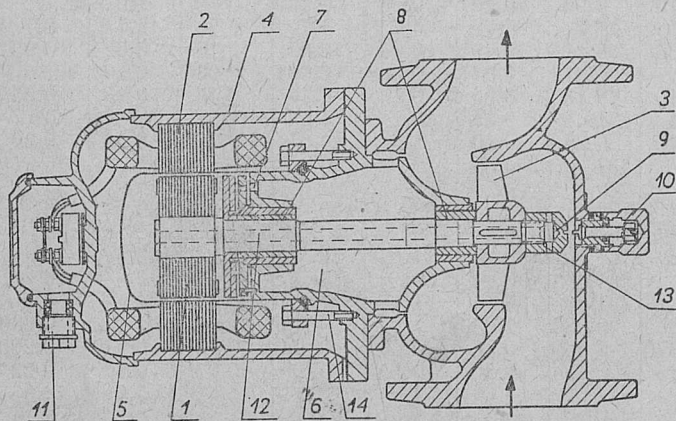


Rys. 2 — Gabaryty pomp „Ervo — HA“

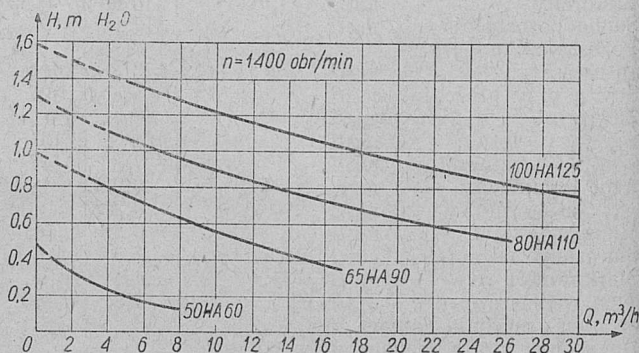
inne elementy pompy pracujące w wodzie i oddziela je od statora (2), do którego, jak normalnie, doprowadzony jest prąd elektryczny z zewnątrz, poprzez otwór (11) w obudowie. Pokrywa wodoszczelna skręcona jest na specjalne śruby i w razie konieczności może być zdjęta, umożliwiając dostęp do pompy, oczywiście po spuszczeniu ze zładu wody. Natomiast metalową obudowę zewnętrzną (4) osłaniającą stator można w każdej chwili usunąć bez potrzeby opróżniania instalacji z wody. Dla umożliwienia sprawdzenia przygotowania pompy do pracy, względnie do sprawdzenia kierunku obrotów wirnika, od czoła pompy umieszczona jest nasadka wskaźnikowa (10). Po zdjęciu z nasadki nagwintowanego kołpaczka wciska się iglicę dopasowaną do gniazdka w głowicy wirnika i wtedy można dołączyć do niej np. roboczą końcówkę tachometru.

Niewątpliwą zaletą pompy „Ervo — HA“ jest brak dławnic, co pozwala uniknąć nadmiernego tarcia wału (hamowania) przy dociśniętym dławniku, a ponadto wyklucza straty wody. W opisanym typie pompy małe są także straty na tarcie wału w łożyskach ślizgowych, przeto pobór mocy przez silnik pompy jest stosunkowo niewielki i przy normalnej pracy nie przewyższa mocy pobieranej przez bardzo dużą lampę żarową. Dogodne są także małe wymiary urządzenia (rys. 2), bardzo łatwy montaż i dozór nad pracą pompy, jej bezszumne działanie oraz małe opory przepływu stawiane wodzie w wypadku unieruchomienia agregatu.

Z ważniejszych mankamentów można wymienić dość szybkie wyrabianie się panewek (panewki w pompach wyposażonych w łożyska toczne wyrabiają się znacznie wolniej), niski współczynnik sprawności, charakteryzujący pompy osiowe tego typu, oraz stosunkowo wysoką cenę.



Rys. 1 — Przekrój podłużny przez pompę „Ervo — HA“ 1 — rotor, 2 — stator, 3 — wirnik pompy, 4 — obudowa zewnętrzna, 5 — pokrywa wodoszczelna wewnętrzna, 6 — przestrzeń wody chłodzącej łożyska ślizgowe, 7 — otwory dla cyrkulacji wody chłodzącej, 8 — łożyska ślizgowe, 9 — łożysko oporowe, 10 — nasadka wskaźnikowa, 11 — doprowadzenie przewodu elektrycznego, 12 — kanał cyrkulacyjny dla wody chłodzącej, 13 — kanaliki w głowicy wirnika, 14 — śruby mocujące pokrywę wodoszczelną.



Rys. 3 — Charakterystyki robocze pomp „Ervo — HA“

Pompa nr	50 HA 60	65 HA 90	80 HA 110	100 HA 125
Pobór mocy (ca Watt)	40	120	240	290

Rysunek 3 przedstawia charakterystyki robocze pomp „Ervo — HA” wykreślone dla zakresów maksymalnych wartości współczynnika sprawności. Pobór mocy w tym zakresie jest, dla danego numeru pompy, prawie stały.

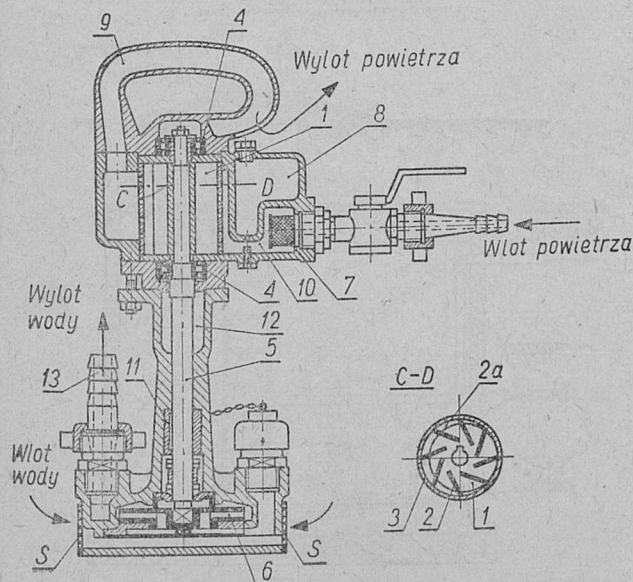
inż. Jacek Wąsowski

Odsrodkowa pompa do odwadniania

Odwadnianie przodków górniczych, wykopów ziemnych, zendr kadłubów statków stojących w doku i w ogóle usuwanie napływającej wody wtedy, gdy utrudnia ona człowiekowi pracę, nastęrcza zawsze poważne trudności, szczególnie w pojedynczych, sporadycznych wypadkach, gdy masa usuwanej wody oraz ilość stanowisk roboczych, które należy odwodnić, nie usprawiedliwia ustawienia specjalnej prowizorycznej stacji pomp lub pompy odsrodkowej, względnie budowy studzienek odwadniających, obniżających poziom wód gruntowych. W praktyce, w takiej sytuacji instaluje się pompę przeponową (gdy woda zanieczyszczona jest piaskiem) i jeden lub dwóch ludzi, a w najlepszym wypadku silnik spalinowy, napędzają pompę odwadniającą. Rozwiązanie takie jest kosztowne, a często niemożliwe do zastosowania, np. w głębokich wąskich wykopach, które nie pozwalają na opuszczenie pompy, konieczne do zmniejszenia geometrycznej wysokości ssania.

Jedną z niemieckich wytwórni pomp i turbosprężarek (C. H. Jaeger, obecnie filia spółki „Amo” w Lipsku) od 1936 r. produkuje specjalną przenośną pompę do odwadniania poszczególnych stanowisk roboczych, tak zwaną pompę „Wodnik” („Wasserjäger”). „Wodnik” jest to pompa odsrodkowa (rotodynamiczna) z wirnikiem napędzanym przy pomocy sprężonego powietrza za pośrednictwem „silnika” powietrznego. Pompa „Wodnik” przystosowana jest do pracy przy bezpośrednim zanurzeniu do usuwanej wody. Produkowane są dwa typy: T-1936 oraz TU-1949.

Pompa T-1936 (rys. 1) składa się z trzech części zasadniczych: właściwej pompy, korpusu i „silnika” powietrznego. „Silnik” powietrzny (1) jest to nic innego jak bierny wirnik łopatkowy, to znaczy wirnik z łopatkami (2) skierowanymi przeciwnie do kierunku napływu sprężonego powietrza. Między innymi umieszczenie wirnika łopatkowego w nieruchomej obudowie (3) pozwala na wprawienie w ruch obrotowy pionowego wału (5), przy jednoczesnym zapewnieniu szczelności komór z powietrzem o różnym stopniu rozprężenia (2a) oraz na uzyskanie „wydechu” powietrza do kanału (9). Powietrze o ciśnieniu od 3 do 5 atn dostaje się do kanału zasilającego (10) po przejściu przez wbudowany filtr siatkowy (7). Przed wejściem na łopatki wirnika strumień powietrza zasysa nieco smaru przez specjalny, o regulowanym przysłonięciu otwór, umieszczony w kanale zasilającym i połączony z komorą olejową (8). Smar porwany przez powietrze zwilża łopatki wirnika, które, wypychane ze szczeliny wirnika siłą odsrodkową, mogą szczelnie przylegać do obudowy, bez stosowania dodatkowego docisku sprężynami.



Rys. 1

Zestawienie charakterystyk pomp „Wodnik”

	Typ pompy	Całkowita manometryczna wysokość podnoszenia (m)					
Ciśnienie powietrza na wlocie do wirnika (atn)	3	T —1936	23	18	11	2	—
		TU—1949	22	17	12	6	—
	4	T —1936	35	26	19	10	2
		TU—1949	28	24	18	12	4
	5	T —1936	45	35	28	20	10
		TU—1949	38	32	26	19	11
Wydajność (l/min)		50	100	150	200	250	

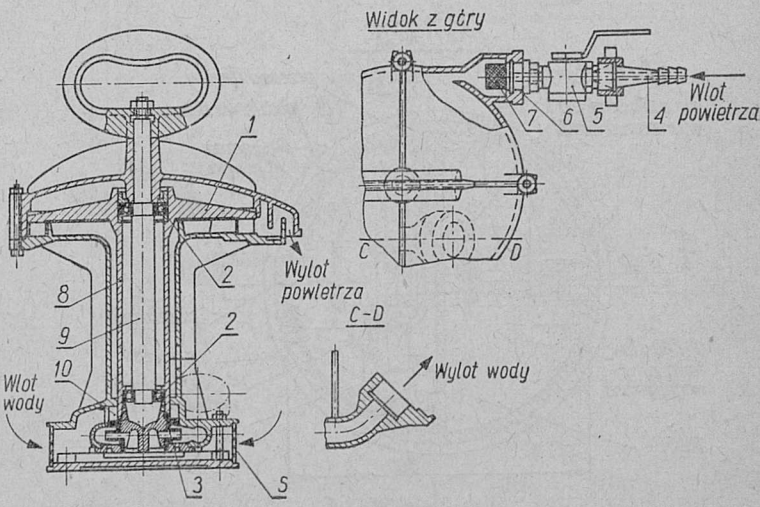
Wał pionowy, łączący wirnik łopatkowy „silnika” powietrznego z wirnikiem pompy odsrodkowej, obraca się w dwóch łożyskach tocznych (4) i jednym łożysku ślizgowym (11). Wał smarowany jest z osobnego zbiornika oleju (12), napełnionego przed rozpoczęciem pracy, natomiast łożyska toczne smarowane są w wytwórni.

Elementem roboczym pompy jest jednostrumieniowy, zamknięty wirnik, osadzony na dolnym końcu wału. Otoczony jest on spiralną obudową o przekroju prostokątnym i zaopatrzonej w system tarcz uszczelniających, zabezpieczających przed ucieczką szczelinową wody wzdłuż wału i odciążających jednocześnie nacisk osiowy na wirnik. Woda z wirnika przetłaczana jest do króćca tłoczego zakończonego nasadką do połączenia węża (13).

Pompa „Wodnik — T-1936” waży tylko około 25 kg, ma wysokość 0,5 m, a średnica kosza ssawnego nie przekracza 22 cm.

Pompa „TU — 1949” (rys. 2,3) podobnie jak „T — 1936” uruchamiana jest sprężonym powietrzem o ciśnieniu do 5 atn. Jednak roboczym organem silnika powietrznego nie jest koło łopatkowe, lecz jednostopniowy wirnik turbinowy (1) o średnicy około 25 cm. Wirnik turbinowy połączony jest przedłużoną tuleją, obracającą się w dwóch łożyskach tocznych (2), bezpośrednio z jednostopniowym zamkniętym wirnikiem pompy odsrodkowej (3). Wał pionowy (9) usztywnia konstrukcję, przejmując na siebie częściowo ciężar ruchomych wirników i tulei.

Wirnik pompy otoczony jest obudową spiralną o przekroju owalnym, zakończoną skośnym wylotem wody z nasadą do węża. Woda, wydostająca się szczelinami poza płaszczyznę tylnego koła wirnika, odprowadzana jest kanałami (10) do przestrzeni ssawnej, a tym samym likwidowany jest nacisk osiowy na wirnik. Powietrze sprężone doprowadzone jest po stycznej do wirnika turbiny. Króciec doprowadzający powietrze zaopatrzonej jest w łącznik do węża (4), kurek odcinający (5), tulejkę gwintowaną (6) i siatkowy filtr (7).



Rys. 2

Wymiary zewnętrzne pompy „TU — 1949“ analogiczne są do wymiarów pompy „T — 1936“ z tym, że pompa „TU — 1949“ waży mniej, to jest około 22 kg.

Działanie pomp typu „Wodnik“ jest bardzo proste. Po założeniu węży na króćce wodne i powietrzny, ustawia się pompę bezpośrednio w wodzie tak, aby nie zalać otworu wylotowego dla powietrza. (Pożądane jest także niezanieczyszczenie króćca powietrza wlotowego ze względu na ewentualne nieuszczelnienie połączenia). Hydrostatyczne ciśnienie wody samoczynnie odpowietrza pompę, co jest wielkim ułatwieniem w eksploatacji. Po otworzeniu kurka zamykającego dopływ powietrza pompa natychmiast podaje wodę. Przerwanie dopływu powietrza zatrzymuje pompę.

Nisko umieszczony wirnik pompy, prócz tego, że ułatwia odpowietrzanie, stwarza i tę dogodność, że w razie przerwania strumienia pompowanej cieczy na skutek obniżenia poziomu zwierciadła wody (tzw. zapowietrzenia ciągu tłocznego), można nie przerywać pracy pompy. Podwyższenie się zwierciadła wody (w wypadku jej ciągłego dopływu) znowu spowoduje odpowietrzanie pompy i jej normalne działanie. Dozór nad pracą pompy konieczny jest o tyle, że podane w tabelce wydajności ściśle odpowiadają ciśnieniu robocznemu powietrza i wysokości podnoszenia. Zatem, ze względu na niezawodność pracy i wytrzymałość konstrukcji, należy regulować robocze ciśnienie powietrza automatycznym wyłącznikiem nadmiarowo-zanikowym na powietrzniku sprężarki;

natomiast zbędna jest regulacja wpływu wody zaworem na tłoczeniu. Regulacja ciśnienia powietrza nie powoduje zwykle żadnych trudności biorąc pod uwagę fakt, że używane młotki pneumatyczne, kruszarki, wiertarki, ubijaki, nitownice itp. pracują także na maksymalne ciśnienie 5 atn. Stosując ciśnienie wyższe należy pompę zaopatrzyć w zawór redukcyjny i manometr.

Pompa „Wodnik“ zasadniczo przeznaczona jest do przepompowywania wody czystej i dlatego kosz ssący stanowi ściana metalowa z bardzo wąskimi szczelinami (S). Szczeliny te łatwo zapychają się piaskiem i mułem, co prawie uniemożliwia stosowanie pompy dla wody zanieczyszczonej tym substancjami. Możliwość użycia pompy np. w wykopie ziemnym realna jest wtedy, gdy pompa ssie wodę niezamąconą.

Wytwórnia produkująca pompy tego typu bardzo zaleca stosowanie ich, podkreślając niezawodność działania i niskie koszty eksploatacyjne. Wydaje się, że i w naszych warunkach pompy „Wodnik“ spełniłyby swą rolę, ułatwiając i upraszczając usuwanie wody w tych wypadkach, w których stosowanie innych pomp jest niemożliwe bądź nieopłacalne. Konieczność doprowadzania sprężonego powietrza nie jest czynnikiem utrudniającym, gdyż technika wykonywania podstawowych prac w budownictwie, górnictwie itd. opiera się na używaniu maszyn pneumatycznych.

inż. Jacek Wąsowski

Z prasy zagranicznej

Podziemna pompownia kanalizacyjna

E. Diemidow — Podziemna kanalizacyjna nasosna stacja. Żiliszczno-kommunalnoe choziajstwo Nr 5, 1954 r.

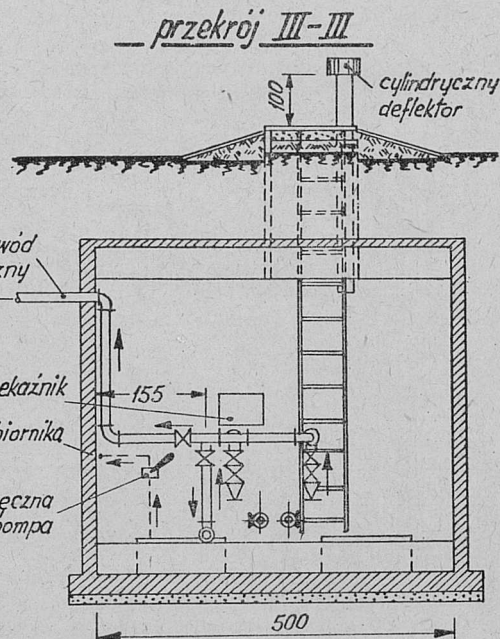
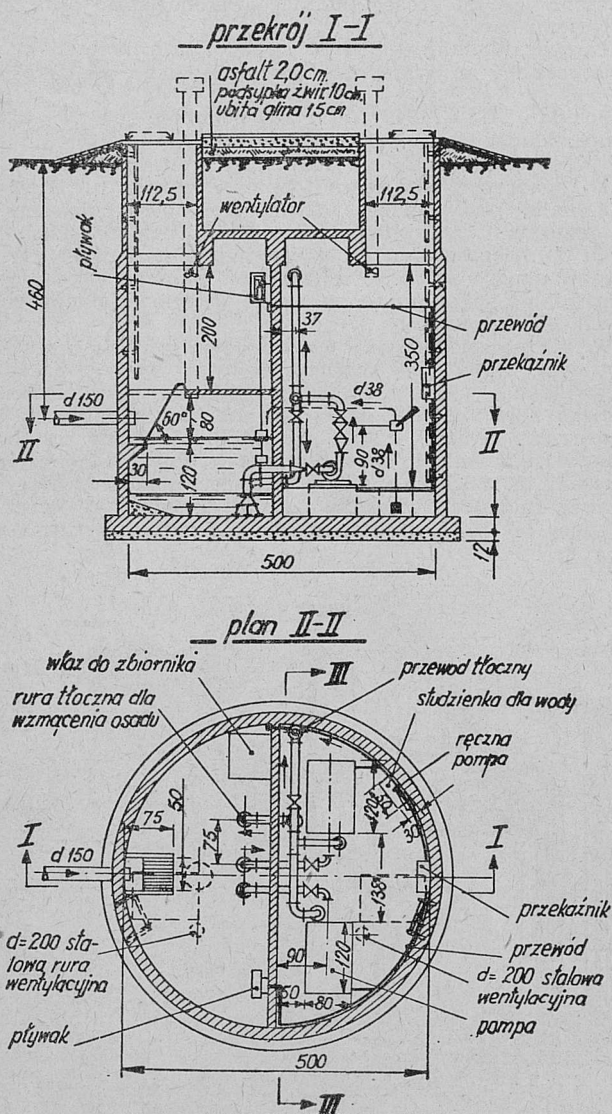
Przy budowie pompowni kanalizacyjnych, projektowanych dla dwóch lub trzech zespołów pompowych, stosuje się podziemne żelazo-betonowe zbiorniki walcowe z nadziemnym budynkiem z cegły.

Podziemny walec takiej pompowni pracuje na ściskanie i wymaga znacznie mniej materiałów budowlanych niż przy zastosowaniu kształtu prostokątnego.

W gruntach nawodnionych pompownia może być wykonana sposobem zapuszczania.

Pompownia tego typu może być jeszcze uproszczona, jeśli zostanie zastosowana automatyzacja pracy pomp.

Obecnie stosuje się automatyzację sterowania zespołami pomp, automatyzacji nie stosuje się jeszcze do oczyszczania kratek na dopływach do zbiorników pompowni. Automatyzacja sterowania pompami polega na zastosowaniu pływaków.



Ze zmianą poziomu wody w zbiorniku automatycznie włącza się i wyłącza pompy z pracy. W zależności od stanu technicznego pracującego zespołu pompowego może być włączony zespół rezerwowy, zasygnalizowany stan ciśnienia na pompie, temperatura łożysk lub awaria przekładnika.

Przy takiej automatyzacji sterowania pracownik kontrolujący pracę pomp może schodzić do pomieszczenia pomp raz na dobę lub tylko na sygnał alarmowy. Stałe przebywanie obsługi na pompowni jest zbędne, nie zachodzi więc potrzeba budowy nadziemnego budynku dla obsługi. Wysokość pomieszczenia dla pomp może być ograniczona do 3,5 m.

Dla małych pompowni o dopływie ścieków wynoszącym setki metrów sześciennych na dobę nie jest konieczne stałe oczyszczanie kraty zbiornika. Krata może być wtedy oczyszczana dwa lub trzy razy na dobę.

Stałą naturalną wentylację pompowni zabezpiecza się przy pomocy kanałów wentylacyjnych, a okresową pobudzającą przy pomocy wentylatora.

Przez zastosowanie automatyzacji sterowania pracą pomp można uniknąć budowy nadziemnych pomieszczeń dla obsługi.

Na rysunku pokazano rozwiązanie podziemnej pompowni kanalizacyjnej o wydajności do 500 m³ ścieków na dobę.

mgr inż. Alfred Kępiński

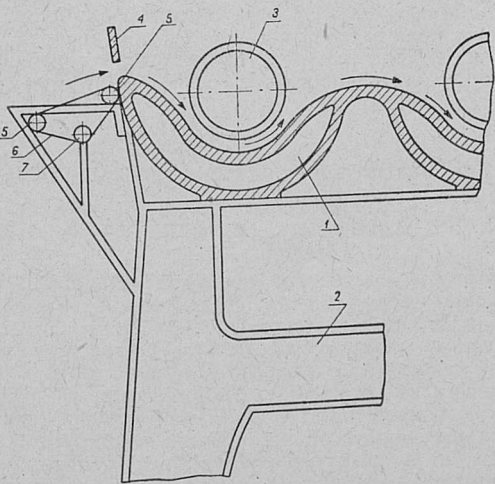
Racjonalizatory pralni mechanicznych

(Racjonalizatory praczeicznego chozajstwa — inż.: W. I. Pieriepielicyn i N. P. Szabanowa, Gorodskoje Chozajstwo Moskwy 5/1954).

Nowoczesna pralnia-fabryka jest dużym, zmechanizowanym zakładem pracy. Wszystkie fazy i procesy obróbki białizny są do tego stopnia ściśle ze sobą powiązane, że jakiegokolwiek zahamowanie czy wąskie gardło natychmiast odbija się na pracy całego zakładu, uniemożliwiając lub utrudniając działalność wszystkich oddziałów. Takim wąskim gardłem pralni moskiewskich stały się oddziały krochmalenia białizny w związku z ogromnym wzrostem ilości zamówień na białiznę krochmaloną. Należy pamiętać, że do dzisiaj proces krochmalenia białizny opiera się na pracy ręcznej.

Zwiększenie ilości białizny podlegającej krochmaleniu pociągnęło za sobą konieczność zatrudnienia dodatkowej ilości pracowników i powiększenia powierzchni roboczej, gdyż obróbka krochmalonej białizny na istniejących maszynach suszarniczoprasowniczych nie dawała zadowalających rezultatów. Tkanina przylepiała się i owijała wokół walców, tworzyły się załamki, reklamowane przez klientów.

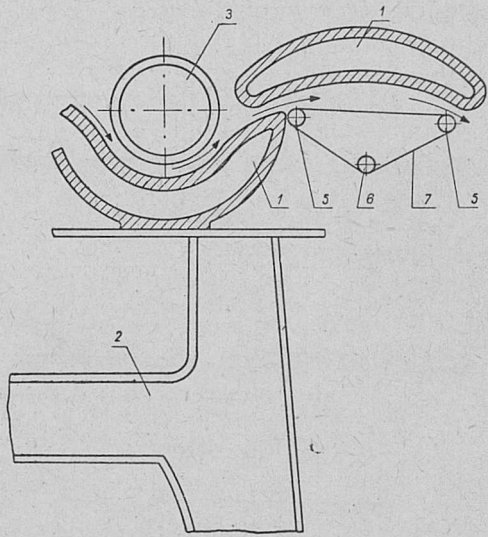
N. A. Smirnow, mechanik pralni-fabryki nr 4 przystosował pięciowalcową prasownicę nieckową do prasowania nakrochmalonej białizny. Mianowicie, wyposażył on normalną prasownicę w urządzenie pozwalające na dodatkowe ogrzanie prasowanej białizny z dwóch stron, a ponadto wprowadził kilka zmian konstrukcyjnych. Od strony podawania białizny na walce prasownicy, a przed listwą zabezpieczającą palce obsługi (listwa „autostop”), N. Smirnow umieścił nieduży przenośnik taśmowy połączony przekładnią z kołem zębatym drugiego walca prasownicy (rys. 1). Dzięki temu można pra-



Rys. 1 — Przekrój prasownicy od strony wejścia białizny.

widlowo i równomiernie rozłożyć białiznę oraz nadać jej odpowiedni, jednostajny kierunek posuwu aż do momentu wciągnięcia przez pierwszy walec roboczy maszyny. Aby uniemo-

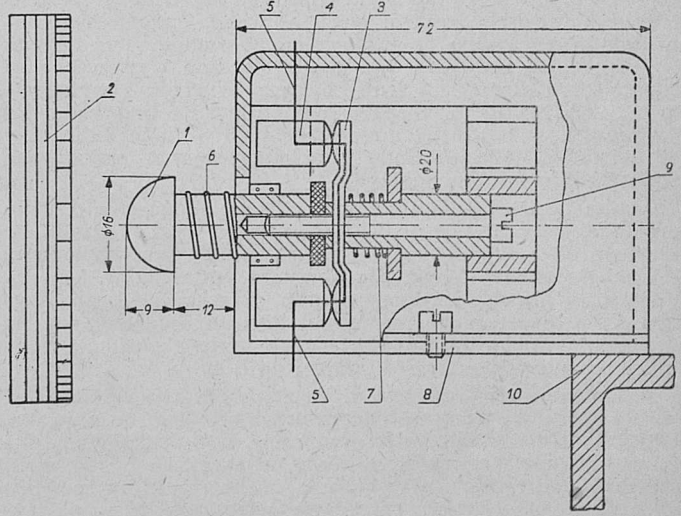
żliwić przylepianie się białizny do walców, okręcanie się wokół nich w czasie przechodzenia prasowanych sztuk przez prasownicę, pod walcami przesuwają się taśmy prowadzące. Zapobiega to zaprasowywaniu na białiznę załamek, powstawaniu fałd i zgnieceń brzegów białizny. Odwróconą nieckę parową, znajdującą się od strony wyjścia białizny z maszyny, nieco uniesiono i pod nią umieszczono drugi nieduży przenośnik, napędzany pośrednio przez wał prasownicy. Osiągnięto przez to doprasowywanie białizny „od góry” i zapewniono równomierne wychodzenie sztuk spod walców roboczych (rys. 2).



Rys. 2 — Przekrój prasownicy od strony wyjścia białizny. 1 — niecka ogrzewana parą, 2 — podstawa prasownicy, 3 — walec dociskowy, 4 — listwa zabezpieczająca („autostop”), 5 — walek napędzający przenośnik, 6 — walek napędzający taśmę przenośnika, 7 — przenośnik taśmowy.

Próby ulepszonej przez N. Smirnowa prasownicy dały niespodziewane rezultaty tak, że wszystkie parowe pięciowalcowe prasownice nieckowe przystosowuje się do prasowania białizny krochmalonej. W chwili obecnej pralni Moskwy mogą przyjąć o 40% więcej zamówień na białiznę krochmaloną bez powiększania parku maszynowego czy ilości zatrudnionych pracowników.

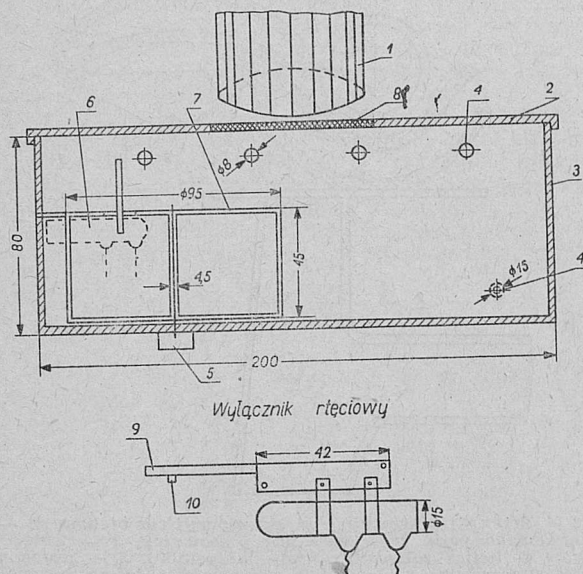
Dobrze i prawidłowo pracujące wirówki, wyzyskujące białiznę, są jednym z głównych elementów technologicznego procesu prania białizny. Niewłaściwe załadowanie wewnętrzznego bębna wirówki powoduje wibrację i drganie całej obudowy maszyny. Wskutek dużych prędkości obrotowych bębna, przekraczających niekiedy 45 m/sek., drgania te powodują deformację maszyny i jej przedwczesne zużycie. Prócz tego, w sporadycznych wypadkach może nastąpić zerwanie śrub



Rys. 3 — Schemat przyrządu do wyłączania wirówki podczas silnych drgań korpusu. 1 — guzik, 2 — korpus wirówki, 3 — styk ruchomy, 4 — styk nieruchomy, 5 — obwód elektryczny, 6 — sprężyna zewnętrzna, 7 — sprężyna wewnętrzna, 8 — pudełko wyłącznika, 9 — wkręt mocujący, 10 — wspornik.

(wpustów) fundamentowych i jeśli maszyna nie zostanie w porę zatrzymana, konsekwencje awarii mogą być groźne dla obsługującego wirówkę personelu. Dlatego też praca wirówek musi być stale kontrolowana.

Ślusarz moskiewskiej fabryki-pralni nr 2 A. F. Kuźmin skonstruował wyłącznik, automatycznie zatrzymujący wirówkę z chwilą pojawienia się silniejszych drgań. Jednocześnie w fabryce-pralni nr 6 elektromonter A. S. Łopes wykonał przyrząd, który samoczynnie wyłącza silnik wirówki w momencie ukończenia odwirowywania białizny; powszechnie praktykuje się wyłączenie wirówki wtedy, gdy z rury odprowadzającej przestanie wypływać woda.



Rys. 4 — Schemat przyrządu do wyłączania wirówki po skończonym cyklu pracy. 1 — rura odpływowa wirówki, 2 — pokrywa, 3 — korpus (skrzynka) 4 — otwory odpływowe korpusu, 5 — prowadnica, 6 — pływak, 7 — listewka, 8 — filtr siatkowy, 9 — wyłącznik ręczny, 10 — dźwignia wyłącznika ręcznego.

Wyłącznik Kuźmina (rys. 3) jest to nieduże metalowe lub ebonitowe pudełko o wymiarach $72 \times 50 \times 50$ mm, z boku którego wystaje guzik (przycisk), przysunięty odpowiednio blisko do obudowy wirówki. W przypadku silnych drgań (wibracji) wirówki, guzik zostaje przyciśnięty i odwodzi styk ruchomy od nieruchomego, a tym samym przerywa (otwiera) obwód elektryczny i wyłącznik elektromagnetyczny wyłącza silnik napędzający maszynę. Obie sprężyny (wewnętrzna i zewnętrzna) doprowadzają wyłącznik (styki i guzik) do położenia wyjściowego, gwarantując jego natychmiastową reakcję w wypadku uszkodzenia wyłącznika elektromagnetycznego i ponownego włączenia silnika wirówki. Metalowe lub ebonitowe pudełko wyłącznika chroni go przed zanieczyszczeniem czy też uszkodzeniem mechanicznym. Pudełko przymocowane jest sztywno do wspornika, nieruchomo osadzonego w ścianie lub podłodze. We wsporniku tym wywiercone są odpowiednie otwory na śruby łączące wspornik z wyłącznikiem. Pozwala to na szybkie zdemontowanie przyrządu dla naprawy i na powtórne umieszczenie go w takiej odległości od wirówki, jaką ustalono poprzednio biorąc pod uwagę dopuszczalne drgania maszyny.

Automatyczny wyłącznik wirówki po skończonym cyklu pracy zaprojektowany przez A. S. Łopesa (rys. 4) składa się ze skrzynki o wymiarach $200 \times 80 \times 100$ mm, wykonanej z blachy stalowej. Wewnątrz skrzynki umieszczony jest cylindryczny pływak średnicy 95 mm, wysokości 45 mm, wykonany z tego samego materiału. Pływak osadzony jest na prowadnicy, pozwalającej mu w razie zmiany poziomu wody tylko na ruchy pionowe (do góry i na dół).

W skrzynce zrobione jest wycięcie, przez które przechodzi waga listewka, jednym końcem przymocowana do pływa. Drugi koniec listewki połączony jest z dźwignią wyłącznika ręcznego. Gdy poziom wody w skrzynce opada, ruch pływa oddziałuje na wyłącznik ręczny, który po dostatecznym przechyleniu przerywa obwód elektryczny i wyłącza silnik wirówki. W górnej części skrzynki znajduje się 8 otworów, przez które odpływa woda wyciśnięta z białizny, a które jednocześnie określają maksymalne górne położenie pływa. W dolnym położeniu pływak zajmuje poziom otwo-

ru wywierconego nisko z boku obudowy. Średnicę tego otworu dobiera się zależnie od wielkości wirówki i pożądanego stopnia odwirowania białizny. Dobór optymalnej średnicy otworu odpływowego najłatwiej jest przeprowadzić mając do dyspozycji szereg zatyczek, nawierconych na różne przekroje otworu wewnętrzznego.

Skrzynkę zakrywa się pokrywą, której część stanowi filtr siatkowy, umieszczony pod wylotem rury odpływowej wirówki. Zadaniem filtru jest zatrzymywanie cząstek włókna odpływających razem z wodą z odwirowywanej białizny mogących zanieczyścić przyrząd ze szkodą dla dokładności i niezawodności jego działania. Prócz tego A. S. Łopes wyposażył wirówkę w specjalne urządzenie blokujące silnik w wypadku niezamknięcia pokrywy bębna. Zabezpiecza to obsługę przed nieszczęśliwymi wypadkami i uniemożliwia przeladowanie wirówki.

Wykonane przez Łopesa i Kuźmina przyrządy w dużym stopniu ulepszyły proces technologiczny odwirowywania białizny i znacznie ułatwiły kontrolę pracy wirówek, zmniejszyły do minimum fizyczny wysiłek obsługi, zapewniając jednocześnie duże bezpieczeństwo pracy i oszczędną eksploatację maszyn. Natychmiast po akceptacji przystąpiono do wyposażania w omówione przyrządy wszystkich wirówek pralni moskiewskich.

Jakość prania zależy w dużym stopniu od ilości dodanego środka piorącego. Białiznę przed praniem sortuje się według stopnia zabrudzenia, rodzaju i koloru. Stosownie do prawideł przebiegu technologicznego, dla każdego stopnia zabrudzenia i wielkości partii pranej białizny należy przeznaczać ściśle określoną ilość środków piorących. Prócz tego przy praniu tej samej partii białizny należy przeprowadzić dwa gotowania roztworu z różnymi dawkami mydła czy ługu piorącego.

W pralniach-fabrykach wyposażonych w centralne rozpróśnienie płynnego ługu miarą do dawkowania jest zbiorniczek umieszczony nad każdą pralnią, posiadający z boku dwa kurki spustowe i szkło wskaźnikowe. Stałe zaciemnienie szkła wskaźnikowych oraz przedostawanie się ługu piorącego do przewodów odpowietrzających stanowiły główne wady tego systemu, uniemożliwiające ściśle dozowanie i naruszając w ten sposób technologię prania.

Dyrektor pralni-fabryki nr 6 N. G. Gutow wraz z inżynierami M. A. Akatowem i G. I. Wardanowem dla usprawnienia regulacji dawkowania i kontroli ilości dodawanych środków piorących, zaopatrzyli każdą pralnię w dozownik liczący, umieszczony na oddzieleniu przewodu doprowadzającego ług z centralnej przygotowni. Zastosowano dozowniki liczące, produkowane przez „Sojuznietiepribor” dla potrzeb przemysłu naftowego.

Aby doprowadzić do pralnicy odpowiednią ilość środka piorącego, wystarczy stworzyć zawór dozownika liczącego i obserwować ruch strzałki wskaźnikowej. Gdy wskazówka dojdzie do odpowiedniej liczby, oznaczającej ilość czynnika, jaka przepłynęła przez dozownik (dopłynęła do pralnicy), zamykamy zawór. Dozowniki liczące posiadają dwie skale umożliwiające nie tylko dodawanie odpowiednich ilości roztworu ługu do pralnicy, ale także obliczanie ilości zużytego ługu w ciągu całej zmiany. Daje to możliwość kontroli dotrzymania przez personel wytycznych technologicznych.

Próby praktyczne potwierdziły celowość stosowania dozowników liczących i obecnie wyposaża się w nie wszystkie pralnie zmechanizowane.

inż. Jacek Wąsowski

„Zmechanizowane izolowanie rur stalowych”.

(„Racionalizatory Mospodizstrojów”) — inż. inż. D. P. Mal'kowskij i J. B. Finkelsztejn, „Gorodskoje Choziajstwo Moskwy”, 6/1954.

Dla ochrony stalowych rur gazowych układanych w ziemi przed korozją glebową i niszczeniem działaniem prądów błędnych, owija się je warstwą izolacji. Przeważnie izolowanie przewodów odbywało się ręcznie, często prymitywnymi sposobami, a przy tym bezpośrednio na miejscu budowy podziemnych tras rurociągów. Racionalizatorzy I. N. Murawiew, P. G. Cycyn i inni przedstawili projekt fabrycznego izolowania przewodów na przenośniku poziomym (konwejerze), który dał w praktyce zadowalające rezultaty.

Zmechanizowany warsztat izolowania rur o dwóch ciągach produkcyjnych (dla średnic 50–150 mm i 200–400 mm) zbudowany został przy magazynie rur obok bocznic kolejowej. Na przenośnikach, przekazujących rurom ruch postępowo-obrotowy od specjalnych pędni, nieprzerwanym stru-

(dokończenie na str. 64)

BIULETYN INSTYTUTU GOSPODARKI KOMUNALNEJ

Warszawa, ul. Górnośląska 20, tel. 85061 wew. 573

DODATEK DO Nr 2 MIESIĘCZNIKA „GAZ, WODA I TECHNIKA SANITARNA“

ROCZNIK IV

WARSZAWA - LUTY 1955

Nr 2

Dr St. KOŁACZKOWSKI

Zakład Badawczy
Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem
w Poznaniu

Zarys działalności Zakładu Badawczego w Poznaniu

Terenowy Zakład Badawczy Ochrony Wód przed Zanieczyszczeniem w Poznaniu, działający w obrębie Instytutu Gospodarki Komunalnej, rozpoczął swą działalność w listopadzie 1952 r., korzystając początkowo (w r. 1953) z lokalu i pomocy laboratoryjnych WSSE w Poznaniu. Od stycznia 1954 Zakład mieści się już we własnym lokalu. W chwili obecnej trwają jeszcze prace nad urządzeniem i wyposażeniem laboratoriów.

Organizacja wewnętrzna Zakładu nie jest jeszcze ostatecznie ustalona, jednak już teraz wśród różnorodnych zadań wykonywanych przez Zakład zarysował się wyraźny podział na następujące pracownie specjalistyczne:

- chemiczno-analityczną i technologiczną,
- hydrobiologiczną,
- mikrobiologiczną.

Pracownie te zajmują się przede wszystkim ochroną wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem, odrębną zaś kółką badawczą stanowi nowoutworzona pracownia technologii odpadków stałych.

Praca Zakładu Badawczego przebiega w 3 zasadniczych kierunkach.

Pierwszy z nich obejmuje prace planowe, długofalowe, zmierzające do systematycznego przebadania terenu, dla uzyskania rzeczywistych danych o stanie zanieczyszczenia wód powierzchniowych oraz ustalania zachodzących w nich zmian, o ich zagrożeniu i o wykorzystywaniu przez zakłady przemysłowe i komunalne.

Pierwszym etapem tej pracy było utworzenie kartoteki zakładów przemysłowych i komunalnych „produkujących” ścieki. Kartotekę sporządzono na podstawie własnych badań oraz materiałów uzyskanych z WKPG, WSSE, b. Wojewódzkiego Komitetu Ochrony Wód.

W oparciu o te materiały ustalono najbardziej zagrożone odcinki rzeki Warty i jej dopływy, wymagające szczegółowego opracowania i wskazania władzom wodnym na konieczność zastosowania środków zaradczych. W roku 1953 przebadano rzekę Lutynię, lewobrzeżny dopływ Warty wraz z położonymi nad nią dwoma wielkimi zakładami przemysłowymi (cukrownia i roszarnia Inu). Stwierdzono wybitnie ujemny wpływ ścieków obu tych zakładów na stan rzeki. Warto tu podkreślić, że jeden z tych zakładów (cukrownia) tak silnie zanieczyszcza wody Lutyni, że drugi zakład, położony niżej, korzystający z wody rzecznej ma w związku z tym poważne trudności w produkcji.

Przebadano również górny bieg rzeki Obry, od źródeł do kanału Mosińskiego. Całość wyników można będzie zestawić po zakończeniu badań nad następnym odcinkiem, najbardziej może zagrożonym ściekami miasta Kościana, a zwłaszcza jego zakładów przemysłowych i cukrowni w Opalenicy. Badania są w toku.

W roku 1954 rozpoczęto badania rzeki Wełny i Cybiny. Badania te uległy częściowemu zahamowaniu ze względu na brak środków lokomocji. Będą one miały duże znaczenie, gdyż rzeka Wełna do niedawna jeszcze uchodząca za wyjątkowo czystą, od kilku już lat ulega stalemu zanieczyszczeniu, a rzeka Cybina przepływa na przestrzeni wielu kilometrów przez park publiczny, stanowiąc wielką atrakcję jako miejsce kąpeli i wypoczynku. Poza tym tworzy ona sztuczne zaporowe jezioro Maltańskie, przewidziane jako ośrodek sportów wodnych w Poznaniu. Zakład Badawczy interesuje się wpływem zanieczyszczeń ściekowych na biocenozę rzeki i jeziora, zwłaszcza że zdarzyły się już zakwity i masowe śnięcia ryb. W tym celu Zakład nawiązał kontakt z placówką hydrobiologii PAN w Poznaniu i prowadzi z nią wspólną pracę na odcinku zmian chemicznych wody tego jeziora.

Drugi kierunek — to prace badawczo-usługowe dla bieżących pilnych potrzeb terenu w związku z projektowaniem urządzeń do oczyszczania ścieków miejskich i przemysłowych (dla biur projektów) i opiniowaniem projektów stanowiących podstawę do udzielania uprawnień wodnych. O tym jak pilne i potrzebne są tego rodzaju prace świadczy fakt, że Zakład mimo największych wysiłków nie może zaspokoić i załatwić wszystkich zgłaszanych zapotrzebowań terenu. W ramach tych prac opracowano zagadnienie oczyszczania ścieków kombinatu przemysłu spożywczego (krochmalnia, syropiarnia, dekstriniarnia, drożdżownia). Badania te wykonano na zlecenie Wrocławskiego Biura Projektów Budownictwa Komunalnego, które opracowuje projekt oczyszczalni dla ścieków dla tych zakładów. Badania obejmowały prace terenowe, analityczne i technologiczne. Dla tych samych zakładów opracowano problem wody przemysłowej, której jakość ma znaczny wpływ na produkcję (np. zabarwienia krochmalu, jego skład bakteriologiczny itp.).

Do ciekawych prac należało również przebadanie ścieków papierni „Malta”, które wykazało, że papiernia może swoje ścieki oczyścić w tym stopniu, by mogły być przyjęte przez odbiornik.

W szerokim zakresie przeprowadzono badania nad ściekami zakładów utylizacyjnych i mleczarskich. Wyniki badań są w trakcie opracowywania.

Wszystkie te materiały stanowią bogate źródło dla prac naukowych ściśle związanych z palącymi potrzebami terenu. Główną przeszkodą w ich wykorzystaniu jest szczupłość kadry naukowej.

Pracę w Zakładzie w obu kierunkach zorganizowano w ten sposób, że każdą sprawę czy każdy problem opracowuje główny referent, odpowiedzialny za planowy przebieg pracy i jej terminowe wykonanie. Dla wykonania powyższych zadań dobiera sobie zespół współpracowników specjalistów z zakładu, a nieraz rzeczoznawców z zewnątrz. Analitykę chemiczną, hydrobiologiczną i mikrobiologiczną wykonują poszczególne pracownie.

Trzeci kierunek pracy obejmuje akcję zapobiegawczą. Określenie to wymaga oczywiście bliższego wyjaśnienia. Otóż na podstawie wieloletnich obserwacji stwierdzono, że rokrocznie powstaje wielka ilość nowych zakładów i instytucji, ostatnio również szereg osiedli, które bądź wcale nie oczyszczają ścieków i wpuszczają je w stanie surowym do najbliższego zbiornika wodnego, bądź też mają zamiar wybudować jakieś urządzenia, na podstawie projektów sporządzonych przez anonimowych bez mała autorów nie posiadających wymaganych kwalifikacji. Wprawdzie oficjalnie biorąc każdy projekt w zakresie gospodarki wodnej powinien przejść przez ocenę właściwej KOPI, jednak w praktyce większa część projektów nie podlega tej procedurze, a w każdym razie na pewno znaczna część projektów przeznaczonych już do realizacji jest wykonana zupełnie źle. W rezultacie, obok wielu wysiłków zmierzających do usunowania zanieczyszczonych wód powierzchniowych drogą poprawy istniejących urządzeń oczyszczających ścieki, powstawały ciągle nowe urządzenia źle funkcjonujące, co narzązało gospodarce narodowej z jednej strony na poważne straty wskutek wydatkowania pieniędzy na urządzenia wręcz bezużyteczne, z drugiej zaś na stałe pogarszanie stanu zanieczyszczenia wód.

Prezydium Wojewódzkiej Rady Narodowej w Poznaniu doceniając ważność tego zagadnienia, już w lipcu 1950 r. powzięło uchwałę, na mocy której wszystkie projekty urządzeń wodnościekowych podlegają zaopiniowaniu przez Wojewódzki Komitet Ochrony Wód, którego kompetencje przejął następnie Zakład Badawczy IGK, tworząc w tym celu

specjalną komórkę opiniodawczą. O celowości jej działania świadczy przekroczenie planu ilościowego w roku 1953 oraz fakt, iż większość nadesłanych projektów należało odrzucić, jako zupełnie nie nadających się do realizacji. Projekty ważniejszych obiektów zostają przed zaopiniowaniem poddane gruntownej analizie na podstawie wizji terenowych oraz ewent. przebadania laboratoryjnego próbek wody pobranych w danym zakładzie pracy.

Tak zorganizowana praca daje niewątpliwie dobre rezultaty. Z całą pewnością jednak nie wszystko odbywa się idealnie bez tarć i zgrzytów. Zdarzają się opóźnienia w wykonywaniu przyjętych zadań, zdarzać się mogą i błędy, jednak w sumie praca ta jest niezwykle pożyteczna zarówno dla inwestorów, jak i dla akcji ochrony wód.

Omówione trzy kierunki pracy dotyczą akcji ochrony wód przed zanieczyszczeniem.

Od niedawna, bo zaledwie od dwóch miesięcy istnieje w Zakładzie Badawczym pracownia technologii odpadków stałych. Działalność jej jest zbyt krótkotrwała, by ją oceniać, w każdym razie zadaniem jej jest opracowanie metod skutecznej likwidacji lub utylizacji odpadków stałych, w pierwszym rzędzie śmieci miejskich. Pracownia ta nawiązała już poprzednio kontakty z ZOM-em m. Bielsko-Biała, gdzie przeprowadzono obserwacje nad funkcjonowaniem komór biotermicznych Beccari'ego oraz z Biurem Projektów Budownictwa Komunalnego w Stalinogrodzie, Dział GOP. W jej planach jest również współpraca i pomoc naukowa dla laboratoriów ZOM (Bielsko-Biała, GOP, Poznań).

W chwili obecnej przeprowadza się badania laboratoryjne nad termofilową humifikacją osadów kanalizacyjnych.

Tak przedstawia się w skrócie działalność zewnętrzna Zakładu Badawczego w Poznaniu. Praca ta byłaby niemożliwa bez jednoczesnej pracy wewnętrznej, podnoszącej kwalifikacje kadry naukowej i technicznej, bez stałego studiowania najnowszych zdobyczy wiedzy. Praca ta, wymagająca wielkiego wysiłku ze strony wszystkich pracowników mimo

wielu trudności wynikających głównie ze znacznego obciążenia pracą zawodową jest prowadzona stale i systematycznie. Jednym ze sposobów tej pracy są cotygodniowe zebrania naukowe, poświęcone omawianiu bieżącej literatury fachowej i czasopism polskich i zagranicznych. Z przeczytanych artykułów sporządza się analizy dokumentacyjne. Ciekawsze prace są szerzej referowane lub nawet w całości tłumaczone. Na zebraniach tych w obszernych dyskusjach naświetla się poszczególne zagadnienia, omawia nowe koncepcje i wskazuje drogi rozwoju nauki w interesującej nas dziedzinie. Zebrania są prowadzone tradycyjnie już od kilku lat wspólnie z pracownikami naukowymi Oddziału Higieny Komunalnej WSSE w Poznaniu. O natężeniu tej pracy świadczy fakt sporządzenia do tej pory z górą 800 analiz dokumentacyjnych, nie licząc referatów i tłumaczeń. Wzajemna wymiana poglądów oraz studia fachowej literatury obcej znacznie podniosły kwalifikacje zawodowe uczestników zebrań.

W najbliższej przyszłości przewiduje się rozszerzenie zakresu pracy terenowej, badanie i klasyfikację rzek. Konkretnie w przyszłym roku zostaną zakończone badania rzeki Obry na odcinku od m. Kościan do m. Kargowa, rzeki Welny od źródeł do ujścia oraz rzeki Noteci w jej górnym biegu, tj. od źródeł do kanału bydgoskiego.

W ramach prac laboratoryjnych prowadzone będą w dalszym ciągu prace nad sprawdzeniem i ustaleniem metod oznaczania BZT. Kontynuowana będzie również praca wspólna z placówką hydrobiologiczną PAN (Muzeum Przyrodnicze w Poznaniu), nad biocenozą jeziora Maltańskiego na odcinku zmian składu chemicznego wody.

Z ciekawszych prac naukowo-usługowych wymienić należy prace nad ustaleniem zmian biologicznych kilku jezior w związku z odprowadzaniem do nich dużych ilości wody ciepłej i możliwym stąd zagrożeniem ujęcia wody przez powstające zakwity, czy niepożądany rozwój mikro- i makroorganizmów.

(c. d. ze strony 62)

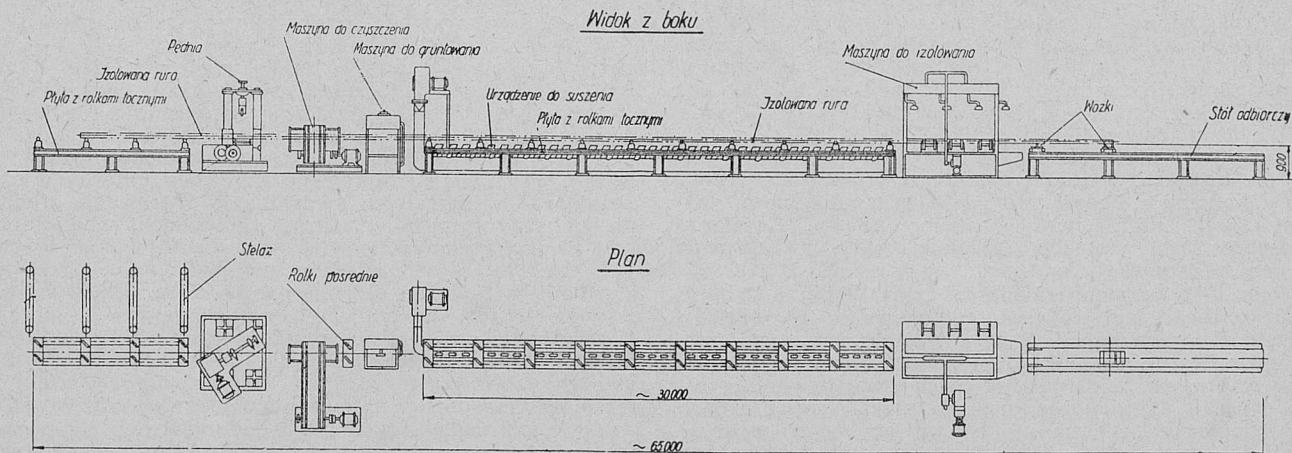
mieniem przesuwają się zestawy rur, połączone od wewnątrz specjalnymi, rozłącznymi mufami. Długość zestawów, rosnąca w miarę przesuwania się rur na przenośniku, dochodzi do maksymalnej wartości 80—90 m bieżących. W czasie ruchu rury początkowo są suszone strumieniem gorącego powietrza, następnie czyszczone z rdzy i zendry odbijakami kulowymi i metalowymi szczotkami, gruntowane powłoką bitumiczną, znowu suszone i dopiero wtedy specjalna maszyna owija przewody odpowiednio grubo taśmą hydroizolacyjną na podkładce z gorącego bitumu. Na koniec zaizolowane przewody owijane są dla ochrony mocnym papierem. Wszystkie te czynności wykonywane są jednocześnie dzięki odpowiedniemu rozmieszczeniu różnych maszyn wzdłuż ciągu obróbki, po obu stronach przenośnika (patrz rys.).

Przed warsztatem stoi zadanie zorganizowania spawania rur w ogniu długości 10—30 m w zależności od średnicy przewodu. Przedsięwzięcie to było częściowo zrealizowane na budowie gazociągów, a nawet mechanik F. D. Mierzielińkin opracować specjalną przyczepę do ciągnika, pozwalającą transportować tak długie zestawy w warunkach miejskich. Jednakże brak w tym czasie nieodzownego, ruchomego dźwigu, a ponadto duża powolność kierownictwa przedsiębior-

stwa w kierunku realizacji opisanego projektu uniemożliwiły masową produkcję długich zestawów rurowych.

W bieżącym roku zakład izolowania rur uruchomi produkcję długich zestawów stosując półautomatyczne spawanie i kontrolując jakość spawów promieniami „gamma”. Dostawą na budowy zajmie się centralne biuro zaopatrzenia.

Inż. Jacek Wąsowski

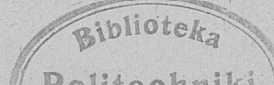


Dostateczne nasycenie warsztatu izolacyjnego dźwigami, transportującymi rury, dało w efekcie dużą ekonomię siły roboczej i znacznie obniżyło koszty własne. Wydajność robocza jednego warsztatu wynosi 2 km zaizolowanych przewodów w ciągu zmiany, czyli zaspokaja nie tylko potrzeby „Mospodziemstroju”, ale i wszystkich innych przedsiębiorstw budowlanych Moskwy. Warsztat zatrudnia 45 pra-

stawa w kierunku realizacji opisanego projektu uniemożliwiły masową produkcję długich zestawów rurowych.

W bieżącym roku zakład izolowania rur uruchomi produkcję długich zestawów stosując półautomatyczne spawanie i kontrolując jakość spawów promieniami „gamma”. Dostawą na budowy zajmie się centralne biuro zaopatrzenia.

Inż. Jacek Wąsowski



PRZEGLĄD TECHNICZNY — organ główny Naczelnej Organizacji Technicznej. Nr 12/54 zawiera następujące artykuły:

O pogłębieniu współpracy stowarzyszeń naukowo-technicznych z radami narodowymi — S. Tołwiński.

Z podróży do Związku Radzieckiego — inż. D. Gajewski.

Osiągnięcia kolei polskich w ciągu dziesięciolecia — W. Bel.

Rozwój transportu drogowego — inż. M. Olewiński.

Osiągnięcia naukowe Akademii Górniczo-Hutniczej w okresie dziesięciolecia — prof. W. Goetel.

— Społwo żuźłowe i elementy budowlane produkowane z żuźłu — prof. dr W. Skalmowski.

— Oszczędność energii elektrycznej podstawowym zagadnieniem gospodarki narodowej — inż. T. Klarner.

— Zadania kadr technicznych w walce o oszczędność energii elektrycznej.

— Sinterolivin — nowy materiał.

— Nowa Huta im. K. Gottwalda świadectwem postępu technicznego czechosłowackiego hutnictwa — inż. W. Sajch.

Nowiny techniczne z prasy zagranicznej — Wolna Trybuna. Sprawy organizacyjne NOT i stowarzyszeń. — Krytyka i bibliografia. — Kronika. — Spis rzeczy na rok 1954. — Biuletyn CIDNT. — Biuletyn GUM.

KALENDARZ RACJONALIZATORA NA ROK 1955

ukazał się nakładem Urzędu Patentowego PRL

Do nabycia:

w Księgarniach Technicznych „Domu Książki” oraz u kolporterów zakładowych

Zawiera:

w części artykułowej — wskazania i zalecenia dla racjonalizatorów na rok 1955,

krótkie charakterystyki osób odznaczonych w 1954 r. odznaką „Zasłużonego Racjonalizatora Produkcji”,

Małą Encyklopedię Wynalazczości zawierającą informacje z zakresu wynalazczości i racjonalizacji dotyczące zagadnień technicznych i obowiązujących przepisów,

informator adresowy,

dział pt. „Książki dla racjonalizatorów”.

PAŃSTWOWE WYDAWNICTWA TECHNICZNE

NOWOŚCI WYDAWNICZE

- Aparatura pomiarowa i kontrolna. Praca zbiorowa. S. 266, zł 10.—
- BRACH I., CHOJNACKI E., WÓJCIKOWSKI A.: **Urządzenia do transportu bliskiego.** Wykaz i charakterystyki techniczne. Pod red. I. Bracha. S. 335, zł 53.— (opraw.)
- CALUS H.: **Obliczenia chemiczne.** S. 207, zł 9.—
- GIL S., MOROZ A.: **Materiały do zajęć w warsztacie mechanicznym szkół chemicznych.** S. 376, zł 13,50
- HUMMEL H.: **Podstawy fizjologii i higieny pracy.** Biblioteczka Wykładowcy BHP. S. 68, zł 3.—
- JANISZEWSKI T.: **Podstawy zabezpieczeń przeciw porażeniu prądem elektrycznym.** Biblioteczka Wykładowcy BHP. S. 46, zł 2.—
- KOŚCIOŁEK Z., NATANSON W.: **Przyrządy i uchwyty do obróbki skrawaniem.** Część I. S. 204, zł 9.—
- KRZYWICKI M.: **Maszyny elektryczne.** Wyd. 2 niezmiennione. S. 400, zł 18.—
- LIS B.: **Wskaźniki elektroenergetyczne zakładów przemysłowych.** S. 107, zł 10.—
- MERMON W.: **Jak obchodzić się z obrabiarką.** Seria „Będę Fachowcem”. S. 48, zł 2.—
- NIEWIADOMSKI S.: **Maszyny i aparaty przemysłu chemicznego.** Część I. S. 259, zł 12.— (opraw.)
- NOISZEWSKI L.: **Pomocnik formierza.** Seria „Będę Fachowcem”. S. 70, zł 2,50
- OCHĘDUSZKO K.: **Koła zębate.** Tom 1. Konstrukcja. S. 319, zł 35.— (opraw.)
- PIOTROWSKI P.: **Ślusarstwo.** Wyd. 2 przerobione. S. 156, zł 9.—
- SOKALSKI Z., MIRACKI S.: **Chemia nieorganiczna.** S. 363, zł 19,50 (opraw.)
- WOROŹCOW N. N.: **Podstawy syntezy półproduktów i barwników.** Tłum. z ros. M. Morawiecka i W. Pol. S. 980, zł 95.— (opraw.)
- ZACHAROW N. N., NOSKIN R. A.: **Organizacja remontu obrabiarek do metali.** Tłum. z ros. E. Koch. S. 188, zł 22.— (opraw.)
- ŻYDANOWICZ J.: **Obliczanie elektryczne sieci elektroenergetycznych.** S. 335, zł 15,50
- DOMAŃSKI B. I.: **Podstawy automatyki i telemechaniki.** Tłum. z ros. Z. Szparkowski. 1954, s. 320, zł 52.— (opraw.)
- DZIANKOWSKI M.: **Chemia techniczna organiczna.** 1954, s. 174, zł 9,50
- GIERDZIEJEWSKI K., CHABOWSKI W.: **Maszyny formierskie.** 1954, s. 228, zł 20.—
- GODECKI M.: **Ogólne podstawy bezpieczeństwa i higieny pracy w transporcie wewnątrzzakładowym.** Biblioteczka Wykładowcy bhp. 1954, s. 55, zł 3.—
- GRZEBALSKI C., KORPETTA S.: **Oslony i zabezpieczenia przy maszynach i pędniach.** Biblioteczka Wykładowcy bhp., 1954, s. 51, zł 2,50
- KRETZSCHMAR F. E.: **Akumulatory kwasowe.** Tłum. z niem. K. Appelt. 1954, s. 288, zł 15.— (opraw.)
- ŁAZARIEW N. W.: **Szkodliwe substancje w przemyśle.** Tom 1. Związki organiczne. Tłum. z ros. W. Nowacki i Z. Kowalski. 1954, s. 566, zł 60.— (opraw.)
- MAJEWSKI D.: **Arytmetyka dla robotników.** 1954, s. 172, zł 6.—
- Mały poradnik mechanika. Nauki matem.-fizyczne i ogólnotechn. Praca zbiorowa. Wyd. 3 całkowicie przerob. i uzup. 1954, s. 792, zł 70.— (opraw.)
- RÓŻAŃSKI W.: **Obróbka cieplna stali.** Biblioteka Ochrony Pracy. 1954, s. 63, zł 3.—
- SOWIŃSKI L., ŻMIGRODZKA H.: **Zagadnienia ochrony pracy w ustawodawstwie polskim.** 1954, s. 227, zł 16,50
- SZUMAN W.: **Urządzenia pomocnicze elektrowni ciepłych.** Tom 1. Rurociągi i pompy. 1954, s. 431, zł 16,50
- ŚWIĄTEK J.: **Pomoc przy obsłudze żeliwiaka.** Seria „Będę Fachowcem”. 1954, s. 47, zł 2.—

Do nabycia w księgarniach technicznych **DOMU KSIĄŻKI** i u kolporterów zakładowych

Wiadomości o nowych książkach technicznych, wydawanych przez Państwowe Wydawnictwa Techniczne, Wydawnictwo „Budownictwo i Architektura”, Wydawnictwo Górniczo-Hutnicze, Wydawnictwo Przemysłu Lekkiego i Spożywczego — podaje Biuletyn „Książka Techniczna” dostarczany bezpłatnie po zgłoszeniu odpowiedniego zapotrzebowania pod adresem: