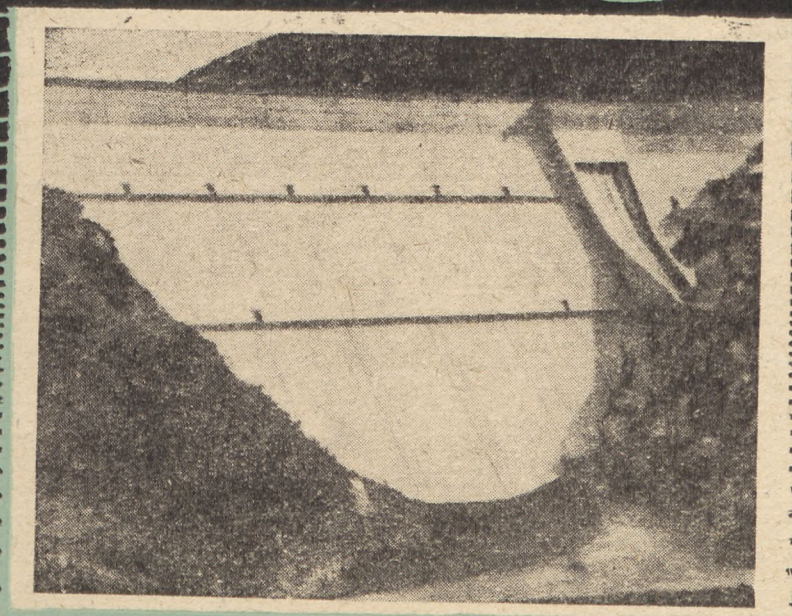


WYŻSZEJ SZKOŁY PEDAGOGICZNEJ
W GDAŃSKU

GOSPO DARKA WODNA



Nr 8
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

	Str.
<i>Prof. dr inż. Kazimierz Dębski</i> — Hydrologiczne podstawy planu gospodarki wodnej w Polsce	315
<i>Inż. Kazimierz Matul</i> — Gospodarka wodna w rolnictwie i leśnictwie w planie perspektywicznym	323
<i>Inż. Tadeusz Borowy</i> — Zagadnienie wody komunalnej i przemysłowej w perspektywicznym planie gospodarki wodnej w Polsce	331
<i>Prof. inż. Zbigniew Żmigrodzki</i> — Rozwój energetyki wodnej w Polsce.	337
<i>Inż. Zygmunt Tysza</i> — Zagadnienie powodziowe w Polsce w perspektywicznym planie gospodarki wodnej	342
<i>Bohdan Mańkowski</i> — Zagadnienie transportu wodnego śródlądowego	345
Z prac nad perspektywicznym planem gospodarki wodnej w Polsce	350
<i>Inż. Czesław Trzeciak</i> — O oszczędnym projektowaniu	352

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

<i>Mgr Mieczysław Buczyński</i> — Niektóre wyniki dalszych badań geologicznych i hydrogeologicznych dla posadowienia stopnia kanalizacyjnego na Wiśle poniżej Warszawy	354
<i>Prof. dr inż. Jan Wierzbicki i inż. Wiktor Dragun</i> — Kilka słów o nawodnianiu smużnym	357

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

<i>Inż. Stanisław Ząbek</i> — Oczyszczanie się wód ściekowych Wrocławia w świetle badań przy nawodnieniu łąk w Osobowicach	366
PRZEGŁĄD WYDAWNICTW	362
KRONIKA	366
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	371

СОДЕРЖАНИЕ

- Гидрологические основания перспективного плана водного хозяйства в Польше.
- Водное хозяйство в земледелии и лесоводстве в перспективном плане.
- Вопросы коммунального и промышленного водоснабжения в перспективном плане водного хозяйства в Польше.
- Развитие гидроэнергетики.
- Вопросы паводков в перспективном плане водного хозяйства в Польше.
- Проблема водного транспорта.
- Об экономическом проектировании.
- Новое водное законодательство в Чехословацкой Республике.
- Некоторые результаты геологических и гидрогеологических исследований для посадки канализационной плотины на реке Висле ниже Варшавы.
- Несколько слов по полосному орошению.
- Обзор технической печати.
- Бюллетень Института Мелиораций и Зеленых Угодий.

SOMMAIRE

- Bases hydrologiques du plan perspective de l'Aménagement Hydraulique en Pologne
- L'Aménagement Hydraulique dans l'Agriculture et Sylviculture dans le plan perspective
- Problème de l'Hydraulique Urbaine et Industrielle dans le plan perspective de l'Aménagement Hydraulique en Pologne
- Développement de l'Aménagement Hydroélectrique
- Problèmes d'inondation dans le plan perspective de l'Aménagement Hydraulique en Pologne
- Problème du transport par voies de navigation intérieure
- De travaux sur le plan perspective de l'Aménagement Hydraulique en Pologne
- Au sujet de la projection économique
- Quelques résultats d'études géologiques et hydrogéologiques pour l'emplacement du barrage de canalisation sur la Vistule en aval de Varsovie
- Quelques mots sur l'irrigation à filet
- Épuration des eaux d'égout de la ville Wrocław au point de vue des études faites sur l'irrigation des prés à l'Osobowice
- Revue des publications techniques
- Chronique
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et de Pâturages

CONTENTS

- Hydrological basis of the perspective scheme of the Water Management in Poland
- Water Management in Agriculture and Forestry in the perspective scheme
- Problem of the Water Supply in communes and industry in the perspective scheme of Water Management in Poland
- Water Power developments
- Problem of inundation in the perspective scheme of Water Management in Poland
- Problem of Water inland transport
- From the works on the perspective scheme of the Water Management in Poland
- Economical designing
- Some results of geological and hydrogeological researches for emplacement of a dam on the canalised river Vistula downstream of Warsaw
- Some words concerning streak irrigation
- Purification of sewages of Wrocław from the point of view of investigations on the irrigated meadows in Osobowice
- Review of technical publications
- Chronicle
- Bulletin of the Agricultural Meliorations and Grasslands Institute

UWAGA CZYTELNICY!

przypominamy, że dnia 1 września br. upływa termin zgłaszania prenumeraty na 4 kwartał 1956 r.

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

GOSPODARKA WODNA

MIESIĘCZNIK

POŚWIĘCONY SPRAWOM GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

ROK XVI

WARSZAWA, SIERPIEŃ 1956 R.

Nr 8 (117)

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

PROF. DR INŻ. KAZIMIERZ DĘBSKI

Hydrologiczne podstawy planu gospodarki wodnej w Polsce¹⁾

1. Środowisko geograficzne i klimat

Obszar Polski leży w zachodniej części wielkiego Nizy Sarmackiego. Od południa i północy posiada granice naturalne. Wyróżnia się na obszarze Polski 6 pasów krajobrazowych (rys. 1):

1. Pas gór Karpackich z masywem Tatr i przedgórzem karpackim,
2. Kotlina Sandomierska, zwana także Niziną Wiślano-sańską,
3. Pas Wyżyn Południowych z pasmem Gór Sudeckich, Kotliną i Wyżyną Małopolską, Wyżyną Lubelską i Roztoczem,
4. Kraina Wielkich Dolin (pas nizin środkowych) z Niziną Kujawsko-Wielkopolską i Niziną Mazowiecko-Podolską,
5. Pas pojezierzy bałtyckich z Pojezierzem Pomorskim i Mazurskim,
6. Pas nizin nadmorskich z Niziną Pruską.

Na opisanym obszarze ścierają się wpływy dwóch klimatów: atlantyckiego od zachodu i kontynentalnego od wschodu. W związku z tym panuje w Polsce duża zmienność elementów klimatycznych i niestalość pogody. Występują znaczne gradienty równoleżnikowe elementów klimatycznych, ich amplitud i wzajemnych stosunków. Np. amplitudy średnich temperatur miesięcznych rosną znacznie ku wschodowi; wynoszą one w Niemczech 17—19°C, w Polsce 20—22°C, na Białorusi 22—24°C (rys. 2). Także stosunek opadów atmosferycznych z lipca do opadów z lutego wzrasta ku wschodowi, wynosi on w Niemczech 2,0—2,3, w Polsce 2,9—3,5, na Białorusi 3,6—3,9 (rys. 3). Inne elementy klimatyczne wykazują na obszarze Polski ekstrema lub nieciągłości. Np. opady normalne letnie i roczne najmniejsze są w okolicy Poznania, parowanie natomiast w tej samej okolicy jest największe. Stosunki opadów normalnych z półroczia letniego do opadów normalnych rocznych wynoszą w Berlinie 0,58, w Poznaniu 0,60, w Siedlcach 0,66, w Wasilewiczach 0,68, w Kursku 0,61.

Klimat nasz odznacza się dużą zmiennością temperatury. Amplituda średnich miesięcznych temperatur jest rzędu 30°C.

Nad Polską przebywają masy powietrza: arktycznego, polarno-morskiego, polarno-kontynentalnego, zwrotnikowo-morskiego, zwrotnikowo-kontynentalnego, śródziemnomorskiego.²⁾

Najczęściej przebywa nad Polską:

a) powietrze polarno-morskie; powstaje ono nad Oceanem Atlantyckim na średnich szerokościach geograficznych, przynosi w lecie chłody (zachmurzenie, opady), w zimie ciepło (od-



Rys. 1. Opady w regionach naturalnych

wilż) i trwa ono przez 63 dni w roku jako świeże, 174 dni jako stare powietrze polarno-morskie.

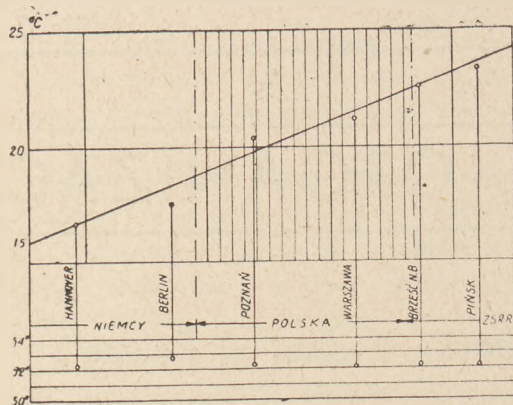
b) Powietrze polarno-kontynentalne; powstaje ono na średnich szerokościach Eurazji; w Polsce trwa 108 dni w roku; sprowadza małe zachmurzenie, suchość i dużą dzienną amplitudę temperatur; o przeważającym kierunku wiatrów mówią różne wiatrów.

¹⁾ Streszczenie referatu wygłoszonego na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 31 stycznia 1956 r.

²⁾ Częstotliwość zmian mas powietrza nad Warszawą zbadał dla Komitetu Gospodarki Wodnej mgr Reutt, mgr Bodaszevska, doc. Rafałowski.

2. Podział na regiony hydrograficzne

Duże różnice klimatyczne, topograficzne oraz geologiczne stwarzają wielką różnorodność stosunków hydrologicznych. Do scharakteryzowania stosunków hydrologicznych i wodno-gospodarczych



Rys. 2. Amplituda średnich miesięcznych temperatur

niezbędny okazał się podział na regiony. Każdy z wyodrębnionych regionów powinien odznaczać się własną specyfiką hydrologiczną, ale zarazem także ekonomiczną.

Wstępny podział dokonany w pierwszym okresie przez KGW uwzględnił charakterystykę rolniczą poszczególnych okolic a zarazem stosunki hydrograficzne.³⁾

Linie podziałowe prowadzone były po działach wodnych i przez przekroje wodowskazowe, tak aby możliwe było wykonanie obliczeń bilansu wodnego poszczególnych regionów. Wydzielono wówczas 79 regionów. Podział ten spotkał się z krytyką, albowiem nie uwzględnił specyfiki innych gałęzi gospodarstwa narodowego, poza rolnictwem. W celu rewizji tego podziału zaproszono zespół geografów do współpracy z Komitetem Gospodarki Wodnej. Jednakże nie udało się zmienić zasadniczych linii pierwszego podziału. Zespół rolniczy Biura Studiów Gospodarki Wodnej przyjął ten pierwszy podział za podstawę dalszych swoich prac. Ostatecznie porzeczano na podziale dawnego pierwszego regionu, który okazał się za duży, na trzy mniejsze, oraz na połączeniu pewnej ilości dawnych regionów małych w jednostki większe. Z tej rekonstrukcji wynikł podział na 34 regiony hydrograficzne tzw. regiony duże, w przeciwstawieniu do poprzednich 79 regionów nazwanych małymi. Aktualny podział obejmuje 81 regionów małych i 34 duże. Podział na regiony duże i przynależne do nich regiony małe pokazano na mapie (rys. 4).

3. Zasilanie obszaru Polski w wodę

Rzeki płynące z zagranicy prowadzą do Polski ogółem 5166 miln. m³ w roku ze zlewni 36 315 km². W tym:

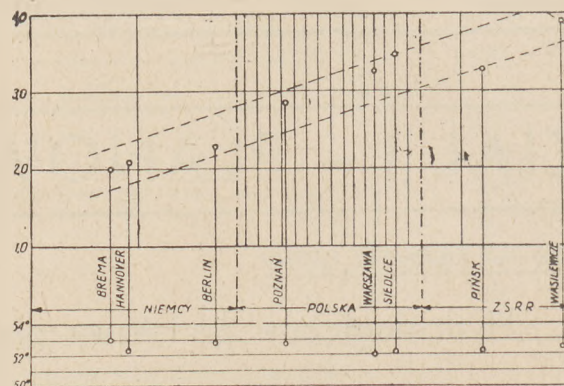
- Bug i jego dopływy 79,5 m³/s ze zlewni 19 276 km²,
- Odra górna i część lewego dorzecza 48,4 m³/s ze zlewni 12 631 km²,
- prawe dopływy Sanu 19,5 m³/s ze zlewni 2 220 km²,
- Poprad 11,7 m³/s ze zlewni 1028 km²,
- źródłowy obszar Narwi 5 m³/s.

Drugim głównym składnikiem zasilania są opady atmosferyczne.⁴⁾

Na cały obszar Polski spada normalnie w roku 186 220 miln. m³, co odpowiada warstwie 597 mm.

Całkowita ilość wody zasilającej obszar Polski wynosi 186,2 mild. m³ + 5,2 mild. m³ = 191,4 mild. m³; z tego:

w dorzeczu Wisły	108,4 km ³
— Odry	63,7 „
— innych rzek	19,3 „



Rys. 3. Stosunek opadów normalnych lipca i lutego

W poszczególnych regionach naturalnych opady zamykają się w następujących granicach:

- 1) Tatry 800 — 1500 mm, Podhale 700 — 1000 mm, Beskidy Zachodnie 700 — 1300 mm, Podgórze karpackie 700 — 1000 mm,
- 2) Kotlina Sandomierska 600 — 800 mm,
- 3) Sudety 700 — 1200 mm, Kotlina i Wyżyna Śląska 650 — 800 mm, Wyżyna Małopolska 550 — 700 mm, Wyżyna Lubelska 550 — 800 mm.



Rys. 4. Regiony hydrograficzne

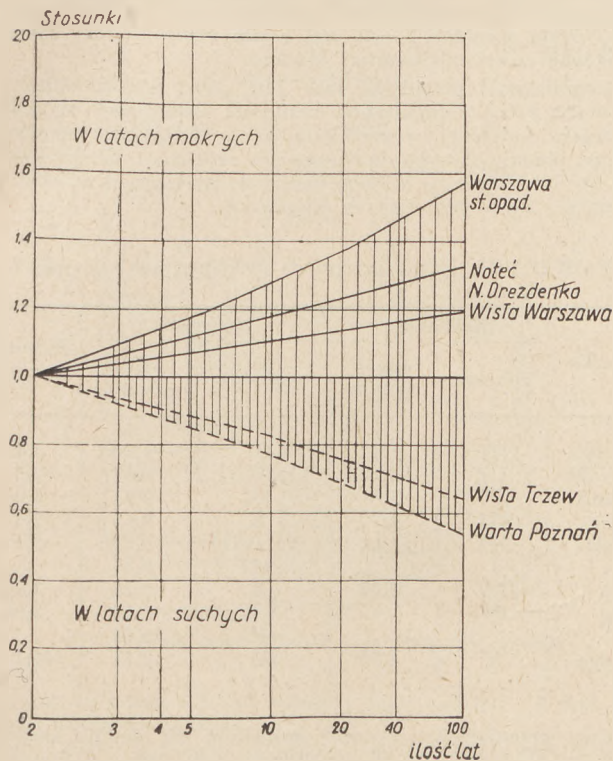
- 4) Nizina Kujawsko-Wielkopolska 450 — 550 mm, Nizina Mazowiecko-Podlaska 500 — 600 mm.
- 5) Pojezierze Zachodnie do 750 mm, Pojezierze Wschodnie do 700 mm.
- 6) Niziny nadmorskie 500 — 600 mm.

³⁾ W podziale tym uczestniczył dr Dziedzic z Instytutu Ekonomiki Rolnictwa.

⁴⁾ Obliczono według mapy doc. W. Wiszniewskiego (okres 1890 — 1930).

Zasilanie jest zmienne. Zmienność opadów zbadano za pomocą metod statystycznych według materiału obejmującego:

- serie obserwacyjne opadów rocznych, półrocznych i miesięcznych na 100 stacjach opadowych, z 20 do 80 lat obserwacji;
- kilkunastoletnie serie opadów zraszających 38 zlewni rzecznych z dorzeczy Wisły i Warty. Na tej podstawie określono częstotliwość opadów różnej wielkości. Na rys. 5 przedstawiono



Rys. 5. Stosunki opadów rocznych do opadów normalnych zdarzających się raz na określoną ilość lat

wiono amplitudę możliwych odchylen od opadów normalnych w zlewniach o powierzchni kilkudziesięciu tysięcy km² i dla porównania na stacji opadowej w Warszawie.

TABLICA I

Stacja opadowa	Stosunek opadu z lipca do lutego	Stosunek opadów z półrocza letniego do roku	Wpływ klimatu
Gdańsk	2,1	59,2%	morskiego kontynentalnego
Nalęczów	4,8	69,5%	

Podział rocznej sumy opadów na poszczególne miesiące roku inny jest w zachodniej a inny we wschodniej części kraju (tabl. I). Podział rocznej sumy opadów na miesiące przedstawiono na rys. 6.

Szacunkowo w poszczególnych dzielnicach Polski zaśnieżenie wynosi: Polska środkowa 15—16%, północno-zachodnia 12%, północno-wschodnia 19%, w górach — 19% i więcej.³⁾

Przeciętny czas trwania szaty śnieżnej wynosi: we Wrocławiu — 40 dni, na Odrze i Warcie — 50 dni, wzdłuż Wisły i w zlewni Noteć 50—60 dni, w Łodzi i Białymstoku 80—90 dni, w Suwałkach ok. 100—130 dni, w Karpatach i Sudetach 100—150 dni, w wysokich górach do 200 dni.

4. Odpływ

Odpływ zbadano przy ścisłej współpracy z Państwowym Instytutem Hydrologiczno-Meteorologicznym.⁶⁾

³⁾ Współczynniki zaśnieżenia obliczył z inicjatywy Komitetu Gospodarki Wodnej mgr Wierzbicki z PIHM.

⁶⁾ Mgr Z. Mikulski i inż. J. Weirauch.

Dorzecze Wisły w Polsce	liczy	174 300 km ²
" Odrzy "		106 200 "
inne rzeki zajmują		30 900 "
Razem		311 400 km ²

Z powierzchni tej 58,6% podlega kontroli hydrometrycznej; odpływ z pozostałej powierzchni nie jest kontrolowany.

W Tczewie odpływa	1 033,4 m ³ /s
W Zatonii Górnej	505,0 "
Rzeki Przymorza prowadzą	167,5 "
Razem	1 705,9 m ³ /s

Roczna masa odpływu wynosi 58,6 mild. m³, w tym mieści się 5,2 mild. m³ wody z zagranicy. W rezultacie odpływa z Polski 53,4 mild. m³. Odpływ na obszarze Polski jest zmienny.

Najwydatniejsze są dorzecza rzek karpaccich:

Soła, Skawa, Raba prowadzą średnio 13,8 l/s/km², Dunajec prowadzi 11,3 l/s/km², Wisłoka prowadzi 10,1 l/s/km², San prowadzi 8,8 l/s/km².

Znaczną wydajność posiadają także rzeki wypływające z Sudetów i rzeki Przymorza Zachodniego. W regionie Sudetów — Nysa Kłodzka, Bóbr, Nysa Łużycka mają 7,3 l/s/km², zaś rzeki Przymorza Zachodniego prowadzą 8,7 l/s/km².

Rzeki Przymorza Wschodniego są mniej wydajne, prowadzą one od 4,6 (Łyna) do 7,1 (Czarna Hańcza) l/s/km². Do tej samej grupy wydajności należą zlewnie rzek pomorskich, płynących do Wisły, a mianowicie: Brda, Wda, Wierzyca mają 5,7 l/s/km². Drwęca Osa zaledwie 3,9 l/s/km².

Na Wyżynie Śląskiej i Małopolskiej najwydajniejsza jest Przemsza (9,1 l/s/km²), mniej wody prowadzą rzeki Nida, Kłodnica, Mała Panew (6,1 l/s/km²), następnie Warta (4,0 l/s/km²), Pilica (5,4 l/s/km²) oraz Kamienna i Iłżanka (3,7 l/s/km²).

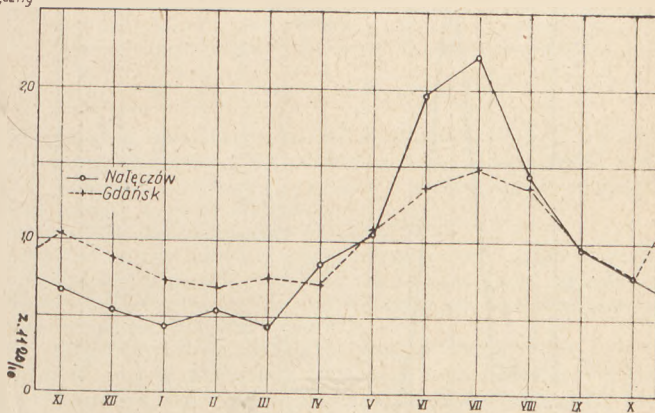
Małą wydajność mają rzeki płynące w Krainie Wielkich Dolin: Nurzec (3,5 do 4,5 l/s/km²), Wilga, Świder (3,6 l/s/km²), Bzura, Zgłowiączka, Odra, Barycz (tylko 2,8—2,9 l/s/km²).

Najmniej wody prowadzi górna Noteć (około 2 l/s/km²).

Zmienność odpływu rocznego z dużych zlewni o powierzchni większej od 16 000 km² przedstawiono na wykresie prawdopodobnych odchylen przepływów średnich rocznych o różnej częstotliwości od średnich normalnych (rys. 7). Współczynniki określające wielkość odchylen zawarte są w granicach następujących:

przy częstotliwości p = 10%	od 0,61 do 1,59,
" " p = 5%	od 0,53 do 1,80,
" " p = 1%	od 0,42 do 2,24.

Współczynnik miesięczny



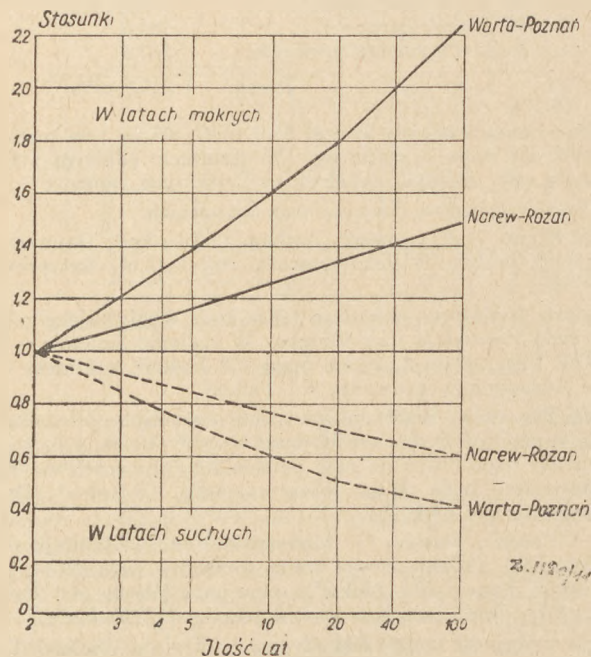
Rys. 6. Rozkład rocznej sumy opadów na miesiące

Amplituda współczynników określających to samo odchylenie w zlewniach o powierzchni mniejszej od 8 000 km² jest nieco większa.

Podział rocznego przepływu na pory roku jest różny w górach, na Przymorzu i na Wyżynie Lubelskiej.

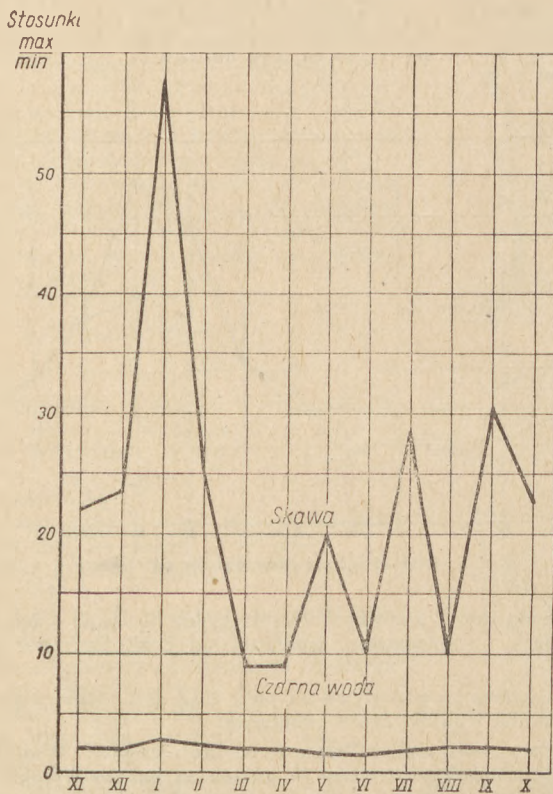
Przepływy wielu rzek w Polsce są bardzo nierówne. Współczynniki nierówności ekstremów w górach są bardzo wysokie, następnie maleją ze wzrostem zlewni. Stosunki maksimum do minimum są następujące:

Biała w Koszycach (Dunajec)	3 300
Ośława w Zagórz (San)	2 900
San w Dynowie	620
Dunajec w Czorsztynie	445
Wisła w Goczałkowicach	227
Pilica w Spale	107
Wisła w Warszawie	49
Wisła w Tczewie	34



Rys. 7. Stosunki przepływów średnich rocznych do średniej absolutnej zdarzające się raz na określoną ilość lat

Nieregularność przepływów średnich miesięcznych jest oczywiście mniejsza od nieregularności przepływów skrajnych. Różnica między nieregularnością rzek górskich i regularnością rzek Przymorza jest charakterystyczna.



Rys. 8. Nieregularność przepływów miesięcznych

Na rys. 8 zobrazowano swoiste cechy Czarnej Wody i Skawy. Miesięczne odpływy w ‰ rocznej masy są na tych rzekach dość podobne, wynoszą bowiem:

na Skawie	6,0 do 11,8‰
na Czarnej Wodzie	6,7 do 9,9‰

Jednakże stosunek największej średniej miesięcznej do najmniejszej średniej miesięcznej wynosi na Skawie 20 i więcej, na Czarnej Wodzie zaledwie 2 — 3, jest zatem około 10 razy mniejszy na Skawie aniżeli na Czarnej Wodzie.

Nieregularność przepływu rzek jest cechą niekorzystną, spowodowaną przez nieregularność zasilania. Rzeki nasze są zasilane z roztopów, z deszczy i z wody gruntowej. Chwiejność pogody powoduje zmiany okresów intensywnego zasilania. Zasilanie może więc być intensywne w każdym miesiącu, jak również niżówki mogą zdarzyć się w tych samych miesiącach.

TABLICA II. Rytm przepływu (współczynniki miesięczne)

Rzeka	Maksimum		Minimum		Stosunki max/min.
	miesiąc	współczynniki	miesiąc	współczynniki	
Wezera	III	1,92	VIII	0,50	3,84
Hawela	III	1,54	VII, VIII	0,67	2,3
Warta	IV	1,61	IX	0,61	2,64
Odra	III	1,59	X	0,65	2,45
Wisła	III	1,60	VI, VIII	0,80	2,0
Cisa	IV	2,05	XII	0,81	
Bug	IV	2,16	X	0,55	3,72
			VII	0,59	3,66
			II	0,88	
Wołga	V	4,36	III	0,31	14,1

Rytmy przepływów rzecznych kształtują się według zasilania. Zestawiono je w tabl. II, przedstawiającej tzw. współczynniki miesięczne przepływu maksymalne i minimalne rzek, polskich, a ponadto Wezery i Haweli na zachodzie i Wołgi na wschodzie, a Cisy na południe od Polski. Współczynniki miesięczne oznaczają stosunek średnich przepływów z poszczególnych miesięcy do przepływów średnich rocznych. W tabl. II podane są największe i najmniejsze wartości tych współczynników na każdej rozpatrywanej rzece. Z podanych liczb wynika, iż zasilanie Wisły jest najmniej regularne, natomiast zasilanie Wołgi jest bardzo regularne.

Wyprowadzamy stąd wniosek, że wyrównanie przepływu rzek o nieregularnym zasilaniu i nieregularnym odpływie jest pierwszym warunkiem uporządkowania gospodarki wodnej w Polsce.

Wody płynące podczas wezbrań nie są gospodarczo wykorzystywane; wody te niszczą koryta rzek i powodują powodzie. Wobec tego wody powierzchniowe płynące ponad podstawą wezbrań powinny być zatrzymywane w celu przygotowania zasobów wody dyspozycyjnej na okresy posuchy.

5. Bilans wodny Polski

Bilans wodny Polski opracowany został na podstawie materiałów uzyskanych z PIHM.⁷⁾ Schematyczny obraz bilansu przedstawiono na rys. 9.

Suma bilansowa Polski wynosi 191,4 km³, z czego 186,2 km³ przypada na opady, 5,2 — na dopływy z zagranicy. Odpływy wynoszą 58,6 km³ (30,6‰), parowanie, transpiracja, zużycie — 132,8 km³ (69,4‰).

Podział odpływu:

powierzchniowy	24,6 km ³	co czyni	12,9‰
gruntowy naturalny	32,7 km ³	„ „	17,1‰
gruntowy sztuczny	1,3 km ³	„ „	0,6‰

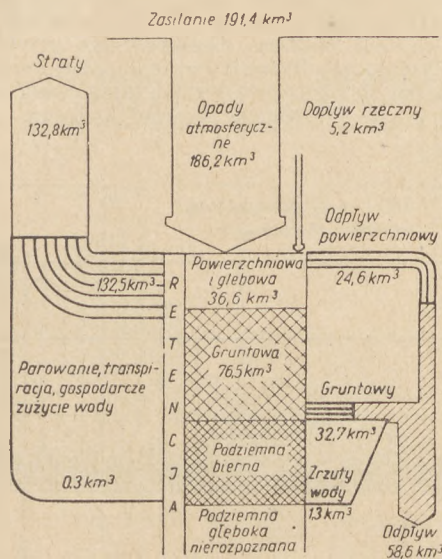
Razem 58,6 km³ co czyni 30,6‰
od 191,4 km³.

Odpływ gruntowy Wisły w Warszawie i Bugu w Wyszku stanowi 58‰ całości odpływu ze zlewni równej około 40‰ powierzchni Polski.

Ilość wody wydobywanej ze studzien i z ujęcia źródeł oszacowano według ankiety PKPG i PIHM, a mianowicie:

⁷⁾ Przy współpracy inż. J. Weiraucha.

— z ujęć wodociagowych wody podziemnej (179 zespołów pomp)	347,7 miln. m ³
— z ujęć wód podziemnych na zakładach przemysłowych i kopalniach (1020 zespołów)	804,7 "
— ze studzien głębokości większej od 10 m w ilości 333 400 studzien po 1 000 m ³ /rok	333,4 "
— ze studzien płytkich (t < 10 m) szacunkowo 20% od poprzednich	66,7 "
Razem	1552,5 miln. m³ okrągło 1,6 km ³



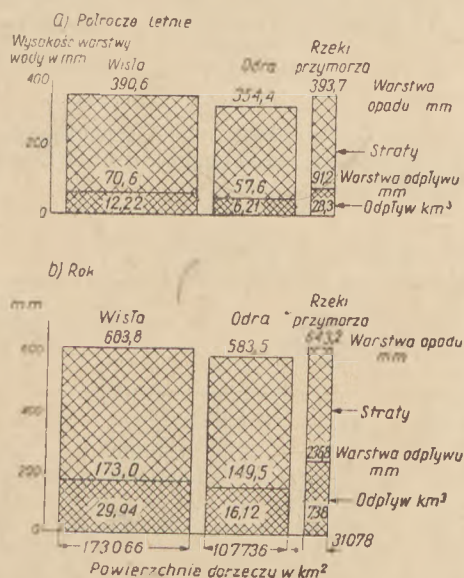
Rys. 9. Bilans wodny Polski w normalnym cyklu rocznym

Przyjęto, że z tego 0,3 km³ paruje i ulega zużyciu, 1,3 km³ wody zostaje zwrócone do rzek.

Ilość wody parującej z terenu wynosi 132,5 km³ (69,2%), z konsumpcji 0,3 (0,2%) — razem 132,8 km³.

Bilans wodny regionów

Z całej powierzchni Polski dla 183 000 km² (58,6%) można obliczyć przepływy i określić bilans wodny na podstawie danych hydrometrycznych. Bilans wodny reszty kraju (41,4%) został określony za pomocą obliczeń teoretycznych (przez analogię i innymi sposobami).



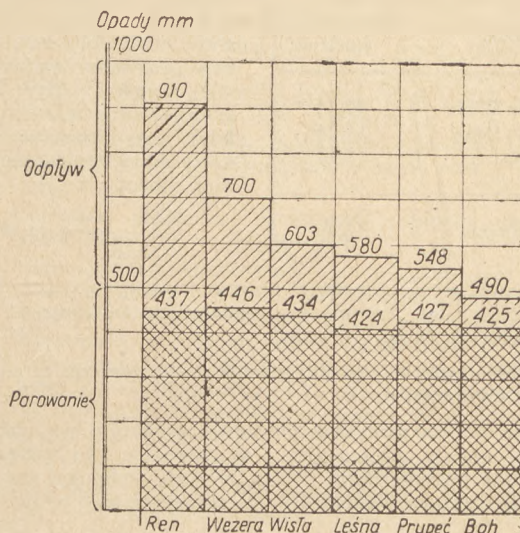
Rys. 10. Bilans wodny normalny

Na rys. 10 w tabl. III przedstawiono bilans wodny roku i lata w trzech głównych dorzeczych, a mianowicie w dorzeczu Wisły, Odry i na obszarze Przymorza.

TABLICA III. Bilans wodny głównych dorzeczy

Okres	Dorzecze	Opady km ³	Odpływ km ³	Strata km ³
Lato	Wisła	67,6	12,2	55,4
	Odra	38,2	6,2	32,0
	Przymorze	12,2	2,8	9,4
	Razem	118,0	21,2	96,8
Rok	Wisła	104,5	29,9	74,6
	Odra	62,9	16,1	46,8
	Przymorze	20,0	7,4	12,6
	Razem	187,4	53,4	134,0

Rys. 11 daje porównanie bilansu wodnego Polski z bilansem wodnym krajów ościennych. Widać, że w Niemczech są nadmiary, a na Ukrainie niedobory wody. Stąd wynikają ogólne tendencje gospodarowania wodą na zachodzie i na wschodzie od naszych granic.



Rys. 11. Opady atmosferyczne, parowanie i odpływ w przekroju zachód — wschód

Wodozbiory retencyjne

Woda wolna zatrzymana czasowo na pewnym obszarze w postaci niezwiązanej chemicznie, ani mechanicznie ze środowiskiem, zdolna do odpływu grawitacyjnego lub do wydobycia w studniach, tworzy zasoby retencji odpływowej.

Następują pytania:

Jaka jest wielkość tych zasobów retencyjnych? Jak się te zasoby odnawiają?

Ilość wody znajdującej się w wodozbiorach powierzchniowych można ocenić na 36,6 km³ (tabl. IV).

Pojemność retencyjną można powiększyć przez:

— budowę nowych zbiorników sztucznych na co najmniej 5,1 km³,
— nadpiętrzenie jezior na co najmniej 3400 km² • 0,8 = 2,7 km³.
Po tych inwestycjach można uzyskać następującą pojemność wodozbiorów powierzchniowych:

pojemność obecna	36,6 km ³
nowe zbiorniki	5,1 "
jeziora	2,7 "
Razem	44,4 km³

Przy tej pojemności wodozbiorów można uzyskać amplitudę wahań od 30 do 45 km³, tj. co najmniej 15 km³ retencji użytecznej zlokalizowanej na powierzchni ziemi. Pojemność ta wynosi około 61% odpływu wody powierzchniowej w ciągu roku.

Znaczną ilość wody retencjonowanej zawiera szata śnieżna. Retencja szaty śnieżnej w 1947 r. wynosiła około 18 km³, przy przeciętnej grubości warstwy śniegu 30 cm i gęstości 190‰.

TABLICA IV. Wodozbiory powierzchniowe

Rodzaj wozobiorów	Powierzchnia ogólna km ²	Głębokość średnia m	Objętość szacunkowa km ³
Wody płynące	850	2,0	1,7
Stawy	900	1,1	1,0
Większe zbiorniki sztuczne istniejące	—	—	0,9
Jeziora	3400	9,7	33,0
Razem	5150	—	36,6

Obliczenie pojemności retencyjnej wozobioru gruntowego nie jest łatwe.⁸⁾ Wyniki wykonanych obliczeń zawarte są w tabl. V.

TABLICA V

Obszar	Ilość wody km ³
Dorzecze Wisły	47,54
Dorzecze Odry	14,24
Przymorze	14,72
Razem	76,50

Ilość wody mieszczącej się w strefie wahań poziomów wody gruntowej horyzontu wynosi w całym kraju 76.5 mld. m³, co odpowiada warstwie wody 246 mm. Ponieważ przeciętna grubość warstwy gruntu wynosi 2,18 m, przeto wypośredkowaną wielkość współczynnika pojemności retencyjnej gruntu oceniać można na

$$\frac{0,246 \cdot 100}{2,18} = 11,3\%.$$

Zapas wody w tej warstwie gruntu wyczerpuje się i odnawia w ciągu 2 do 3 lat. Średnia jego zmiana roczna wynosi ± 25 km³, średnia wielkość wynosi 38 km³.

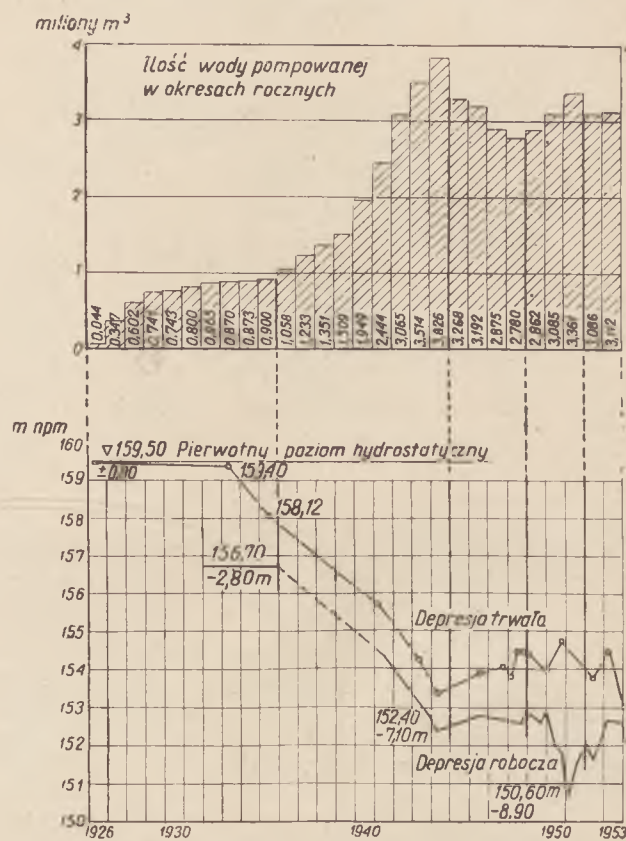
Wodozbiór gruntowy zasila rzeki w cyklu rocznym ze znacznym stopniem regularności.

Wszelkie ujęcia gruntowe powodują obniżenie poziomu wody gruntowej wokoło miejsca ujęcia, w promieniu tym większym, im więcej wody wydobywają. Z tego powodu zmieniają one zasilanie rzek w okresach posuchy i w konsekwencji tego pogłębiają niżówki.

O wiele trudniej jest określić rząd wielkości wozobiorów utworzonych w głębokich pokładach wodonośnych. Punktem wyjścia do tych obliczeń mogą być dane o pompowaniach próbnych, zawarte w wydawnictwie Państwowego Instytutu Geologicznego⁹⁾, w którym podano wyniki pompowania wody z 256 otworów na obszarze 34 250 km². Sumaryczna wydajność tych otworów wynosiła 4750 m³/godz., przy depresji przeciętnej 2,5 m. Wydajność początkowa 1 otworu wynosiła 18,6 m³/godz.

W celu określenia rzędu wielkości wozobioru zrobiono założenie, że współczynnik przepuszczalności warstw wodonośnych jest równy 0,006 m/s (w piasku dość grubym), wtedy zasięg depresji pojedynczego otworu liczy 580 m, a rzut poziomy leja depresyjnego obejmuje w tych warunkach przeciętnie około 1,05 km². Ilość takich niezależnych otworów w całym kraju może wynosić około 300 000, a ilość równocześnie pompowanej wody około 300 000 · 18,6 = 5 580 000 m³/godz. Jeżeli założymy, że przeciętny współczynnik pojemności retencyjnej pokładów wynosi 6‰ (tj. połowę tego co w pokładach wierzchnich), wtedy ilość wody wolnej, zawartej w zasięgu depresji, w warstwie gruntu o grubości 1 m (A + 1,05 km²) oszacować możemy na 63 000 m³. Ilość ta może być wyczerpana w ciągu około 3 400 godzin pompowania, przy depresji roboczej 2,5 m. Równocześnie poziom ciśnienia hydrostatycznego dozna trwałego obniżenia o 1 m. Odnawienie tego zapasu wody wymaga stosunkowo długiego czasu, liczącego kilka i więcej lat. Stosownie do tej oceny, na każdy 1 m trwałej depresji na obszarze 1 km² przypada przeciętnie 60 000 m³ wody wolnej, retencjonowanej w warstwach głębokich.

Należałoby wyjaśnić na jakich obszarach Polski (poza arkuszami Radom, Płock, Olsztyn) taką ilość wody wolnej w warstwach głębokich uważać można za rzeczywiście istniejącą. Wyjaśnienia wymaga także głębokość zalegania i miąższość warstw wodonośnych głębokich, w całym kraju szczególnie zaś tam, gdzie brakuje wody powierzchniowej. Odpowiedzi wymaga również pytanie, jak długo trwać może odnawianie wyczerpanych wozobiorów podziemnych. Potrzebne są do tego badania geologiczne. Faktem jest, że nadmierna eksploatacja wozobiorów głębokich spowodować może powszechne obniżenie poziomu ciśnienia hydrostatycznych w tych wozobiorach, o ile eksploatacja rozwijać się będzie nadal żywiołowo, bez względu na naturalną wydajność pokładów i obfitość zasilania. Dowodzą tego przykłady Łodzi, Warszawy, Żyrardowa i Radomia, gdzie wszędzie poziomy hydrostatyczny znacznie się obniżył w wyniku intensywnej eksploatacji. Na rys. 12 i w tabl. VI podano przykład Radomia.



Rys. 12. Depresja na ujęciu w Radomiu

Prof. Rosłoński w swoim referacie napisanym dla Komitetu Gospodarki wodnej uznał konieczność oszczędzania wozobiorów głębokich.

TABLICA VI

Lata	Rzędna zw. wody m	Wydobycie m ³	Depresja trwała m
1926	160,0	—	0
1935	158	900 000	2,00
1939	—	1 500 000	—
1940	157,15	—	2,85
1944	153,25	3 800 000	6,75
1945—1953	—	3 070 000	—
1954	153,04	—	6,96

Z powyższego wyciągnąć trzeba następujące ważne wnioski:

— Wzrastające potrzeby produkcji rolnej, przemysłu i gospodarki komunalnej powinny być pokrywane, o ile możliwości, z zasobów wody powierzchniowej.

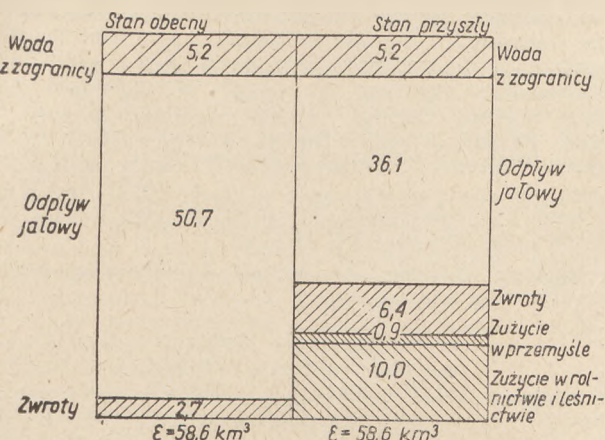
⁸⁾ Próby tej dokonał mgr J. Skibiński.

⁹⁾ „Archiwum wierceń”. Arkusze Radom, Płock i część arkusza Olsztyn.

— Wydobycie wody z głębokich pokładów wodonośnych należałoby rezerwować tylko na zaspokojenie bardzo ważnych potrzeb, których inaczej zaspokoić nie można.

6. Ewolucja bilansu wodnego

Rezerwy wodne są to ilości wody, które nie wykorzystane gospodarczo odpływają do morza; wynoszą one obecnie 58,6 mld. m³ (rys. 13). Bilans rezerw zestawiono w tabl. VII. Nadwyżki strat wody na parowanie i zużycie gospodarcze wyniosą w przyszłości 10,9 km³, tj. 18,6% od obecnego odpływu, w skali całego kraju.



Rys. 13. Bilans rezerwy odpływowej w miliardach m³ = km³

Obliczenie dowodzi, że rezerwy odpływowe Polski w skali ogólnokrajowej wystarczą na pokrycie potrzeb obecnych i przyszłych pod warunkiem, że będą dostarczone do miejsc zapotrzebowania we właściwym czasie.

TABLICA VII

Obecnie	km ³	W przyszłości (1975 r.)	km ³
przyływa z zagranicy	5,2	Odpływ woda z zagranicy (stan nieznany) odpływ wody jałowej (rezerwa wodna) zwroty wody gospodarczej	5,2
odpływ wody jałowej	50,7		
zwroty wody gospodarczej	2,7		
Razem	58,6		
		Nadwyżki strat w przemyśle i zakładach komunalnych w rolnictwie i leśnictwie w warunkach średnich 7,5% od 133,3 km ³	47,6
		Razem	10,0
		Suma	58,6

Niestety, rozkład rezerw odpływowych na obszarze Polski i w ciągu poszczególnych lat jest wysoce niekorzystny. Rezerwy odpływowe występują na ogół nieregularnie i w różnej ilości, przeważnie podczas wezbrań. Największe rezerwy istnieją w górach karpackich i w Sudetach. W dorzeczu Wisły obszary górskie zajmują 13,2% powierzchni, a dają 29% całkowitego odpływu w dorzeczu (wydajność 2,2 razy większa od przeciętnej). W dorzeczu Odry obszary górskie zajmują 22,5% powierzchni, a dają odpływu z dorzecza (wydajność 1,7 razy większa od przeciętnej). Razem obszary górskie dają 15 mld. m³, tj. 28,3% całkowitego odpływu.

Rezerwy wodne istnieją także na pojezierzach, gdzie z powodu bardziej północnego położenia mniej wody paruje, a obecność jezior sprzyja wyrównaniu.

Obszary deficytowe leżą w Krainie Wielkich Dolin, na Wyżynie Śląskiej i na Wyżynie Małopolskiej.

Niewyrównanym bilansem wodno-gospodarczym odznaczają się regiony następujące: na dziale wodnym Wisły i Odry (Górnośląski Okręg Przemysłowy i Okręg Łódzi), w dorzeczu Wisły (starpolskie zagłębie przemysłowe, tereny nad środkowym Bugiem — Krzna, Nurzec), w dorzeczu Odry (obszar Walbrzycha, obszar górnej Noteci i całe dorzecze Odry). Trudności obecne będą się w przyszłości pogłębiać.

Górnośląski Okręg Przemysłowy. Obecna rezerwa odpływowa, razem z niezbędnym minimum, które musi być pozostawione w rzekach, wynosi w tym okręgu 605 mld. m³ w roku normalnym. Przyszłe potrzeby wodne będą następujące:

- w związkach komunalnych i przemyśle (940 mld. m³)
- w rolnictwie i leśnictwie (nadwyżka parowania) 65 „
- Razem 1 005 mld. m³**

Deficyt teoretyczny wyniesie więc 400 mld. m³. Deficyt ten odpowiada przepływowi 12,7 m³/s. Jest to wielkość teoretyczna, obliczona w założeniu, że wszystkie rezerwy będą wykorzystane. Ponieważ nie jest to możliwe, przeto deficyt rzeczywisty musi być znacznie większy.

Środki zaradcze mogą być następujące:

- wyrównanie odpływu rzek: Białej i Czarnej Przemszy, Rudy, Birawki, Kłodnicy, Małej Panwi — przez rozbudowę sieci zbiorników retencyjnych,
- przerzucenie wody z dorzecza górnej Wisły i Soły oraz z górnej Odry, ze zbiorników tam zbudowanych,
- celowa akcja gospodarcza i administracyjna polegająca na:
 - a) upowszechnieniu i doskonaleniu ochrony wód od zanieczyszczeń,
 - b) prowadzeniu oszczędnej gospodarki wodnej w zakładach przemysłowych i wodociągowych,
 - c) ustanowieniu pewnej górnej granicy użycia wody w poszczególnych częściach obszaru GOP i przesuwaniu nowych konsumentów wody na obszary sąsiednie, w dwóch możliwych kierunkach: 1) wzdłuż Wisły, 2) po trasie przyszłego Kanału Centralnego. Na pierwszym istnieje duże zagrożenie powodziowe, ale można tu uzyskać dobre połączenia wodą dla towarów masowych. Na drugim kierunku nie ma zagrożenia powodziowego.

Okręg Łódzi. Łódź jest drugim wyraźnie deficytowym obszarem Polski. Dotychczasowe zaopatrzenie w wodę utrzymywane jest przez dużą ilość studzien głębokich i kilkadziesiąt tysięcy studzien płytkich. Intensywna eksploatacja wódzbiórów podziemnych doprowadziła do tego, że pierwotne poziomy hydrostatyczne obniżone są o 40 m.

Rurociąg z Pilicy nie rozwiązuje sytuacji, albowiem na Pilicy nie zbudowano zbiornika, zatem nie ma wyrównania przepływu. Radykalnym środkiem może być sprowadzenie wody z Wisły, z okolicy Plocka (odległość około 80 km).

Dalsze wskazania gospodarki wodnej w okręgu łódzkim mogą być następujące:

- eksploatację wód artezyjskich i głębokich należy ograniczyć,
- wyznaczyć limity użycia tej wody; rezerwować ją tylko dla przypadków awaryjnych i dla najważniejszych zakładów,
- dążyć do odbudowania pierwotnych poziomów wód głębokich.

Staropolskie Zagłębie Przemysłowe. Brak wody wynika tutaj z nieopanowania zasobów wodnych wewnątrz regionu. Zasoby te nie są małe. Duże spadki i mała retencja ułatwiają odpływ wody.

Do zażegnania deficytu potrzebne są: zbiorniki retencyjne na Nidzie, na Kamiennej, na Ilzance i różnych innych drobnych rzekach tej okolicy. Także przepompowanie wody z Wisły może być brane pod uwagę.

Walbrzych. Zasoby własne w tym regionie powinny być przede wszystkim opanowane. Należy dążyć do całkowitego wieloletniego wyrównania. Wysokie położenie i trudny teren sprawiają, że przerzuty wody z innych okolic byłyby tutaj kosztowne. Należy dążyć do samowystarczalności.

Górna Notec — Gopło. Istnieje tutaj nawarstwienie potrzeb wodnych rolnictwa, przemysłu, żegluga przy równoczesnym ubóstwie zasobów wodnych w zlewni górnej Noteci (najmniejsze opady i największe parowanie). W tym regionie należy: ustanowić priorytety gospodarcze, wyznaczyć kontyngenty wody

użytkowej, wprowadzić kontrolę rozdziału wody między użytkowników. Przerzuty wody z Wisły od siłowni pod Włocławkiem albo z Warty spod Konina umożliwią pełne zaopatrzenie w wodę.

W innych regionach deficytowych trzeba dążyć, gdzie to jest możliwe, do uzyskania samowystarczalności obszarów, przez budowę zbiorników i odpowiednią gospodarkę.

7. Ochrona od żywiołu wodnego

Do ważnych zadań gospodarki wodnej należy obrona przed niszczącym działaniem wód, przejawiającym się w postaci wezbrań powodziowych i w postaci procesów denudacyjnych.

Z punktu widzenia hydrologii wezbrania są zjawiskiem naturalnym, którego mechanizm jest dostatecznie poznany. Ochronę przed szkodliwością zwykłych wezbrań dają obwałowania i zbiorniki retencyjne. Wały chronią przed niespodziewanym zalewem, natomiast zbiorniki retencyjne mogą zatrzymywać część wody odpływającej z dorzecza i przez to zmniejszać wysokość wezbrań.

Wadą systemów wałowych jest to, że oddzielają od rzeki tereny zalewowe, które były przedtem obszernymi naturalnymi obszarami retencyjnymi. Z tego powodu częstotliwość i wysokość wezbrań w rzece obwałowanej powiększa się. Ujemny wpływ odcięcia obszarów retencyjnych powinien być zrównoważony przez stworzenie w każdym przypadku obwałowania odpowiedniej równoważnej retencji zbiornikowej. W przypadku Wisły rozważana retencja wynosi co najmniej 2 mld. m³.

Podczas największego znanego wezbrania na Wiśle środkowej (w lipcu 1844 r.) stan wody w Warszawie był około 1 m wyższy od stanów z lat 1924, 1934 i 1947. Wisła była w 1844 r. nieobwałowana. Wezbranie analogiczne do tego, które zdarzyło się w 1844 roku osiągnęłoby w dzisiejszych warunkach wysokość znacznie większą niż w 1884 r. Zapobiec temu można budując zbiorniki w górnej zlewni.

— potrzebne są środki techniczne opóźniające rozwój wezbrań i zmniejszające ich wysokość,

— potrzebne są obwałowania chroniące przed pierwszym natarciem wód i umożliwiające wczesną ewakuację terenów zagrożonych.

Nieodłącznym zjawiskiem towarzyszącym żywiołowemu spływowi wód jest intensywna denudacja. Należą tu zmywy powierzchniowe oraz wszelkie rodzaje erozji.

Natężenie denudacji w Polsce badała doc. dr A. Reniger, która opracowała mapę natężenia denudacji w całym kraju, określając je w skali dziesięciostopniowej.

Skalę jakościową dr Reniger zastąpiliśmy przez skalę ilościową, posilując się pewnym zasobem wycinków pomiarów wleczczenia i unoszenia.

Dunajec prowadził w Nowym Sączu w 1946 r. 338,6 tys. ton z powierzchni 4345 km², co czyni 78 ton km² unosin. Średnia wielkość ładunku unosin wynosiła w tym roku 55 g/m³. Ponadto prowadził Dunajec w 1946 r. około 50% żwiru i kamieni. Transport jednostkowy wynosił zatem w sumie 82 t/km².

Wisła prowadziła w Warszawie w latach 1937 — 1939 w ciągu roku około 1 900 000 t mulków i 140 000 t piasku i żwiru, razem 2 040 000 t/rok, co odpowiada 24 t/km².

Szczegółowe obliczenie denudacji¹⁰⁾ dla wszystkich regionów dało następujące wyniki:

w dorzeczu Wisły	5 225 000 t
w dorzeczu Odry	1 020 000 „
na Przymorzu	338 000 „
Razem	6 583 000 t

okruchów skalnych w całym kraju.

Ilość ta jest równoważna ilości 4,4 miln. m³, względnie przeciętnej 14,1 m³/km². Z poruszonej masy aluwialnej 80% przypada na dorzecze Wisły, 15% na dorzecze Odry, 5% na Przymorze.

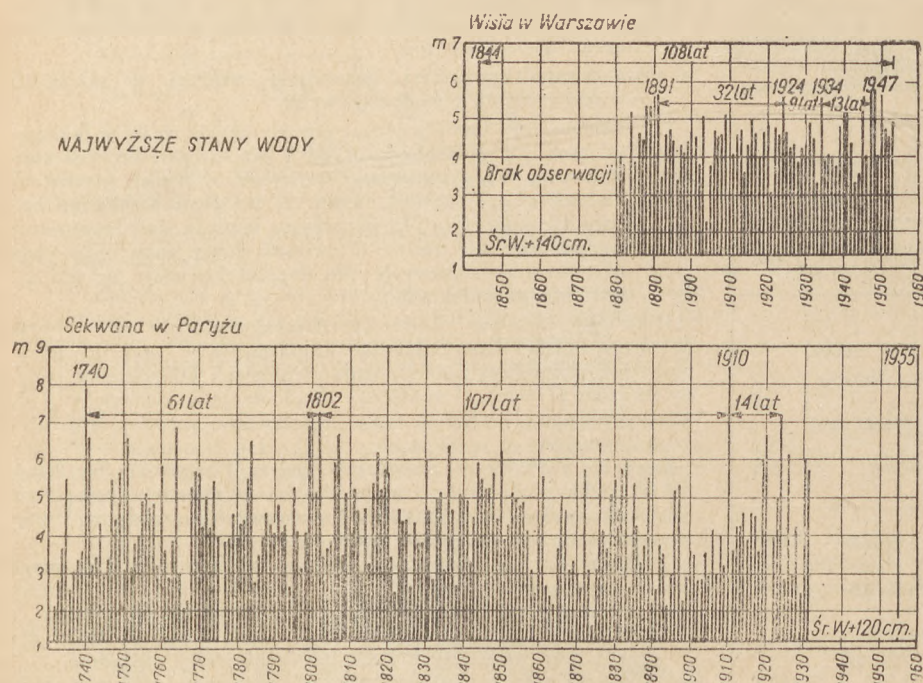
Denudacja wyjąławia gleby, niszczy brzozy rzek i powoduje dziczenie. Z tego powodu jest zjawiskiem gospodarczo szkodliwym.

Bezpośrednim następstwem denudacji jest akumulacja aluwii w dolinach i w ujściu rzek. Procesy akumulacyjne są niebezpieczne, bo wynikiem ich są z reguły groźne powodzie. Akumulacja zagraża bezpieczeństwu wałów wiślanych i przedstawia zarodek przyszłych klęsk powodziowych. Część masy denudowanej dochodzi do delty Wisły. W okresie 1840 — 1953 (114 lat) akumulowało się tam 207 miln. m³. Obecnie corocznie przybywa około 2 miln. m³ (około 13,5 t/km² zlewni). Osady te zamykają ujście Wisły i stwarzają coraz większe powodziowe zagrożenia. Płynię stąd następujące wskazanie wodno-gospodarcze: akumulacji obszarów rzecznych w dolinach rzek, a w szczególności w obwałowanej dolinie Wisły i delcie Wisły należy zapobiegać, przede wszystkim przez zwalczanie denudacji, przez stosowane zabiegi techniczne, agrotechniczne i biologiczne na obszarach zmywów i erozji.

Jeszcze jeden aspekt wezbrań wymaga zwrócenia uwagi — wezbrania utrudniają prowadzenie robót budowlanych na rzekach. Czas trwania stanów budowlanych jest na ogół krótki, a wezbrania czynią go wielokrotnie przerywanym. Z tego powodu opracowania harmonogramów prac budowlanych na rzekach jest trudne, planowanie robót i wykonanie ich w terminie zależne są w dużym stopniu od kaprysów pogody. Wyciągamy stąd wniosek następujący: Przed przystąpieniem do dużych robót budowlanych na rzekach o przepływie nieregularnym należy przede wszystkim uporządkować stosunki wodne górnej zlewni, aby małe, zwykłe wezbrania mogły być wyeliminowane i nie przeszkadzały prowadzeniu budowy.

¹⁰⁾ Wykonane przez mgr Skibińskiego

NAJWYŻSZE STANY WODY



Rys. 14. Najwyższe stany wody

Podkreślić trzeba bardzo ważną okoliczność wykazującą niebezpieczeństwo dużych wezbrań. Do wezbrań często się powtarzających ludność się przystosowuje, stąd szkody nimi spowodowane nie są duże. Najwięcej szkód przynoszą wezbrania wyjątkowo wysokie, które przychodzą niespodziewanie i działają zaskakująco (rys. 14).

Ludność stosunkowo łatwo zapomina o klęskach powodzi sprzed kilkudziesięciu lub kilkuset lat. Stąd wynikają największe rozmiary szkód. Płynie stąd następujące ważne wskazanie dla akcji ochrony od powodzi. Racjonalna akcja ochrony od powodzi powinna być tak zorganizowana, ażeby czynnik zaskoczenia mógł być wyeliminowany w każdym przypadku groźnej powodzi, zatem:

- potrzebna jest doskonała służba informacyjno-ostrzegawcza, wyposażona w niezbędną, nowoczesną, teletechniczną aparaturę nadawczą i odbiorczą,
- niezbędna jest dobra służba prognoz meteorologicznych i hydrologicznych,

8. Rekapitulacja i wnioski

Zagadnienia hydrologiczne w zakresie spraw wodno-gospodarczych dzielimy na:

- obszarowe,
- liniowe,
- punktowe.

Zagadnienia obszarowe są te, w których obiekty interesu gospodarczego oddalone są od większych rzek, a korzystają z wody opadowej i podziemnej. Te obiekty wymagają ochrony od denudacji oraz regulowania wilgotności w gruncie (rolnictwo, leśnictwo, przemysł rolny).

Zagadnienia liniowe są te, w których obiekty gospodarcze w dolinach rzek większych korzystają z wody rzek. Potrzebna tu jest ochrona czystości wód i ochrona od powodzi.

Zagadnienia punktowe są te, w których ważne obiekty interesów gospodarczych skupione są w określonych miejscach. Należą tu: zaopatrzenie w wodę miast i dużych zakładów przemysłowych, kanalizacja miast, unieszkodliwienie ścieków. Zagadnienia punktowe są szczególnym przypadkiem zagadnień obszarowych albo liniowych.

Zagadnienia obszarowe mają wagę większą od liniowych, albowiem dotyczą większej sumy interesów gospodarczych, a sposób rozwiązywania tych zagadnień wpływa na zasilanie rzek. O sposobie gospodarowania wodą decydować powinny dlatego w pierwszej kolejności zagadnienia obszarowe, a następnie liniowe.

Jak należy postępować, aby w obliczu istniejących trudności gospodarka wodna mogła być racjonalna?

Następujące wskazania uważamy za zasadnicze:

- dążenie wodno-gospodarczej samowystarczalności regionów,
- dążenie do zwiększenia zasobów wody dyspozycyjnej w poszczególnych regionach, gdzie wody dyspozycyjnej brakuje, oraz w regionach nadwyżkowych, w celu dokonywania przerzutów.
- regulowanie wilgotności na obszarach rolniczych i leśnych przez zharmonizowane stosowanie nawodnień i odwodnień.

- oszczędzanie podziemnych wód głębokich — z pozostawieniem im zadania rezerw żelaznych i awaryjnych dla zaopatrzenia niektórych najważniejszych zakładów przemysłowych na obszarach wyraźnie deficytowych,
- przystosowanie Wisły i Odry do przerzucania wody nadwyżkowej z obszarów górskich do obszarów deficytowych.
- rozwijanie państwowej służby prognoz meteorologicznych i hydrologicznych.

Jak oceniać musimy warunki gospodarki wodnej w Polsce w porównaniu z krajami ościennymi.

Niemiecka Republika Demokratyczna posiada na ogół więcej wilgoci atmosferycznej, stąd mniejsze parowanie i nieco więcej opadów. Zasoby wodne są w NRD na ogół obfitsze jak u nas i dlatego w gospodarce obszarowej główna uwaga zwrócona jest na odwodnienia.

W Związku Socjalistycznych Republik Rad na obszarach południowych, położonych na południe od równoleżnika Warszawy, odczuwa się dotkliwy brak wody. Stąd główna uwaga zwrócona jest tam na zatrzymanie jałowej wody wiosennej i nawodnienia.

W Polsce odczuwamy nadmiary i braki wody, okresowe i regionalne. Dlatego potrzeba tutaj regulacji obiegu wody w zlewniach w celu wyrównania przepływu oraz odwodnienia i nawodnienia.

Wachlarz zagadnień wodno-gospodarczych u innych sąsiadów Polski jest mniejszy jak u nas: Białoruś nie ma problemów górskich, Czechosłowacja nie ma problemów niżowych, Węgry mają oprócz wody z własnej zlewni dużo wody z obcej zlewni Dunaju i rzek karpacczych, problemów górskich mają niewiele.

Wnioskujemy stąd, że warunki gospodarki wodnej w Polsce są odmienne od warunków spotykanych w krajach sąsiednich. Dlatego sposoby rozwiązywania u nas problemów gospodarki wodnej muszą być przystosowane do warunków polskich i opierać się powinny przede wszystkim na doświadczeniach zrobionych w Polsce. Wzory i metody wypróbowane za granicą mogą się okazać w naszym kraju stosowne albo niestosowne, w zależności od tego, jak zgadzają się z warunkami naszego środowiska geograficznego.

INŻ. KAZIMIERZ MATUL

Gospodarka wodna w rolnictwie i leśnictwie w planie perspektywicznym¹⁾

Ludność świata licząca obecnie ok. 2,5 mld. powiększy się w ciągu 25 lat do 3,5 — 4,1 mld. W celu zapewnienia dla tej ogromnej ilości ludzi coraz lepszej żywności i odzieży niezbędny jest wzrost produkcji rolniczej 3 — 4% rocznie, przewyższający o 1 — 2% przewidywany przyrost ludności²⁾. Ostrość problemu polega na tym, że obecnie ok. połowy ludności jest niedożywiona, a ok. 3/4 odczuwa brak składników treściwych, dostatecznej ilości białka zwierzęcego, odżywczych soli i witamin³⁾.

Oznacza to, że problem intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa jest jednym z najważniejszych i najtrudniejszych problemów ekonomiczno-gospodarczych nie tylko w Polsce, ale na całym świecie; musimy tu liczyć przede wszystkim na własne siły i dążyć do samowystarczalności, gdyż import artykułów, które są deficytowe na rynkach światowych, jest zwykle b. kosztowny. Odczuwamy to boleśnie, importując obecnie znaczne ilości zboża i tracąc wielkie ilości dewiz, które powinny być przeznaczone na konieczny import surowców, przerabianych w kraju.

Znaczenie rolnictwa i leśnictwa w ogólnym rozwoju gospodarczym polega na tym, że z dziedziny te są jedynymi producentami naturalnej materii organicznej dla:

- żywienia i zaopatrzenia ludności,
- zaopatrzenia przemysłu w surowce organiczne.

Prawidłowy rozwój gospodarki narodowej uzależniony jest od należytego rozwoju rolnictwa i leśnictwa oraz zapewnienia w przyszłości pełnej samowystarczalności w pokryciu potrzeb ludności i przemysłu. Przykładem są obecne nasze trudności, spowodowane nienadążaniem rolnictwa za rozwojem przemysłu, konieczność importu artykułów rolniczych i wyzbywanie się drogocennych dewiz.

TABLICA 1

zmniejszy się					powiększy się				
Nazwa produktu	Jednostki miary	Norma		Ubytek %	Nazwa produktu	Jednostki miary	Norma		Wzrost %
		obecna	przewidywana				obecna	przewidywana	
zbożowe	kg/rok	152,5	131,3	14	Mięso	kg/rok	30,7	45,3	47
ziemniaki	„	250,0	177,0	29	Jaja	„	7,2	13,0	81
strączkowe	„	3,3	2,3	30	Ryby	„	2,1	5,0	138
					Mleko	„	162,0	188,0	16
					Tłuszcze	„	11,4	17,4	53
					Cukier	„	17,0	35,0	106
					Warzywa i owoce	„	92,0	197,0	114

Zadaniem rolnictwa i leśnictwa w perspektywie, którą przyjęliśmy do 1975 r., powinno być pełne zaspokojenie potrzeb żywnościowych ludności, przy powiększonych i polepszonych normach żywnościowych.

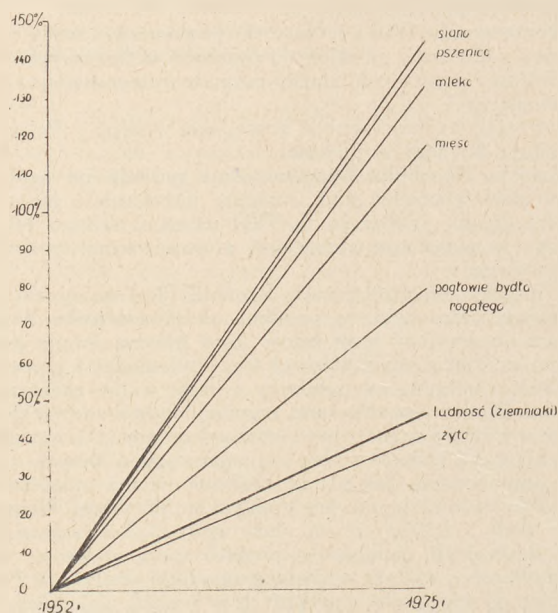
Według opracowań Biura Studiów Gospodarki Wodnej PAN wzrost ludności wyniesie: z 26,0 miln. w 1952 r. do 38,1 miln. w 1975 r., a więc o 46%. Ilość kalorii na 1 mieszkańca i dzień wzrośnie co prawda nieznacznie, bo z ok. 3 000 do 3 200, nato-

¹⁾ Streszczenie referatu wygłoszonego na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 1 lutego 1956 r. oraz na zebraniu odczytowo-dyskusyjnym Stowarzyszenia Naukowo-Techn. Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych (pod egidą Głównej Komisji Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT), w dniu 19.IV.56 r.

²⁾ Sprawozdanie F. A. O. (Międzynarodowej Organizacji do Spraw Wyżywienia i Rolnictwa).

³⁾ Jozue de Castro — „Geografia głodu” PAX, 1954 r.

Porównanie wzrostu ludności ze wzrostem produkcji rolniczej w okresie 1952-1975 r.

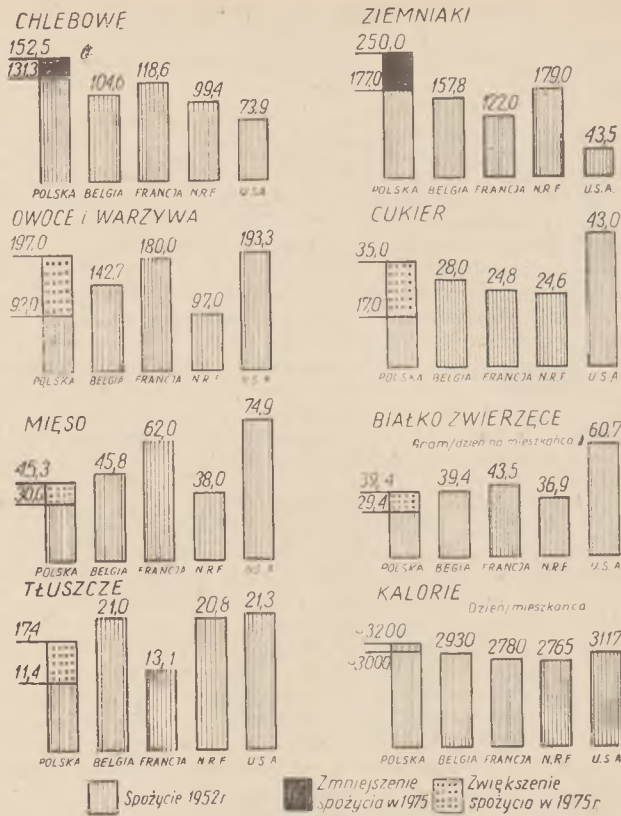


Rys. 1. Spożycie w Polsce i w niektórych państwach w r. 1952 oraz hipoteza spożycia w Polsce w 1975 r.

miast powiększy się udział składników bardziej wartościowych, co ilustruje tablica I i rys. 1, 2 i 3. Przeciętny wzrost produktów zbożowych wyniesie 64%, ziemniaków 46%, a więc jest stosunkowo nieznaczny, ze względu na ograniczenie w przyszłości spożycia tych artykułów przez ludność jako mniej wartościowych w porównaniu z produktami hodowlanymi, które wzrastają bardziej zbliżając nas w strukturze żywienia do krajów o racjonalnych normach żywieniowych. Tym się tłumaczy, że produkcja siana, stanowiącego podstawę wyżywienia zwierząt hodowlanych, wzrosła o 145%, produkcja mięsa o 117%, mleka o 132%. Wzrost produkcji zbożowych i ziemniaków spowodowany jest wzrostem spożycia zwiększającego się inwentarza żywego.

Należy podkreślić, że w planowanej gospodarce socjalistycznej, oprócz zadań stałego podnoszenia produkcji rolniczej, stawiane jest zadanie zmniejszenia do minimum wahan w plonach. Zadanie to zostało również uwzględnione w naszym opracowaniu, aby dać możliwie pełny obraz potrzeb produkcyjnych i możliwości ich zaspokojenia w rolnictwie.

Wobec tego, że Polska nie posiada terenów dziewiczych, niezagospodarowanych, na których można by uzyskać przynajmniej częściowe zaspokojenie wzrastających potrzeb produkcyjnych, pozostaje konieczność intensyfikacji użytków rolnych. Mimo ogromu zadań, realizacja ich jest możliwa pod warunkiem, że zostaną zastosowane wszystkie kompleksowe zabiegi zmierzające do uregulowania czynników wzrostu i rozwoju roślin i zapewnienie trwałej żyzności gleby i pełnych możliwości asymilacji przez rośliny CO_2 i akumulacji energii słonecznej. Wyłącznie rośliny posiadają zdolność do bezpośredniego wykorzystywania



Rys. 2.

energii słonecznej i pobierania dwutlenku węgla z atmosfery dla wytwarzania i gromadzenia tej energii w substancji organicznej.

Z artykułu akad. Szarowa⁴⁾ wynika, że przy odpowiednim regulowaniu stosunków wodnych można doprowadzić do optymalnego wykorzystania energii słońca, a tym samym maksymalnego w danych warunkach wzrostu masy roślinnej. Zadaniem melioracji jest, w tym przypadku, takie regulowanie tych stosunków, aby odbywało się to przy minimalnej stracie energii słońca. Ponieważ ponadto czynnik wodny wpływa w zasadniczy sposób na pozostałe czynniki wzrostu roślin (ciepło, środki pokarmowe, przewietrzanie gleby), istnieją możliwości skutecznego oddziaływania człowieka na rozdział energii słonecznej i akumulowania jej w roślinach, na przyrost masy roślinnej przez regulowanie stosunków wodnych, ulepszoną agrotechnikę i właściwe nawożenie. Tylko kompleksowe działanie tych czynników może zapewnić niezbędny rozwój rolnictwa, a tym samym i gospodarki narodowej.

Ze względu na ograniczony rozmiar artykułu, który stanowi znaczny skrót referatu wygłoszonego na konferencji w sprawie planu perspektywnego gospodarki wodnej PAN — w dalszej części ogranicza się do podania ważniejszych wyników pracy; opis metody został podany w „Gospodarce Wodnej” nr 4/55.

Dla ułatwienia zrozumienia skróconego referatu podaje podstawowe zasady:

1. Gospodarka wodna odgrywa decydującą rolę w rozwoju produkcji rolniczej i leśnej. Plany gospodarki wodnej powinny wynikać z planów rozwoju gospodarczego i uwzględniać efekty, jakie można uzyskać w produkcji przez odpowiednie pokierowanie gospodarką wodną.
2. Mocno napięte zadania gospodarcze mogą być zrealizowane jedynie pod warunkiem podwyższenia i utrzymania żyzności gleby w drodze należy-

TABLICA II Wzrost produkcji dla pokrycia zapotrzebowania przeliczonego na produkty rolnicze powinien wynosić:

Produkt	Jednostka miary	1952	1975	Wzrost ton	Wzrost %
Pszennica	miln. ton	1,8	4,35	2,55	142
Żyto	„ „	6,0	8,4	2,4	40
Ziemniaki	„ „	29,4	42,9	13,5	46
Buraki cukrowe	„ „	6,6	12,6	6,0	91
Siano	„ „	9,6	23,7	14,1	145
Pogłowie bydła rogatego	„ sztuk	7,2	12,9	5,7	79
Pogłowie trzody chlewnej	„ „	9,75	14,2	4,45	46
Mięso	„ ton	0,9	1,95	1,05	117
Slonina	„ „	0,17	0,32	0,15	88
Mleko	„ „	8,8	20,3	11,5	132

⁴⁾ Szarow A. I. — Podstawy metodyczne bilansu wodno-technicznego. Gospodarka Wodna nr 8/52.



Rys. 3. Przyrost plonu siana w q/ha użytków zielonych w okresie 1952 — 1975

tego kształtowania środowiska roślin uprawnych. Można to osiągnąć przez stosowanie odpowiednich zabiegów agrotechnicznych i fitomelioracyjnych, a w pierwszym rzędzie przez uregulowanie stosunków wodnych w glebie i stałe systematyczne nawożenie.

3. Uregulowanie stosunków wodnych w glebie już obecnie napotyka na trudności, zwłaszcza na terenach wododziałowych niżu w środkowej części Polski. Powoduje to znaczne wahania w plonach i nie pozwala osiągać wysokich zbiorów.
4. W przyszłości potrzeby wodne wzrosną wskutek przewidywanej znacznej intensyfikacji rolnictwa i leśnictwa.

Zapewnienie znacznej ilości dodatkowej wody dla zaspokojenia wzrastających potrzeb będzie możliwe pod warunkiem:

- a) wprowadzenia już obecnie, przez stworzenie optymalnych warunków wodnych w glebie (dobra struktura), a tym samym ukształtowanie środowiska roślinnego i mikroklimatu, oszczędniejszej gospodarki wodnej i wykorzystania istniejących rezerw oraz zmniejszenie wzrostu potrzeb wodnych — w związku z rozwojem produkcji rolniczej i leśnej — do możliwego minimum;
- b) powiększenia użytecznych zasobów wodnych, na drodze polepszenia obiegu wewnętrznego wody i włączenia jej do obiegu biologicznego, przez właściwe rozmieszczenie szaty roślinnej w dorzeczach, zabiegi przeciwoerozyjne, ulepszoną agrotechnikę;
- c) magazynowanie wody w okresach nadmiaru i stosowania przerzutów wody ze zlewni nadmiarowych do niedoborowych.
5. Wynikające stąd zadania dla rolnictwa i leśnictwa w dziedzinie gospodarki wodnej można sformułować wobec tego następująco:

- a) zmniejszenie transpiracji roślin i zamiana parowania nieużytecznego na transpirację,
- b) powiększenie retencji glebowo-gruntowej,
- c) zapewnienie wody do nawodnień,
6. Realizacja tych zadań będzie wymagać stosowania następujących zabiegów melioracyjno-technicznych, agrotechnicznych i fitomelioracyjnych:
- a) w odniesieniu do użytków rolnych:
 - połączonych zabiegów nawodniająco-odwodniających z ewentualnym magazynowaniem i przerzutami wody,
 - ulepszonej agrotechniki, dobrego nawożenia, zapewnienia właściwej pielęgnacji,
 - zadrzewień w formie ażurowych pasów wzdłuż cieków,
- b) w odniesieniu do gruntów ornych:
 - odwodnienia cięższych, nadmiernie wilgotnych gleb, głównie przez drenowanie,

- ulepszonej agrotechniki, dobrego nawożenia dla wytworzenia dobrej struktury gleby i powiększenia humusu, a tym samym powiększenia pojemności gleb,
- zabiegów przeciwoerozyjnych,
- zadrzewień nieleśnych w formie ażurowych pasów;
- c) w odniesieniu do użytków zielonych, gruntów ornych i lasów:
 - powiększenia lesistości, odpowiedniego rozmieszczenia nowozakładanych lasów, głównie na wododziałach, przebudowy lasów istniejących dla wzmocnienia ich roli glebo- i wodoochronnej,
 - licznych, gęsto w terenie rozmieszczonych rolniczych zbiorników wodnych, zwłaszcza na terenach wododziałowych i zboczach.

7. Regulowanie stosunków wodnych na użytkach zielonych odbywać się będzie poza odwodnieniem przez doprowadzanie wody z cieków, a na gruntach ornych w drodze powiększenia retencji glebowo-gruntowej, zatrzymywania spływającej wody opadowej i wypełniania nią powiększonej retencji (zabiegi przeciwoerozyjne, fitomelioracja, ulepszona agrotechnika).
8. W rozwiązaniach technicznych należy w szerokim stopniu uwzględnić systemy melioracyjne oszczędne w zużyciu wody, umożliwiające nie tylko powiększenie współczynnika użytecznego działania, ale również dostosowania dawek nawodniających do faz rozwojowych roślin. Wobec tego należy szerzej stosować deszczownice oraz wprowadzić na większą skalę mechaniczne podnoszenie wody.

Na podstawie wymienionych założeń można sformułować następującą ogólną tezę w sprawie gospodarowania wodą w rolnictwie i leśnictwie.

Rolnictwo i leśnictwo są nie tylko największymi konsumentami wody, lecz również przez odpowiednie rozmieszczenie szaty roślinnej, zastosowanie odpowiednich zabiegów uprawowych i hodowlanych mogą stać się poważnym czynnikiem regulującym bilans wodny. Gospodarka wodna nie może się skupiać tylko w dolinach wielkich rzek, stanowiących kilka procent powierzchni, lecz powinna dotyczyć większości terenów wododziałowych i skłonów. Z tych względów potrzeby i oddziaływanie rolnictwa i leśnictwa muszą być rozpatrywane w całych dorzeczach od wododziałów, poprzez zbocza do doliny.

Przyszłe regulacje rzek i cieków muszą być zabezpieczone przed erozją denną i powinny regulować poziom wód gruntowych, a nie obniżać lub podwyższać je nadmiernie.

Dla istniejących nadmiernie wciętych w obszar cieków należy podnosić przez budowę stopni i progów, a terenom przesuszonym zapewnić wodę do nawodnień.

W miarę rozwoju rolnictwa będą wzrastały potrzeby wodne i oddziaływanie na bilans wody:

- a) bezpośrednio — w pierwszym rzędzie na użytkach zielonych, do których doprowadzać się będzie dodatkowe ilości wody do nawodnień,
- b) pośrednio — przez zwiększenie parowania na gruntach ornych i zmniejszenie odpływu, co w efekcie doprowadzi do zmniejszenia przepływu w ciekach.

Intensyfikacja rolnictwa spowoduje konieczność budowy, niezależnie od dużych zbiorników dolinowych, również mniejszych zbiorników rolniczych dla zaspokojenia potrzeb nawodnień i walki z powodzią.

W odniesieniu do gruntów ornych należy uwzględnić w pierwszym rzędzie konieczność polepszenia gospodarki wodnej na glebach lekkich, posiadających małą pojemność wodną i małą zdolność magazynowania wody. Ze względu na duże powierzchnie zajmowane przez gleby lekkie (ok. 70% powierzchni gruntów rolnych) wpływ polepszenia gospodarki wodnej na odpływ może być dość znaczny.

Możliwości i przewidywane ogólne wyniki oddziaływania rolnictwa i leśnictwa na bilans wodny

Z ogólnej ilości 186 km³ opadu ok. 87%, tj. ok. 160 km³ przypada na powierzchnię użytkowaną przez rolnictwo i leśnictwo. W tym samym mniej więcej stosunku dzieli się zużycie wody na parowanie: z ogólnej ilości 133 km³ na rolnictwo i leśnictwo przypada ok. 115 km³ wody, która jest magazynowana w potężnym zbiorniku glebowo-gruntowym, a następnie zużywana przez rośliny.

Mimo wprowadzenia oszczędnej gospodarki wodnej w rolnictwie i leśnictwie zmniejszy się odpływ w ciekach, wynoszący obecnie 58 km³, o 13 km³ brutto i 10 km³ netto, odpowiednie liczby dla całego przemysłu i gospodarki komunalnej wynoszą 7,2 km³ brutto i 1,3 km³ netto. Wielkości te świadczą o decydującej roli rolnictwa i leśnictwa w zmianach bilansowych.

Nasze prace, zmierzające do określenia metod jak najoszczędniejszego zużycia wody w rolnictwie i leśnictwie, udowodniły, że istnieją możliwości skutecznego i znacznego oddziaływania na zmniejszenie potrzeb wodnych, o czym świadczą podane w dalszej części artykułu dane bardziej szczegółowe.

Ogólnie można stwierdzić, że:

- przez ulepszenie środowiska roślinnego i poprawienie mikroklimatu można zmniejszyć wzrost potrzeb wodnych w perspektywie 1975 r. z 6,7 km³ do 2,9 km³, tj. o 3,8 km³, co odpowiada 57% zmniejszenia;
- przez powiększenie retencji gleby można dodatkowo zmagać na gruntach ornych i użytkach zielonych — 2,4 km³ wody. Umożliwia to zmniejszenie pojemności przewidywanych do budowy zbiorników wodnych o 3,8 km³ + 2,4 km³ = 6,2 km³, co odpowiada zmniejszeniu nakładów inwestycyjnych o 9 — 12 mild. zł.

Cel zadania oraz metoda i zakres opracowania perspektywicznego planu w dziedzinie rolnictwa i leśnictwa

Celem opracowania było ustalenie przewidywanych zmian w perspektywie 1975 r., jakie nastąpią w bilansie wodnym wskutek rozwoju rolnictwa i leśnictwa, kierowanego w taki sposób, by z jednej strony uzyskać zamierzoną produkcję przez właściwe gospodarowanie wodą, a z drugiej strony wpływać jakością i rozmieszczeniem szaty roślinnej na ulepszenie obiegu wody i pełniejsze wykorzystanie jej potencjalnych możliwości. Jak wyżej podaliśmy, osiągnięcie tego celu jest możliwe pod pewnymi warunkami, a efekty ekonomiczne oszczędnego gospodarowania wodą — znaczne. Należy podkreślić, że ze względu na kompleksowy charakter obszarowej gospodarki wodnej w całych dorzeczach uwzględnione zostało w bilansie oddziaływanie wszystkich głównych użytków, a mianowicie: użytków zielonych, gruntów ornych i lasów⁵⁾.

Głównym zadaniem opracowania było określenie dla 1975 r. zmian w bilansie wodnym, a przede wszystkim w odpływie, spowodowanych rozwojem rolnictwa (oddzielnie dla gruntów ornych i użytków zielonych) i leśnictwa, ustalenie na tej podstawie niedoborów wody oraz sposobów ich pokrycia za pomocą ulepszonej agrotechniki i technicznych rozwiązań melioracyjnych.

Zadanie to było rozwinięte w następujących punktach, uszeregowanych wg kolejności realizowania opracowania:

1. określenie dla 1975 r. zmian w strukturze zasiewów i poziomie produkcji rolniczej;
2. określenie dla 1975 r. zmian w powierzchni, rozmieszczeniu, w strukturze i produkcji lasów oraz form i rozmieszczenia zadrzewień nieleśnych;
3. określenie optymalnego zapotrzebowania wody dla rozwijającej się produkcji rolniczej i leśnej oraz oddziaływanie zachodzących zmian w wielkości i rozmieszczeniu tej produkcji na składniki bilansu wodnego;
4. ustalenie rozporządzalnych zasobów wodnych w małych regionach hydrograficznych, z uwzględnieniem stopnia zabezpieczenia wody do nawodnień;
5. ustalenie niedoborów i nadmiarów wody w małych regionach hydrograficznych dla roku średniego i średnio-suchego, przy uwzględnieniu optymalnych potrzeb produkcji rolniczej;
6. określenie stopnia zaspokojenia potrzeb użytków zielonych, przy założeniu wykorzystania wody, pochodzącej tylko z własnej zlewni oraz określenie stopnia zmniejszenia produkcji użytków zielonych w porównaniu z produkcją możliwą do uzyskania, przy pełnym pokryciu potrzeb wodnych;
7. opracowanie koncepcji rozwiązań technicznych dla zmniejszenia niedoborów wody w rolnictwie, za pomocą magazynowania wody w zbiornikach i przerzutów wody między zlewniami.

Dla zrealizowania tych zadań opracowana została metoda, z której podamy jedynie zasady podziału terytorialnego, skalę

opracowań i okresy czasu przyjęte dla wyznaczenia zmian bilansowych.

W oparciu o kryterium hydrologiczne przyjęto podział na 79 tzw. małych regionów hydrograficznych. Bilanse rolnicze (zapotrzebowanie i zadania produkcyjne) wykonane dla 12 okręgów produkcyjno-rolniczych, przetransportowano na małe regiony hydrograficzne.

Leśnictwo korzystało ze statystyki powiatowej podziału lasów na krainy, dzielnice przyrodniczo-leśne. Skalę opracowania przyjęto: roboczą — 1 : 500 000, wynikową 1 : 1 000 000.

Jako okresy miarodajne dla określenia zmian bilansowych przyjęto: okres wegetacyjny (IV — IX) lub w tym okresie cztery miesiące charakterystyczne (V — VIII) z podziałem na miesiące: okres powegetacyjny. Jako średni rok miarodajny przyjęto rok, którego miesiące stanowią średnie wartości miesięczne z wielolecia, a jako średnio-suchy rok miarodajny, rok złożony z miesięcy o 75% prawdopodobieństwie pojawiania się danych zjawisk hydrologicznych, wziętych jako średnie miesięczne.

Rozwój perspektywiczny i wpływ intensyfikacji rolnictwa na gruntach ornych i użytkach zielonych na bilans wodny

Rozwój rolnictwa został ustalony na podstawie bilansów zapotrzebowania na artykuły rolnicze oraz pokrycia zapotrzebowania przez produkcję rolniczą w 12 okręgach produkcyjno-rolniczych. Jako zasadnicze założenia przyjęto:

- pełne zaspokojenie potrzeb i samowystarczalność,
- eksport artykułów rolniczych na poziomie obecnym,
- intensyfikację użytków zielonych jako podstawy bazy paszowej do możliwie maksymalnych granic.

Wypełnianie programu produkcji zwierzęcej, jak również potrzeb spożywczych Polski w 1975 r. będzie wymagać średnich pło-
nów zbóż na poziomie 22,0 — 23 q/ha, ziemniaków ok. 205 q/ha, buraków cukrowych ok. 300 q/ha, siana 57 q/ha. Średnia zwyżka pło-
nów wyniesie ok. 60%, przy czym na ziemiach zachodnich 25 — 35%, na ziemiach dawnych 70 — 90% (w stosunku do pło-
nów z 1938 r.).

Intensyfikacja i zapotrzebowanie na wodę użytków zielonych. Warunkiem uzyskania wymienionych pło-
nów jest należąca gospodarka w rolnictwie, uwzględ-
niająca proporcjonalny rozwój produkcji roślinnej i zwierzęcej. Bardzo istotnym zagadnieniem jest intensyfikacja użytków zielo-
nych i znaczne powiększenie ilości obornika, który zapewni więk-
szą urodzajność przyległych do użytków zielonych gruntów or-
nych.

Plany produkcyjne przewidują poważny wzrost produkcji zwie-
rzęcej; nastąpi powiększenie bydła rogatego o 79% z 7 200 tys. sztuk w 1952 r. do 12 900 tys. sztuk w 1975 r.; zwiększenie udziału bydła rogatego w ogólnym stanie inwentarza żywego z 55% w 1952 r. do 71% w 1975 r. Mleczność krów wzrośnie z 1725 l do 2800 l rocznie. Tak znaczny wzrost ilości zwierząt gospodarskich, a zwłaszcza bydła rogatego i ich produktywności postuluje pełną intensyfikację użytków zielonych, jako podstawy bazy paszowej. Przy założonej maksymalnej i realnej produkcji, jaką można osiągnąć środkami melioracyjnymi w 1975 r. (23,7 miln. t wobec 9,6 miln. w 1952 r., plony odpowiednio 57 q/ha wobec 23 q/ha), wypada na 1 sztukę bydła rogatego ok. 18 q siana z łąk i pastwisk, co należy uznać za normę niedostateczną. Udział siana w ogólnej ilości paszy wyniesie 21,5%, a więc na poziomie obecnym; w początkowym okresie po wojnie udział ten dochodził do 25%. Dyrektywy II Plenum KC PZPR wskazywały na zia-
wisko obniżania się procentu udziału siana w ogólnej paszy jako bardzo niepożądane. Jednak przeciętny przewidywany plon 57 q/ha siana proponowany przez doc. Próchnicką składają-
jący się z plonu 45 q/ha z łąk łąkowych, a 67 — 75 q/ha z łąk torfowych i zalewowych należy uznać za normę wysoką i dalsze podwyższenie założonych pło-
nów byłoby nierealne. Natomiast należy zapewnić wszystkie środki, a więc wodę do nawodnień i nawo-
zów do zagospodarowania i pielęgnacji, by założone średnie pło-
ny 57 q/ha uzyskać.

Rolnictwo musi mieć zapewnioną obok zaspokojenia potrzeb wodnych, pulę nawozów mineralnych na coroczną pielęgnację, wynoszącą 200 tys. t N., 165 tys. t P₂O₅ i ok. 350 tys. t K₂O (czystego składnika). Jak wynika z opracowanych przez nas ma-
teriałów zwiększenie na ten cel importu nawozów potasowych i fosforowych jest konieczne, możliwe i bardzo opłacalne, gdyż zwiększona produkcja użytków zielonych zastąpi częściowo pasze

⁵⁾ Możliwe to było dzięki pracowni Zespołu Rolniczo-Leśnego i Melioracyjnego Komitetu Gospodarki Wodnej PAN pod przewodnictwem prof. B. a. c. a., współpracy Centralnego Instytutu Rolniczego, Instytutu Uprawy, Nawożenia i Gleboznawstwa oraz Instytutu Ekonomiki Rolnictwa (a głównie kierownika działu rozmieszczeń dr D. z i e d z i c a).

treściwe, produkowane na gruntach ornych, a na zwolnionym areale gruntów ornych możliwa będzie produkcja zbóż, pozwalając na zmniejszenie importu zboża.

Projektowana zmiana struktury importu na korzyść nawozów mineralnych może całkowicie zaspokoić potrzeby użytków zielonych bez potrzeby naruszania bilansu płatniczego. Nadmienić tu należy, że nawóz mineralny dawany na łąkę, jak twierdzi prof. Grzymała, jest tylko pożyczką zwracaną w postaci lepszej od obornika, który może być użyty na grunty orne.

Ze względu na potrzeby gospodarczo-hodowlane, możliwości wykorzystania inwestycji przez użytkowników niezbędne proporcje między produkcją z użytków zielonych i pól ornych, potrzeby umocnienia istniejących i powstających rozsińskich w terenie spółdzielni produkcyjnych i gospodarstw państwowych — przyjęto, że pracami melioracyjno-łaskarskimi będzie objęta możliwie duża powierzchnia nie tylko na danych kompleksach, lecz i na rozrzuconych mniejszych obiektach. W znacznej części będą to prace intensywne, a zwłaszcza tam gdzie istnieją warunki do uzyskania wysokich plonów, a więc w dolinach cieków na terenach zalewowych oraz na torfowiskach, do których względnie prostymi sposobami można doprowadzić wodę do nawodnień. Na łąkach gradowych smużnych będą stosowane melioracje ekstensywnejsze, polegające na chwytniu i zatrzymywaniu żyznych wód spływu powierzchniowego oraz na nawożeniu. Na ogólną ilość 4,20 mln. ha użytków zielonych przyjęto 3,86 mln. ha, tj. 92% całości do większej lub mniejszej intensyfikacji.

Przyjęto zgodnie z pracą doc. Prończuka plony 45 q/ha na łąkach, 67 q/ha na gruntach bagiennych i pobagiennych i 65 — 85 q/ha na łąkach zalewowych, świadczą o różnym stopniu intensyfikacji.

Ze względów wyżej przytoczonych prace wodno-melioracyjne muszą być prowadzone na całym terenie i to w pierwszym rzędzie na tych terenach, gdzie już obecnie okresy posuszne dają się we znaki i powodują zaburzenia w rolnictwie (rys. 7). Są to — jak dalej wykażemy — tereny w pasie posusznych Wielkich Dolin i często na wododziałach, na których wskutek jednostronnych zabiegów odwodniających nastąpiło przesuszenie, prowadzące do degradacji i murszenia torfowisk. Regeneracja tych terenów jest możliwa jedynie przez zapewnienie nawodnień powierzchniowych i to możliwie żyznymi wodami. Przykładem tej konieczności mogą być tereny wododziałowe, które mają być obsługiwane przez budowany obecnie kanał Wieprz — Krzna; cierpią one na brak wody i jedynie ok. 20 000 ha użytków zielonych na ogólną ilość 70 000 ha ma jako tako zaspokojone potrzeby przy użyciu wody z własnej zlewni, reszta bez zapewnienia wody do nawodnień pozostawałaby nieużytkiem.

Dobrze wykonane i należycie wykorzystane inwestycje wodno-melioracyjne aktywizują tereny zaniedbane, przyczyniają się do przeobrażenia stosunków materialnych, społecznych i kulturalnych oraz stają się źródłem dobrobytu.

Wody w Polsce jest pod dostatkiem, jest ona jedynie źle rozłożona w przestrzeni i czasie; przy uregulowanej gospodarce wodnej wystarczy jej dla wszystkich dziedzin gospodarczych. Względnie gospodarze i ekonomiczne przemawiają za priorytetem rolnictwa przy lokalizacji i wczesnych zmianach realizacji kompleksowych inwestycji wodnych, mających znaczenie dla rolnictwa i umożliwiających jego rozwój. Inwestycje wodne w rolnictwie zapewniają opłacalność i najkrótszy okres akumulacji (7 — 10 lat), co ilustruje niżej podany przybliżony i bardzo uproszczony rachunek. Wzrost globalnej produkcji z 9,6 mln. t siana do 23,7 mln. t, tj. o około 14 mln. t rocznie, przy cenie 70 zł za 1 q, daje zwiększenie produkcji o wartości 10 mln. zł, a po potrąceniu kosztów eksploatacji i pielęgnacji czystą nadwyżkę 6 mln. zł. Ponieważ nakład inwestycyjny na 1 ha użytków zielonych określa się przeciętnie na 10 000 zł razem z kosztem inwestycji podstawowych, to przy ilości 3 800 000 ha aktywizowanych użytków zielonych potrzebny jest nakład 38 mld. zł; okres akumulacji wynosi zatem niecałe 7 lat. — Uwzględniając przesunięcie o 2 — 3 lata zagospodarowania w stosunku do czasu rozpoczęcia prac inwestycyjnych, a więc i opóźnienia rozpoczęcia akumulacji, okres ten przedłuża się do 9 — 10 lat.

Gdybyśmy produkcję użytków zielonych zamienili na produkcję z gruntów ornych o równej wartości, otrzymalibyśmy współczynniki równowartości 0,4 — 14 mln. t • 0,4 = 5,6 mln. t ziarna. Gdyby tę produkcję odnieść do powierzchni gruntów ornych obsiewanych zbożem chlebowym, która w 1975 r. będzie wynosić 5,65 mln. ha, otrzymalibyśmy, że przyrost produkcji z użytków zielonych wymagałby podniesienia plonów zbóż chlebowych o 10 q/ha. Należy tu nadmienić, że uzyskanie znacznego podniesienia produkcji na użytkach zielonych jest realne i możliwe bez specjalnie dużych trudności, poza dostarczeniem puli nawozowej, a tak znaczne podniesienie plonów na gruntach ornych wymagałoby wielkiego wysiłku i postępowałoby powoli (0,4 — 0,5 q przyrostu na 1 ha na rok), podczas gdy na użytkach zielonych można uzyskać przyrost plonów w ciągu jednego roku nawet w wysokości 30 — 40 q/ha. Te argumenty, poza opłacalnością będącą bez precedensu w całej gospodarce narodowej, są dostatecznie wymowne dla uwzględniania hierarchii potrzeb rolnictwa w kompleksowej gospodarce wodnej, bezpośrednio za gospodarką komunalną, a obok przemysłu.

Zapotrzebowanie wody przez użytki zielone stanowi tę dodatkową ilość wody, która musi być doprowadzona do nawodnienia ze źródeł wody, tj. z cieków naturalnych i sztucznych zbiorników. Odpowiada to zmniejszeniu odpływu w ciekach —

$$\Delta H = H_2 - H_1$$

$$- \Delta H = Z = S - \mu P + \Delta R$$

gdzie: — ΔH — zmniejszenie odpływu,
 Z — zapotrzebowanie wody do nawodnień,
 S — przewidywane parowanie terenowe,
 P — opad μ — współczynnik wykorzystania opadu.
 μP — opad użyteczny,
 ΔR — przyrost retencji (— ΔR — wyczerpanie retencji).

Wielkość Z określono dla każdego małego regionu hydrograficznego, jako sumę potrzeb kompleksów łąkowych wyodrębnionych i scharakteryzowanych przez doc. Prończuka pod względem typu siedliskowego, ukształtowania terenu, rodzaju gleby, warunków hydrologicznych itp.

Uwzględniono dodatkową retencję glebową, która waha się w granicach od 6 mm (teren podgórski) do 32 mm (nadmorski); przeciętna dla Polski wynosi 22 mm, co stanowi 882 mln. m³ dla całej Polski. Parowanie S zmienia się w okresie wegetacyjnym od 327 mm w terenie podgórskim do 495 mm dla okręgu nadmorskiego. Przeciętne dla Polski parowanie użytków zielonych przy zwiększonej produkcji wynosi 416 mm.

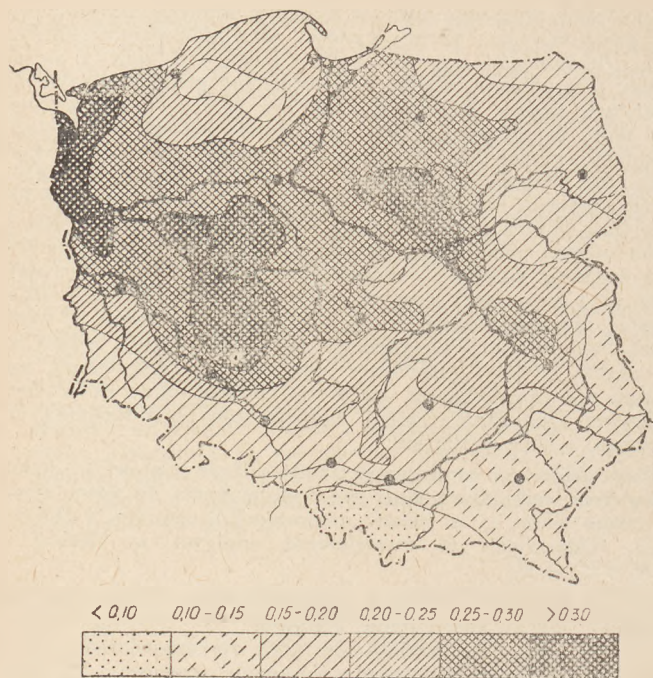
Określono zapotrzebowanie wody do nawodnień netto i brutto.

Współczynnik $\beta = \frac{Z_{\text{netto}}}{Z_{\text{brutto}}}$ został ustalony jako przeciętny dla

podobnych grup regionów hydrograficznych, przyjętych systemów nawodnień, wielokrotności użycia wody do zalewów itp. Wielkość współczynnika β waha się od 0,49 do 0,83. Zapotrzebowanie użytków zielonych z uwzględnieniem wykorzystania zapasu wilgoci glebowej, globalne i na jednostkę powierzchni intensyfikowanej użytków zielonych w okresie V — VIII podano w tabl. III. Z tablicy tej wynika znacznie większe zapotrzebowanie jednostkowe o około 25% w dorzeczu Odry, od zapotrzebowania w dorzeczu Wisły. Dorzecze Odry wyróżnia się jako dorzecze o znacznie gorszych stosunkach wodnych od dorzecza Wisły.

TABLICA III

Dorzecza	Rok średni				Rok średnio-suchy				Procentowy udział w dorzeżach rok średnio-suchy brutto	Procentowy udział powierzchni dorzeży
	netto		brutto		nette		brutto			
	km³	m³/ha	km³	m³/ha	km³	m³/ha	km³	m³/ha		
Wisła	2,1	880	3,4	1400	3,1	1300	4,7	1950	57,3	56,0
Odra	1,4	1340	2,2	2100	1,9	1800	2,6	2500	31,7	34,2
rz. Przymo- morza	0,4	1020	0,6	1550	0,6	1550	0,9	2300	11,0	9,8
Suma km³	3,9		6,2		5,6		8,2		100%	100%
Przeciętnie na 1 ha		1010		1608		1450		2120		



Rys. 4. Izolinie dopływów jednostkowych od nawodnienia użytków zielonych w l/s. km²

Dla zobrazowania zmian wielkości zapotrzebowania w terenie przeliczono je jako niezbędne dopływy jednostkowe wody do nawodnień na 1 ha w l/s w okresie V — VIII i przedstawiono w postaci izolinii w przedziałach co 0,05 l/s i ha (rys. 4). Jak widać, zróżnicowanie zapotrzebowania w zależności od warunków terenowych, glebowych, klimatycznych i założonych plonów jest bardzo duże i waha się w granicach od 0 w górach do 0,36 l/s i ha w okęgu 57 u ujścia Odry. Duże dopływy w postaci ciemnych plam wykazują okręgi nad Wartą, Wieprzem i dopływami Narwi. Tereny ograniczone izolinia 25 l/s i ha charakteryzują regiony najbardziej niedoborowe z punktu widzenia zaspokojenia potrzeb użytków zielonych. Pokrywają się one na ogół ze strefą o dużej częstotliwości występowania miesięcy posusznych. Wyodrębnia się wyspa dużego zapotrzebowania w okolicy terenów obsługiwanych przez kanał Wieprz — Krzna. Zarówno normy jednostkowe, jak i zapotrzebowanie globalne należy uznać jako niewygórowane, raczej niskie, liczyliśmy się jednak z możliwością wprowadzenia coraz większych usprawnień i oszczędności w gospodarowaniu wodą.

Na podstawie ustalonego wzrostu plonów ważniejszych grup roślin określono wzrost parowania, spowodowany intensyfikacją produkcji na gruntach ornych, w oparciu o metodę zaproponowaną przez prof. Ostromęckiego. Metoda ta uwzględnia zmniejszenie parowania nieużytecznego na rzecz transpiracji w różnych warunkach melioracyjnych i agrotechnicznych. Przedstawiony na rys. 5 wzrost parowania w procentach i milimetrach w okręgach produkcyjno-rolniczych waha się od 2% w okęgu III do 11% w okęgu IVA, średnio wynosi on w Polsce 5,5%, co odpowiada 18,2 mm w odniesieniu do powierzchni gruntów ornych i 9,6 mm do powierzchni kraju. Przyrost parowania waha się od 23 mm w odniesieniu do powierzchni gruntów ornych w okręgach IVA, IVB i VIII do poniżej 12 mm w okęgu I, II i III. Tak znaczne różnice we wskaźnikach wzrostu parowania wynikają z różnej pozycji wyjściowej terenów rolniczych, istniejącego stanu agrotechniki, melioracji i wysokości plonów istniejących i planowanych. Im gorszy jest istniejący stan agrotechniki i melioracji oraz im niższe plony, tym większe możliwości zamiany parowania nieużytecznego na transpirację i mniejszy wzrost parowania, przy tym samym procentowym wzroście plonów. Rezerwy są tu znaczne i w pewnych warunkach umożliwiają podniesienie plonów nawet do 50% bez wzrostu potrzeb wodnych. Podnoszenie plonów z poziomu średniego na średnio wysoki przy wysokiej agrotechnice połączone jest ze znacznie większym wzrostem parowania ze względu na mniejsze możliwości wykorzystania parowania wewnętrznego i wyższy wskaźnik transpiracji na jednostkę plonu.

Ponieważ jako podstawę wyjściową przyjęto plony z 1938 r., przeto na Ziemiach Zachodnich przyrost plonu jest mniejszy niż na ziemiach dawnych. Globalny wzrost parowania w okresie wegetacyjnym wynosi 2,9 km³, jednakże tylko o 1,0 km³ zmniejszony będzie odpływ w okresie VII — VIII, bowiem reszta powiększonego parowania pokrywana jest z dodatkowej retencji glebowej, gromadzonej w okresie pozawegetacyjnym dzięki zabiegom fitomelioracyjnym i agrotechnicznym.

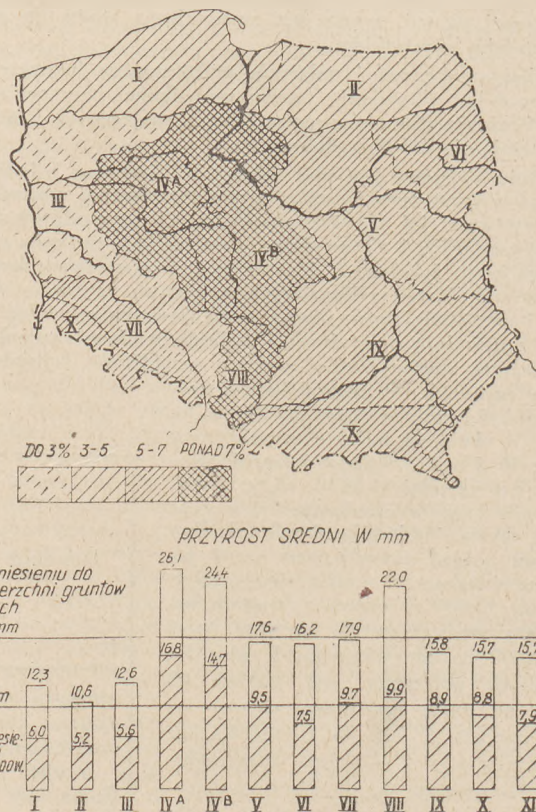
Obliczone ubytki odpływu wskutek wzrostu parowania na gruntach ornych będą w okresie niskich stanów wód w ciekach (miesiące V — VIII) niewielkie, nie przekraczają 6,2 mm w stosunku do powierzchni gruntów ornych, a 3,2 mm w stosunku do powierzchni kraju, wobec odpowiednich wielkości wzrostu parowania na gruntach ornych 17,2 mm i 9,6 mm. Różnice 11 mm i 6,4 mm są pokrywane z retencji glebowej.

Rozwój perspektywiczny leśnictwa i jego wpływ na bilans wodny

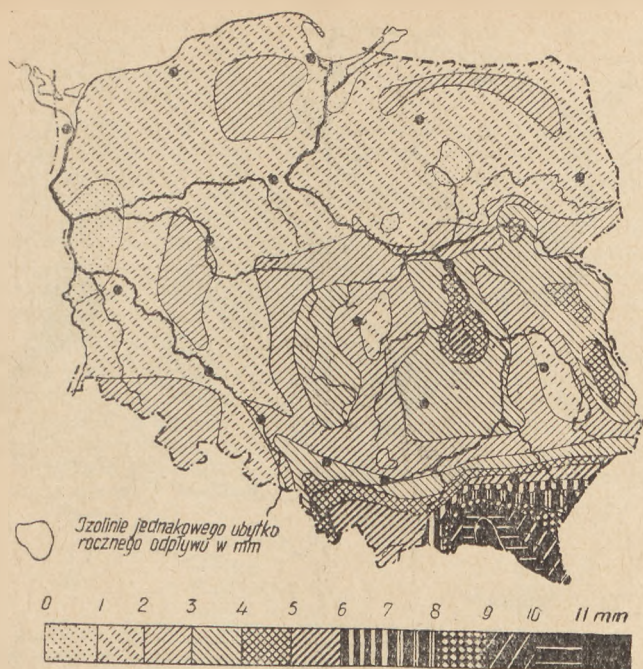
Z punktu widzenia gospodarki wodnej należy tu szczególnie podkreślić znaczenie glebotwórcze, glebochronne i wodochronne lasów, zwłaszcza na obszarach górskich i falistych, narażonych na erozję wodną.

Na podstawie dotychczas poczynionych obserwacji i wyników badań, rolę lasu w gospodarce wodnej można ogólnie określić jako polegającą na retencjonowaniu wód i wyrównywaniu ich odpływu, przez częściowe przesunięcie spływu z okresu nadmiaru w okresy niedoborów, na intensyfikacji wewnętrznego obiegu wody przez przekształcenie obiegu nieużytecznego w obieg produkcyjny biologiczny, a spływu powierzchniowego na wewnątrzglebowy i gruntowy, na zwiększeniu wilgotności powietrza i gleb, wreszcie na łagodzeniu i rozkładaniu kulminacji wezbrań powodziowych. Tak więc lasy biorą poważny udział w kształtowaniu zasobów wodnych kraju i regulowaniu ich obiegu, nie tylko przez bezpośrednie zużywanie wody dla produkcji masy drzewnej, ale równocześnie jako ważny element kształtujący warunki biologiczne dla produkcji rolniczej roślinnej i zwierzęcej, oraz ogólne warunki klimatyczne, społeczne, zdrowotne, kulturalne itp.

Z tych względów przyjęto powiększenie procentu lesistości z istniejących 22,2% na 25,8%, tj. o 3,6%; możliwość dalszego wzro-



Rys. 5. Wzrost parowania gruntów ornych w okręgach produkcyjno-rolniczych w okresie 1938 — 1975 wskutek intensyfikacji rolnictwa w %



Rys. 6. Wpływ wzrostu lesistości na odpływ

stu lesistości jest ograniczona ze względu na brak terenów rolniczo negatywnych lub nieużytków, które można by przeznaczyć pod zalesienie. W pracach bilansowych starano się ująć wpływ nie tylko wzrostu lesistości, ale również przebudowy lasu pod względem struktury i doboru właściwych gatunków.

Panujący dotychczas pogląd, że zamiana lasów jednogatunkowych na wielogatunkowe powoduje wzrost parowania najmniej o 100 mm, nie znajduje uzasadnienia, gdyż badania naukowe, na których oparte były te obliczenia, dotyczyły różnic w użyciu wody w różnych warunkach terenowych przez jednogatunkowe lasy iglaste i liściaste, a więc nie w warunkach umożliwiających porównanie lasów przed przebudową i po przebudowie.

Dla upewnienia się, czy i jakie zajdą zmiany zużycia wody wskutek zmian w ustosunkowaniu klas wieku drzewostanów, które nastąpią w ciągu 20 lat przez zalesienie zaległych zrębów, halizn i płazowizn oraz skrócenie cyklu produkcyjnego, wykonano obliczenie różnic w transpiracji, w oparciu o dane Instytutu Badańczego Leśnictwa. Z obliczenia tego wynika, że globalne zużycie wody na transpirację w stosunku do powierzchni lasów wzrośnie o 12 mm. Zakładamy, że ten niewielki wzrost będzie zrównoważony zmniejszeniem się transpiracji wskutek przebudowy struktury lasów.

Wpływ wzrostu lesistości na odpływ obliczono w oparciu o metodę proponowaną przez prof. Ostromięckiego⁶⁾ na podstawie procentu zwiększenia lesistości w poszczególnych okręgach hydrologicznych. Wpływ ten został zobrazowany na rys. 6 przy pomocy izolinii jednakowego ubytku rocznego odpływu w mm.

Maksymalny ubytek odpływu rocznego wskutek wzrostu procentu lesistości w wysokości od 5 do 11 mm (w odniesieniu do powierzchni regionów hydrograficznych) występuje w okręgach górskich Beskidów i Tatr oraz ponad 5 mm w górach Świętokrzyskich. W granicach okręgów nizinnych środkowej Polski ubytki są mniejsze, ze względu na mniejszy wzrost procentu lesistości, a to wskutek większej przydatności tych obszarów dla ich rolniczego użytkowania oraz wskutek zmniejszenia opadów i współczynnika odpływu.

Ogólnie przyrost procentu lesistości wpływa zmniejszająco na roczny odpływ całego kraju — w przybliżeniu o 820 miln. m³ rocznie, co odpowiada 2,6 mm w odniesieniu do powierzchni kraju, z czego zmniejszenie odpływu w okresie letnim (V do VIII) wynosi 0,53 mm (172 miln. m³).

W rozwiązywaniu kwartalnych zmian odpływu wskutek przyrostu procentu lesistości obserwuje się przyrost odpływu w III kwartale hydrologicznym w regionach nadbużańskich.

Ogólnie, w wyniku wszystkich tych rozważań, nasuwają się następujące wnioski:

- przyrost lesistości powoduje w skali rocznej zwiększenie terenowego parowania i ubytek odpływu; ubytek ten jest znacznie większy w górach niż na nizinach, przy czym w górach w znacznie większym stopniu wpływa to na zmniejszenie odpływu w okresie zimy i wiosny, aniżeli ma to miejsce na nizinach;
- wahania między wielkościami odpływu w kwartałach zimowych i letnich zmniejszają się;
- zwiększenie odpływu w III kwartale zaznacza się wyraźniej w okręgach posusznych, o niskich opadach i niekorzystnym rozkładzie opadów; wpływ ten występuje wyraźniej w latach suchych;
- oddziaływania te ze względu na mały przyrost lesistości nie są znaczne, nie można np. w drodze zwiększenia lesistości zmniejszyć znacznie pojemności zbiorników retencyjnych w górach;
- daleko większy wpływ na uregulowanie bilansu wodnego będzie miała przebudowa struktury lasów, choćby ze względu na wielkość powierzchni, na której będzie ona dokonana.

Wpływ zadrzewień na bilans wodny

Zadrzewienia śródpolne wpływają korzystnie głównie na:

- poprawienie mikroklimatu,
- zwiększenie, retencyjności glebowo-gruntowej i zmniejszenie spływu powierzchniowego na rzecz spływu głębnego, co pozwala na większe magazynowanie wody.

Zadrzewienia w połączeniu z racjonalną agrotechniką podnoszą poważnie zapas wilgoci glebowej, z której korzysta roślinność. Jest to szczególnie ważne w naszym kraju, posiadającym 66% gleb lekkich, wymagających polepszenia naturalnej retencji glebowej. Przyczynia się to bardzo poważnie do wzrostu produkcji rolniczej, która w strefie oddziaływania pasów drzewiastych sięga przeciętnie do 20% a nawet miejscami do 30% (jak to wykazały doświadczenia w Związku Radzieckim oraz ostatnio prowadzone badania w kraju⁷⁾). Wpływ oddziaływania zadrzewień śródpolnych na grunty orne sięga w strefie przyległej przeciętnie do 200 m. Zagęszczenie tych zadrzewień przyjęto w kilometrach biejących na km² gruntów ornych w ilości 1, 2 lub 3 km/km² w zależności od stopnia nasilenia erozji (1—3, 3—6, 6—9) wg opracowania dr Reniger.

Na podstawie dotychczasowych wyników badań przeprowadzonych w kraju i opracowanych dla Komitetu Gospodarki Wodnej przez prof. Białoboka i doc. Wilusza przyjęto maksymalny przyrost wiosennego zapasu retencji glebowej na 25 mm oraz wyczerpywanie się tego zapasu w pierwszych trzech miesiącach okresu wegetacyjnego, tj. w kwietniu, maju i czerwcu, po 8—9 mm.

Obliczenie wpływu zadrzewień śródpolnych na przyrost retencji gruntów ornych w poszczególnych okręgach hydrologicznych dokonano w milimetrach na dzień 1 kwietnia i zobrazowano na odpowiedniej planszy w postaci izolinii wzrostu retencji z odstopniowaniem co 2 mm. Przebieg tych linii unaczynia największy wzrost retencji glebowej na terenach szczególnie podatnych na erozję, co tłumaczy się odpowiednim zagęszczeniem zadrzewień pod kątem opóźniania erozji. Na glebach lekkich, które w Polsce przeważają, przewiduje się wzrost retencji glebowej wskutek zabiegów fitomelioracyjnych przeciętnie w wysokości 5—7 mm.

Porównanie wyżej wymienionego wzrostu retencji z liczbami wzrostu potrzeb wodnych dla intensyfikacji produkcji rolniczej daje nam wytyczne dla ewentualnego dalszego zagęszczenia zadrzewień bądź wyrównania niedoboru drogą zabiegów agrotechnicznych. Tak np. przyrost parowania w związku z intensyfikacją produkcji rolniczej w regionie hydrograficznym 69 (środkowa Noteć) wyniesie około 18 mm, zadrzewienia dadzą przyrost retencji około 5 mm, brakujące 13 mm należy uzyskać przez zwiększenie zabiegów fitomelioracyjnych i agrotechnicznych; w regionie 77 (dorzecze Łyny) przyrost parowania wyniesie około 4,5 mm, zadrzewienia dadzą przyrost retencji w ilości około 5 mm, a więc pokryją w całości wzrost potrzeb wodnych; w regionie 7 (dorzecze górnego Wieprza) przyrost parowania wyniesie około 8 mm, zadrzewienia śródpolne dadzą przyrost retencji 9—13 mm, powstaje więc nadwyżka retencji glebowej, która wpłynie korzystnie na zwiększenie zasobów wody gruntowej, stanowiących rezerwę na okresy posuszne.

⁶⁾ Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej — tom IV z 1953 r., zeszyt 2 i 3, str. 82—88.

⁷⁾ Zakład Dendrologii i Pomologii PAN w Kórniku.

Łączne zabiegi agrotechniczne i fitomelioracyjne umożliwią dodatkowe zamagazynowanie wody w glebie w okresie pozawegacyjny w ilości 1,5 km³, na ogólną ilość zwiększonych potrzeb wodnych gruntów ornych w całym okresie wegetacyjnym 2,9 km³. Stanowi to 52%. Gleba spełnia tu rolę dodatkowego zbiornika wodnego o pojemności 1,5 km³.

Bilans zasobów wodnych i potrzeb nadmiaru i niedoboru wody w okręgach hydrologicznych

Ponieważ wszyscy użytkownicy wody zainteresowani są zmianami w odpływie powierzchniowym, należało oddziaływanie rolnictwa i leśnictwa sprowadzić do zmian, jakie powodują te dziedziny gospodarki w odpływie.

Wzrost zapotrzebowania wody równający się zmniejszeniu odpływu użytków zielonych, gruntów ornych i lasów w okresach V — VIII, IX — IV i w ciągu roku w km³ przedstawiono w tabl. IV.

Sumaryczne zmniejszenie odpływu w tym okresie wynosi:

brutto	9,4 km ³ tj. 30 mm,
netto	6,8 „ „ 22 „
zrzut	2,6 „ „ 8 „

Zużycie wody netto wynosi 72% zapotrzebowania brutto.

Procentowy udział poszczególnych użytków w zmniejszeniu odpływu, przedstawiony jest przy uwzględnieniu zapasu retencyjnego w tabl. V.

użytki zielone brutto	87%
grunty orne	10%
lasy	3%

TABLICA IV

Okres Jedn.		Użytki zielone				Grun- ty orne	Lasy	Ogółem			
		Rok średni		Rok średnio suchy				Rok średni		Rok średnio suchy	
		netto	brutto	netto	brutto			netto	brutto	netto	brutto
V—VII	km ³	3,9	6,2	5,5	8,2	1,0	0,2	5,2	7,4	6,8	9,4
	mm	12,7	20,0	17,8	26,5	3,3	0,5	16,5	24,0	22,0	30,0
IX—IV	km ³	0,9	0,9	0,9	0,9	1,9	0,7	3,5	3,5	3,5	3,5
	mm	3,0	3,0	3,0	3,0	6,1	2,2	11,3	11,3	11,3	11,3
Cały	km ²	4,8	7,1	6,4	9,1	2,9	0,9	8,7	10,9	10,3	12,9
rok	mm	15,7	23,0	20,8	29,5	9,4	2,7	27,8	35,3	33,3	41,3

TABLICA V

Okres Jedn.	Użytki zielone				Grun- ty orne	Lasy	Ogółem			
	Rok średni		Rok średnio suchy				Rok średni		Rok średnio suchy	
	netto	brutto	netto	brutto			netto	brutto	netto	brutto
% udział IX—IV do V—VIII	23	14	16	11	19	35	67	47	52	37
% udział V—VIII do całego roku	79	87	86	90	35	22	60	68	66	73
udział IX—IV do całego roku	19	13	14	10	65	78	40	32	34	27

TABLICA VI

	Okres V—VIII		Rok		Stosunek procentowy okresu V—VIII do całego roku	
	mm		mm			
	brutto	netto	brutto	netto	brutto	netto
Użytki zielone	26	18	29	21	90	86
Grunty orne	3	3	9	9	33	33
Lasy	0,5	0,5	3	3	17	17
Ogółem	29,5	21,5	41	33	72	65



NADMIARY

0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	>50
a	b	c	d	e	f

NIEDOBORY

50-40	40-30	30-20	20-10	10-0
-------	-------	-------	-------	------

Rys. 7. Niedobory i nadmiary wody po zaspokojeniu potrzeb rolnictwa w mm. Rok średnio suchy

Zrzuty w stosunku do ogólnego zapotrzebowania brutto wynoszą 20%. Stosunki procentowe zapotrzebowania okresu V—VIII do całorocznego charakteryzują stopień wykorzystania rezerwy glebowej z okresu pozawegacyjnego (tabl. VI).

Po określeniu zapotrzebowania wody ustalono w okręgach hydrologicznych zasoby wodne w postaci spływów miarodajnych, jako przepływy średnio wieloletnie o prawdopodobieństwie 75%. Ponieważ dla planowej gospodarki rolnej ma niezmiernie doniosłe znaczenie stałość plonów, przyjęliśmy jako zasadę, że rolnictwo będzie miało gwarantowany plon w latach średnio suchych (przez 3 lata na 4). Jest to konieczne i dla ochrony gleb torfowych przed degradacją, co miałyby miejsce przy częstym braku wody do nawodnień. Przewidywany wzrost potrzeb wodnych roku średnio suchego przyjęto wyższy od potrzeb roku średniego. Na podstawie miarodajnych spływów oraz potrzeb wodnych zostały określone nadmiary i niedobory wody w poszczególnych regionach i przedstawione na rys. 7, przy uwzględnieniu zapotrzebowania brutto i założeniu, że w roku miarodajnym cały przepływ będzie w dyspozycji rolnictwa; oznaczałoby to, że raz na kilka lat w cieku płynęłaby woda tylko ze zrzutów, które przy odpowiednim gospodarowaniu wodą mogą być rozłożone równomiernie, ten minimalny przepływ w ciekach, niezbędny dla celów gospodarczych i utrzymania cieku, wynosiłby przy ilości zrzutów 2,7 km³, w okresie V—VIII, około 0,8 l/s km², przy założeniu równomiernie rozłożonego zrzutu. Dla wyrównania zrzutu konieczna jest budowa dodatkowych zbiorników o objętości około 600 mln. m³.

W ten sposób ustalone niedobory, jak widać z rys. 7, są największe na dopływach środkowej Wisły, zwłaszcza na wododziałach między Wieprzem i Bugiem, w dorzeczu Bzury, w dorzeczu Skrzy, Kamiennej i Iłżanki.

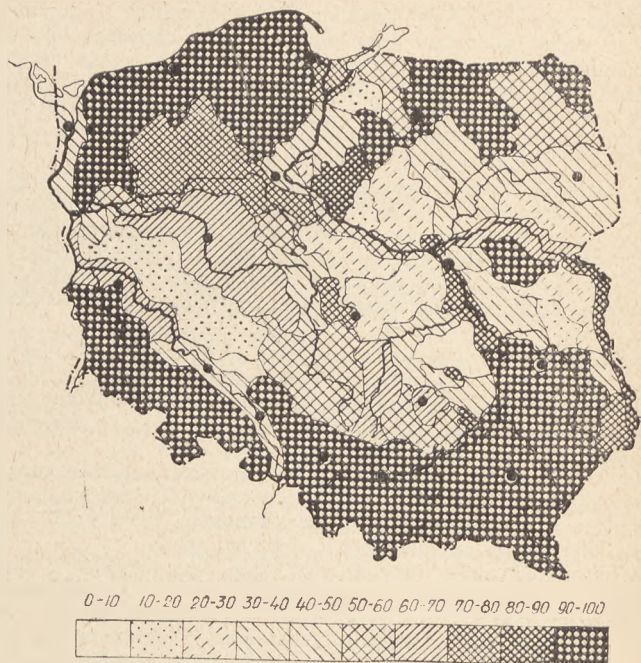
Wykresy nadmiarów i niedoborów wody dają orientację w jakich miejscach powinna być magazynowana woda i jaki powinien być kierunek możliwie najbardziej ekonomicznych przerzutów; stanowi to podstawę do kompleksowych rozwiązań technicznych. Na pierwszy rzut oka widać pewną możliwość zaspokojenia potrzeb w drodze magazynowania wody i krótkich przerzutów w okęgach północnych i południowych, natomiast pas posuszny, a zwłaszcza część zachodnia (dorzecze Warty), wymaga specjalnych rozwiązań.

W celu zorientowania się w jakim stopniu mogą być zaspokojone potrzeby użytkowników zielonych wodą z własnej zlewni, przy istnieniu wyrównania małymi zbiornikami rolniczymi, wykonano odpowiednie obliczenie. Wynika z niego, że stopień zaspokojenia występuje bardzo nieregularnie i waha się w granicach od 4% w regionie 43 do 100% w regionach nadmiarowych. Średni wskaźnik z okresu V — VIII wynosi:

dla Wisły	59 ⁰ / ₀
„ Odry	65 ⁰ / ₀
„ Przymorza	86 ⁰ / ₀
„ całego kraju	64 ⁰ / ₀

Jest rzeczą oczywistą, że wskaźnik ten w miesiącach krytycznych odbiega znacznie na niekorzyść od tych wielkości.

Przedstawione wyniki prac Komitetu Gospodarki Wodnej i Biura Studiów Gospodarki Wodnej PAN nie są kompletne, bowiem brak jest omówienia zagadnień ekonomicznych i rozwiązań technicznych. Ponieważ po Konferencji w PAN, poświęconej planowi perspektywicznemu gospodarki wodnej, zostały te zagadnienia



Rys. 8

wstępnie opracowane, będą one zamieszczone w następnych numerach, jako dalsza część artykułu.

INŻ. TADEUSZ BOROWY

Zagadnienie wody komunalnej i przemysłowej w perspektywicznym planie gospodarki wodnej w Polsce¹⁾

Szybki postęp uprzemysłowienia i urbanizacji kraju wywołuje wielki wzrost zapotrzebowania na wodę ze strony rozrastających się skupisk ludności i przemysłu. Równolegle wzrasta również ilość ścieków, odprowadzanych do wód powierzchniowych.

Zarówno pobór wody, jak i odprowadzenie ścieków odbywa się dotychczas na ogromnej większości obszarów naszego kraju chaotycznie, bez ogładania się na potrzeby obecne, czy przyszłe innych użytkowników, co prowadzi do charakterystycznych dla tej dziedziny inwestycji jednokierunkowych. Są one najczęściej sprzeczne z wymaganiami ustawy wodnej, która stała się dziś martwą literą.

Złe skutki takiej, swego rodzaju rabunkowej gospodarki wodnej dla życia gospodarczego, jak: ograniczanie zużycia wody, konieczność deglomracji przemysłu i ludności i katastrofalny stan zanieczyszczenia rzek, wystąpiły u nas dopiero na obszarach o największym zagęszczeniu ludności i przemysłu, tj. w GOP, w okręgu łódzkim i częściowo w Sudetach. Jednocześnie na obszarach tych wystąpiło wyraźne wyczerpywanie się zasobów wody węgłnej, co spowodowało konieczność stopniowego przestawiania zaopatrzenia w wodę miast, a szczególnie przemysłu, na wodę powierzchniową, doprowadzaną wielkim kosztem, z odległych, lecz nie zanieczyszczonych jeszcze ściekami rzek.

Stan rzeczy na tych obszarach daje nam 2 ważne wskazania:

- możliwości rozwojowe miast i przemysłu zależą w dużym stopniu od gospodarki wodą i ściekami,
- zasoby wody wglebnej są z natury niewielkie i nie mogą być podstawą zaopatrzenia w wodę nowoczesnego przemysłu i związanych z nim wielkich skupisk ludności.

Przy obecnym tempie uprzemysłowienia i urbanizacji kraju niewątpliwie będziemy zmuszeni w ciągu najbliższego 20-lecia zaspokajać znaczną większość zapotrzebowania na wodę przemysłową i komunalną z zasobów wód powierzchniowych. Nasze

wody powierzchniowe są w stanie naturalnym skąpym źródłem zaopatrzenia; przepływy niskie wynoszą zazwyczaj 20—25% przepływu średnio-rocznego, niżówki trwają miesiącami. Jeżeli uwzględnić, że znaczna ilość tych wód jest zanieczyszczona w dodatku ściekami, to łatwo przewidzieć można, jak przykre konsekwencje gospodarcze spowodowałoby utrzymywanie nadal dotychczasowej anarchii w ich wykorzystywaniu. Sytuacja staje się jeszcze groźniejsza, jeżeli sobie przypomnimy, że intensyfikujące się rolnictwo będzie z roku na rok zwiększać swój udział w wykorzystywaniu tych zasobów wody, szczególnie do nawadniania użytków zielonych.

Obecne i przyszłe zapotrzebowanie na wodę.

Analizę tego zagadnienia oparto na następujących zasadach. Konsumentów wody podzielono na 2 zasadnicze grupy: dużych (punktowych) i drobnych (terenowych). Do pierwszej zaliczono wszystkich konsumentów o zapotrzebowaniu na wodę przekraczającym 30 l/s, czyli ok. 2600 m³/dobę, do drugiej — wszystkich pozostałych.

W grupie pierwszej umieszczono:

- wielkie miasta o zapotrzebowaniu ponad 500 l/sek.
- średnie miasta o zapotrzebowaniu ponad 30 — 500 l/sek.
- duże zakłady przemysłowe położone poza miastami.

W grupie drugiej pozostały:

- a) wieś wraz z inwentarzem zwierzęcym,
- b) małe miasta o zapotrzebowaniu na wodę poniżej 30 l/sek.
- c) zakłady przemysłowe o zapotrzebowaniu poniżej 30 l/sek
położone poza miastami.

Analizę zapotrzebowania przeprowadzono oddzielnie w każdym z 79 regionów hydrologicznych, z tym, że region 1, podzielony jest na 4 (1a, 1b, 1c, 1d, na które został podzielony cały obszar kraju¹). W każdym regionie rozpatrzono osobno zapo-

⁴⁾ Streszczenie referatu wygłoszonego na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 31.I.1956 r. oraz na zebraniu odczytowo-dyskusyjnym Stowarzyszenia Nauk. Techn. Inżynierów i Techników (pod egidą Głównej Komisji Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT), w dniu 26.IV.1956 r.

¹⁾ Dla dostosowanie się do szczególowości przyjętej do opracowania innych dziedzin gospodarki wodnej.

trzebowanie na wodę konsumentów punktowych i terenowych. Pierwszych traktowano jako konsumentów z określoną lokalizacją i indywidualnym zapotrzebowaniem, drugich — jako rozproszonych w terenie (bez lokalizacji) z zapotrzebowaniem ustalonym łącznie, według wskaźników zgeneralizowanych. W ten sposób uzyskano znaczne zmniejszenie pracochłonności analizy, z zachowaniem wystarczającej dla planu dokładności:

Ustalenie ilości konsumentów każdej kategorii w poszczególnych regionach dla 1950 r. oraz określenie ich zapotrzebowania na wodę wykonano na podstawie istniejącego materiału statystycznego (Narodowy Spis Powsz. z 1950 r. i ankiety Dep. Gosp. Wodn. PKPG), z uzupełnieniem braków (wieś, małe miasta) przy pomocy znanych z literatury przeciętnych norm zapotrzebowania.

Jeżeli chodzi o stosunki w perspektywie roku 1975, to wobec braku planów perspektywicznych zarówno osiedleńczych, jak i rozwoju przemysłu, określenie ilości konsumentów wody, ich rozrzutów oraz zapotrzebowania na wodę wymagało przyjęcia pewnych roboczych hipotez, a mianowicie:

- Opracowano, w oparciu o perspektywiczne ustalenia oraz Dep. Planów Terenowych PKPG, generalną hipotezę ludnościową kraju, określającą ogólną cyfrę ludności Polski w 1975 r. oraz jej podział na ludność wiejską i miejską.
- Opracowano, w oparciu o te same dane wyjściowe, hipotezę osiedleńczą, dotyczącą rozwoju zaludnienia 245 większych miast, biorąc pod uwagę zarysowujące się już obecnie tendencje rozwojowe poszczególnych miast i obszarów kraju oraz przewidywane potrzeby nowych ośrodków gospodarczych i administracyjnych²⁾.
- Na podstawie analizy zapotrzebowania na wodę miast różnego typu i wielkości na obszarze GOP i w innych krajach (wykonanej na zlecenie KGW PAN przez Zakład Badań Wodoc. i Kan. Politechniki Śląskiej — prof. Zaczyski), określono dla poszczególnych miast prawdopodobną przyszłościową normę zapotrzebowania na wodę zarówno bytowo-komunalną, jak i przemysłową³⁾.

Na tej podstawie łatwo już było zaszerzować każde przeanalizowane miasto do konsumentów punktowych względnie terenowych.

Co się tyczy zakładów przemysłowych położonych poza miastami, to z powodu zupełnej niemożliwości przewidzenia dla roku 1975 ani ich ilości, ani lokalizacji — przyjęto, że ilość ich i rozrzut będą takie same, jak w 1950 r., natomiast zapotrzebowanie na wodę wzrośnie prawie o tyleż, co i zakładów zlokalizowanych w miastach. Założenia takie są do przyjęcia, jeżeli zważyć, że przemysł unika lokalizacji poza większymi skupiskami ludności, gdyż wpływa to hamująco na jego rozwój.

Ostatnie 2 kategorie konsumentów wody, tj. wieś i małe miasta niezlokalizowane, tak co do wielkości przyszłościowych potrzeb wodnych, jak i co do terenowego rozrzutu, oszacowano wg metod przybliżonych bez szczegółowszej analizy, z uwagi na ich nieznaczny udział w ogólnym zapotrzebowaniu na wodę, co wyklucza wszelki poważniejszy wpływ ewent. błędów w ocenie na ostateczne rezultaty obliczeń. Można tu nadmienić, że stosowano następujące normy uogólnione dla ludności wsi i inwentarza żywego, przeliczone na 1 mieszkańca:

	1950 r.	1975 r.
Dla regionów typu przemysłowego	30 l/m/d	55 l/m/d
" " " roln.-przemysł.	50 "	95 "
" " " rolniczego	65 "	125 "

Różnice tłumaczą się mniejszą ilością inwentarza żywego trzymanego we wsiach leżących na obszarach uprzemysłowionych.

Zapotrzebowanie na wodę ludności, gospodarki komunalnej, rzemiosła i przemysłu w małych miastach przyjęto dla 1975 r., na 60 l/m/d (dla 1950 r. — 30 l/m/d), oraz takie same normy dla ludności większych miast, nie korzystającej z wodociągów publicznych. Na podstawie powyższych ustaleń obliczono dla wszystkich regionów hydrograficznych, zarówno obecne, jak i przyszłe zapotrzebowanie na wodę, oddzielnie dla konsumentów punktowych i terenowych.

W podsumowaniu ogólnokrajowym otrzymano rezultaty zestawione w tabl. I, z której wynika bezspornie, że punkt ciężkości

TABLICA I. A. Konsumentci terenowi

Kategoria konsumentów	1950 r.				1975 r.			
	Ilość mln. mieszk.	Zapotrzebowanie w tys. m ³ /dobę		% całego zapotrz.	Ilość mln. mieszk.	Zapotrzebowanie w tys. m ³ /dobę		% całego zapotrz.
		wody bytowo-kom.	wody przem.			wody bytowo-kom.	wody przem.	
Wieś								
— ludność	15,3				17,0			
— konie	2,9				1,4			
— bydło rog.	7,3				12,9			
— świnie	10,1				14,2			
— owce	2,2	862	—	67	6,9	1827	—	65
Małe miasta niezlokalizow. przemysł poza miastami	3,1 380 zakł.	127 —	45 264	13 20	3,7 380 zakł.	231 —	43 704	10 25
Razem w przeciętnej dobie		989	309	100	—	2058	747	100
Razem w przeciętnym miesiącu		39,0 miln. m ³				84,2 miln. m ³		
Razem w szczytowym miesiącu		39,0 · 1,3 = 50,6 miln. m ³				84,2 · 1,3 = 109,4 miln. m ³		

B. Konsumentci punktowi

Kategoria konsumentów	1950 r.				1975 r.			
	Ilość	Ludn. mln. osób	Zapotrzebowanie w tys. m ³ /dobę		Ilość	Ludn. mln. osób	Zapotrzebowanie w tys. m ³ /dobę	
			wody byt.-kom.	wody przem.			wody byt.-kom.	wody przem.
Wielkie miasta	24	4,0	352	2589	62	65	11,6	2264
Średnie miasta	88	2,6	170	858	22	180	5,8	624
Przemysł poza miastami	81 zakł.		—	779	16 (81 zakł.)		—	2415
Razem	—	6,6	522	4226	100	—	17,4	2888
%			11	89	100		17,5	82,5

problemu zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu leży w większych miastach i dużym przemyśle (w 1950 r. — 79%, w 1975 r. — 85% całego zapotrzebowania). Fakt ten uzasadnia również celowość zastosowania więcej uproszczonych metod do analizy zapotrzebowania na wodę wszystkich konsumentów terenowych.

Ważnym wskaźnikiem porównawczym jest zapotrzebowanie na wodę przeliczone na 1 mieszkańca. Na podstawie powyższych zestawień cyfrowych można wyznaczyć wskaźniki wykazane w tablicy II. Porównanie otrzymanych wskaźników ze znanymi z innych opracowań krajowych oraz z literatury zagranicznej daje następujące ciekawe rezultaty:

- Zakład Badań Wodoc. Kan. Politechniki Śląskiej wyprowadził w perspektywicznym planie gospodarki wodnej dla GOP następujące wartości wskaźników:

²⁾ Odejmuje od ogólnej ilości ludności miejskiej w 1975 r. łączne zaludnienie tych miast, otrzymano ilość ludności miast małych (nie objętych analizą).

³⁾ Przykładowo: dla miast kat. I (rolniczo-przemysłowe, nie powiatowe) 80 l/m/d wody bytowo-komunalnej + 20 l/m/d wody dla przemysłu (rolny i przetwórczy). Dla miast kat. VII (wojewódzkie, przemysłowe) — 230 l/m/d wody bytowo-komunalnej + 250 — 1200 l/m/d wody dla przemysłu, zależnie od jego rodzaju.

TABLICA I C. Zestawienie zbiorcze

Grupa konsumentów	Zapotrzebowanie wody w tys. m ³ /d.				Razem			
	bytowo-komunalnej		przemysłowej		1950	%	1975	%
	1950	1975	1950	1975				
Terenowi	989	2058	309	747	1298	21	2805	15
Punktowi	522	2888	4226	13555	4748	79	16443	85
Ogółem	1511	4946	4535	14302	6046	100	19248	100
%	100	326	100	316	100	—	319	—

wskaźnik Nr 4 — dla 1950 r. — 65 l/m/d (przy znanym deficycie)

„ „ — „ 1970 r. — 180 „

„ Nr 3 — „ 1950 r. — 610 „

„ „ — „ 1970 r. — 912 „

b) Z publikacji w czasopismach krajowych (Liebfeld, Zaczęński i in.) wynika, że w Zagłębiu Ruhry w 1950 r.

wskaźnik Nr 1 wynosił — 137 l/m/d

„ Nr 2 „ — 550 „

„ Nr 3 „ — 687 „

c) Z publikacji niemieckich wynika, że w dorzeczu Białej Elstery (NRD) zbadanym specjalnie na obszarze 5000 km², średnio uprzemysłowionym w 1951 r.

TABLICA II

Nr wskaźnika	Rodzaj zapotrzebowania	Zapotrzebowanie w tys. m ³ /dobę		Ludność w miln. osób		Wskaźniki w l/m/d	
		1950	1975	1950	1975	1950	1975
1	Woda bytowa i komunalna dla miast wszelkiego typu	649	3119	9,7	21,1	67	148
2	Woda dla przemysłu w miastach	3492	11183	9,7	21,1	360	530
3	Woda ogółem dla miast	4141	14302	9,7	21,1	427	678
4	Woda ogółem dla wsi	862	1827	15,3	17,0	56	108
5	Woda ogółem dla ludn. i przemysłu	6046	19248	25,0	38,1	242	504

wskaźnik Nr 3 wynosił — 529 l/m/d.

Stosunek zapotrzebowania na wodę dla przemysłu i dla potrzeb ludności wypadł:

W Zagłębiu Ruhry 4,0 : 1,0 (bez wsi)

W dorzeczu Białej Elstery 6,8 : 1,0 „ „

Dla Polski stosunek ten wypadł na podstawie podanych uprzed-

nio zestawień dla 1950 r. 4535 : 649 = 6,9 : 1 (bez wsi)

„ 1975 r. 14302 : 3119 = 4,6 : 1 „ „

Wszystkie te porównania dowodzą, że założenia przyjęte do analizy problemu zapotrzebowania na wodę były na ogół trafne.

Zapotrzebowanie na wodę wodociągową

Zagadnienie to z uwagi na jego doniosłość było przedmiotem oddzielnej analizy. Na podstawie istniejącej statystyki oraz wstępnych założeń do planu 5-letniego określono odsetki ludności

miejskiej w Polsce, korzystającej z wodociągów publicznych, jak następuje:

w roku 1950 — 60%
 „ 1952 — 66,4%
 „ 1955 — 68,1%
 „ 1960 — 75% (plan)

Średni przyrost z 10 lecia — 1,5% rocznie.

Przyjmując, ostrożnie licząc, dla 20-lecia 1955 — 1975 przeciętne tempo wzrostu 1,1% rocznie, otrzymano, że odsetek korzystających z wodociągu wyniesie w 1975 r. około $68 + 20 \cdot 1,1 = 90\%$. Wobec tego ilość ludności miejskiej niekorzystającej z wodociągu, która wynosiła w 1950 r. — 40% od 9,7 miln. osób = 3,7 miln. osób, spadnie w 1975 r. do 10% od 21,1 miln. osób = 2,1 osób.

Znajduje to wytłumaczenie w konieczności lokowania przyrostu ludności miast prawie wyłącznie w nowobudowanych dzielnicach i osiedlach, które z reguły są wyposażone w nowoczesne urządzenia wodociągowe. Poza tym niewątpliwie ulegnie stopniowej poprawie stan zaopatrzenia w urządzenia wodociągowe również starych, przeludnionych dzielnic miejskich.

Na podstawie powyższych ustaleń można było obliczyć w przybliżeniu przyszłościowe zapotrzebowanie na wodę wodociągową dla potrzeb bytowych ludności miast oraz potrzeb gospodarki komunalnej (tabl. III).

TABLICA III

Nr	Rodzaj zapotrzebowania	1950	1954	1975
1	Ludność miejska nie korzystająca z wodociągów miln. osób	3,9	—	2,1
2	Norma zapotrzebowania na wodę tej ludności l /m/d	30	—	60
3	Łączne zapotrzebowanie na wodę niewodoc. w miastach (poz. 1. x poz. 2) tys. m ³ /d	117	—	126
4	Uprzednio podane sumaryczne zapotrzebowanie na wodę bytowo-kom. w miastach w tys. m ³ /d	649	—	3119
5	Zapotrzebowanie na wodę wodociągową w miastach (poz. 4-poz. 3) w tys. m ³ /d	532	—	2993
	To samo wg ankiet PKPG w tys. m ³ /d	—	877	—
6	Ilość ludności wiejskiej korzystającej z wodociągów publicznych, miln. osób	5,8	7,6	19,0
7	Wskaźnik zapotrzebowania na wodę wodociągową (poz. 5 : poz. 6) l/m/d	92	115	157

W publikacjach technicznych i literaturze fachowej podawany jest z reguły wskaźnik Nr 7. obliczony dla łącznego zapotrzebowania wody w mieście przez ludność, gospodarka komunalna i przemysłowe zakłady, co uniemożliwia porównanie. Jedynie prof. L a m b o r podaje w swej pracy „Gospodarka Wodna“, że analogiczny do powyżej obliczonego wskaźnik wynosił w 1948 r. dla miast Czech i Moraw — 108 l/m/d. Wskaźnik ten jest, jak widać, bardzo bliski otrzymanego dla Polski dla 1954 r.

Podstawiona analiza nie wyczerpuje jeszcze całości zagadnienia, gdyż nie objęła ona zapotrzebowania na wodę wodociągową przemysłu zlokalizowanego w miastach oraz wsi.

Wg ankiet PKPG przemysł zabiera obecnie około 25% produkcji wodociągów publicznych. Zakładając, że w 1975 r. procent ten podniesie się do 30%, zapotrzebowanie przemysłu wypadnie rzędu

$$2993 \cdot \frac{0,30}{1 - 0,30} = \text{ok. } 1280 \text{ tys. m}^3/\text{d}$$

Co się tyczy zapotrzebowania wsi, to analiza omówiona dalej wykazuje, że należy liczyć się z koniecznością budowy wodociągów terenowych w regionach o niedostatecznych zasobach wody, z wydajnością rzędu 390 tys. m³/d w perspektywie 1975 r.

Ogółem zapotrzebowanie na wodę wodociągową w 1975 r. można więc szacować na $2990 + 1280 + 390 = \text{ok. } 4660 \text{ tys.}$

m^3/d , co w stosunku do 1950 r. daje wzrost prawie 6-krotny. Zapotrzebowanie to odnosi się do przeciętnej doby. Należy przewidywać, że w miesiącach o maks. zapotrzebowaniu może ono wzrosnąć do ok. 6000 tys. m^3/d .

Zasoby wody

Odpowiednio do podziału konsumentów wody na 2 grupy, analizowane z różną szczegółowością, analizę zagadnienia zasobów oparto na 2 różnych metodach.

Dla konsumentów punktowych, jako posiadających konkretną lokalizację w terenie, przyjęto, że naturalnymi zasobami wody są:

- zasadniczo — lokalne zasoby wód powierzchniowych,
- dodatkowo — lokalne zasoby wód głębinnych.

Za dyspozycyjny zasób wody powierzchniowej uznano $1/2$ średniego miesięcznego przepływu, zabezpieczonego w 75% w najsuchszym miesiącu okresu letniego (V—IX) w lokalnym cieku, uważając, że pozostała połowa tego niżówkowego przepływu musi być pozostawiona w cieku dla utrzymania jego istnienia, jak również jako pewna rezerwa dla poboru w dniach, w których przepływ spadnie poniżej $Q_{75\%}$. Przyjęcie takie wydaje się dostatecznie ostrożne jeżeli zważyć, że przepływ minimalny występuje bardzo rzadko i jest bliski połowy $Q_{75\%}$. Aby uwzględnić proces powolnego zmniejszania się wielkości odpływu powierzchniowego, wskutek rosnących, bezzwrotnych strat wody, użytkowanej przez rolnictwo, ludność i przemysł, przyjęto dla perspektywy 1975 r., że $Q_{75\%}$ zmaleje na wszystkich ciekach o 10% w stosunku do wartości obecnej.

Jeżeli lokalny zasób wody powierzchniowej nie wystarcza na zaspokojenie potrzeb danego konsumenta, w grę wchodzi rezerwa zasobów w postaci wody głębinnej. Wielkość tej rezerwy jest w rzeczywistości różna dla poszczególnych konsumentów i na ogół nieznana, gdyż studia krajowe w tej dziedzinie są dopiero zapoczątkowane. Nieznana jest również jakość wody i koszty jej pozyskania. Praktyka poszukiwań za wodą dowodzi jednak, że pewien zasób wód użytkowych spotyka się prawie zawsze, jakkolwiek na bardzo różnych głębokościach. W związku z tym faktem i zgodnie z metodą ogólniejszą stosowaną w całym planie, przyjęto w pierwszym przybliżeniu jednakową zasadniczo dla wszystkich konsumentów wielkość dyspozycyjnych zasobów wody głębinnej, w ilości 10 000 m^3/d , modyfikując ją odpowiednio do posiadanych dla niektórych konsumentów danych co do wielkości ich obecnych faktycznych poborów tej wody.

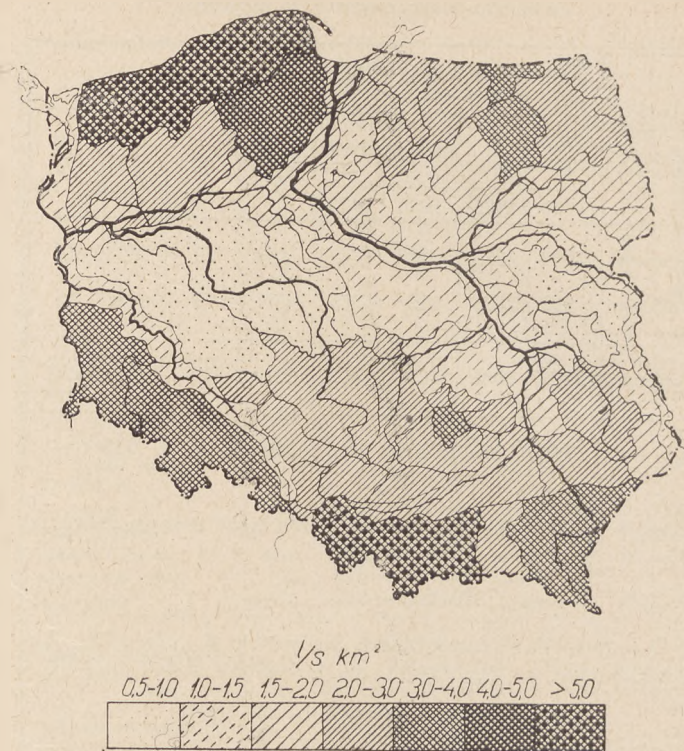
Dla konsumentów terenowych przyjęto, że źródłem zaopatrzenia są zasadniczo lokalne zasoby wody gruntowej I horyzontu. Jako miarę dyspozycyjnych zasobów wody na danym obszarze uznano wielkość niżówkowego odpływu w głównych ciekach powierzchniowych, drenujących ten obszar. Słuszność takiego założenia jest niewątpliwa, jeżeli zważyć, że przepływ niżówkowy w ciekach występuje tylko w okresach bezdeszczowych, wytwarzany jest więc tylko przez wodę gruntową, filtrującą z dorzecza.

Jako dogodniejszą do operowania miarę, przyjęto niżówkowy spływ jednostkowy, wyrażony w $l/s/km^2$, obrazujący zasób wolnej wody gruntowej na powierzchni przeciętnej 1 km^2 .

Z uwagi na zwolniony rytm roczny odpływu gruntowego w stosunku do opadów, a także na pewną elastyczność zapotrzebowania na wodę konsumentów terenowych, uznano za dostatecznie ostrożne przyrównanie wskaźnika dyspozycyjnych zasobów wody gruntowej do średniego miesięcznego spływu jednostkowego w odnośnej zlewni, zabezpieczonego w 50% w najsuchszym miesiącu okresu letniego (V—IX).

Ponieważ zapotrzebowanie na wodę konsumentów terenowych zostało obliczone sumarycznie dla regionów hydrograficznych, obejmujących poszczególne zlewnie większych rzek lub ich wyróżniające się części, przeto można się było ograniczyć do wyznaczenia tylko spływów regionalnych.

Pozostaje wyjaśnić, jak określono przepływ i spływ zabezpieczone w 50% w całych regionach i zabezpieczone w 75% w dorzeczach alimentujących poszczególnych konsumentów punktowych. Bazą wyjściową dla tych ustaleń było wyznaczenie krzywych prawdopodobieństwa minimalnych letnich przepływów



Rys. 1

średniomiesięcznych dla 80 wodowskazów podstawowych na różnych rzekach kraju, dla których dało się zestawzić na podstawie danych CBH i PIHM dostatecznie długie ciągi statystyczne wartości tych przepływów. Z krzywych tych określono $Q_{50\%}$ i $Q_{75\%}$ oraz relacje w stosunku do pewnych przepływów charakterystycznych (Q_{sr} roczny, Q_{sr} letni, Q_{sr} niski letni, Q_0 — przepływ zwyczajny, tj. 182-dniowy). Relacje te, pomimo znacznej ogólnej dyspersji, wykazały jednak regionalną zbieżność, dzięki czemu można było na ich podstawie określić przez interpolację wartości $Q_{50\%}$ i $Q_{75\%}$ dla kilkuset wodowskazów, dla których ciągi statystyczne nie mogły być zestawione, dla których jednak są znane (z różnych opracowań) wyżej wymienione przepływy charakterystyczne.

Wykonanie tej pracy uczyniło stosunkowo już łatwym wypośrodkowywanie wartości $q_{50\%}$ i $q_{75\%}$ tak dla każdego z 79 regionów hydrograficznych, jak i dla określonych na podstawie map sztabowych zlewni, mogących bezpośrednio alimentować poszczególnych 326 konsumentów punktowych.

Załączona mapa (rys. 1) ilustruje wyznaczony w powyższy sposób stan zasobów wody dla konsumentów terenowych na obszarze całego kraju. Jak widać z niej, przeciętny zasób wody wynosi około $1/3$ $l/s/km^2$; na północnych i południowych peryferiach wzrasta do 5 $l/s/km^2$ i wyżej, natomiast spada do 0.5 — 1.0 $l/s/km^2$ w pasie Niżu Polskiego, szczególnie w dorzeczach Tyśmienicy i Krzny oraz na całym obszarze Poznańskiego. Obraz ten jest zupełnie zgodny ze znanymi z literatury fachowej wynikami badań terenowych, co wskazuje, że przyjęta metoda analizy tych zasobów jest słuszną.

Co się tyczy zasobów wody dla perspektywicznych konsumentów punktowych, to wyniki odnośnych obliczeń dać się ująć w tabl. IV. Zestawienie to wykazuje, że $2/3$ najważniejszych konsumentów (67%) grupuje się u nas na terenach zupełnie pozbawionych cieków powierzchniowych, albo położonych nad małymi ciekami, o dorzeczu nie przekraczającym 1000 km^2 . Jeżeli chodzi o same miasta, to w 1975 r. będzie ich w tej sytuacji 65%. W miastach tych będzie się skupiać 50% całej ludności większych miast. Jak wskazują dwie ostatnie rubryki zestawienia, konsekwencje takiej lokalizacji są przykre, gdyż zasoby wody powierzchniowej, przypadające czy to na 1 konsumenta, czy na 1 mieszkańca, są nieznaczne lub bardzo skromne dla ok. 50% konsumentów. Wskazuje to na celowość w dalszych pra-

TABLICA IV

Charakterystyka cieków mogących alimentować konsumenta		Konsumenci punktowi w 1975 r.						Zasoby wody powierzchni.	
		ilość		w tym miast		na 1 konsumenta tys. m ³ /d		{na 1 m-ca miasta w 1/d	
wielkość	dorzecze w tys. km ²	ilość	%	ilość	o ludn. tys. osób	%			
brak cieków b. mały	poniżej 0,1	47	14	29	2074	12	0	0	0
mały	0,1—1,0	45	14	37	1600	9	0—7	0—160	
średni	1—10	126	39	92	4996	29	7—80	130—1450	
duży	10—50	56	17	47	3167	18	80—800		
wielki	50—100	24	7	20	2078	12	800—4000		
jezioro	ponad 50	18	6	16	3425	19	ponad 4000	ponad 1000	
		10	3	4	105	1	30—80		
Razem		326	100	245	17445	100			

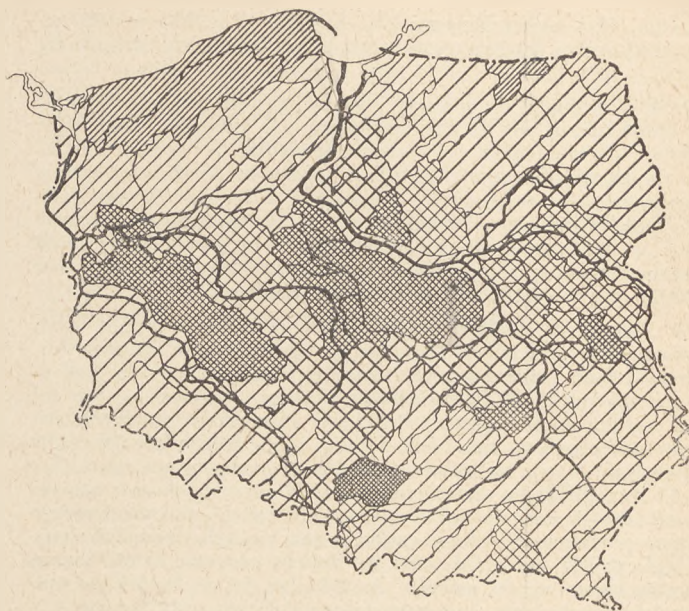
Wzrost nad planem gospodarki wodnej zrewidowania hipotezy osiedleńczej, przyjętej za podstawę obecnego opracowania. W kierunku przesunięcia pewnych mas ludności i przemysłu na tereny obfitsze w wodę (możliwości tych nie należy przeceniać, gdyż są one limitowane przez wiele czynników gospodarczych).

Bilanse zapotrzebowania i zasobów wody

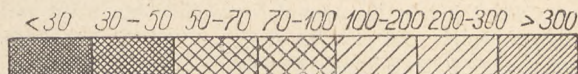
Dla konsumentów terenowych należało, przed zbilansowaniem zapotrzebowania i zasobów wody, uwzględnić jeszcze tę ważną okoliczność, że konsumenci ci, aczkolwiek rozsiani w regionie, nie mają technicznej możliwości wykorzystywania zasobów wody gruntowej na całym jego obszarze, gdyż podlegają się z reguły ujęciami najprostszego typu w postaci studzien, o ograniczonym zasięgu działania. Droga różnych próbnych przeliczeń ustalono, że prawdopodobny przeciętny obszar właściwej alimentacji lokalnego skupiska konsumentów terenowych (wsi, osady, miasteczka) nie przekracza 300% powierzchni zajętej przez to skupisko. Znajdą łączną powierzchnię zabudowy osiedleńczej w każdym regionie (z wyłączeniem powierzchni odnoszącej się do konsumentów punktowych), obliczono ze wzoru $3 \cdot F \cdot Q_{50\%}$ orientacyjną wielkość istniejących w nim dyspozycyjnych zasobów wody. Porównując teraz kolejno zapotrzebowanie dla 1950 i 1975 r., z tymi zasobami, otrzymano następujące wyniki. Dla roku 1950 bilans wykazuje, że deficytowych regionów było 8 spośród 79 (na Niżu Polskim, w dorzeczu Kamiennej i na obszarze GOP), a łączny deficyt wynosił (w miesiącu szczytowego zapotrzebowania i 50% niżówki zasobów) około 124 tys. m³/d, z czego 88% na obszarze GOP.

Zgodność tych wyników ze znaną rzeczywistością pozwala przypuszczać, że obraz otrzymany na podstawie identycznych przesłanek dla 1975 r. będzie również w ogólnych proporcjach prawidłowy. Obraz ten (rys. 2) wykazuje znaczne pogorszenie sytuacji. Ilość regionów deficytowych wzrasta do 38, a łączny deficyt do 870 tys. m³/dobę. Prócz niżu polskiego i GOP deficyt obejmuje już dorzecza górnej Wartv. Radomki, Kamiennej, Małej Wisły i nawet Wisłoki. Udział GOP w ogólnym deficycie spada do 36%. Obraz ten jest niewątpliwie alarmujący. Łagodzą go jednak następujące okoliczności, które trzeba uwzględnić:

- przedstawia on sytuację wyjątkową, zdarzającą się rzadko i trwającą krótko,
- w bilansie nie ma niemożliwych do uchwycenia, a jednak istniejących wszędzie w fałdach nieprzepuszczalnego podłoża, zbiorników wody gruntowej o wieloletnim wyrównaniu, które też są wykorzystywane przez konsumentów terenowych,
- zapotrzebowanie znacznej większości konsumentów tej grupy jest elastyczne (wieś) i może być bez większych szkód gospodarczych okresowo zmniejszone,
- część konsumentów posiada głębsze ujęcia wody, z których korzystają w razie potrzeby okoliczni konsumenci odczuwający jej deficyt.



% pokrycia zapotrzebowania



Rys. 2

Względy te wskazują, że niecelowym byłoby dążyć do zupełnego usunięcia przyszłościowych deficytów i że ogólnie biorąc, zredukowanie ich, licząc w skali całych regionów, do około 30% zapotrzebowania, będzie najprawdopodobniej środkiem dostatecznym. Biorąc to pod uwagę, należy liczyć, że wystarczy:

- w 11 regionach, o deficycie przekraczającym 50% zapotrzebowania, zredukować go do 30%, w drodze zaopatrzenia konsumentów terenowych w wodę z wodociągów grupowych, o łącznej wydajności ok. 330 tys. m³/d (w tym 65% dla GOP);
- w 14 regionach, o deficycie 30 — 50%, wykonać dla największej upośledzonych obszarów wodociągi grupowe, o łącznej wydajności ok. 55 tys. m³/d, co wystarczy dla zredukowania deficytów do 30%. Razem daje to wydajność potrzebnych wodociągów grupowych 385 tys. m³/d, z czego ok. 210 tys. m³/d przypada na rozbudowę istniejących już wodociągów terenowych w GOP.

Dla konsumentów punktowych zbilansowanie zapotrzebowania i zasobów wody (powierzchniowej) dało wyniki, które można scharakteryzować zestawieniem ujętym w tabl. V. Z zestawienia tego wynika, że lokalne dyspozycyjne zasoby wody powierzchniowej mogłyby zaspokoić 100% zapotrzebowania

TABLICA V

Osiągalne pokrycie zapotrz. na wodę	% miast		% dużych zakł. przem. poza miastami		% ogółu konsm.	
	1950	1975	1950	1975	1950	1975
ponad 500%	43	36	42	18	42	32
500—200%	11	9	11	21	11	12
200—100%	9	9	5	6	7	8
100—50%	3	6	9	9	5	7
50—10%	22	9	5	15	16	10
poniżej 10%	12	31	28	31	19	31
Razem	100	100	100	100	100	100
Ilość konsumentów	112	245	81	81	193	326

na wodę 60% ogółu konsumentów w 1950 r. i 52% w 1975 r., natomiast reszta konsumentów posiada niedostateczne zasoby tej wody.

O ile w stosunku do pierwszej grupy zadania gospodarki wodnej sprowadzają się do zabezpieczenia ich zasobów przed nadmiernym uszczupleniem lub zanieczyszczeniem w wyniku działania innych użytkowników, o tyle w stosunku do drugiej grupy, zadania te w głównej mierze muszą być skierowane ku znalezieniu środków pokrycia deficytów wody. Dla sprecyzowania tych zadań w odniesieniu do 1975 r. poddano tę grupę, liczącą 156 konsumentów o łącznym deficycie rzędu 5800 tys. m³/d (70% ich łącznego zapotrzebowania) dodatkowej analizie.

W pierwszym rzędzie uwzględniono rezerwowe zasoby tych konsumentów w postaci wody w głębszej głębokości horyzontów. Wielkość tych rezerw przyjmowano: a) dla konsumentów o znacznej ze statystyki PKPG wielkości obecnego poboru — wg tej wielkości (z ewent. pewną redukcją w znanych przypadkach poborów nadmiernych, np. Łódź, Radom i in.), b) dla konsumentów pozostałych — wg uprzednio omówionej orientacyjnej normy — do 10 tys. m³/d. Po uwzględnieniu tych rezerw, okazało się, że są one dostateczne do całkowitego wyrównania przyszłościowego bilansu wodnego 60 konsumentów, wykazujących uprzednio łączny deficyt 360 tys. m³/d, oraz że deficyt pozostałych 96 konsumentów zmniejsza się przez to do 3995 tys. m³/d. Analizując możliwości zaspokojenia tego pozostałego deficytu, ustalono że:

- dla 18 konsumentów (Lublin, Białystok, Kielce, Gdynia, Zielona Góra i in.), o łącznym deficycie 710 tys. m³/d, najwłaściwszym będzie pokrycie go drogą przerzutu wody (rurociągiem lub kanałem) z sąsiednich cieków lub z istniejących zbiorników naturalnych, względnie sztucznych. Ogólna długość linii przerzutów wypada rzędu 220 km;
- dla 7 konsumentów (Wałbrzych, Radom, Ostrów Wkp. i in.), o łącznym deficycie 558 tys. m³/d, wypadnie zastosować również przerzut wody z innych cieków, lecz w połączeniu z budową na nich zbiorników retencyjnych, dla powiększenia niżówkowego przepływu, który jest niedostateczny dla alimentacji; łączna objętość użytkowa potrzebnych dla tego celu 5 zbiorników ocenia się na ok. 60 mln. m³,⁴⁾ łączna długość linii przerzutów na 125 km;
- dla 3 konsumentów (Rzeszów, Ostrowiec, Skarżysko), o łącznym deficycie 237 tys. m³/d, wystarczy powiększenie zasobów wody niżówkowej w lokalnym cieku, przez wybudowanie na nim powyżej ujścia zbiornika retencyjnego, czemu sprzyja układ odnośnych dolin rzecznych; przewiduje się 2 zbiorniki o łącznej objętości użytkowej rzędu 20 mln. m³;
- dla 42 konsumentów (miasta i części zakładów przemysłowych w GOP, oraz 3 miasta okręgu Łodzi), o łącznym deficycie 1934 tys. m³/d, wypadnie zastosować wszystkie wyżej przedstawione środki łącznie; ogółem przewiduje się tu wybudowanie 4 zbiorników (z uwzględnieniem istnienia zbiornika Gozławkickiego), o łącznej objętości użytkowej rzędu 50 mln. m³ i przerzuty wody (główne ciagi) o długości łącznej rzędu 195 km;
- dla 15 konsumentów (same zakłady przemysłowe poza miastami), o łącznym deficycie 528 tys. m³/d, najwłaściwszą drogą dla jego usunięcia będzie, wobec trudnych warunków dodatkowej alimentacji, ograniczenie wzrostu zdolności produkcyjnej do rozmiarów odpowiadających posiadanym zasobom wody (powierzchniowej i w głębszej);
- dla 11 konsumentów (Zamość, Tarnów i in.), o bardzo niewielkim indywidualnym i łącznym deficycie 28 tys. m³/d, przewiduje się, jako najwłaściwszy środek, usunięcie go przez pewne rozszerzenie zasięgu eksploatacji wody w głębszej.

W podsumowaniu otrzymuje się następujący program inwestycji wodnych, potrzebnych dla usunięcia przyszłościowych deficytów wody konsumentów punktowych:

11 zbiorników retencyjnych, o zarezerwowanej na ten cel objętości użytkowej rzędu 130 mln. m³ i ok. 540 km linii przerzutów wody (kanałów i rurociągów).

Należy tu nadmienić, że powyższy program jest ujęty od strony potrzeb zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu. Przy opracowywaniu, w ramach prac nad planem gospodarki wodnej, kompleksowych rozwiązań okazała się możliwość zastąpienia wielu elementów przedstawionego programu, rozwiązaniami szerszej pomyślanymi, szczególnie jeżeli chodzi o wykorzystanie propono-

wanych zbiorników przez rolnictwo i o zasilanie w wodę miast i przemysłu w zasięgu oddziaływania Kanału Centralnego.

Ścieki komunalne i przemysłowe

Zagadnienie ścieków ma 2 zasadnicze aspekty: ilościowy i jakościowy. W obecnym stadium opracowania planu gospodarki wodnej, w którym główną rolę odgrywają bilanse wody dyspozycyjnej na określonych obszarach kraju, aspekt ilościowy musiał być wysunięty na plan pierwszy, bowiem zrzuć wody ściekowych stanowią ważną pozycję w tych bilansach. Natomiast aspekt jakościowy ma znaczenie raczej dla koncepcyjnej strony planu, dając różne sugestie dla rozwiązań technicznych o lokalnym znaczeniu (z uwagi na lokalny zasięg zanieczyszczeń ściekowych). Zagadnień tego rodzaju nie rozwijano na obecnym etapie opracowania planu gospodarki wodnej ze względu na jego ramowość i ogólnokrajowy charakter. Z tych przyczyn aspekt jakościowy zagadnienia ścieków mógł być w niewielkim tylko stopniu uwzględniony.

Takie ustosunkowanie się do tego zagadnienia było konieczne również z uwagi na wielkie braki w dotychczasowych badaniach, zarówno reżimu ścieków poszczególnych grup ich producentów, jak i samych ścieków oraz ich odbiorników. Badań tych jest bardzo niewiele, wykonywane one były dorywczo, wg najrozmaitszych metod, wskutek czego są one najczęściej nieporównywalne i nie obrazują należycie stanu rzeczy. Na podstawie nich nie można ustalić ważnych dla gospodarki wodnej cyfrowych zależności pomiędzy intensywnością procesu samooczyszczania się odbiorników ścieków, a ilością i jakością samych ścieków z jednej strony oraz ze stopniem rozcieńczenia, temperaturą wody i jej właściwościami biochemicznymi — z drugiej strony.

W związku z powyższym i w oparciu o źródłowe opracowania,⁵⁾ przygotowano dla Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, zastosowano następującą metodę analizy:

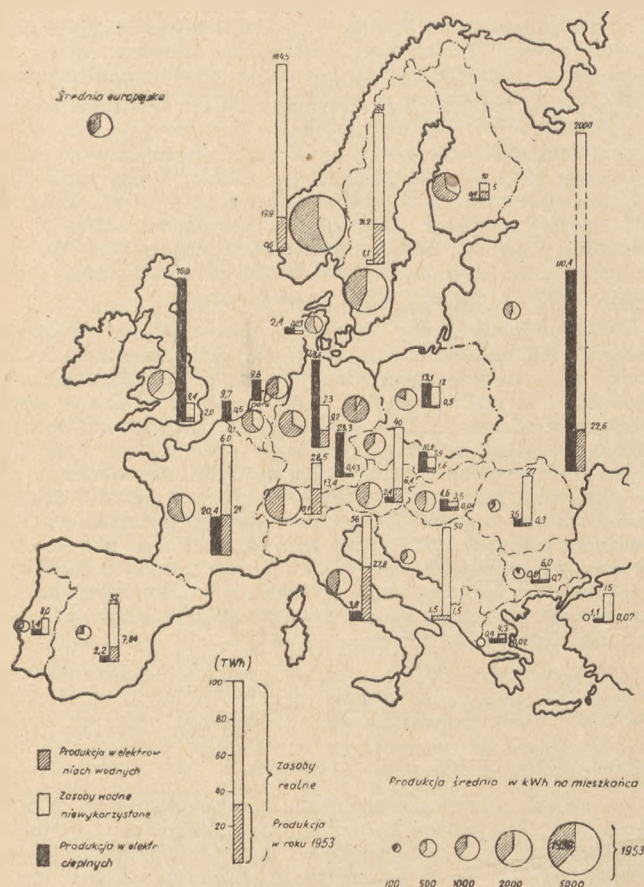
1. Wyeliminowano z rozważań terenowych konsumentów wody, gdyż z uwagi na ich rozproszenie w terenie i niewielkie ilości produkowanych ścieków, mogą być one przedmiotem tylko ewent. lokalnych zainteresowań.
2. Dla punktowych konsumentów wody ustalono:
 - dla 1950 r. ilość ścieków produkowanych przez każdego konsumenta wody (w oparciu o materiał ankietowy PKPG),
 - dla 1975 r. przybliżoną ilość ścieków, które będą odprowadzane przez poszczególnych konsumentów wody, przyjmując, że dla miast przeciętny rzut ścieków będzie równy 80% ilości pobieranej wody użytkowej, a dla zakładów przemysłowych poza miastami rzut ten wzrośnie do 1975 r. w takim samym stosunku jak zapotrzebowanie na wodę.
3. Porównano ilości ścieków obliczone zarówno dla 1950 r., jak i dla 1975 r. z przepływami niżówkowymi $Q_{75\%}$ i odpowied-

TABLICA VI

Wyszczególnienie	Stosunek niżówkowego przepływu w odbiorniku do ilości ścieków w miejscu ich spływu				Razem
	poniżej 5	5—10	10—20	powyżej 20	
Stan w 1950 r.					
Ilość analizowanych producentów ścieków	76	31	22	64	193
Stosunek %-wy	39	16	12	33	100
Ogólna ilość ścieków w tys. m ³ /d	1573	309	359	1891	4132
Stosunek %-wy	38	7	9	46	100
Stan w 1975 r.					
Ilość analizowanych producentów ścieków	193	29	26	78	326
Stosunek %-wy	59	9	8	24	100
Ogólna ilość ścieków w tys. m ³ /d	8177	3123	270	1736	13306
Stosunek %-wy	62	23	2	13	100

⁴⁾ Nie licząc objętości zarezerwowanej na inne cele gospodarki wodnej.

⁵⁾ Prof. Stangerberga (Justa, Szniolisa, Zaczynskie-go, Wierzbickiego, Rudolfa i Joszta.



Rys. 1. Rozwój produkcji energetycznej w Europie

TABLICA I

Kraj	Zasoby	Wykorzystanie
	W miliardach kWh rocznie	
ZSRR	2 000,0	22,60
Norwegia	104,5	19,85
Szwecja	83,0	21,22
Francja	60,0	21,00
Włochy	56,0	27,80
Jugosławia	50,0	1,50
Austria	40,0	6,43
Hiszpania	32,0	7,64
Szwajcaria	28,5	13,41
Rumunia	27,0	0,30
Niemcy	23,0	9,20
Polska	13,3	0,50
Finlandia	10,0	5,00
Anglia	9,4	2,00
Portugalia	8,0	?
Czechosłowacja	7,0	1,60
Bulgaria	6,0	0,72
Grecja	4,3	0,02
Węgry	3,5	0,04
Beglia	0,5	0,09
	2566,0	160,92

Zasoby realne energii wodnej w Europie i ich wykorzystanie do 1953 r. przedstawione są w tabl. I. W Europie (bez ZSRR) zasoby sił wodnych wynoszą więc ponad 550 TWh, z których wykorzystano około 140 TWh, tj. ponad 25%.

Z tabl. I wynika również, że energetykę wodną rozwijają u siebie nie tylko te kraje, które są pozbawione źródeł energii cieplnej (np. Skandynawia, Szwajcaria), ale i te, które zrozumiwały, jak wielkie korzyści dla gospodarki przedstawia wyzyskanie sił wodnych (np. Francja, Niemcy). Korzyści te dadzą się ująć w następujących czterech głównych punktach:

- Energia wodna jest jedyną stale regenerującą się energią, a więc energią „wieczną”.
- Wyzyskanie sił wodnych chroni przed marnotrawstwem majątku narodowego w postaci węgla i ropy, zachowując te cenne, a stale uszczuplane złoża dla innych dziedzin gospodarczych, przede wszystkim dla przemysłu chemicznego.
- Wyzyskanie sił wodnych powiększa rentowność innych kompleksowo powiązanych inwestycji wodnych, jak żegluga i zaopatrzenia w wodę ludności, rolnictwa i przemysłu.
- Siłownie wodne, szczególnie szczytowe i szczytowo-pompowe, pozwalają na znaczne obniżenie kosztów wytwarzania energii w siłowniach ciepłych, pracujących na wspólną sieć, zwiększając bezpieczeństwo pracy systemów energetycznych.

Procentowy udział energetyki wodnej w całkowitej produkcji energii elektrycznej wynosił w 1953 r. w niektórych krajach europejskich:

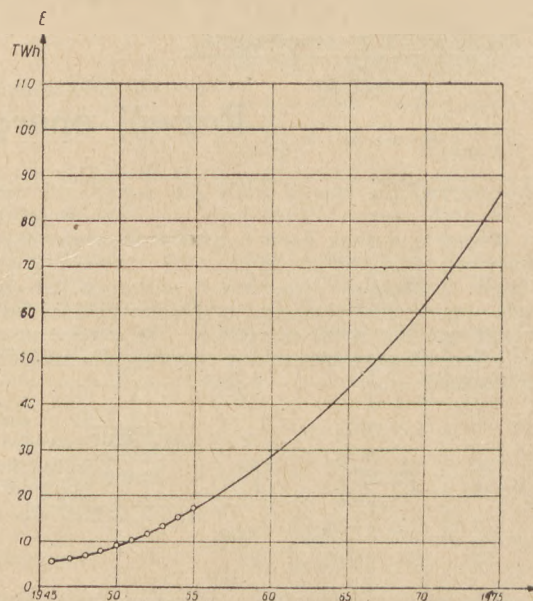
Szwajcaria	99%	Austria	74%
Szwecja	96%	Francja	51%
Finlandia	94%	ZSRR	17,4%
Włochy	85%	Czechosłowacja	12,9%
Hiszpania	77%	Polska	4,5%

Zaznaczyć trzeba, że w większości krajów, a szczególnie w ZSRR udział ten stale rośnie; Polska znajduje się na szarym końcu, a plan pięcioletni przewiduje niestety dalsze procentowe zmniejszanie się udziału energetyki wodnej w produkcji ogólnej, co absolutnie nie może znaleźć uprzedliwienia nawet we względnej szczupłości zasobów naszych sił wodnych.

Hipoteza rozwoju energetyki Polski

Hipoteza rozwoju energetyki Polski została oparta na wstępnym planie 5-letnim energetyki dla lat 1956 — 1960 oraz na pracach „Komisji Planu Perspektywicznego Energetyki” dla lat 1961 — 1970. Ponieważ energetyka wodna może pokryć nieznacznie tylko część zapotrzebowania energii, nie ma istotnego wpływu na rozważania co do roli energetyki wodnej, w którym roku (w granicach 1970 — 75) osiągniemy przewidywane na rok 1970 zapotrzebowanie. Całkowicie rozbudowane siły wodne mogłyby bowiem już dziś być wchłonięte przez naszą energetykę. Toteż przedstawiono poniżej obraz rozwoju naszej energetyki według referatu mgr inż. Kopystiańskiego do roku 1970, rozumiejąc, że może być on słuszny z przesunięciami w granicach kilku lat.

Odbiorcy energii zostali podzieleni na następujące pięć grup: 1) przemysł i wielkie odbiory, 2) koleje, 3) miasta i wsie, 4) gospodarstwa rolne, 5) zużycie własne elektrowni i straty przesyłania energii.



Rys. 2. Przywidywany rozwój produkcji energii elektrycznej w Polsce (bez eksportu)

Do pierwszej grupy zaliczamy przemysł kluczowy podległy ministerstwu przemysłowemu, większe zakłady użyteczności publicznej, jak wodociągi, gazownie, przedsiębiorstwa budowlano-montażowe itp. Według danych 1952 r. sam przemysł pochłaniał 85% do 90% energii grupy „1” i blisko 70% energii grup „1” do „4” łącznie. Toteż wzrost zapotrzebowania energii będzie najbardziej związany ze wzrostem przemysłu, a ściślej biorąc z zapotrzebowaniem planowanej produkcji przemysłowej.

Druga grupa — kolej — uzasadnia wzrost swego zapotrzebowania znacznymi oszczędnościami traktacji elektrycznej w porównaniu do traktacji parowej, która posiada współczynnik sprawności zaledwie 5—6%. Trakcja elektryczna posiada sprawność 12 do 18%, pozwala jednocześnie na zwiększenie prędkości 2 do 2,5-krotnie oraz daje oszczędność personelu około 25%. W rozpatrywanym okresie planowana jest elektryfikacja około 7000 km linii kolejowych, które wykonywać będą około 85% przewozów.

Odbiór trzeciej grupy — miast i wsi — zaspokaja przede wszystkim potrzeby bytowe mieszkańców; przyrost zużycia został obliczony z uwzględnieniem: przyrostu ludności, przesunięcia ludności ze wsi do miast, oraz podniesienia wskaźnika zużycia na 1 mieszkańca, porównując go z odpowiednim wskaźnikiem w sąsiednich krajach. Wskaźnik ten rośnie w rozpatrywanym okresie do 300 kWh na rok (miasta 420 kWh, wieś 100 kWh).

Zapotrzebowanie należących do czwartej grupy gospodarstw rolnych przyjmowano w stosunku do uprawianych ha, przy czym, założono, że stopień elektryfikacji rolnictwa wzrośnie w tym czasie do spożycia 225 kWh/ha; nie oznacza to jeszcze pełnego nasycenia (np. w ZSRR zużycie wynosiło w 1949 r. 260 kWh/ha).

Piąta grupa obejmuje potrzeby własne elektrowni oraz straty w sieciach; są to pozycje poważne, wynoszące w sumie około 19% produkcji energii elektrycznej.

Przy wyżej wymienionych zasadach wzrost produkcji energii elektrycznej w latach 1955—1970 przedstawiono w tabl. II.

TABLICA II. Produkcja w mild. kWh

Grupy odbiorców	1955	1960	1965	1970
1) Przemysł	13,2	23,5	38,0	37,0
2) PKP	0,2	0,8	1,4	2,5
3) Miasta i wsie	2,46	4,37	6,9	11,0
4) Gosp. rolne	0,21	0,63	1,2	2,4
5) Wytwarzanie i przesyłanie	3,1	5,7	9,5	13,1
Razem	19,17	35,0	57,0	86,0
Przewidywana moc instalowana w MW	3300	6100	10000	15000

Istotnym zagadnieniem, jeżeli chodzi o współpracę siłowni wodnych z cieplnymi, jest czas użytkowania mocy, gdyż siłownie wodne powinny być przede wszystkim przeznaczone do pokrywania szczytów.

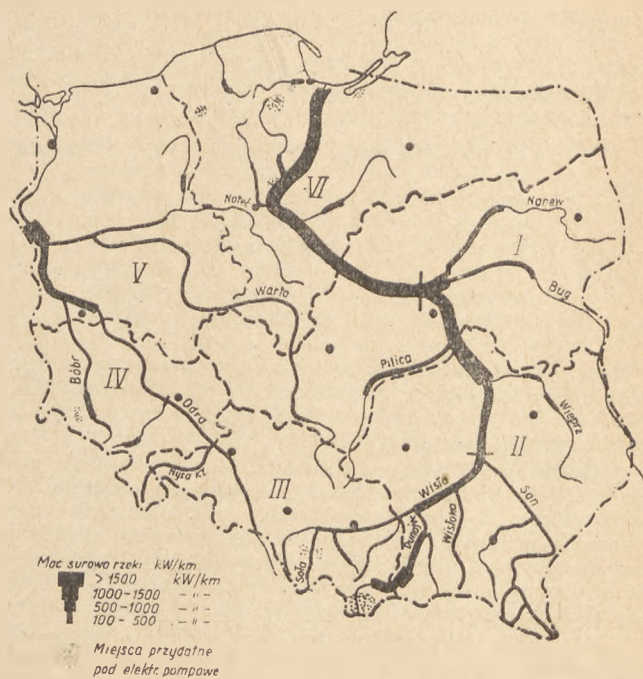
Podane w tabl. II przewidywane moce opierają się na obecnym charakterze pracy naszych siłowni, których czas użytkowania wynosi aż 5700 godzin rocznie (ZSRR — 4200 godzin, Marokko — 3600 godz.). Cyfra ta jest wynikiem sztucznych ograniczeń w spożyciu energii i nie będzie w stanie pokryć wszystkich istotnych i usprawiedliwionych potrzeb obywateli. Należy się więc z tym liczyć, że ilość godzin użytkowania będzie poważnie maleć, a planowane dotąd moce będą musiały być zrewidowane z tendencją zwyżkową.

Kataster sił wodnych w Polsce

Zasoby sił wodnych rzek polskich zostały obliczone jako zasoby brutto w sposób następujący:

Moc jednostkowa na 1 km bieżącej ciekli została przyjęta jako iloczyn średniego spadku przez średni przepływ na rozpatrywanym odcinku ciekli przy współczynniku „8”:

$$N = 8 \cdot Q \cdot I \text{ w kW na 1 km bieżącej rzeki.}$$



Rys. 3. Zasoby energetyczne rzek

Jako czas użytkowania tej mocy przyjęto 8760 godzin rocznie, co dało średnią produkcję brutto rocznie w milionach kWh (E_{br}).

Wyniki obliczeń naniesiono na mapę Polski, przy czym dla mocy od 100 kW/km wwyż szerokość pasa wzdłuż rzeki uwidoczniła w skali moce brutto (rys. 3).

W powyższy sposób obliczone zasoby brutto rozdzielono według potencjałów jednostkowych w następujące grupy:

a) Moc jednostkowa	Długość cieków w km
0 — 20	2776
20 — 50	2561
50 — 100	2241
Razem 0 — 100	7578
b) 100 — 250	2810
250 — 500	1097
Razem 100 — 500	3907
c) 500 — 750	310
750 — 1000	204
1000 — 1250	164
1250 — 1500	389
Razem 500 — 1500	1067

Z zestawienia powyższego wynika, że na ogólną długość cieków 12 552 km zaledwie nieco ponad 1000 km posiada poważniejsze zasoby energetyczne. Łączna moc średnia brutto wynosi 2 023 000 kW.

Łączna możliwa produkcja roczna brutto przy średnim przepływie wynosi dla rozpatrywanych cieków $E_{br} = 19 883$ mild. kWh, w tym mała energetyka uczestniczy w wysokości 2 170 mild. kWh.

Siły wodne powyżej 100 kW/km spotykamy na następujących ciekach:

- W dorzeczu Wisły: Wisła i jej dopływy karpackie: Pilica, Bug i Narew, Brda.
- W dorzeczu Odry: Odra, Nysa Kłodzka, Bóbr, Warta, Noteć.

Poza tym występują moce powyżej 100 kW/km na niektórych, krótkich odcinkach niewymienionych wyżej rzek.

Powyżej 500 kW/km posiada Dunajec od Waksmundu do ujścia Białej, Wisła poniżej ujścia Dunajca, oraz Odra na odcinku o długości około 120 km w pobliżu ujść Bobra i Warty, przy czym

ponad 1000 kW/km znajdujemy jedynie na Wiśle poniżej ujścia Wieprza oraz na niektórych odcinkach Dunajca. Te wymienione odcinki cieków stanowią więc nasze główne źródła energii wodnej.

Możliwe średnie produkcje roczne, obliczone dla wyżej wymienionych cieków, przedstawiają się następująco:

Wisła	8 243 000 mild. kWh	Narew	297 000 miln. kWh
Soła	194 000 „	Pilica	200 000 „
Skawa	151 000 „	Brda	109 000 „
Raba	216 000 „	Odra	2 329 000 „
Dunajec	1373 000 „	Nysa Kł.	305 000 „
Wisłoka	227 000 „	Bóbr	515 000 „
San	1 060 000 „	Warta	765 000 „
Bug	623 000 „	Noteć	115 000 „

Wyżej podane produkcje przedstawiają teoretycznie osiągalne maksymalne wartości; w praktyce da się oczywiście osiągnąć za ledwie pewien procent tych wartości. Wpływa to na szereg przyczyn, z których jako główne należy wymienić następujące:

a) Produkcję obliczono w założeniu, że ciekami płynie równomiernie ilość wody, odpowiadająca średniej wieloletniej. Otóż wiemy dobrze, że przepływy naturalne rzek wahają się w dosyć znacznych granicach, co z jednej strony powoduje spadek mocy przy przepływach mniejszych od tej średniej, zaś przy przepływach większych od średnich podnosi się poziom dolnej wody, zmniejszając tym samym spad siłowni poniżej założonej średniej.

b) Produkcję obliczono poza tym w założeniu, że wykorzystamy rozpatrywane odcinki rzek na całych ich długościach. Otóż spiętrzenia dostatecznie wielkie dla wyzyskania sił wodnych mogą się okazać niewykonalnymi w pewnych miejscach, gdyż powodowałyby to zalanie cennych obszarów (np. kopalnie, miasta, obiekty przemysłowe, parki narodowe itp.).

c) Nakłady inwestycyjne na 1 kW mocy względnie na 1 kWh w siłowni wodnej na danym odcinku cieku mogą przekroczyć granice ekonomicznie uzasadnione.

Dla należytego ustawienia energetyki wodnej w cnergetyce ogólnej kraju jest więc rzeczą ważną ustalić, jaki procent obliczonej w katastrze energii brutto da się technicznie i ekonomicznie wykorzystać już w postaci energii netto. Największy wpływ będą miały trudności, wymienione wyżej w punkcie a), toteż dla wyjaśnienia tej sprawy przeprowadzono analizę procentu możliwego wykorzystania energii wodnej na Wiśle, w przekrojach Puławy, Płock i Grudziądz. Okazuje się, że przy przeliskach 100 ÷ 80-dniowych i spadach 6 ÷ 7 metrowych, tj. danych najbardziej prawdopodobnych, procent wykorzystania obraca się w granicach 69% do 85%, przy eksploatacji siłowni jako przepływowej. Średnia ważona wynosi przy tym około 75%.

Według istniejącego projektu, kaskada Bugu na odcinku od Krzny do Wisły daje 374 miln. kWh rocznie w porównaniu do 500 miln. kWh brutto, obliczonych w katastrze, tj. 74,8%.

Na rzekach górskich procent wykorzystania będzie raczej większy wobec mniejszego wpływu podnoszenia się dolnej wody na spad siłowni oraz pracy przy współudziale zbiorników.

Powyższe rozważania pozwalają przypuszczać, że z obliczonych w katastrze produkcji da się uzyskać netto 70 do 75% a może nawet i nieco więcej, o ile objętość zbiorników zapewni dostatecznie duży stopień wyrównania przepływów.

Z pominięciem „małej energetyki“ mogą więc siły wodne dać około 0,75 (19 885 — 2 170) = 13,3 miliarda kWh rocznie, przy ich pełnej rozbudowie.

Ekonomiczne uzasadnienie energetyki wodnej w Polsce

Ocena efektywności energetyki wodnej musi być w naszych warunkach przeprowadzona przede wszystkim przez jej porównanie z energetyką cieplną.

Ustalenie odpowiednich metod porównawczych było przedmiotem specjalnych prac Biura Studiów K. G. W.²⁾, prowadzonych przy konsultowaniu się z Zakładem Nauk Ekonomicznych PAN, oraz z prof. K. S e c o m s k i m, zastępcą Przewodniczącego PKPG.

Zasadniczym wskaźnikiem porównawczym stosowanym normalnie w ZSRR jest okres zrównania nakładów inwestycyjnych plus nakładów bieżących (kosztów wytwarzania) dla obu rodzajów elektrowni (metoda Kukiel-Krajewskiego). Brano również pod uwagę

wskaźnik przyrostu akumulacji socjalistycznej, wyrażający stosunek produktu dla społeczeństwa do nakładów inwestycyjnych.

Uwzględniono stosunek wartości produkcji czystej (jednorocznej) do nakładów inwestycyjnych, czyli wskaźnik przyrostu dochodu narodowego oraz wskaźnik wydajności pracy społecznej.

Ustalenie danych wyjściowych dotyczących tak nakładów inwestycyjnych, jak też i nakładów bieżących natrafia jednak na poważne trudności, a mianowicie:

- Aczkolwiek koszt 1 kW zastępczej siłowni cieplnej jest na ogół przy ustalonej mocy mało zmienny w zależności od warunków lokalnych, to podawane cyfry uzyskane nawet z wykonywanych ostatnio inwestycji nie uwzględniają różnicy między dolarem dewizowym (4 zł) i dolarem towarowym (do 100 zł); ponieważ udział importu jest w siłowni cieplnej bardzo poważny, to użyty do rozważań ekonomicznych koszt 1 kW — 3 500 zł jest przyjęty wyrażnie na niekorzyść siłowni wodnej.
- koszt węgla przyjęto według cennika jako równy 140 zł za tonę. Odbiega to znacznie od ceny węgla na rynku międzynarodowym (kilkanaście dolarów). Podkreślić przy tym należy, że przy przewidzianym wroście energetyki, znacznie szybszym od wzrostu wydobywania węgla, nie starczy dla wytwarzania energii elektrycznej miału (odpadków), co zmusi do spalania pod kotłami pełnowartościowych gatunków węgla.
- Koszt transportu węgla z kopalni do elektrowni przyjmuje się według taryfy kolejowej, która — jak wiadomo — jest deficytowa, gdyż nie uwzględnia przede wszystkim w dostatecznej mierze amortyzacji urządzeń kolejowych. Nakłady bieżące są więc przyjęte również na niekorzyść siłowni wodnych.

Posługując się powyższymi danymi wyjściowymi, przyjętymi bardzo ostrożnie i raczej na niekorzyść siłowni wodnych, obliczono wzorem K u k i e l - K r a j e w s k i e g o okres zrównania nakładów dla różnych kosztów jednostkowych siłowni wodnych i przy różnych czasach użytkowania mocy. Z obliczeń tych wynikły następujące granice dopuszczalnych nakładów inwestycyjnych dla 1 kW siłowni wodnych w założeniu, że okres zrównania T_z leży w granicach 10 — 15 lat:

Ilość godzin użytkowania rocznie	granica nakładów inwestycyjnych zł/kW
2 000	6 000 — 7 000
3 000	6 800 — 7 700
4 500	7 200 — 8 800
5 400	8 000 — 8 900
6 500	8 600 — 10 200

Pozostałe wskaźniki ekonomiczne wypadają znacznie korzystniej dla siłowni wodnych niż dla cieplnych.

Z szeregu wykonywanych ostatnio projektów siłowni wodnych wynika, że koszt 1 kW mocy instalowanej waha się od 6000 do 13 000 zł, a więc koszty te mieszczą się na ogół w granicach ekonomicznych, podanych wyżej. Poza tym da się zauważyć, że stosunek wskaźników ekonomicznych siłowni wodnych do cieplnych jest tym korzystniejszy, im krótszy jest czas użytkowania mocy w ciągu roku. Wynika stąd jasno, że powinniśmy wobec tego dążyć do użytkowania siłowni wodnych przede wszystkim do pokrywania szczytów zapotrzebowania. Przy współpracy z siłowniami szczytowo-pompowymi możliwe jest umieszczenie nawet i siłowni przepływowych w obszarze podszczytowym wykresu obciążeń dobowych.*

Z pracy, zgłoszonej na Światową Konferencję Energetyczną (Wiedeń, czerwiec 1956 r.) wynika, że przy pełnej rozbudowie sił wodnych w Polsce i umieszczeniu ich w szczytowej części wykresu obciążeń i w założeniu, że pokryją one około 38% mocy (rok 1970 — 75), oszczędność roczna, wynikająca z zastąpienia w szczytach energii cieplnej energią wodną, wyniesie ponad 1 100 000 000 zł, w tym oszczędność około 9 000 000 ton węgla. Rozbudowa sił wodnych jest więc koniecznością gospodarczą.

Postulowana lokalizacja energetyki wodnej w Polsce

Dla naszych rzek były opracowane różne koncepcje wyzyskania ich sił wodnych. Na początku obecnego stulecia były brane pod uwagę przede wszystkim niewielkie elektrownie, ułożone przy zbiornikach na dopływach górskich Wisły i Odry. W dorzeczu Odry szereg z nich zostało zrealizowanych. W okresie między-

²⁾Patrz: Dąbrowski K. — O efektywności inwestycji wodno-energetycznych. Gosp. Wodna 1955, nr 11, str. 433.

wojennym rozbudowa tych ostatnich posuwała się powoli dalej. Również w obszarze przymorza powstają niewielkie elektrownie wodne. Na karpackich dopływach Wisły powstał w tym okresie zbiornik w Porąbce (z przygotowaną do budowy siłownią zaporą), oraz został prawie wykończony zbiornik w Rożnowie, z siłownią o mocy 50 MW.

W tym okresie zaczęły powstawać koncepcje wyzyskania energetycznego środkowej i dolnej Wisły, wobec coraz bardziej upowszechniającego się uświadczenia, że jest to główne źródło naszej energii wodnej, oraz w miarę przełamywania oporów zwolenników „czystej regulacji” Wisły, twierdzących, że budowa stopni piętrzących na Wiśle jest niedopuszczalna.

Po wojnie biura projektów przystąpiły do opracowania kaskad na interesujących poszczególne resorty odcinkach rzek, traktując rozwiązywanie w sposób już bardziej kompleksowy. W ten sposób powstały projekty kaskad Bugu, Brdy, Wisły, Sanu, Odry, Nysy Kłodzkiej, Bobra, Górnego Dunajca i Noteci.

Opracowano również w formie bardziej szkicowej projekty niektórych oderwanych obiektów oraz siłowni szczytowo-pompowych. Dokładność poszczególnych opracowań różni się w bardzo znacznych granicach, jednakże dowodzą one wszystkie, że:

- Wyzyskanie energetyczne naszych większych rzek jest technicznie możliwe.
- Koszty inwestycyjne na 1 kW instalowanej mocy są tym mniejsze im większy jest potencjał energetyczny rzeki na 1 km jej biegu,
- Przy potencjałach ponad 1000 kW/km koszt budowy stopnia na 1 kW leży zazwyczaj poniżej granicy ustalonej wyżej na około 12 000 zł, zaś przy potencjałach mniejszych niż 500 kW/km granica ekonomiczna jednostkowych kosztów inwestycyjnych jest zazwyczaj przekraczana. Rozbudowa sił wodnych na tych mało zasobnych w energię odcinkach rzek może być ekonomicznie uzasadniona jedynie przy obciążeniu energetyki zaledwie pewną częścią kosztów związanej z nią budowlą piętrzącej, która musi w tym przypadku zaspokajać inne potrzeby gospodarki wodnej (np. kaskada Bugu). Przy potencjałach 500 do 1000 kW/km koszty inwestycyjne siłowni leżą na pograniczu rentowności, dużą rolę odgrywa w tym przypadku charakter pracy siłowni, przy czym bardziej korzystnie wypadają siłownie szczytowe, szczególnie położone w rejonach górskich.
- Dużą rolę w kosztach jednostkowych posiada poza tym wskaźnik wyrażający się stosunkiem wielkiej wody do energetycznego potencjału jednostkowego.

Dla rozwiązania zagadnienia lokalizacji siłowni wodnych konieczne jest jeszcze porównanie zasobów sił wodnych z potrzebami w poszczególnych okręgach. Porównanie to wykazuje, że procentowy udział sił wodnych w przewidywanym na 1970/75 rok zapotrzebowaniu energii wykazuje wielkie różnice pomiędzy okręgami, przedstawione w tabl. III. Z tablicy tej wynika, że w żadnym z okręgów energetyka wodna nie będzie w stanie pokryć nawet połowy przewidywanego zapotrzebowania energii, jednakże udział energetyki wodnej w kryciu szczytów może być bardzo poważny. Z analizy wykresu obciążeń okręgu przemysłowego wynika, że około 20% produkcji w szczycie wymaga około 40% mocy. Moc ta szczytowa może być zapewniona przez energetykę wodną we wszystkich okręgach z wyjątkiem Południowego i Dolno-Śląskiego.

TABLICA III

Okręg	kWh mild.	Energia wodna netto kWh mild.	Proc. udział energii wodnej
Centralny	12	2,4	20
Wschodni	11	3,9	35
Południowy	25	1,3	5
Dolno-Śląski	10	1,1	11
Zachodni	7	1,4	20
Północny	6,9	3,2	47

W wyniku stwierdzeń, zawartych w niniejszym referacie, dochodzi się do następujących tez o postulowanym rozwoju energetyki wodnej w Polsce.

- a) z punktu widzenia potrzeb energetycznych cała energetyka wodna może być z łatwością wchłonięta i powinna być wobec tego całkowicie wykorzystana.

b) Z punktu widzenia ekonomicznego istnieją jednak granice nakładów inwestycyjnych, które na obecnym szczeblu rozwoju techniczno-gospodarczego nie usprawiedliwią pełnego wyzyskania zasobów sił wodnych.

c) Wobec szczupłości środków inwestycyjnych kolejność budowy siłowni wodnych powinna być ustalana z punktu widzenia możliwości małych kosztów jednostkowych oraz możliwości jednoczesnego wykorzystania spiętrzenia również dla innych celów gospodarki wodnej lub urbanistycznych.

d) Z punktu widzenia bezpieczeństwa ruchu, oszczędności transportowych i sieciowych należy rozbudować nasze siły wodne przede wszystkim w rejonach najbardziej oddalonych od złóż węgla.

e) Siłownie wodne powinny być wykorzystane w pierwszym rzędzie dla pokrywania szczytów zapotrzebowania; umożliwia to nie tylko osiągnięcie korzystniejszych wskaźników dla siłowni wodnych, ale pozwala przede wszystkim na znaczną poprawę warunków pracy siłowni ciepłych i uzyskanie związanych z tym oszczędności w zużyciu węgla.

f) Dla najbardziej racjonalnego wykorzystania siłowni wodnych i ciepłych stosownie do poprzedniej tezy — budowa siłowni szczytowo-pompowych jest niezbędna.

Jak wynika z katastrofu sił wodnych, „mała energetyka” posiada zaledwie około 10% potencjału naszych sił wodnych. Wykorzystanie jej jest w świetle powyższych tez na ogół nieopłacalne, gdyż koszt 1 kW wypada kilkakrotnie wyższy od granicy ekonomicznej nakładów jednostkowych. Poza tym koszty eksploatacyjne 1 kWh są wielokrotnie wyższe.

Wykorzystanie małej energetyki może się jednak w pewnych specjalnych warunkach lokalnych opłacać, a mianowicie jeżeli:

- koszt odbudowy małej siłowni, zniszczonej wskutek wojny, wypada na 1 kW korzystnie,
- dla celów rolniczych niezbędna jest budowa stopnia wodnego, przy którym może powstać siłownia,
- siłownia powstaje w miejscu bardzo oddalonym od planowanej sieci,
- siłownia w wybitnym stopniu poprawi warunki pracy sieci lokalnej.

Na podstawie istniejącej dokumentacji technicznej, ogólnych rozważań gospodarki wodnej oraz ustalonych w niniejszym referacie tez, wysuwają się jako najbardziej nadające się do realizacji w pierwszym rzucie (do 1975 r.) następujące grupy siłowni wodnych:

- a) Z wybitną dominantą energetyczną, najdalej położone od Zagłębia Węglowego: — kaskada Wisły poniżej ujścia Bugu, przede wszystkim Włocławek i Tczew; — siłownie szczytowo-pompowe w rejonie Włocławka i trójmiasta Gdańsk — Sopot — Gdynia — Kaskada Brdy.
- b) Siłownie o dużych zbiornikach, ważnych również dla innych celów gospodarki wodnej: — Czorsztyn na Dunajcu, — Solina na Sanie, — Granne na Bugu, Racibórz na Odrze.
- c) Siłownie związane z innymi potrzebami, jak zaopatrzenie w wodę, urbanistyka itp.: Dęba na Bugu, Warszawa-Północ, Dąbie na Wiśle w Krakowie, Tresna na Sole.

Program powyższy da po realizowaniu około 4,5 mild. kWh rocznie, przy mocy instalowanej około 1150 MW, w tym kaskada dolnej Wisły 3,5 mild. kWh i 560 MW. Niezbędny na ten cel nakład inwestycyjny szacuje się na około 10 mild. zł.

*

Energetyka wodna może, a zatem powinna być bardzo poważnym czynnikiem w naszym życiu gospodarczym, a rozwój jej znajduje pełne uzasadnienie ekonomiczne; energetyka wodna przyczynia się do lepszego wykorzystywania energetyki ciepłej, oszczędza węgiel, a przy kompleksowym powiązaniu z innymi zadaniami gospodarki wodnej zwiększa rentowność budownictwa wodnego w ogólności.

W związku z tym powinna być przyjęta zasada, że przed podjęciem decyzji co do budowy elektrowni ciepłej należy zbadać, czy i w jakim stopniu braki energetyczne danego rejonu mogą być pokryte przez siły wodne; w każdym razie należy dążyć do jednoczesnego rozbudowy energetyki wodnej w takiej mierze, by była ona w stanie pokryć 30% do 40% mocy rozpatrywanego okręgu w wizji lat 1970/75.

Zagadnienie powodziowe w Polsce w perspektywnym planie gospodarki wodnej¹⁾

Zagadnieniom powodziowym poświęca się ostatnio sporo uwagi. Polskie Towarzystwo Meteorologiczne i Hydrologiczne zorganizowało pod egidą Polskiej Akademii Nauk w dniach 26 — 30 września 1953 r. zjazd poświęcony zagadnieniom powodziowym, a nr 4 z 1954 r. czasopisma „Gospodarka Wodna” specjalnie został poświęcony zagadnieniu powodzi i obejmował wiele referatów wygłoszonych na tym zjeździe. Ponieważ sprawy powodzi w ujęciu historycznym, jak również zagadnienie strat powodziowych zostały już wówczas naświetlone w wyżej wspomnianym zeszycie „Gospodarki Wodnej”, dlatego też na tym miejscu zatrzymam się jedynie na tych wnioskach, do jakich doszło Biuro Studiów PAN przy opracowaniu planu perspektywnego gospodarki wodnej, które bądź to kolidują z treścią ustaleń z przed trzech lat w zagadnieniach powodziowych, bądź też je zasadniczo uzupełniają.

Próby ustalenia wielkości strat powodziowych drogą statystyki z lat dawniejszych nie dawały dostatecznie pewnych orientacji. Dlatego też w 1953 r. dokonano teoretycznych rozważań dla ustalenia wielkości strat powodziowych na Podkarpaciu, tj. na najbardziej aktywnym powodziowo terenie.

Próby ustalenia teoretycznych strat powodziowych na Podkarpaciu dokonał zespół inżynierów pod kierownictwem inż. inż. Raczynskiego i Rozwodu. Zakres terenowy próby obejmował górną część dorzecza Wisły, włącznie z Sanem.

Ustalono tu zależność pomiędzy wysokością strat powodziowych i stanami wód, określając na tej podstawie teoretyczną wielkość strat powodziowych jakie powstawałyby przy zaistnieniu obecnie stanu powodziowego, o określonym prawdopodobieństwie pojawiania się. Jako podstawę do ustalenia zależności przyjęto straty z okresu 1945 — 1953 oraz straty powodzi 1934 r., jako dostatecznie dokładnie rejestrowane.

Metoda tej analizy polegała na:

a) wyznaczeniu amplitudy stanów maksymalnych dla każdego z 30 wodowskazów Podkarpacia, rozpatrywanych w tej analizie, w okresie od 1893 — 1953;

b) wyznaczeniu dla poszczególnych dorzeczy wskaźnika wielkości powodzi, w postaci tzw. stanu reprezentacyjnego, który wyraża się wzorem:

$$h_r = 0,5 \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} + \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

gdzie h_r oznacza stan reprezentacyjny dorzecza dla największej powodzi danego roku,

h_i procent, jaki stanowi maksymalny stan na wodowskazie podczas największej powodzi danego roku w stosunku do amplitudy stanów maksymalnych określonych dla danego wodowskazu,

F_i dorzecze kontrolowane przez wodowskaz (km²),

L_i długość odcinka rzeki charakteryzowanego przez wodowskaz (km);

c) wprowadzeniu zależności pomiędzy stanami reprezentacyjnymi a wielkością szkód powodziowych przy obecnym stanie zabezpieczenia powodziowego w poszczególnych dorzeczach;

d) wprowadzeniu dla poszczególnych dorzeczy teoretycznych wartości przeciętnych szkód powodziowych z wieloletnia.

Z przeprowadzonej analizy powodzi za okres 61 lat (1893 — 1953) uzyskano teoretyczną wielkość rocznych strat powodziowych dla Podkarpacia równą 5615 miln. zł. przy procentowym rozkładzie tej sumy na poszczególne dorzecza: Dunajec — 29%, San — 24%, dolina Wisły i jej nizinne dopływy po ujściu Su-

nu — 14%, Wisłoka — 10%, Soła — 8%, Raba — 7%, Skawa — 5% i Mała Wisła — 3%.

Z dokonanego uprzednio przeglądu powodzi w dorzeczu Wisły, w dorzeczu Odry i innych rzek polskich oraz z analizy strat powodziowych w dorzeczach poza dorzeczem Wisły — wynika, że większość strat powodziowych przypada na Podkarpacie, natomiast pozostałe rzeki odgrywają znacznie mniejszą rolę. W związku z tym podjęto próbę przeliczenia strat powodziowych dla całego kraju, w oparciu o dokonaną analizę strat z terenu Podkarpacia.

Straty na Podkarpaciu (wg statystyk b. Ministerstwa Robót Publicznych, czy też na podstawie powodzi z 1934 r.) wyniosły ok. 75 — 80% strat w dorzeczu Wisły. Podobnie i statystyka lat wojennych wskazuje, iż większość szkód ześrodkowuje się na terenie Podkarpacia. Mając powyższe na uwadze, można założyć z pewnym przybliżeniem, że szkody powodziowe Podkarpacia stanowią ok. 65% szkód ogólnokrajowych. Przyjmując za inż. Raczynskim, że szkody na Podkarpaciu wynoszą średnio rocznie 56 miln. zł. można by ocenić średnie roczne szkody powodziowe w całym kraju na kwotę ok. 86 miln. zł. Obliczenie to oczywiście nie jest dokładne, jednak pozwala ustalić rząd wielkości.

Przy analizie strat powodziowych należy podkreślić, że wielkość strat średnich ma swą wymowę, przy analizowaniu ekonomicznej strony budowli hydrotechnicznych, jednak zawsze trzeba się liczyć z możliwością dużej powodzi katastrofalnej, pojawiającej się rzadko raz na kilkadziesiąt, czy też raz na kilkaset lat.

Mierniki i potencjały powodziowe rzek polskich

Dla lepszej charakterystyki powodziowej rzek dokonano, poza próbą ustalenia strat powodziowych, uszeregowania rzek pod względem ich nowodziowości. Droga teoretycznych rozważań, ustalając mierniki i jednostkowe potencjały powodziowe rzek polskich.

Rejestracja obecnych zabezpieczeń przed powodzią, dokonana na podstawie danych uzyskanych od służby wodno-melioracyjnej i na podstawie własnych dodatkowych przeliczeń, wykazała, że w Polsce mamy obecnie obwałowane zasadniczo tylko trzy główne rzeki: Wisłę, Odrę i Wartę. I tak, nad Wisłą mamy 1256 km wałów, a powierzchnia terenów obwałowań obejmuje obszar 451 402 ha; nad Odrą istnieje 701 km wałów, zabezpieczających 203 080 ha, wreszcie nad Wartą 441 km wałów, zabezpieczających 88 880 ha. Wprawdzie dodatkowo karpackie dopływy Wisły, a także i niektóre inne rzeki mają obwałowane głównie swe odcinki ujściowe, są to jednak zabezpieczenia tylko wyraźnie odcinkowe, nie stanowiące systemu obwałowań. Nie są zupełnie obwałowane tak duże rzeki, jak Bug, Narew, Pilica i inne.

Drugim elementem obliczeń potencjałów i mierników powodziowych było ustalenie wód powodziowych, o prawdopodobieństwie pojawiania się raz na 1000, 100, 50 i 20 lat. Te wartości wód prawdopodobnych były niezbędne, dlatego że normatyw projektowania budowli wodnych, opracowany w „Hydroprojekcie”, przewiduje takie właśnie wody powodziowe, jak wody miorodajne dla obrony powierzchni zagrożonych.

Jako wody bezpieczne przyjęto takie wody powodziowe niższe o 1,5 m od poziomu korony wałów. Dla terenów nieobwałowanych przyjęto jako wodę bezpieczną pod względem powodziowym wodę wielką, o prawdopodobieństwie pojawiania się raz na 2 lata (wodę tzw. 50%). Dla terenów wyjątkowo ważnych gospodarczo, a za takie uznano jedynie tereny Żuław, tak z uwagi na wielkość powierzchni wałowanych, jak i z uwagi na bezpieczeństwo zagrożonego miasta Gdańska, uznano za konieczne przyjęcie jako wodę bezpieczną taką, której poziom jest niższy o 3 m od korony wałów ochronnych.

Mając dane wyjściowe do obliczenia mierników i potencjałów powodziowych rzek, w drodze stosowania dla tego celu rozmaitych wzorów matematycznych ustalono ostatecznie wzór:

¹⁾ Streszczenie referatu wygłoszonego na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 2 lutego 1956 r. oraz na zebraniu odczytowo-dyskusyjnym Stowarzyszenia Nauk. Techn. Inżynierów i Techników Komunikacji — Sekcja Główna Transportu i Budownictwa Wodnego (pod egidą Główniej Komisji Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT), w dniu 26.IV.56 r.

$$M = (Q_{p\%} - Q_{bezp.}) \cdot A \cdot a (H_{p\%} - H_{min.}) \cdot I$$

gdzie: $Q_{p\%}$ i $Q_{bezp.}$ — miarodajne przepływy powodziowe o właściwym prawdopodobieństwie pojawiania się i bezpieczne,

$H_{p\%}$ — stan wody na właściwym wodowskazie, odpowiadający przepływowi miarodajnemu,

$H_{min.}$ — stan wody minimalny na wodowskazie,

I — spadek zwierciadła wody w danych bezwzględnych,

A — powierzchnia chroniona czy też zagrożona (km^2),

a — współczynnik gospodarczy przyjęty w zależności od wartości gospodarczej terenów chronionych, wahający się od 1 do 10.

Dla poszczególnych rzek i dla poszczególnych wałowanych nizin przeliczono wg wzoru mierniki powodziowe.

Dla większej porównywalności powodziowości rzek obliczono w dalszym ciągu jednostkowy potencjał powodziowy wg wzoru:

$$P = \frac{M}{L},$$

gdzie: P — potencjał jednostkowy na 1 km rzeki,

L — długość odcinka rzeki (km).

Obliczeń mierników powodziowych i jednostkowych potencjałów dokonano dla dwóch przypadków:

- dla wód miarodajnych określonych w myśl wytycznych wyżej wspomnianego normatywu projektowania budowli wodnych,
- dla wód 1000-letnich, traktując je jako wody niebezpieczne w pewnej perspektywie lat i biorąc przyszłe inwestowanie terenów chronionych i zagrożonych.

Największy w kraju miernik powodziowy posiada rzeka Wisła ze swymi licznymi nizinami, partycypując w powodziowości rzek polskich w 52%. Na drugim miejscu stoi grupa karpaccich dopływów Wisły, z udziałem procentowym 22%, na trzecim miejscu mamy rzekę Odrę (udział procentowy w ogólnej powodziowości 18%). Dolina rzeki Warty w ogólnej powodziowości rzek bierze udział zaledwie w 8%. Inne dopływy Wisły, a także i dopływy Odry zajmują w tym zagadnieniu zupełnie nieznaczną rolę.

Dość wysokie potencjały jednostkowe mają karpaccie dopływy Wisły, np. Dunajec 45, Soła 35, San 17, Skawa 8, Wisłoka 20. Dla nizin wiślanych różnice potencjałów jednostkowych wahają się w bardzo dużych granicach — od 1 do 502; na ogólną ilość 87 nizin nadwiślańskich tylko 38 jest obwałowanych niedostatecznie. Przeciętny potencjał jednostkowy dla Odry wyniósł tylko 36, podczas gdy dla Wisły 74.

Analizując jednostkowe potencjały powodziowe naszych rzek, przy ewentualności wody 1000-letniej, otrzymujemy wartości potencjałów znacznie wyższe. I tak, z ogólnej ilości 87 nizin wiślanych już 78 jest zabezpieczonych niedostatecznie, przeciętny potencjał dla Wisły wypada 137, dla Dunajca potencjał podwyższa się do 128, dla Soły 81, Wisłoki 43 itd.

Analiza porównawcza potencjałów jednostkowych i mierników dała w rezultacie powodziowość największą dla dopływów karpaccich Wisły oraz dla dolin wiślanych powyżej Sandomierza, to jest właśnie na tych terenach, gdzie powódź, 1934 r. wyrządziła największe szkody. Porównanie otrzymanych wyników wartości mierników i potencjałów powodziowych z przybliżonymi wartościami strat powodziowych daje ogólną zgodność przeliczeń, wskazując ogólny kierunek inwestycji przeciwpowodziowych na okres najbliższych 20 lat.

Obecny stan obrony od powodzi

Odróżniamy środki obrony powodziowej: administracyjne i techniczne.

W okresach dawniejszych, każda katastrofa powodziowa spadała na zainteresowaną ludność i na władze administracyjne, w sposób całkowicie zaskakujący. Tylko w pewnych okolicach Polski stosowano uprzedzanie ludności o spodziewanej powodzi, przez wystawianie w miejscach widocznych nad brzegiem rzeki dużych, czerwonych kul.

Od 1945 r. mamy w Polsce zorganizowaną obronę przeciwpowodziową z Głównym Komitetem Przeciwpowodziowym na czele. Ma on do swej dyspozycji podległe komitety przeciwpowodziowe na szczeblu każdej instancji.

Wśród środków technicznych obrony powodziowej rozróżniamy: środki obrony biernej i obrony czynnej.

Obrona bierna ma na celu techniczne zabezpieczenie od skutków już istniejącej fali powodziowej. Do tego rodzaju środków biernej obrony zaliczamy obwałowania niskich nadrzecznych nizin, kanały ulgi, ułatwiające przejście fali powodziowej przez tereny specjalnie silnie zainwestowane oraz zabiegi regulacyjne w korycie rzeki i potoku górskiego, przez które uzyskuje się łatwiejszy spływ fali powodziowej i lodów.

Czynna obrona powodziowa polega na likwidacji samego źródła powodzi, tj. w tych rejonach dorzecza, gdzie kształtuje się fala powodziowa. Do zabiegów czynnej obrony powodziowej należy opóźnianie spływu fali powodziowej zalesienie terenów górskich i podgórskich, biologiczna zabudowa samych dolin rzecznych, szczególnie w partiach górskich i podgórskich, oraz najbardziej radykalny środek walki z powodzią zbiorniki przeciwpowodziowe, które mogłyby uchwycić część pojemności fali powodziowej, tak aby pozostały przepływ był już nieszkodliwy dla terenów przybrzeżnych.

Dodatnim efektem zbiorników jest zmniejszanie ruchu rumowiska rzeczno, co dla rzek karpaccich, na ogół szkodliwych, jest momentem wyjątkowo ważnym — zmniejsza to grozę powodzi poprzez zmniejszenie możliwości odkładów rumowiskowych w korycie i dolinie rzecznej. Pojemność zbiornikowa powinna być możliwie duża, dla uchwycenia znacznej części pojemności spotykanej fali powodziowej, jak również dla magazynowania możliwie w jak najdłuższym okresie czasu rumowiska rzeczno, przepływającego z górnej partii rzeki. Doświadczenia zagraniczne oraz w niewielkim stopniu polskie, stawiają budowę zbiorników retencyjnych na pierwszym miejscu, jako zabezpieczenie powodziowe; są to jednak zabiegi dość drogie, wymagające kompleksowych rozwiązań.

Do specjalnych zbiorników zmniejszających falę powodziową zaliczamy również zbiorniki polderowe, lokalizowane na nadrzecznych dolinach, odgródzone od koryta rzeczno niskim obwałowaniem, dopuszczającym przelewy przy wyższych stanach wód.

W ten sposób odzyskujemy straconą retencję terenową nizin nadrzecznych, a dopuszczając do przelewów wyższych fal powodziowych, uzyskujemy jednocześnie możliwości intensywniejszej gospodarki na terenach polderowych, które z reguły są traktowane, jako wyłącznie użytki zielone.

*

Najstarszym sposobem obrony biernej w Polsce jest obwałowanie terenów zagrożonych. Ujemną stroną tego zabezpieczenia jest odcinanie naturalnej retencji dolinowej i podwyższanie przepływów wielkich.

Obwałowania mają swą ograniczoną trwałość i skuteczność wskutek podwyższania się terenów międzywał rumowiskiem rzeczno. Występuje moment również niebezpiecznych korków przepływowych, które mogą dać niebezpieczeństwo przerwania wałów w niewiadomym czasie i miejscu.

Pierwsze obwałowania datują się w Polsce z czasów Kazimierza Wielkiego w rejonie Krakowa i Kazimierza nad Wisłą. Niziny Żuławskie poczęto ochraniać pierwszymi wałami w XIII w. Regulacja Wisły i odpowiednia przebudowa wałów wykonana z końcem ubiegłego i na początku bieżącego stulecia, oraz przekop Wisły pod Świbnem z 1895 r. dały dopiero pełne zabezpieczenie bogatych i obszernych powierzchniowo Żuław. Wały Żuławskie wznoszą się nad poziomem wody 1000-letniej od 3,5 do 5 m.

Wisła pomorska jest uregulowana, a wały dostatecznie mocne i pewne.

Wisła środkowa posiada koryto uregulowane od Ciechocinka do Warszawy i niektóre odcinki koło Puław. Na całym tym odcinku wały ochronne zostały pobudowane w ostatnim 20-leciu, jednak koryto nie jest tu skoncentrowane jeszcze dostatecznie, dlatego też wały mają rozstawy bardzo niedojrzałe i nie stanowią dostatecznie dobrych prowadnic dla przepływów wielkich wód.

Wisła górna powyżej ujścia Sanu ma koryto skoncentrowane, a powyżej ujścia Dunajca uregulowane, wały uporządkowane o dobrych kierunkach; na niektórych odcinkach obwałowania te są zbyt niskie. Na Wiśle starano się wałować ostatnimi czasy na przepływy wód wielkich notowanych; zaledwie kilka nizin, o łącznej powierzchni 5600 ha, posiada obwałowania zbyt niskie, wytrzymujące tylko tzw. doroczne wody wielkie (50%).

Odra jest uregulowana i obwałowana, jednak zasada wałowania była tu odmienna niż na Wiśle. Szereg nizin jest obwałowanych polderowo. Na ogólną powierzchnię 203 080 ha terenów wałowanych 22 843 ha są to poldery o łącznej pojemności ok. 220 mln. m³.

Warta ma koryto uregulowane i obwałowane poniżej ujścia Prosnego, natomiast powyżej tej rzeki regulacja koryta i obwałowania są wykonane tylko odcinkowo.

Częściowo są również uregulowane karpaccie dopływy Wisły, a obwałowania na nich ograniczają się do ujściowych odcinków tych rzek.

Tak duże rzeki jak Bug, Narew, Pilica czy też Wieprz są w ogóle nieobwałowane, a regulacja ich koryt jest przeprowadzona jedynie odcinkowo (na Bugu w rejonie ujściowym i koło Wyszki, na Narwi na długości ok. 70 km pomiędzy Rożanem i Nowogrodem).

Innym zabezpieczeniem powodziowym są kanały ulgi, stosowane w Polsce w bardzo niewielkim zakresie na Warcie w miastach Śrem, Konin, Koło i Poznań. Poważny kanał ulgi ma Odra we Wrocławiu; jest to kanał żeglowny, przepuszczający 870 m³/s, przy obliczonej maksymalnej wodzie powodziowej 2400 m³/s. Sąsiadujące tereny potraktowano polderowo, dla pewniejszego zabezpieczenia Wrocławia od groźby powodzi.

Na Podkarpaciu, na ogólnej długości rzek górskich i potoków 11 000 km, tylko 360 km (3,3%) jest uporządkowanych, zaniedbanie tu jest wręcz ogromne.

Przechodząc do zagadnienia zbiornikowego należy stwierdzić, że w dorzeczu Wisły mamy tylko 4 zbiorniki powodziowo-użytkowe: Goczałkowice, Porąbkę, Rożnów i Czchów, o łącznej pojemności całkowitej 458 mln. m³, w tym rezerwa powodziowa wynosi 101 mln. m³. Zbiorniki te łącznie zamykają dorzecze o powierzchni 7150 km², co stanowi tylko 36% dorzecza Wisły w Karsach (tuż poniżej ujścia Dunajca), a zaledwie 14% dorzecza Wisły w Zawichocie (tuż poniżej ostatniego dopływu karpacciego Wisły — Sanu).

Powyższe liczby dostatecznie jasno tłumaczą nieznaczny wpływ istniejących zbiorników w dorzeczu Wisły na możliwości obniżenia fali powodziowej i na zmniejszenie strat powodziowych.

Znacznie lepiej się przedstawia zbiornikowe zabezpieczenie powodziowe w dorzeczu Odry. Mamy tu 19 zbiorników, z których tylko 5 jest powodziowo-użytkowych, reszta w ilości 14 są to wprawdzie niewielkie zbiorniki, ale o działaniu wyłącznie powodziowym (normalnie są suche). Ogólnie biorąc, na 19 zbiorników o całkowitej pojemności powodziowej 300,7 mln. m³, rezerwa powodziowa wynosi w nich 123,2 mln. m³.

Zabezpieczenie powodziowe w dorzeczu Odry przy pomocy istniejących zbiorników należy traktować łącznie z rezerwą powodziową polderową, która — jak wyżej wspomniano — wynosi łącznie nad Odrą 220,5 mln. m³. W ten sposób w dorzeczu Odry mamy całkowitą rezerwę powodziową rzędu 344 mln. m³. Zwrócić tu należy uwagę, iż Odra jest znacznie mniejszą rzeką od Wisły, natomiast rezerwa powodziowa obecnie istniejąca jest 3,5-krotnie większa.

Przechodząc do zagadnienia profilaktycznego dolesienia terenów źródłowych, należy stwierdzić, że przeciętna lesistość Polski wynosi zaledwie 22,5%. Szkodliwość takiego stanu specjalnie silnie odbija się na powodziowości rzek górskich. Dla likwidacji źródła powodzi w miejscu powstawania fali powodziowej konieczna jest silna akcja dolesienia terenów karpaccich, tym bardziej, że procent zalesienia województwa krakowskiego jest równy niemal przeciętnemu w Polsce i wynosi 24,7%.

Projektowany stan zabezpieczenia powodziowego w perspektywie 1975 r.

Analizując stan istniejących zabezpieczeń powodziowych w Polsce, wielkość strat powodziowych oraz wielkości uzyskanych mierników i potencjałów jednostkowych poszczególnych rzek, dochodzimy do wniosku, iż najbardziej w chwili obecnej doliną powodziową jest dolina rzeki Wisły na niektórych odcinkach oraz karpaccie dopływy tej rzeki.

Z tych względów, w 20-letnim planie perspektywnym umieszczamy tylko inwestycje przeciwpowodziowe w dorzeczu Wisły, uważając, że w ciągu tego okresu czasu nasze możliwości gospodarcze pozwolą wykonać zaledwie tylko część potrzebnych zabezpieczeń powodziowych na tym obszarze. Rzekę Odrę i jej dopływy traktujemy jako zabezpieczone znacznie silniej powodziowo niż Wisłę i jej karpaccie dopływy, a ponieważ wydaje się, że nie będziemy w stanie wykonać nawet całkowicie zabezpieczeń powodziowych dla Wisły i jej karpaccich dopływów, dlatego też

odkładamy dalsze zabezpieczenia powodziowe na Odrze na dalszy okres czasu.

Podobnie przedstawia się sprawa z zabezpieczeniami powodziowymi na innych rzekach polskich, które dają straty niskiego rzędu (również i mierniki powodziowe są niewielkie) i nie wskazują na konieczność pilnych inwestycji przeciwpowodziowych. Z powyższych rozumowań nie wykluczamy Warty, która jest rzeką nizinną mało powodziową i odpowiednie inwestycje powinny na niej być wykonane w późniejszym czasie.

Ustalić należy zasadę, iż w każdym przypadku powstawania stopni piętrzących na rzekach (np. wykorzystanie pod względem energetycznym, zaopatrzenie w wodę przemysłu, miast czy rolnictwa), zawsze należy uwzględniać potrzeby rezerw powodziowych w powstających zbiornikach.

Dostatecznym obniżeniem fali powodziowej byłoby zamagazynowanie w projektowanych zbiornikach tej części fali, która jest szkodliwa dla terenów przybrzeżnych, a więc pozostawienie w korycie tylko przepływów tzw. wielkiej wody brzegowej (dorocznie — 50%).

Trudnym do rozstrzygnięcia zagadnieniem było ustalenie z jakimi przepływami powodziowymi należy się liczyć. Przy założeniu tymczasowym, że pożądaną byłoby obniżenie fali powodziowej o połowę, wielkość rezerwy powodziowej dla obniżenia w tych granicach fali powodziowych rzędu 0,1%, 1%, 5% i 10% wypada: 1859 mln. m³, 1234 mln. m³, 829 mln. m³ i dla fali 10% — 599 mln. m³ (biorąc pod uwagę dopływy karpaccie Wisły). Ponieważ należy brać pod uwagę konieczność wszechstronnego wykorzystania zbiorników karpaccich, przeto tylko część całkowitej pojemności zbiornikowej może być przeznaczona na rezerwę powodziową. Praktycznie biorąc, rezerwa powodziowa może wynosić ok. 25%, najwyżej 30% całkowitej pojemności zbiornika. Stąd wypada, że przy obniżeniu fali powodziowej rzędu 0,1% o połowę, całkowita pojemność zbiorników wyniosłaby ok. 7 mld. m³, podobnie dla obniżenia fali 1% pojemność całkowita wyniosłaby ok. 4,5 mld. m³, dla fali 5% — 3 mld. m³, zaś dla fali 10% — 2 mld. m³.

Trudno przypuszczać, aby na Podkarpaciu były realne techniczne i topograficzne możliwości do budowy zbiorników o pojemności całkowitej rzędu 7 czy tylko 4,5 mld. m³. Tym samym nie uzyska się możliwości do obniżenia o połowę fali powodziowej rzędu 0,1% czy też 1%, dopiero realnym wydaje się obniżenie o połowę fali powodziowej rzędu 5%, przy rezerwie powodziowej 829 mln. m³ i pojemności całkowitej zbiorników ok. 2,7 do 3,3 mld. m³. Ten punkt widzenia jest zgodny z ilością dotychczas projektowanych zbiorników na Podkarpaciu.

W studium przeprowadzonym dla zabudowy potoków górskich „Hydroprojekt przewiduje budowę 96 zbiorników powodziowych suchych, o łącznej pojemności 359 mln. m³. Z danych uzyskanych z różnych resortów ustalono, że projektuje się na tym terenie budowę 17 zbiorników użytkowych, o łącznej całkowitej pojemności 3586 mln. m³, przy rezerwie powodziowej 759 mln. m³ (łącznie z istniejącymi zbiornikami Rożnów, Czchów, Porąbka i Goczałkowice).

Łączna możliwa do uzyskania rezerwa powodziowa na Podkarpaciu wyniesie 1118 mln. m³. Przy istniejącej już rezerwie 101 mln. m³, pozostałoby jeszcze do zbudowania rezerwy ok. 1 mld. m³, przy czym ok. 350 mln. m³ w małych zbiornikach suchych.

W planie perspektywnym ustalono budowę zbiorników na Podkarpaciu o rezerwie powodziowej w wysokości 600 mln. m³, przy czym pierwszeństwo będą miały zbiorniki powodziowo-użytkowe, jako tańsze w wykonaniu na 1 km³ zamagazynowanej wody w zbiorniku, oraz dające możliwość wykorzystania kompleksowego i dla innych celów gospodarczych.

Małe zbiorniki powodziowe (tzw. suche) są organizacyjnie łatwe w budowie, nie wymagają angażowania ciężkiego sprzętu budowlanego, jednak są mniej więcej dwukrotnie droższe na 1 m³ magazynowanej wody.

Analizując tereny dolin podkarpaccich, niemal wszędzie dochodzimy do wielkości fali powodziowej, przed którą to doliny należy bronić, rzędu 5%, a tylko w niektórych przypadkach rzędu 2%. Zaprojektowana rezerwa powodziowa 1118 mln. m³ odpowiada właśnie przeciętnie temu bezpieczeństwu.

Dodatkowo zbadano skuteczność zaprojektowanych podkarpaccich zbiorników na obniżeniu się fali powodziowych na Wiśle. Wielkość obniżenia fali powodziowej rzędu 0,1%, przy zamagazynowaniu wody w ilości 600 mln. m³, wyniosła dla Zawichostu 38 cm i podobnie dla przekroju warszawskiego. Przy fali 1% obniżka wyniosła dla Zawichostu 44 cm.

Przy zmagazynowaniu rezerwy odpowiadającej obniżeniu fali powodziowej 1% o połowę, tj. 1234 miln. m³ rezerwy, obniżka fali w Zawichoście dała dla fali 0,1% — 58 cm, dla fali 1% — 80 cm.

Koszt budowy projektowanych zbiorników, a właściwie jedynie rezerwy powodziowej określono z kosztu 1 m³ wody magazynowanej w zbiornikach, ustalając jego wartość przeciętnie na 2,5 zł/m³. Wprawdzie budowane ostatnio Goczałkowice kosztowały ok. 2 zł/m³, a większe zbiorniki, jak projektowany Czorsztyn, będą jeszcze tańsze, jednak liczyć się należy z większym kosztem budowy zbiorników suchych — małych, o koszcie ponad 4 zł/m³. Stąd globalny koszt inwestycji zbiornikowych dla celów powodziowych wyniesie w przybliżeniu $600 \cdot 2,5 = 1500$ miln. zł.

Drugim, jak wspomniano, środkiem obrony czynnej jest zalesienie Podkarpacia. Przewiduje się tu dolesienie terenów na powierzchni 192 500 ha. Licząc po 3000 zł/ha, wyniesie to okragło 580 miln. zł.

W obronie biernej koniecznym wydaje się uregulowanie dzikiego jeszcze dzisiaj koryta Wisły środkowej na długości ok. 150 km (pomiędzy ujściem Sanu a Warszawą), kosztem ok. 300 miln. zł.

Niemniej ważnym jest zagadnienie uporządkowania potoków i rzek górskich na Podkarpaciu. Na podstawie opracowanego przez „Hydroprojekt” studium ustalono, że maksymalny zakres tych robót obejmuje:

— budowę biologiczną dolin na powierzchni	9727 ha
— roboty regulacyjne na długości	350 km
— roboty regulacyjno-siatkowe na długości	72 km
— budowę zapór szutrowych	605 szt.
— budowę żłobów na długości	29,5 km
— budowę stopni	564 szt.

o ogólnym koszcie 1 mild. zł. Ten maksymalny program nie wydaje się realnym do wykonania w ciągu najbliższych 20 lat,

ponieważ jednak zaniedbania na potokach i rzekach są bardzo duże, procent ich dotychczasowego uporządkowania zamyka się liczbą 3,3%, przeto dla zmniejszenia przede wszystkim ruchu rumowiska na rzekach proponujemy wstawienie kwoty 500 miln. zł do planu perspektywicznego, dając pierwszeństwo zabudowie biologicznej w dolinach rzek i potoków, a stawiając na ostatnim miejscu budowę żłobów, jako inwestycji najdroższych i nie dających efektów związanych z ruchem rumowiska.

O konieczności wzmocnienia wałów ochronnych na niektórych partiach Wisły wspominaliśmy wyżej. Dla uzyskania dostatecznego efektu bezpieczeństwa doliny Wisły należy wykonać ok. 19 miln. m³ nasypów wałowych, w pierwszym rzędzie w rejonie Sandemierza, gdzie lokuje się już obecnie nasz przemysł. Rezygnując z podwyższenia niektórych wałów wiślanych i przeznaczając niziny obwałowane słabiej na niziny polderowe, dochodzimy do ilości robót ziemnych 5 miln. m³, kosztem ok. 200 miln. zł.

Reasumując, koszty przewidzianych robót na cele przeciwpowodziowe powinny wynieść:

— budowa 600 miln. m ³ rezerwy powodziowej	
zbiornikowej	1800 miln. zł.
— regulacja 150 km Wisły Środkowej	300 „ „
— dolesienie stoków górskich (192,5 tys. ha)	580 „ „
— zabudowa potoków górskich	500 „ „
— podwyższenie wałów (5 miln. m ³ nasypów)	200 „ „
Razem	3380 miln. zł.

Gdyby się oprzeć na tej koncepcji rozwiązania zagadnienia powodziowego, to nie można przeciwstawić tej sumie wydatków jedynie kwotę strat powodziowych, wyliczona dla Podkarpacia w wysokości 56 miln. zł, lecz jednocześnie należy się liczyć z innymi efektami dodatnimi, jakie poniesione wydatki przyniosą ogólnej gospodarce narodowej.

BOHDAN MAŃKOWSKI

Zagadnienie transportu wodnego śródlądowego¹⁾

Opracowanie tego zagadnienia spoczywało w rękach prof. T. Tillingera, któremu śmierć przeszkodziła doprowadzeniu do końca tej pracy. Ostateczne opracowanie zostało dokonane przez inż. T. Borowego, mgr K. Dąbrowskiego i autora niniejszego artykułu.

Od wielu lat toczy się w naszym świecie technicznym dyskusja nad celowością rozbudowy dróg wodnych i żeglugi śródlądowej w Polsce.

Głosy, jakie padają przeciwko żegludze śródlądowej, można streścić w następujących punktach:

1. Zimowa przerwa nawigacyjna wynosi na Wiśle do 110 dni, na Odrze do 70 dni rocznie i powoduje wzrost kosztów eksploatacyjnych żeglugi oraz konieczność magazynowania zapasów w tych zakładach, które opierają dostawy tylko na transporcie wodnym.

2. Żegluga nie zapewnia (w porównaniu z koleją) szybkości i regularności przewozów, odpowiadającej potrzebom rozwiniętej gospodarki narodowej.

3. Musi być brany pod uwagę szybki postęp techniczny i wzrost wydajności pracy na kolei, który nastąpi w najbliższym czasie na skutek elektryfikacji trakcji kolejowej, wprowadzenia palet dla drobnych i kontenerów dla towarów masowych, wprowadzenia lokomotyw motorowych dla operacji manewrowych, przejęcia przez transport samochodowy przewozów stacyjnych i na krótkie odległości.

4. Szczególnie niekorzystny jest układ Wisły dla transportu towarów ze Śląska do centrum kraju i portów morskich, gdyż współczynnik wydłużenia w stosunku do linii kolejowych wynosi: dla Warszawy 1,6, dla Gdańska 1,8.

5. Jednostkowe koszty budowy drogi wodnej są wyższe niż zastępczej linii kolejowej.

¹⁾ Streszczenie referatu wygłoszonego na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk w dniu 1.II.1956 r. oraz na zebraniu odczytowo dyskusyjnym Stowarzyszenia Nauk-Tech. Inżynierów i Techników Komunikacji — Sekcja Główna Transportu i budownictwa Wodnego (pod przewodnictwem Komisji Gospodarki Wodnej przy Prezydium NOT), w dniu 26.IV.1956 r.

6. Wobec małego dotychczas zainwestowania, budowa sieci dróg wodnych u nas trwałaby wiele lat (dotyczy to szczególnie Wisły), co spowoduje duże niewykorzystanie majątku trwałego, gdyż — jak wiadomo — eksploatacja drogi wodnej może być podjęta dopiero po jej całkowitym wykonaniu.

7. Sieć dróg wodnych nie jest tak gęsta, jak sieć kolejowa, wobec czego tylko ograniczona ilość odbiorców może korzystać bezpośrednio z przewozów żeglugi, tj. bez dodatkowych przeładunków i bez transportu łamanego.

8. Dotychczasowe doświadczenia eksploatacyjne wykazują, że koszty eksploatacyjne 1 tkm na drogach wodnych Polski kształtują się wyżej, niż analogiczne koszty na kolei.

9. Doświadczenia państw z nami sąsiadujących (ZSRR i NRD) wykazują, że koszty eksploatacyjne żeglugi kształtują się i u nich nieco wyżej od kosztów eksploatacyjnych kolei i co najwyżej mogą być obniżone do poziomu tych ostatnich.

W argumentacji tej jest dużo słuszności. Doświadczenia wszystkich krajów na świecie wykazują, że rozwój żeglugi śródlądowej nie jest tak szybki obecnie jak był 100 — 150 lat temu, gdy nie było transportu kolejowego i samochodowego, gdy żegluga była jedynym środkiem masowego transportu śródlądowego. Wymienione uwagi krytyczne nie wyczerpują jednak zagadnienia, gdyż istnieje jednocześnie szereg argumentów przemawiających za rozwojem żeglugi, które można ująć w następujących punktach:

1. Zimową przerwę nawigacyjną, dzięki dużemu natężeniu ruchu, wpuszczeniu wody ciepłej z zakładów przemysłowych i elektrowni, oraz stosowaniu lodolamaczy, można będzie na najważniejszych arteriach skrócić, a w czasie łagodnych zim anulować zupełnie.

2. Żegluga nie zapewnia istotnie takiej szybkości przewozów jak kolej, lecz istnieją możliwości znacznego zwiększenia obecnych szybkości jej przewozów przez wprowadzenie na dłuższych trasach barek z własnym napędem.

3. Należy przewidywać również postęp techniczny i wzrost wydajności pracy w żegludze, wyrażający się: zastępowaniem barek holowanych przez barki z własnym napędem oraz wprowadzeniem taboru pchanego, wprowadzeniem żeglugi całodobowej, skróceniem czasu postoju w portach, dzięki bardziej wydajnym urządzeniom przeładunkowym i zmechanizowaniu całego procesu przeładunkowego.

4. Układ geograficzny Wisły w kształcie litery S jest istotnie niekorzystny dla rozwoju żeglugi na całej jej długości; jednak istnieją na Wiśle odcinki prawie prostolinijne między rejonami możliwego nadania i odbioru towarów (np. odcinek Oświęcim — Sandomierz), zaś ewentualne użegłowanie całego biegu rzeki przyniesie niewątpliwie korzyści dla rozwoju stolicy i innych miast nad nią położonych, oraz dla rozwoju przemysłu wzdłuż całego jej szlaku.

5. Jednostkowe koszty budowy drogi wodnej mogą być znacznie obniżone przy zastosowaniu rozwiązań kompleksowych gospodarki wodnej. Gdy żegluga jest tylko jednym z partnerów inwestycji wodnych, wówczas jednostkowy koszt budowy drogi wodnej może zbliżyć się do poziomu kosztów budowy linii kolejowej. Nie trzeba również zapominać, że koszty budowy taboru żeglugowego są znacznie niższe od taboru kolejowego.

6. Zmniejszenie niewykorzystania majątku trwałego w okresie rozbudowy dróg wodnych w Polsce, a w szczególności Wisły, może być osiągnięte przez budowę w pierwszej kolejności tych odcinków, które będą miały zapewniony ładunek, niezależnie od istnienia pozostałych elementów sieci dróg wodnych i które poza tym umożliwiają osiągnięcie dużych korzyści kompleksowych. W naszych warunkach geograficznych istnieją możliwe do uruchomienia odcinki dróg wodnych, łączące bezpośrednio rejony produkcji z rejonami odbioru.

7. Obecny stosunek kosztów własnych żeglugi i transportu kolejowego w Polsce nie może służyć jako podstawa do ustalenia wytycznych na przyszłość, gdyż jakość istniejących dróg wodnych jest niedostateczna, po drugie operujemy na nich taborem w większości przestarzałym oraz obecna pula towarów, przewożonych drogami wodnymi, jest za mała w stosunku do aktualnej organizacji aparatu żeglugi i jego możliwości przerobowych.

8. Przykład wysokich kosztów eksploatacyjnych żeglugi w ZSRR i NRD nie jest przekonywujący, gdyż w ZSRR żegluga ma znacznie dłuższą przerwę zimową niż u nas (sezon nawigacyjny wynosi np. na Woldze ok. 200 dni), a w NRD średnia odległość przewożowa jest mała.

Poza powyższymi argumentami, które stanowią zwykłą odpowiedź na zarzuty przeciwników żeglugi, można podać jeszcze 3 dodatkowe, a mianowicie:

TABLICA I. Przewozy żeglugi śródlądowej w latach 1928—1954

Kraje	Jednostka miary	1928	1937	1951	1954	$\frac{1954}{1928} \%$
Belgia	mln ton mld tkm	30 ¹⁾ 2,3	— 2,8	41,6 3,5	51,1 4,1	170 178
Francja	„	48,4 6,7	47,7 7,5	49,0 7,5	52,7 8,3	109 124
NRF	„	—	—	88,1 21,0	109,4 25,0	—
Anglia	„	—	13,0 —	12,4 0,3	12,5 0,3	—
ZSRR	„	18,3 —	66,9 30	91,5 ³⁾ 49	135 ⁵⁾ 73,5 ⁵⁾	730 —
USA	„	—	70 ²⁾ —	114,6 ⁴⁾ —	—	—

- 1) Dane dla roku 1931
- 2) Dane dla roku 1935
- 3) Dane dla roku 1950
- 4) Dane dla roku 1945
- 5) Dane szacunkowe

9. Rozbudowa systemu dróg wodnych stwarza odrębny system komunikacyjny, niezależny od kolei, co ze względu na obronność kraju jest nader korzystne.

10. Na tabor żeglugowy potrzebne są znacznie mniejsze (o około 50%) ilości stali konstrukcyjnej, niż na tabor kolejowy, co w okresach niedoboru stali w kraju może ułatwić rozwiązywanie na tej drodze zagadnień transportowych.

11. Drogi wodne mają stosunkowo dużą przepustowość, łatwą do dalszego powiększania. Dla drogi wodnej 1000-tonowej przepustowość wynosi przy jednej nitce śluz kilka milionów ton rocznie w każdą stronę i może być przez budowę drugiej, a później trzeciej nitki śluz znacznie zwiększona, bez konieczności przebudowy samej drogi.

Kontrargumenty te są na tyle poważne, że przesadzają spór na korzyść żeglugi. Pomimo wielu ujemnych stron ma ona niewątpliwie jeszcze i dziś warunki rozwoju, czego najlepszym dowodem jest stały jej rozwój na świecie. W oparciu o to zasadnicze stwierdzenie oraz o materiały wyjściowe KGW PAN przeanalizowano obiektywne możliwości rozwoju żeglugi śródlądowej w Polsce i jej powiązania z innymi zadaniami gospodarki wodnej.

Obecny stan dróg wodnych i zamierzenia planu 5-letniego

Na swobodnie płynących rzekach, wskutek częstych wzebrań wód, zachodzą ciągle duże zmiany głębokości tranzytowych oraz niekiedy zmiany szerokości szlaku żeglugowego. Gabaryty szlaków nie odpowiadają z reguły potrzebom racjonalnej, nowoczesnej żeglugi. Administracja dróg wodnych stosuje obecnie zabiegi dla zabezpieczenia żegludze gwarantowanych, chociaż skromnych głębokości, przy stanach wód uznanych za krytyczne i wyższych od nich.

Wielkość masy towarowej, przewożonej przez żeglugę śródlądową, oraz wielkość wykonywanej przez nią pracy przewozowej, jak również relacja tych wielkości w stosunku do przewozów kolejowych przedstawiona jest w tabl. II.

TABLICA II

Rok	Jednostka miary	Żegluga na Odrze	Żegluga na Wiśle	Razem przewozy żeglugi	Łącznie przewozy kolei	Żegluga Kolej %
1950	tys. ton mln tkm	761 223	478 41	1239 264	150500 —	0,83 —
1951	„	1077 300	461 39	1538 339	— 40000	— 0,85
1952	„	1581 498	706 58	2287 556	168890 —	1,35 —
1953	„	2028 496	1692 97	3720 593	199300 44375	1,87 1,34
1954	„	2207 449	2305 107	4512 556	209600 47958	2,16 1,16

Dane tej tablicy wykazują, że do 1954 r. masa towarowa przewożona przez żeglugę stale wzrasta, przy jednoczesnym stopniowym zmniejszaniu się średniej odległości przewozów, co wynika z utrzymywania się wielkości wykonanej pracy przewozowej na jednakowym poziomie w okresie 3 ostatnich lat. Jednocześnie widać, że %owy stosunek przewozów żeglugi i kolei stale się poprawia, choć ciągle jeszcze jest bardzo mały.

Plan na 1955 r. oraz założenia planu 5-letniego ustalają dla żeglugi następujące zadania:

	1955 r.	1956 r.	1960 r.
tys. ton	3600	3400	4650
mln. tkm.	762	600	790

W porównaniu z tabl. II rzuca się w oczy znaczne zmniejszenie się masy przewozowej planowane na lata 1955 i 1956, któremu jednak ma towarzyszyć wzrost wielkości wykonanej pracy. Tłumaczy się to radykalnym przestawieniem się naszego aparatu żeglugowego na przełomie lat 1954 i 1955 na nowe metody pracy, a mianowicie: a) ograniczenie usług żeglugi do przewozów głównie długodystansowych, b) likwidacja silnie deficytowej żeglugi na górnej Wiśle, c) wycofanie z pracy znacznej ilości najstarszego taboru, przeważnie o małej ładowności, używanego do- wczas do przewozów kruszywa rzeczno na małe odległości. Co się tyczy struktury masy przewozowej w żegludze śródlądowej, to charakteryzuje ją poniższe zestawienie, dotyczące przewozów wykonanych w 1950 r.:

1. Węgiel kamienny i brunatny	1121 tys. ton	— 34%
Ruda i piryty	473 „ „	— 14%
2. Materiały budowlane:		
kamień	— 27,5 tys. ton	
piasek	— 246,7 „ „	
cegła	— 55,8 „ „	
cement	— 35,0 „ „	
	365 „ „	— 11%
3. Metale i wyroby metalowe	111 tys. ton	— 4%
4. Nawozy sztuczne	230 „ „	— 7%
5. Artykuły chemiczne	31 „ „	— 1%
6. Płody rolne	213 „ „	— 6%
7. Drewno	370 „ „	— 11%
8. Różne	393 „ „	— 12%
Razem	3307 tys. ton	— 100%

Przewozy pasażerskie w żegludze śródlądowej wynosiły w ostatnich latach przeciętnie ok. 1,25 mln. osób i ok. 42 mln. osobokilometrów rocznie. Były to głównie przewozy typu krótkowieczkowego. Wydaje się, że bardziej celowy byłby rozwój żeglugi pasażerskiej o charakterze turystyczno-wypoczynkowym. Przy zainteresowaniu tym rodzajem żeglugi Funduszu Wczasów Pracowniczych i PITK, rozwój jej powinien być znaczny, co wymagałoby jednak całkowitej zmiany typu statku pasażerskiego. Z powyższego wynika, że zarówno obecnie, jak i w najbliższym 5-leciu udział żeglugi śródlądowej w wykonywaniu zadań transportowych wypada w porównaniu z koleją nadzwyczaj mały. Wnosząc w tonach ok. 2%, w tkm — ok. 1 %.

Analogiczne relacje dla roku 1954 w niektórych krajach zestawiono w tabl. III, która wskazuje, że wskutek wiekowych założeń wykorzystanie u nas wody dla transportu jest rażąco niskie. Ponieważ naturalne warunki rozwoju żeglugi nie są w Polsce wiele gorsze niż w innych krajach, a w związku z tym, jak wykazaliśmy uprzednio, wskazują na celowość jej rozwoju, przeanalizowano następnie obiektywne możliwości tego rozwoju w okresie do 1975 r.

Hipoteza przyszłych przewozów żeglugowych i ich głównych kierunków

Ustalenie przyszłych przewozów żeglugi śródlądowej w Polsce jest jednym z najtrudniejszych problemów gospodarczych. Tematem tym zajmowali się w ubiegłym 10-leciu różni specjaliści w tej dziedzinie, a szczególnie znani teoretycy zagadnień żeglugowych prof. T. Tillinger i mgr W. Magiera.

TABLICA III

Kraj	Jednostka miary	Żegluga	Kraj	Żegluga Kolej %
Francja	mln ton	52,7	169,3	31
	mld tkm	8,3		20
Belgia	„	51,1	62,5	82
	„	4,1		73
NRF	„	109,4	229,0	48
	„	25,0		48
ZSRR	„	135	640	—
	„	73,5		11,5

W Biurze Studiów Gospodarki Wodnej przepracowano od podstaw problem przewozów żeglugowych w perspektywie, opierając się na następujących przesłankach.

Na kolejach i w żegludze cztery grupy towarowe dają ok. 70% ogólnej ilości przewozów, jak to wskazuje tabl. IV. Dla tych czterech grup towarowych przyjęto dla perspektywy 1975 r. krotność wzrostu przewozów, odpowiadającą wzrostowi produkcji pewnych związanych z nimi artykułów, które uznano za reprezentatywne dla danej grupy²⁾.

Przyjmując, że w 1975 r. udział przewozów pozostałych grup towarowych w ogólnej puli przewozów PKP będzie mniej więcej taki sam (tj. około 30%) jak w 1955 r., całkowite potrzeby w dziedzinie kolejowo-żeglugowych przewozów towarów masowych w 1975 r. ustalono w zaokrągleniu na ok. 495 mln. ton

TABLICA IV

Grupy towarów	1955 r. (wykonanie)	1960 r. (plan)
Węgiel	38%	37,7%
Ruda i piryty	4%	4,2%
Mat. budowlane	19,5%	19,1%
Płody rolne	8,5%	8,4%
Razem	70,0%	69,4%

Dla ustalenia prawdopodobnego udziału żeglugi w tych przewozach, zastosowano następującą metodę:

a) Określono (na podstawie danych statystycznych PKP) obecne główne kierunki potoków towarowych w kraju: wychodzące z GOP na północ i wschód oraz kierunek Terespol — NRD. Nie wydaje się, aby do 1975 r. kierunki te mogły ulec zasadniczym zmianom.

b) Ustalono (w oparciu o dane PKP i o określone wyżej przewidywane tempo wzrostu przewozu towarów masowych w kraju w okresie do 1975 r.) perspektywiczne przewozy roczne na 7 szlakach kolejowych, obsługujących wyżej wymienione kierunki głównych potoków towarowych.

c) Ustalono (w oparciu o dane PKP i o przewidywania co do prawdopodobnej intensyfikacji poszczególnych szlaków kolejowych) graniczną przepustowość tych szlaków w perspektywie 1975 r.

d) Z porównania przyszłych potrzeb przewozowych i zdolności przepustowej określono wielkość jej deficytu na poszczególnych szlakach kolejowych.

e) W zależności od większego lub mniejszego pokrywania się istniejących dróg wodnych z kierunkami tych szlaków kolejowych, określono jaka część deficytu ich zdolności przewozowej może być pokryta przez pracę żeglugi na tych drogach (w założeniu, że ich odpowiednie użegłownienie da się wykonać do 1975 r. i będzie tańsze przy kompleksowym rozwiązaniu potrzeb gospodarki wodnej, od budowy nowych linii kolejowych w tych samych kierunkach).

f) Dodając do obliczonych w ten sposób perspektywicznych nowych przewozów, obecne przewozy żeglugi, oraz pewien rozsądny dodatek ujmujący wzrost przewozów żeglugi na szlakach nie objętych analizą omówioną w p-cie e), otrzymano szukaną pulę przewozów żeglugowych w perspektywie 1975 r.

Bieg obliczeń i ich wyniki obrazuje tabl. V, z której wynika, że główne potoki ładunków uzasadniają użegłownienie 4 szlaków wodnych, które mogą zdjąć w perspektywie 1975 r. z przeciążonych kolei przewozy o natężeniu rzędu około 7,8 mln. ton/km rocznie. Chcąc z tego natężenia przejść do wielkości masy przewozowej, czyli sumy rocznej ładunków, należy, natężenie ruchu (tj. przewóz średni na całej długości szlaków wodnych) pomnożyć przez pewien współczynnik większy od jedności. Wartość tego współczynnika jest trudna do określenia dla nowopowstają-

²⁾ Tempo wzrostu produkcji większości tych artykułów zostało określone w pracy mgr Korystańskiego wykonanej dla KGW PAN, odnoszącej się do perspektywicznych potrzeb energetycznych Polski, natomiast wzrost artykułów rolnych określono w oparciu o obliczenia produkcji rolnej, wykonane przez Instytut Ekonomiki Rolnej i Biura Studiów Gospodarki Wodnej w ramach prac nad planem gospodarki wodnej.

TABLICA V

Szlaki kolejowe	Przeciętne natężenie przewozów 1960 r.	Przewid. wzrost przewozów w okresie 1960—1975 w %	Przewid. przewozy PKP w 1975 r.	Zdolność przepustowa szlaków kolejowych		Deficyt lub zapas zdolności przewo- wej	Możliwość pokrycia deficytu przez żeglugę	
				w 1955	w 1975 (powiększ. o 140 %)		do 1975 r.	na drodze wodnej
	mln ton		mln ton	mln ton	mln ton			
	km		km	km	km			
Górny Śląsk — Kostrzyń	2,25	180	4,1	2,0	2,8	—1,3	0,8	Odra
Górny Śląsk — Gdańsk	13,7	170	23,3	15,2	21,3	—2,0	2,0	
Górny Śląsk — Warszawa	13,4	180	24,2	11,2	15,7	—9,5	3,0*)	Kanał Centralny
N. Huta — Przemyśl	13,9	180	25,0	16,0	22,4	—2,6	1,0	górną Wisłą
Terespol — Poznań — — Słubica	7,15	170	12,2	9,3	13,0	+0,8	—	—
Bydgoszcz — Kostrzyń	1,15	180	2,1	2,5	3,5	+1,4	—	—
Gdańsk — Warszawa	2,55	180	4,6	2,6	3,6	—1,0	1,0	dolną Wisłą
						Razem	7,8	

*) Na tych kierunkach trasa dróg wodnych odbiega na tyle od kierunku istniejących linii kolejowych, że zastąpienie pracy kolei przez drogę wodną jest tylko częściowo możliwe (ładunki tylko z obszarów zblizonych do drogi wodnej).

cych dróg wodnych. Sądząc ze struktury masy przewozowej, należy przypuszczać, że duża część ładunków będzie przechodziła całą trasę każdej drogi, gdyż łączą one z reguły centra nadania z centrami odbioru ładunków. W związku z tym, założono w pierwszym przybliżeniu, że wartość tego współczynnika wyniesie ok. 1,75. Wobec tego masa towarowa zdjęta z kolei wyniesie orientacyjne $7,8 \cdot 1,75 =$ około 13,5 mln. ton rocznie. Aby otrzymać pełne obciążenie przewozowe tych szlaków wodnych, należy jeszcze dodać przewozy obecne na nich wraz z pewnym dodatkiem na ich naturalny przyrost (z własnych, nie kolejowych źródeł ładunków) w okresie 1950 — 1975. Może tu być mowa tylko o przewozach na Odrze i na dolnej Wiśle, które wynoszą obecnie około 3,2 mln. ton. Naturalny przyrost tych ładunków można ocenić, ostrożnie licząc, na około 50%. Na szlakach pozostałych (systemat bydgoski, systemat mazurski i inne) przewozy perspektywiczne zapewne nie przekroczą 0,7 mln. ton rocznie.

Razem na całej sieci naszych dróg wodnych otrzymuje się łączną pulę ładunków w 1975 r.:

$$13,5 + 1,5 \cdot 3,2 + 0,7 = 19 \text{ mln. ton}$$

W rezultacie wypada następujący obraz przewozów w kraju:

	Jedn. miary	1955 (wykon.)	1960 (plan)	1975 (przewid.)
Ogółem przewozy towar.	mln. ton	227,6	228,0	495,0
	%	100	126	217
w tym koleje	mln. ton	224,0	233,4	476,0
	%	100	126	212
żegluga	mln. ton	3,6	4,6	19,0
	%	100	128	528

W oparciu o zasadę wspomnianą już uprzednio, że przy racjonalnie prowadzonej gospodarce transportowej, średnie odległości przewozowe powinny maleć²⁾, uzyskuje się na podstawie powyższego zestawienia ładunków, perspektywiczny obraz pracy przewozowej zestawiony w tabl. VI.

Perspektywiczny udział żeglugi w przewozach towarowych wyniósłby ok. 4% w tonach i około 6% w tkm.

²⁾ Nie odnosi się to do obecnej naszej żeglugi, która pracując w nienormalnych warunkach nie osiągnęła jeszcze ekonomicznej odległości przewozów. Odległość ta, jak wynika z przeprowadzonych w BSGW analiz, wypada około 300 km.

TABLICA VI

Rodzaj transportu	1955 r.		1975 r.	
	śr. odległ. km	mld tkm	śr. odległ. km	mld tkm
Koleje Żegluga	230	51,5	195	95
	202	0,7	300	5,7
	230	52,2	190	100,7

Sieć dróg wodnych

Z przeanalizowanych wyżej przyszłych potrzeb przewozowych nie wynika konieczność powstania do 1975 r. jednolitej, powiązanej w zamknięty układ sieci dróg wodnych, wynikają natomiast następujące postulaty co do potrzebnej rozbudowy poszczególnych szlaków:

Wisła. Kanalizacja rzeki, ze względu na stan koryta i na potrzeby wodne energetyki, rolnictwa i żeglugi dojrzała do realizacji na partii od Warszawy do Tczewa. Potok ładunków na odcinku Gdańsk — ujście projektowanego Kanału Centralnego (Włocławek) będzie rzędu 4—5 mln ton rocznie w każdą stronę. Dla odcinka ujście Kanału — Warszawa potok ten można ocenić na taką samą mniej więcej wielkość, w kierunku powrotnym (Warszawa — Włocławek) na ok. 1,5 mln. ton.

Jak wynika z kalkulacji ekonomicznych (mgr. K. Dąbrowski), potoki ładunków uzasadniają nakłady na drogę wodną nie przekraczające 2,5 mln. zł za 1 km trasy (jeżeli ma być zachowana jej konkurencyjność w stosunku do zastępczego szlaku kolejowego). Przeciętny koszt jednostkowy kanalizacji dolnej Wisły ocenia się na około 18 mln. zł za 1 km. Jak widać z porównania tych cyfr, żegluga jest w stanie ponieść zaledwie ok. 14% nakładów na kanalizację. Ze względu na znaczny potencjał energetyczny tego odcinka Wisły, resztę nakładów może, jak dowodzą opracowane projekty niektórych stopni, ponieść energetyka, zachowując dostateczną opłacalność wykorzystania energii wodnej na stopniach kanalizacyjnych.

Jeżeli chodzi o Wisłę środkową, to analiza perspektywicznych potoków ładunków wykazuje, że nie należy się spodziewać w okre-

się najbliższych 20 lat powstania na niej większych potrzeb przewozowych³⁾.

Co się tyczy Wisły górnej, to z analizy potoków ładunków wynika, że na odcinku Kraków — Sandomierz powstaną w okresie do 1975 r. potrzeby przewozowe rzędu 1,5 — 20 mln. ton rocznie. Jeżeli chodzi o odcinek Górny Śląsk — Kraków, to z dotychczasowych opracowań (studia „Hydroprojektu”) wynika, że co najmniej takiej wielkości potok ładunków jest i tu zapewniony. W obydwóch tych analizach nie były brane pod uwagę zmiany, jakie mogą powstać w koniunkturze przewozowej na górnej Wiśle w wyniku deglomeracji przemysłu śląskiego w kierunku Krakowa — Sandomierza, której należy się spodziewać w związku z obfitością wody i odkryciem pokładów cennych kopalin na tym szlaku. Po uwzględnieniu tych okoliczności przewidywany potok ładunków na górnej Wiśle niewątpliwie należy podnieść do około 3 — 3,5 mln. ton. Tej wielkości potok ładunków uzasadnia nakłady inwestycyjne na drogę wodną rzędu 1,3 — 1,5 mln. zł za 1 km trasy. Ze studiów „Hydroprojektu” wynika, że koszt konalizacji głównej Wisły waha się około 8,5 mln. zł/km. Jak widać żegluga mogłaby wziąć na siebie zaledwie ok. 17% kosztów kanalizacji. Opłacalność jej realizacji na całej długości aż do Sandomierza jest wątpliwa, gdyż interesy rolnictwa i energetyki są tu niewielkie. Jedynie na odcinku od ujścia Przemysłu do Krakowa przemysł i po części gospodarka komunalna są zainteresowane w kanalizacji Wisły, dzięki czemu jest ona tu już powoli realizowana.

W tych warunkach należy postulować przedłużenie tej kanalizacji tylko o 60 km, tj. do ujścia Dunajca, stosując, przy ewent. nieaktualności rozwiązań kompleksowych, najtańszy typ niskich piętrzeń dla celów żeglugowych. Od Dunajca do Sandomierza natomiast wypadnie najprawdopodobniej wykształcić drogę wodną za pomocą uzupełniającej regulacji rzeki.

Kanał Centralny. Z analizy perspektywicznych potoków ładunków wynika, że na szlaku wychodzącym z Górnego Śląska ku północy, z którego można by również obsługiwać potrzeby przewozowe warszawskiego regionu, odpowiednio wykształcona sztuczna droga wodna miałaby zapewnione ładunki rzędu około 8 — 9 mln. ton w perspektywie do 1975 r. Z analiz innych zadań gospodarki wodnej wykonanych w BSGW, okazało się, że kanał skierowany po trasie: Mysłowice — Zawiercie — Częstochowa — Pabianice — Wisła powyżej Włocławka, pomyślany jako doprowadzalnik dużych ilości wody na tereny deficytowe leżące po obu stronach tego szlaku, oraz na Górny Śląsk, jest najkorzystniejszym rozwiązaniem technicznym na tych obszarach potrzeb zarówno rolnictwa, jak i przemysłu, komunalnej gospodarki oraz energetyki cieplnej. W układzie przyszłej sieci dróg wodnych kanał ten będzie stanowić główny jej pion, przecinając w dość prostym kierunku środek kraju i dając najkrótsze możliwe połączenie Gdańska i Warszawy z Górnym Śląskiem.

Długość całkowita tego kanału od Wisły do Mysłowic wynosi ok. 310 km. Potok ładunków usprawiedliwia nakłady na drogę wodną rzędu około 3,5 mln. zł za 1 km, czyli licząc na całą długość — rzędu 1,1 mln. zł. Wykonane kalkulacje ekonomiczne wykazały, że reszta nakładów można obciążyć całkowicie pozostałych jego użytkowników, z zachowaniem zasady dostatecznej opłacalności inwestycji.

Odra. Analiza perspektywicznych przewozów kolejowych wykazała, że należy przewidywać w okresie do 1975 r. potrzebę przejęcia przez Odrę deficytu zdolności przewozowej szlaków kolejowych rzędu 0,8 mln. ton na 1 km, co odpowiada przewozom rzędu 0,8 mln. ton na 1 km, co odpowiada przewozom rzędu około $0,8 \cdot 1,75 = 1,4$ mln. ton rocznie. Obecne przewozy na Odrze wynoszą około 2,6 mln. ton. Oceniając naturalny ich przyrost do 1975 r. w granicach do 50%, otrzymuje się łączną pulę perspektywicznych ładunków dla Odry:

$$1,5 \cdot 2,6 + 1,4 = 5,3 \text{ mln. ton rocznie}$$

Obecna zdolność przepustowa szlaku Odry jest dla tego rodzaju przewozów dostateczna, nie ma więc uzasadnienia przedłużanie

³⁾ Do wysuwanej w ostatnich latach koncepcji wielkiego zbiornika na tym odcinku Wisły, z zaporą pod Kazimierzem i objętością użytkową około 3 mld. m³, należy odnieść się negatywnie na obecnym etapie gospodarczym, nie można bowiem przy dzisiejszym układzie potrzeb i wartości udowodnić konieczności i opłacalności tak dużego zaregulowania przepływów Wisły, jakie dalyby ten zbiornik i wyrzucenia się dla tego celu około 50 000 ha areali użytkowanego rolnictwa. Dla żeglugi zresztą, wobec postulowanej kanalizacji najważniejszego dla niej odcinka — Wisły dolnej, zbiornik ten przestaje być atrakcyjny, tym bardziej, że w dalszej przyszłości, gdy Wisła środkowa stanie się również szlakiem żeglugowym, może on utrudnić na niej rozwój żeglugi, stwarzając dodatkowe wymagania dla taboru przewozowego (żegluga typu jeziorowego).

w tym okresie kanalizacji tej rzeki w dół od Brzegu Dolnego. Ze względu na erozję dna, pojawiającą się z reguły poza ostatnim stopniem kanalizacyjnym z powodu znacznego spadku rzeki i braku dostatecznej ilości rumowiska, należy jednak przewidywać, że co kilkanaście lat wystąpi potrzeba wybudowania następnego stopnia piętrzącego rzekę, czyli że w okresie do 1975 r. może zajść potrzeba wykonania jeszcze 2 stopni na Odrze. Dla usprawnienia żeglugi nie będzie to miało większego znaczenia. Ponieważ jednak usprawnienie to jest konieczne, z uwagi na zbyt wysokie koszty eksploatacyjne żeglugi na Odrze, proponuje się w planie szybką realizację koncepcji dużego zbiornika retencyjnego w rejonie Raciborza, za pomocą którego będzie można powiększyć gwarantowaną głębokość Odry nie skanalizowanej do 1,50 m. Potok ładunków na Odrze Wielkości około 5 mln. tkm rocznie uzasadnia nakłady inwestycyjne na drogę wodną rzędu 2,8 mln. zł za 1 km trasy.

Tabor żeglugowy

Określiwszy perspektywiczne zadania przewozowe i kierunki żywotnych szlaków żeglugowych należy przeanalizować zagadnienie środków przewozowych w żegludze. Zagadnienie to było przedmiotem studiów zespołu taborowego Komitetu Gospodarki Wodnej PAN.⁴⁾

Jeśli chodzi o zagadnienie tonażu barek, utarł się pogląd, że w miarę powiększania tonażu zmniejsza się koszt własny 1 tkm pracy przewozowej. Na podstawie analiz można stwierdzić, że pogląd ten jest słuszny tylko w pewnych granicach. Dowodzą tego obliczenia wykonane przez prof. T. Tillingera, dotyczące kosztów utrzymania i ruchu barek o różnym tonażu. Obliczenia te, oparte na układzie plac i cen dzisiejszych oraz na założeniach 100% wykorzystania ładowności wszystkich analizowanych barek, wydajności prac na — i wyładunkowych 2000 ton na dobę i przebiegu przeciętnego barki 100 km na dobę, doprowadziły do następującego zestawienia kosztów własnych pracy przewozowej:

a) Odnosnie kosztów stałych:

Ładowność	ton	500	1000	1500	2000	3000
Koszt barki						
tys. zł.		725	1200	1650	2100	300
Postoje w rejsie						
300 km	dni	4	6	8	10	14
Koszt 1 tkm						
w tym rejsie		1,11	1,0	1,02	1,08	1,27

Przyjmując pod uwagę, że przeciętny procent wykorzystania ładowności będzie dla wielkich barek niewątpliwie mniejszy niż dla średnich i mniejszych, wskaźnik dla barek 3000 ton będzie jeszcze mniej korzystny od obliczonego.

b) Odnosnie kosztów ruchu:

Koszty te są proporcjonalne do wielkości oporów, czyli do siły na haku holownika. Opor ten obliczył prof. Tillinger wzorem Gebersa dla 4 rodzajów pociągów, z ładunkiem jednakowym 3000 ton, ułożonym jednak na barkach o różnych tonażach. Należy tu zaznaczyć, że użycie wzoru Gebersa jest uzasadnione, bo nawet gdyby założyć, że wzór ten nie daje ścisłych rezultatów, nie umniejsza to porównywalności wskaźników obliczonych na tej samej podstawie. Obliczenie zostało wykonane zarówno dla wody nieograniczonej jak i dla kanału o przekroju 145 m² (których przekroje obecnie istniejących u nas nie przewyższają zwykle 100 m²) i dla szybkości 8 km/godz. Obliczenia dały następujące wyniki:

Skład pociągu	1 barka 3000 t	2 barki po 1500 t	3 barki po 1000 t	4 barki po 750 t
Wymiary barek:				
szerokość m	16	11	10	8,4
długość m	105	80	66	55
zagłębienie pełne	2,5	2,3	2,3	2,3
wskaźnik oporu na wodzie nieograniczonej	1,03	1,02	1,0	1,07
wskaźnik oporu przy wodzie ograniczonej o przekroju 145 m ²	1,20	1,03	1,0	1,04

⁴⁾ Należy tu wymienić prace prof. Karwowskiego, Ryłkiego i Potyrały oraz inż. Śliadkowskiego, Nekanda-Trepki, Arkuszewskiego i Dowgiałły.

Z powyższego wynika, że zarówno na wodzie nieograniczonej, jak i ograniczonej zwiększanie wymiaru barek powyżej 1000 t ładowności prowadzi do zwiększenia kosztów 1 tkm.

W wyniku tych wszystkich rozważań dochodzi się do wniosku, że dla naszych warunków przy przewozie ładunków masowych na głównych magistralach najodpowiedniejsza będzie barka o ładowności 1000 — 1200 t.

Kompleksowe rozwijanie gospodarki wodnej w kraju pozwoli stworzyć odcinki dróg wodnych, o z góry ustalonej gwarantowanej głębokości tranzytowej. Te zmienione warunki uzasadniają konieczność zasadniczej rewizji dotychczasowej technologii ruchu taboru żeglugowego.

Motor spalinowy wypiera we wszystkich krajach napęd parowy. Kadzieckie plany budowy taboru rzeczno przewidyują w pierwszym rzędzie holowniki motorowe i barki z własnym napędem.

Wszystkie badania efektywności przewozów dokonywanych taborami holowanymi i z własnym napędem wykazują znaczną przewagę na dłuższych trasach barek z własnym napędem. Korzyści takiej trakcji występują zwłaszcza jaskrawo w nakładach inwestycyjnych (dla wykonania tej samej pracy przewozowej na odcinku Bydgoszcz — Gdańsk koszt budowy taboru z własnym napędem jest o ok. 30% niższy od kosztu budowy taboru kolejowego).

W kosztach własnych jednego tkm nie należy natomiast oczekiwać w przyszłości większych różnic przy stosowaniu tej, czy poprzednio omawianej trakcji. Zasadniczą rolę odgrywa tutaj wzajemny stosunek cen paliwa płynnego i węgla. Ceny światowe wykazują wyraźną tendencję obniżenia się kosztów paliwa płynnego i wzrostu kosztów węgla. W niektórych portach morskich ceny tych paliw za tonę są już prawie jednakowe.

Zaletą barek z własnym napędem jest: duża szybkość techniczna, łatwa dyspozycja, ułatwiona jazda nocna, mniejsze przestoje na trasie, jedność kierownictwa i zwiększona zdolność przewozowa.

Wadą tych barek jest: duża ilość wysoko kwalifikowanej załogi, unieruchomienie całej barki przy remoncie maszyn, niemożność wykorzystania pełnej mocy maszyn na wodach ograniczonych i niewykorzystanie pełnej mocy maszyn przez cały czas postojów w portach.

Z powyższego zestawienia wynika, po szczegółowym przeanalizowaniu, że zalety tych barek przeważają ich wady.

Na zbiornikach, rzekach skanalizowanych i rzekach uregulowanych o dużym promieniu łuków i szerokiej trasie żeglowej stosuje się coraz powszechniej system pchanych barek jako odmianę systemu holowania. Zaletą tego systemu jest: prosta i tania konstrukcja barek, bez pomieszczeń mieszkalnych, mniejsza ilość załogi, zmniejszenie oporu pociągu o około 15% w stosunku do pociągu barek holowanych oraz szybsze śluzowanie.

Barki pchane wraz z pchaczem wymagają niższych kosztów inwestycyjnych oraz są znacznie ekonomiczniejsze w eksploatacji. System barek pchanych jest również dlatego korzystny, że przy doborze odpowiednich członów można uzyskać stosunkowo dużą ładowność całego zestawu barkowego przy bardzo małych zanurzeniach. Jest to ważna cecha, pozwalająca na wykorzystanie właśnie tego typu taboru w pierwszym etapie rozbudowy dróg wodnych, gdy głębokości tranzytowe nie są jeszcze dostateczne dla barek z własnym napędem. Dla większych głębokości drogi wodnej (ponad 2 m) zestawy pchane mogłyby być stosowane o większym zanurzeniu, dając w ten sposób ładowność całego zestawu nawet do 2000 ton nośności.

Z powyższych względów na wszystkich drogach wodnych, gdzie warunki nawigacyjne umożliwiają użycie takiego taboru powinien być on stosowany.

Obecny stan taboru żeglugowego jest w dużej mierze przestarzały i nie odpowiadający warunkom żeglugowym.

Przeprowadzone studia nad technologią i ekonomiką transportu wodnego doprowadziły do wniosku, że tabor ten powinien być zastępowany przez tabor pchany i tabor z własnym napędem. Na poszczególnych szlakach powinno to następować różnie.

Rozmiary przyszłego taboru nie były przedmiotem dokładnych obliczeń, gdyż zależą one przede wszystkim od ustalonych potoków ładunków na poszczególnych szlakach. Jak wiadomo, wymaga to szczegółowego rozpoznania, zarówno jeżeli chodzi o rozmieszczenie przemysłu i miast w kraju, rozbudowy portów, jak i kierunków importu i eksportu. Przyjmuje się orientacyjnie, że:

- dla przewozu około 5 mln. ton w 1954 r. potrzebny był tabor o nośności około 165 000 ton,
- dla przewozu około 19 mln ton w 1975 r. przyjęto wzrost wykorzystania taboru o ok. 30% (biorąc pod uwagę poprawę głębokości tranzytowych i wzrost średniej odległości przewozu), otrzymano w ten sposób łączne zapotrzebowanie tonażu pływającego na ok. 500 000 ton,
- łączne zapotrzebowanie mocy holowników i pchaczy wyniesie ok. 60 000 KM.

Wnioski.

Rozwiązania, które przedstawiliśmy wyżej, pozwalają sformułować wytyczne dla rozbudowy dróg wodnych i taboru, ujęte w następujących punktach:

1. Koszty przewozów żeglugi mogą być równe lub nieco niższe od kosztów kolei w Polsce w perspektywie (przy równych odległościach przewozu żeglugi i kolei).
2. Nakłady inwestycyjne na drogę wodną są uzasadnione przy przewozie:

6 mln t/rok — do wysokości 3 mln zł/km
12 mln t/rok — do wysokości 4,5 mln zł/km

3. Współczynnik wydłużania drogi wodnej nie powinien przekraczać 1,2 — 1,3 w stosunku do kolei.
4. W pierwszej kolejności należy realizować te odcinki dróg wodnych, które mają zapewniony ładunek niezależnie od pozostałej sieci, łącząc rejon produkcji bezpośrednio z rejonami odbioru.
5. Rozbudowę dróg wodnych należy oprzeć na rozwiązaniach kompleksowych gospodarki wodnej.
6. W perspektywie roku 1975 można spodziewać się na drogach wodnych, o ile zostaną do tego czasu wybudowane, przewozu towarów o masie rzędu wielkości 19 mln t/rok. przy pracy przewozowej około 5,7 mld. tkm
7. Jako graniczną wielkość barek dla projektowanych dróg wodnych należy przyjąć barkę o pełnej ładowności 1000 — 1200 t i orientacyjnych wymiarach $67 \times 10,60$ m, przy maks. zanurzeniu 2,30 m.
8. Do czasu przebudowy sieci dróg wodnych należy rozbudowywać tabor pchany, który stwarza możliwość znacznego obniżenia kosztów własnych 1 tkm.
9. Rozbudowa naszych dróg wodnych powinna mieć na celu nie wykształcenie jednolitej, powiązanej ze sobą sieci dróg wodnych, a oddanie do dyspozycji żeglugi oddzielnych dróg wodnych (szlaków), odpowiadających z góry ustalonym warunkom nawigacyjnym.
10. Koszt inwestycji przewidzianych do realizacji do 1975 r. przypadający w udziale na żeglugę wynosiłby:

tabor	— około 1 mln zł
przebudowa cieków	— około 5 mln zł
	Razem
	około 6 mln zł

Z prac nad perspektywnym planem gospodarki wodnej w Polsce

W zeszycie nr 4/56 „Gospodarki Wodnej” zamieściliśmy skróty 2 referatów wygłoszonych na rozszerzonym posiedzeniu plenarnym Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk (31.I. — 3.II.56), a mianowicie: prof. W. Balcerskiego pt. „Geneza planu perspektywnego gospodarki wodnej w Polsce i metodyka jego opracowania” oraz prof. A. Tuszyńskiego pt. „Założenia podstawowych

rozwiązań gospodarki wodnej w Polsce”. W niniejszym zeszycie podajemy skróty referatów wstępnych, stanowiących podstawy do koncepcji technicznych rozwiązań. Referaty inż. T. Borowego, inż. K. Matuły, prof. Z. Zmigrodzkiego, B. Mańkowskiego, inż. Z. Tuszyńskiego i prof. A. Tuszyńskiego były wygłoszone również na zebraniach odczytowo-dyskusyjnych, organizowanych przez zainteresowane

sowane zagadnieniem gospodarki wodnej w Polsce stowarzyszenia naukowo-techniczne, pod egidą Głównej Komisji Gospodarki Wodnej przy prezydium NOT.

Nad każdym z tych referatów przeprowadzono dyskusję, którą podobnie jak dyskusję na rozszerzonym posiedzeniu Komitetu Gospodarki Wodnej PAN — należy traktować jako zapoczątkowanie włączenia się szerszego grona hydrotechników, ekonomistów i tych wszystkich, którzy mogą wnieść wiele cennych myśli i uwag do ostatecznego opracowania planu perspektywicznego — do dalszych prac nad tym planem. Z przeprowadzonych dyskusji można odnieść wrażenie, że zebrani, po wysłuchaniu jednego, wycinkowego referatu dotyczącego jednej gałęzi gospodarki wodnej, nie będąc zorientowani w kompleksowych rozwiązaniach technicznych, wysuwali niekiedy kontropropozycje nie zawsze dostatecznie uzasadnione. Znaczny wysiłek Głównej Komisji Gospodarki Wodnej i stowarzyszeń organizujących zebrania odczytowo-dyskusyjne nie dał — być może — wyników, jakich się spodziewano, zarówno pod względem ilości dyskutujących (dał się zauważyć mały udział m. in. przedstawicieli wyższych szkół), jak i treści poszczególnych przemówień; niewątpliwie wysłuchanie referatów (brak było odbitek powielaczowych) nie pozwalało może na dostateczną orientację w obfitym materiale cyfrowym, toteż wydaje się że obecnie, po wydrukowaniu obszernych skrótów tych referatów, powinni zabrać głos na łamach czasopisma ci wszyscy, którzy będą mogli przyczynić się do opracowania ostatecznej formy planu perspektywicznego gospodarki wodnej.

W dyskusji nad referatem inż. Borowego podnoszono m. in. zagadnienie czystości rzek i ścieków, konieczność ściślejszej współpracy techniki sanitarnej z melioracją (na odcinku rolniczego wykorzystania ścieków), potrzebę powołania jednego, centralnego ośrodka dyspozycyjnego, jakim byłby projektowany Centralny Urząd Gospodarki Wodnej. W zagadnieniu oczyszczania ścieków podkreślano, że brak dotychczas w Warszawie oczyszczalni ścieków stwarza sytuację kompromitującą dla naszej gospodarki. Polska Akademia Nauk powołała ostatnio Komisję dla zagadnień oczyszczania ścieków. Coraz bardziej pogarszający się stan sanitarny naszych rzek oraz niedobory wody w pewnych regionach stwarzają konieczność zastanowienia się nad lokalizacją nowych zakładów przemysłowych. W budowie oczyszczalni ścieków należy brać pod uwagę etapowość realizacji (oczyszczalnie mechaniczne, potem biologiczne), co może ułatwić finansowanie i zaopatrzenie materiałowe tych inwestycji. Nie jest również obojętne, że przez budowę oczyszczalni stwarza się możliwość częściowego chociaż odzysku niektórych surowców. Jeśli chodzi o wody gruntowe, wyrażono pogląd, że zasoby ich — obliczane przez różnych badaczy — zostały raczej przecenione. Wody gruntowe mogą służyć tylko dla niewielkich, lokalnych potrzeb; dla zaopatrzenia wielkiego przemysłu i większych skupisk ludności należy używać wody powierzchniowej.

Z dyskusji nad referatem inż. Matuła należy podkreślić następujące uwagi: referat szeroko potraktował zagadnienie rolnictwa i jego przyszłego rozwoju, natomiast w węższym zakresie ujął sprawy gospodarki wodnej; podnoszono konieczność rozpatrywania mechanicznych przerzutów wody (pompownie) i w większym stopniu nawodnień deszczownianych — z uwagi na oszczędniejsze zużycie wody; konieczność szybkiego zaspokojenia potrzeb wodnych rolnictwa koliduje z powolną — prawdopodobnie — realizacją wielkich przerzutów wody, typu Kanał Centralny; w dalszych pracach nad planem należy rozpatrywać możliwość powiązania lokalnych rozwiązań wodno-melioracyjnych z generalnymi koncepcjami technicznymi, jak np. Kanał Centralny, zbiorniki karpackie i in.; dyskutowano również zagadnienie rolniczego wykorzystania ścieków.

Referat prof. Zmigradzkiego wywołał w dyskusji najwięcej momentów o charakterze ekonomicznym. Podnoszono m. in., że obecnie stosowane metody obliczeń efektywności inwestycji nie są zupełnie jasne; poza tym przyjmowane do tych obliczeń ceny znacznie odbiegają od rzeczywistych kosztów; ujmowanie ekonomiki siłowni wodnych i w ogóle całej gospodarki wodnej przy pomocy ustalonych, jednakowych wzorów nie jest właściwe. Prowadzi to do pewnego jakby automatyzmu działania. Każdą inwestycję wodną należy traktować indywidualnie. W wyniku kilkuletnich dyskusji, opartych często na niezupełnie, słusznych pod-

stawach, budowa elektrowni wodnych stale jest odraczana. W rozważaniach nad energetyką wodną należy brać pod uwagę udział jej w całej naszej energetyce. W 1955 r. udział siłowni wodnych wynosił 4%, cieplnych — 96% (w tym na węglu kamiennym 91,20%, na węglu brunatnym 4,80%), zaś w 1949 r. „woda” stanowiła 5%. Założenia resortu energetyki przewidują, że w 1960 r. udział elektrowni wodnych spadnie — pomimo rozpoczęcia kilku budów — do 3%, udział elektrowni cieplnych na węglu kamiennym spadnie do 87%, natomiast na węglu brunatnym wzrośnie do 10% (w dalszej perspektywie będzie wzrastał udział węgla brunatnego, którego posiadamy znaczne zasoby). Wobec konieczności kompleksowego rozpatrywania wszystkich zagadnień wodnych kraju, budowa obiektów hydrotechnicznych wyłączenie jako siłowni wodnych nie wydaje się celowa. Poza tym podkreślono, że buduje się coraz większe jednostki elektrowni parowych, a więc koszt jednostkowy ich (na 1 kW) znacznie zmniejsza się. Zjawisko to nie będzie natomiast występowało w siłowniach wodnych, w których moc jednostek jest ograniczona potencjałem rzeki (spad i przepływ) i tutaj nie będzie tak znacznego obniżania się kosztów jednostkowych. Należy zatem, zdaniem przedstawicieli resortu energetyki, wybierać do realizacji te elektrownie wodne, które wytrzymują konkurencję ekonomiczną z elektrowniami cieplnymi (np. Włocławek, siłownie na Sanie i Brdzie). Podnoszono również możliwość powstawania kolizji pomiędzy potrzebami energetyki wodnej a żegluga i ochroną przed powodzią, szczególnie przy gospodarce zbiornikowej. W perspektywicznym planie gospodarki wodnej należy brać również pod uwagę możliwości krycia szczytów zapotrzebowania przez siłownie wodne, odznaczające się b. krótkim okresem rozruchu i znaczną elastycznością w eksploatacji.

W dyskusji nad referatem B. Mańkowskiego podkreślono, że należy spodziewać się żywiołowego rozwoju dróg wodnych śródlądowych. Żegluga będzie wtórnym czynnikiem przy porządkowaniu całości gospodarki wodnej, szczególnie w rolnictwie i przemyśle. Atrakcyjność transportu wodnego będzie można poprawić przez uwolnienie m. in. urządzeń przeładunkowych i przez ściśle powiązanie żeglugi z pracą kolei żelaznych. Poruszono również w dyskusji sprawę drogi wodnej Wschód — Zachód przez Bug, Wisłę i Noteć.

Jednym z najważniejszych momentów dyskusji nad referatem prof. Luski była kwestia przyjętego okresu perspektywy — 20 lat, który jest — wg wielu dyskutujących — okresem za krótkim. Dłuższa perspektywa umożliwia właściwe planowanie rozwoju gospodarki narodowej, natomiast w ramach tej perspektywy można korygować jej założenia w krótszych okresach planowania. Inni mówcy zgadzali się z przyjętym okresem 20-letnim, twierdząc, że — wobec następujących szybkich przemian w życiu gospodarczym — dłuższy okres planu byłby może nieodpowiedni. W Komitecie Gospodarki Wodnej PAN zastanawiano się nad dłuższym okresem perspektywy, ale brak danych co do rozwoju poszczególnych dziedzin gospodarki narodowej (przemysł, rolnictwo itd.) zmusił autorów planu do ograniczenia tego okresu do 20 lat, przy którym i tak poczyniono szereg założeń rozwojowych życia gospodarczego. W dyskusji stwierdzono, że deficyt grozi wszystkim krajom gęsto zaludnionym (a do takiego stanu Polska szybko się zbliża), toteż należy w Polsce zawczasu zapobiec możliwej katastrofie w przyszłości. Podnoszono również, że ze względu na występujące już obecnie braki wody jako surowca przemysłowego, może trzeba będzie w Polsce zmienić charakter dalszego uprzemysłowienia — ciężki przemysł, zużywający znaczne ilości wody, będzie musiał być odsunięty na plan dalszy. Wysuwano sugestie, że w planie przyjęto za mało wody na cele przemysłu, rolnictwa i leśnictwa. Co do rozwiązań technicznych urządzeń wodnych dla rolnictwa zarysowały się 2 poglądy — jeden, to generalne przerzuty (np. Kanał Centralny), drugi to lokalne zbiorniki i mniejsze kanały doprowadzające wodę. Jeśli chodzi o realizację inwestycji przewidzianych planem, musi być ustalona ich hierarchia, gdyż całość planu jest tak duża, że mogą powstać pewne trudności w jego realizacji. Szczegółowej dyskusji nie można było prowadzić, z uwagi na pobieżną znajomość liczb zawartych w referacie; dopiero po dokładnym przestudiowaniu referatu (jak i referatów wstępnych) można będzie zabrać w sposób właściwy głos w rozpoczynającej dyskusji.

O oszczędnym projektowaniu

Oszczędność jest podstawową zasadą każdego projektowania; jest ona dewizą każdego projektanta i probierzem jego kwalifikacji zawodowych. Ideałem dobrego projektu jest osiągnięcie przez projektanta maksimum efektu gospodarczego. Oczywiście nie jest to sprawa łatwa i wymaga od projektanta dużego doświadczenia projektowego i dużego nakładu pracy, niezbędnego do przeprowadzenia analiz ekonomiczno-technicznych i wyboru rozwiązania najekonomiczniejszego.

Niestety, w chwili obecnej zagadnienie oszczędności jest postawione na zupełnie fałszywej płaszczyźnie. Olbrzymia większość projektantów uprawia politykę groszowych oszczędności w detalach, które najczęściej w konsekwencji prowadzą do partactwa w wykonawstwie, uniemożliwiającego często normalną eksploatację projektowanego obiektu. Zapomina się bowiem o tym, że kardynalną zasadą projektowania jest oszczędność w koncepcji.

Istniejące premie za oszczędność w większości biur projektowych są obecnie tak rozdzielane, że nie mobilizują projektantów do oszczędnego projektowania, w pełnym zrozumieniu tego słowa, odwrotnie, popychają, zwłaszcza młodszych, na drogę łatwizny w postaci szukania oszczędności drobnych, nieistotnych, a ich myślą przewodnią jest w pierwszym rzędzie chęć uzyskania większej premii. Tego rodzaju oszczędności, które często przynoszą szkody inwestycji są niczym innym, jak marnotrawieniem państwowych pieniędzy. Co gorsze, że politykę taką uprawiają również inwestorzy. Na przykład — trzeba na komisji, zatwierdzającej projekt coś obciąć — daje się wówczas jakiś tańszy materiał i już jest oszczędność. Otóż tak nie może być. Z taką polityką trzeba raz na zawsze skończyć!

Za oszczędne projektowanie musi odpowiadać projektant. Do jego obowiązków powinno należeć sumienne przestudiowanie zagadnienia od podstaw, ze szczegółową analizą ekonomiczną efektu gospodarczego, okresu amortyzacji, eksploatacji itd. Jeżeli zagadnienie jest poważniejsze, projektant powinien powyższe czynności wykonać w kilku wyczerpująco opracowanych wariantach oraz wypowiedzieć się za którymś z nich i tak opracowany projekt przedłożyć na KOPI. Wtedy KOPI może decydować i wybierać odpowiedni wariant. To jest właściwa droga oszczędnego projektowania i wyboru najekonomiczniejszego rozwiązania.

W dalszym ciągu zostaną omówione zagadnienia oszczędnego projektowania w budownictwie sanitarnym, jako zagadnienia najlepiej mi znanego. Mówiąc o projektowaniu oszczędnym, trzeba tu rozpatrzeć dwie fazy czynności niezbędnych dla uzyskania oszczędnego rozwiązania. Pierwsza faza — to szczegółowe studia terenowe i kameralne oraz nieodzwonne przy tym prace badawcze. Faza ta powinna poprzedzać właściwe projektowanie. Druga faza — to projektowanie kompleksowe we wszystkich stadiach, nadzór autorski i rozruch inwestycji. Tak postawione zagadnienie tej drugiej fazy „projektowania” musi dać w efekcie poważne oszczędności, zarówno w kosztach inwestycyjnych, jak i eksploatacyjnych. Trzeba tu zwrócić uwagę, że inwestycje komunalne, jak wodociągi i kanalizacje miejskie odznaczają się tym, że ich koszt jest znaczny, a możliwości oszczędnego projektowania są nadzwyczaj rozległe i różnorodne. W rezultacie więc mamy do czynienia z oszczędnościami poważnymi. Oczywiście im projektant jest bardziej doświadczony, tym oszczędności w rozwiązaniu będą bardziej zasadnicze i większe.

Zagadnienie oszczędnego projektowania w dziedzinie techniki sanitarnej nie było dotąd dostatecznie doceniane. Dowodem tego zjawiska był fakt skasowania w swoim czasie w projektowaniu wodociągów i kanalizacji podstawowej fazy, a mianowicie „studiów”. Studium to skasowano w tym czasie, gdy wprowadzono nowe formy organizacyjne dla sporządzania dokumentacji, bazujące w pierwszym rzędzie na osiągnięciach budownictwa ogólnego. Kilkuletni okres pracy biur projektowych budownictwa komunalnego wykazał osobom nie znającym tego zagadnienia bliżej, że specyfika budownictwa sanitarnego jest tego rodzaju, iż nie tylko nie ma mowy o oszczędnym projektowaniu, ale w ogóle jest niemożliwe rozwiązanie koncepcyjne bez przeprowadzenia szczegółowych i wymagających dłuższego czasu studiów. Dowodem tego jest fakt, że w braku oficjalnie uznanej fazy studiów pojawiają się takie elaboraty poprzedzające właściwą dokumentację, jak: szeroko opracowane założenia projektowe, projekty koncepcyjne, bilanse wodne, studium wodociągowo-kanalizacyjne do planu urbanistycznego, ekspertyzy i inne opracowania. Często-

ści i te opracowania nie wyczerpują jeszcze całości zagadnienia i wtedy projektanci kontynuują studia w stadium projektu wstępnego, najczęściej w postaci rozwiązań wariantowych. Podkreślam, że mam tu na myśli studia, niezbędne do przeprowadzenia przed przystąpieniem do właściwego projektowania.

Przytoczone opracowania, które nie są niczym innym, jak wynikami szczegółowych studiów, umożliwiają projektantom powzięcie właściwej koncepcji i najslusniejszej z punktu widzenia oszczędnego projektowania. Wniosek stąd jest oczywisty, że pierwszym warunkiem uzyskania oszczędności są szczegółowe studia, poprzedzające samą dokumentację.

Dla przykładu rozpatrzmy zagadnienie wodociągu miejskiego w połączeniu z zaopatrzeniem w wodę przemysłu kluczowego, znajdującego się na terenie miasta. Miasto rozpatrywane leży w okręgu charakteryzującym się tzw. deficytem wodnym.

Chcąc uzyskać najwłaściwsze rozwiązanie z punktu widzenia technicznego oraz najtańsze pod względem budowy i eksploatacji, trzeba przeprowadzić szczegółowe studia, na które składają się:

- opracowanie bilansu wodnego użytkowego, tj. ustalenie zapotrzebowania wody przez miasto, zakłady przemysłowe, wreszcie przez cały rejon objęty deficytem wodnym;
- przestudiowanie możliwości pokrycia ustalonego zapotrzebowania dla miasta i przemysłu przez źródła wody, znajdujące się w najbliższym otoczeniu;
- przestudiowanie możliwości poboru wody ze źródeł dalszych, będących w stanie zaopatrzyć nie tylko dane miasto i przemysł, lecz cały rejon.

W ten sposób dochodzimy do zagadnienia studiów wodociągu grupowego. Jasne jest, że rozwiązanie takie, aspokajające potrzeby kilku lub więcej użytkowników z jednego źródła wody, powinno być rozwiązaniem najekonomicznym tak pod względem kosztu budowy, jak i eksploatacji.

Gdybyśmy przyjęli że miasto, o którym mowa, liczy przykładowo 50 000 mieszkańców, przemysł kluczowy zużywa tyle wody, ile całe miasto, zaś, powiedzmy, pięć osiedli wchodzących w skład wodociągu grupowego mają po 5 000 mieszkańców, to łatwo obliczyć oszczędność osiągniętą z budowy wspólnego wodociągu. Koszt wodociągu dla miasta wyniesie 13 mln. zł, z czego na ujęcie wody, pompownię i ewent. urządzenia oczyszczające wodę — wypadnie ok. 30%, tj. ok. 4 mln. zł, resztę kosztu stanowi sieć wodociągowa. Dla przemysłu można przyjąć koszt tychże urządzeń przeciętnie niższy od 20%, otrzymujemy sumę 3,2 mln. zł. Każde z pięciu osiedli powinno wydatkować odpowiednio na wodociąg bez sieci ok. 1,5 mln. zł. Założmy dalej, że doprowadzenie i rozprowadzenie wody do osiedli będzie wymagało budowy rurociągów, o łącznej długości ok. 10 km. Koszt ich wyniesie $10\,000 \cdot 500 \text{ zł} = 5\,000\,000 \text{ zł}$ (przyjmuje się koszt rurociągów z dużym zapasem).

Do kosztu wspólnej pompowni ujęcia i rurociągu dla rozwiązania grupowego można dojść w następujący sposób:

miasto posiada	50 000	mieszkańców	
przemysł kluczowy posiada	50 000	„	tzw. ekwiwa-
5 osiedli po 5 tys. miesz.	25 000	„	lentnych
Razem	125 000	mieszkańców	

Dla 125 000 mieszkańców: koszt ujęcia, pompowni i urządzeń oczyszczających wyniesie ok. 7 mln. zł, koszt rurociągów doprowadzających dla osiedli wyniesie ok. 5 mln. zł; razem ok. 12 mln. zł. Koszt tych samych urządzeń przy budowie niezależnych wodociągów wyniesie:

dla miasta 50 000 mieszk.	— 4,0 mln. zł
dla przemysłu kluczowego	— 3,2 „ „
dla 5 osiedli	— 7,5 „ „
Razem	14,7 mln. zł

Oszczędność w kosztach inwestycyjnych wynosi więc ok. 2,7 mln. zł, nie mówiąc już o oszczędności w kosztach eksploatacyjnych. Powyższa analiza została przeprowadzona na podstawie konkretnych przykładów z praktyki projektowej.

Następną fundamentalną zasadą oszczędnego projektowania obok studiów są prace badawcze, zarówno naukowe i laboratoryjne, jak i wykonywane na modelach w skali półtechnicznej. Odnosi się to w pierwszym rzędzie do zagadnień oczyszczania wody i ścieków.

Właściwie opracowana metoda oczyszczania ścieków lub wody dla konkretnego przypadku pozwala osiągnąć optymalny efekt przy minimalnym nakładzie inwestycyjnym i eksploatacyjnym. Zle opracowana metoda powoduje konieczność przebudowy urządzeń oczyszczających, względnie częstokroć dalszej rozbudowy z wyłączeniem niektórych elementów, pracujących źle itp. Oczywiście takie przeróbki bardzo podwyższają koszt inwestycji.

Dużą pomocą przy ustalaniu metod oczyszczania są doświadczenia przeprowadzane na modelach. Jest to najwłaściwsza droga do otrzymania inwestycji najtańszej.

Omówione tu dwa zasadnicze elementy poprzedzające właściwy proces projektowania tj. studia i prace badawcze (naukowe i laboratoryjne), umożliwiają projektantowi powzięcie najbardziej racjonalnej i najsluszniej ekonomicznie koncepcji projektowej.

Przechodząc z kolei do zagadnień właściwego projektowania tak rozumianego, jak było powiedziane wyżej, trzeba tu kolejno omówić właściwe czynności projektowe wraz z koordynacją kompleksowych rozwiązań, nadzorem autorskim i rozruchem inwestycji. Należy zastanowić się nad możliwościami uzyskania oszczędności na tym szczeblu i nad najwłaściwszymi drogami, zmierzającymi do tego celu. W projektowaniu rozróżniamy dwójakiego rodzaju oszczędności: a) podstawowe, b) doraźne. Jako podstawowe oszczędności w projektowaniu uważam takie, które wynikają z inwencji twórczej projektanta, z jego zdolności, doświadczenia i są uzyskiwane przez opracowanie najoszczędniejszej koncepcji tak generalnej, jak i w odniesieniu do fragmentów projektu. Tu również trzeba zaliczyć stosowanie elementów typowych i powtarzalnych, co zresztą nawiasem mówiąc, jest tylko prawidłowym ustawianiem koncepcyjnym tematu.

Oszczędnościami doraźnymi nazywam takie, które obowiązują na danym etapie gospodarki narodowej i są ujęte odpowiednimi zarządzeniami i normatywami. Do tej kategorii oszczędności zaliczyłbym również specjalnie opracowywane etapowanie inwestycji, umożliwiające przesunięcie pewnych kosztów z pierwszego etapu do następnych i osiągnięcie przez to oszczędności w danym, okresowym planie gospodarczym.

Zupełnie odrębne zagadnienie stanowią badania i doświadczenia, przeprowadzane przez różnego rodzaju instytucje naukowe, czy też grupy specjalistów, a zmierzające do tego, żeby móc wprowadzić jakiś materiał zastępczy, dający poważne oszczędności w gospodarce państwowej, względnie uzyskać jakieś nowe metody obliczeń, które czy to przez swoją większą dokładność, czy też przez bardziej nowoczesne podejście do zagadnienia — przynoszą w efekcie poważne oszczędności. To zagadnienie postępu technicznego jest bardzo żywotną sprawą dla biur projektowych. Niestety, projektanci nie mają możliwości brania bezpośredniego udziału w tych pracach. Biorą w nich udział raczej pośrednio, podsuwając cały szereg myśli i wniosków odpowiednim zakładom naukowym do opracowania lub udzielając swoich spostrzeżeń na temat stosowanych nowych materiałów lub też na temat stosowania nowych metod obliczania. Ta pośrednia praca projektantów, praca bardzo pionierska krzewienia postępu technicznego, nie kończących się dyskusji i często przekonywania samego siebie o celowości danej myśli, nie jest nigdzie rejestrowana i co ważniejsze nie jest odpowiednio wynagradzana. Tymczasem wkład projektantów w rozwijaniu postępowej myśli technicznej jest świadectwem ich bardzo pozytywnego stanowiska. Trzeba wziąć pod uwagę, że projektant często w poważniejszych zagadnieniach — w imię tegoż postępu technicznego — bierze na siebie olbrzymią odpowiedzialność za pomyślnie funkcjonowanie przyszłego projektowanego przez siebie obiektu. Oczywiście na drodze stosowania postępu technicznego uzyskuje się milionowe oszczędności w gospodarce narodowej. Udział w tym projektantów jest bardzo poważny. Trzeba stworzyć takie warunki, aby zainteresować i zachęcić szerokie masy projektujących w krzewieniu nowych metod, trzeba im umożliwić większy kontakt z zakładami produkcyjnymi i z samą budową, aby mogli naocznie sprawdzić celowość stosowanych przez siebie zdobyczy naukowych.

Wracając do zagadnień oszczędności w projektowaniu jeszcze raz podkreślam, że fundamentalne oszczędności uzyskuje się przez właściwie opracowaną koncepcję. Natomiast doraźne oszczędności, odnoszące się do drobnych szczegółów, sprowadzające się do stosowania odpowiednich dla danego etapu materiałów, powinny być ujęte w przepisy. Projektant nie powinien prowadzić nie

kończących się dyskusji, czy lepsza jest cegła, czy beton dla danej konstrukcji i przekonywać o tym radę techniczną, często wbrew zasadom technicznym. Jest to polityka niezdrowa, stosowana przez projektantów, głównie ze względów materialnych, w celu uzyskania na najłatwiejszej drodze premii za oszczędność. Ujęcie zagadnień tzw. doraźnych oszczędności w przepisy ustawy zagadnienie na odpowiedniej płaszczyźnie. Skieruje się w ten sposób umysł projektantów do właściwych celów szukania podstawowych oszczędności w najekonomiczniejszych koncepcjach.

Podstawowe oszczędności, jakie można uzyskać na drodze gruntownego przestudiowania zagadnienia i wybrania najoszczędniejszej koncepcji rozwiązania technicznego są znacznego stopnia. W projektach sieci kanalizacyjnej miejskiej i sieci wodociągowej mogą one osiągać dość poważne cyfry.

Mając na uwadze, jak drogą inwestycją jest sieć wodociągowa w mieście, zdajemy sobie sprawę, że tu przede wszystkim należy szukać największych oszczędności. Osiągnąć je można w pierwszym rzędzie przez ścisłą współpracę inżyniera wodociągowego z urbanistą przy projektowaniu miasta. Najbardziej ekonomiczne rozwiązanie osiągnie się wówczas, gdy wskaźnik ilości mb sieci na 1 mieszkańca otrzyma się najmniejszy, przy zachowaniu wszystkich obowiązujących normatywów urbanistycznych. Np. zaoszczędzenie 10 cm sieci na 1 mieszkańca daje dla miasta liczącego 120 000 mieszkańców oszczędność ok. 3,6 mln. zł, co stanowi ok. 10% kosztu całej sieci. Współpraca w tym przypadku, projektanta wodociągowego z urbanistą obciąża koszt dokumentacji kwotą 20 — 30 tys. zł, co stanowi mniej niż 1% kosztu sieci.

Każda sieć wodociągowa miejska posiada tzw. magistralę rozdzielczą, składającą się przeważnie z rurociągów o większej średnicy i stanowiącą przeciętnie w zależności od konfiguracji terenu i układu miasta ok. 10% długości całej sieci. Tu również można uzyskać znaczne oszczędności w drodze szczegółowego rachunku. Sieć miejską, a ściślej wspomnianą magistralę, liczy się przy pomocy metody tzw. kolejnych przybliżeń. Im więcej założymy obwodów sieci, tym żmudniejszą musimy wykonać pracę, lecz i efekt uzyskujemy lepszy. Literatura radziecka zaleca dzielenie magistrali wodociągowej do takich obliczeń na 7 — 9 lub więcej obwodów. W tejże literaturze spotyka się również metody graficzne obliczania sieci (mówi o tym książka Abramowa „Graficzne metody obliczania układów wodociągowych”). Powyższe metody, jak i ostatnia najnowsza metoda, umożliwiają obliczenia obliczenia sieci przy pomocy tzw. analizatorów, tj. modeli zbudowanych w ten sposób, że rurociągi miejskie są zastąpione przewodami elektrycznymi, a straty ciśnienia w rurociągach — oporami w sieci elektrycznej odpowiednio dobranymi (Politechnika Warszawska jest w trakcie budowania takiego analizatora). — pozwala zaoszczędzić bardzo dużo cennego czasu projektantom i przyczynia się do najbardziej oszczędnego projektowania sieci wodociągowej, a tym samym umożliwia uzyskiwanie znacznych oszczędności w skali krajowej nie tylko w kwotach pieniężnych, ale również w tak cennym materiale, jakim jest żeliwo i stal.

Niemniej poważne oszczędności można uzyskać w sieci kanalizacyjnej przez właściwe i racjonalne projektowanie. Trzeba tu podkreślić fakt, że o ile w projekcie wodociągu największy nacisk na studia kładzie się przy poszukiwaniu źródeł wody, o tyle w projekcie kanalizacji od gruntownych i sumiennych studiów całego zagadnienia w znacznym stopniu zależy właściwe i najoszczędniejsze rozwiązanie projektu. Oczywiście niemniej ważnym czynnikiem kardynalnym jest myśl koncepcyjna projektanta. Tak samo i tu ścisła współpraca projektantów kanalizacji i urbanistów musi być punktem wyjściowym do najoszczędniejszego zaprojektowania miasta.

Wybranie i wskazanie urbanistom terenów najłatwiejszych do skanalizowania, wyeliminowanie spod zabudowy obszarów trudnych do skanalizowania, wymagających budowania przepompowni, a więc podrażających inwestycję i eksploatację — oto droga do poważnych oszczędności w kosztach kanalizacji miejskiej. Następnym fundamentalnym elementem na drodze do oszczędności kosztów inwestycyjnych kanalizacji jest sama koncepcja rozwiązania sieci kanalizacyjnej. Właściwe i racjonalne wybranie tras głównych kolektorów i ich zagłębienia, wycucie terenu przy projektowaniu sieci bocznej i cały szereg podstawowych czynności projektowych pozwalają wybrać rozwiązanie najtańsze. Nie zawsze to jest jednak proste. Bywa nieraz teren bardzo skomplikowany i trudno do powzięcia koncepcji, prócz sumiennych studiów, wymaga dużej inwencji projektowej i praktyki. Często powstaje konieczność przeprowadzenia konsultacji z bardziej rutynowanymi fachowcami. Niezbędne konsultacje bezwzględnie są poważnym czynnikiem, prowadzącym do koncepcji najracjonalniejszej i najtańszej.

Zagadnienia techniki sanitarnej z racji swej specyfiki są rozwiązywane w projektach kompleksowych. Z tej racji wymagają ścisłej koordynacji występujących w nich branż towarzyszących i to nie tylko pod względem organizacyjnym, ale w pierwszym rzędzie pod względem technicznym. Od kierownictwa technicznego w znacznym stopniu zależy najprawidłowsze rozwiązanie, a tym samym i najoszczędniejsze. Widzimy więc, że tak, jak właściwa organizacja robót daje oszczędności w kosztach budowy, tak i odpowiednia organizacja myśli koncepcyjnej jest czynnikiem konstrukcyjnym najoszczędniejszych rozwiązań projektowych.

Niezwykle ważnym elementem w uzyskiwaniu oszczędności jest właściwy dobór wieku urządzeń projektowanych. Praktyka wykazuje, że wiek urządzeń kanalizacyjnych waha się w granicach 50 — 60 lat. Projektowanie więc tych urządzeń na 20 lat, jak to ma miejsce obecnie, z uwagi na taki okres przyjmowany dla rozwoju miasta przez urbanistów, jest oczywiście projektowaniem nieoszczędnym. Myślą przewodnią powinno tu być właściwe i racjonalne etapowanie budowy inwestycji, tak aby nie powodować zwiększenia kosztu inwestycyjnego w pierwszych latach budowy inwestycji, a wtedy zwiększenie kosztu wskutek przyjęcia innego okresu amortyzacji dla kanałów, rozłożone na lata, nie będzie uciążliwe dla gospodarki państwowej, natomiast przyniesie w efekcie poważne oszczędności w danym okresie. Tu trzeba bezwzględnie podkreślić, że oszczędności takie można uzyskać jedynie pod warunkiem zapewnienia sumiennego i fachowego wykonania inwestycji i stosowania materiałów o wysokiej jakości.

Do oszczędności podstawowych trzeba również zaliczyć stosowanie rozwiązań typowych i elementów powtarzalnych. Zagadnienia te były tematem tyłu artykułów i rozważań, że powtarzanie tych choćby oczywistych wniosków byłoby niepotrzebną stratą czasu. Wypadałoby jedynie ograniczyć się do stwierdzenia, że technika sanitarna nie jest dziedziną wdzięczną dla projektów typowych, mimo to i tu należy dążyć do stosowania możliwie największej ilości typów. Natomiast stosowanie elementów powtarzalnych w danej inwestycji, co ma miejsce przede wszystkim w zagadnieniach oczyszczalni ścieków i wody, jest bardzo charakterystyczne dla problemów techniki sanitarnej i tu oczywiście można uzyskać duże oszczędności w robociznie i materiałach pomocniczych, np. w deskowaniu.

Na zakończenie należałoby omówić sprawę nadzoru autorskiego i rozruchu inwestycji. Oba zagadnienia są poważne i postawione na właściwej płaszczyźnie, mogą przynieść bardzo znaczne

oszczędności. Niestety w samej organizacji biur projektowych, sprawa nadzoru autorskiego jest „złem koniecznym“ dla biura. Z tych względów biura projektowe są zainteresowane w tym, by tych nadzorów mieć jak najmniej. Tracą na tym projektanci, zwłaszcza młodzi, dla których konieczny jest żywy kontakt z budową, jak również traci i inwestycja. Nawet przy dobrze funkcjonującym nadzorze autorskim nieuniknione są konieczne przeróbki. Oczywiście w braku nadzoru autorskiego te przeróbki powodują znaczne podwyższenie kosztu wykonania robót. Można by powiedzieć, że nadzór autorski nie przynosi oszczędności, lecz zapobiega dodatkowym kosztom. Otóż należy to zagadnienie postawić inaczej. W obecnym etapie organizacji przedsiębiorstw wykonawczych, kosztorys wykonawczy jest znacznie większy od kosztorysu urzędowego. Nadzór autorski tę różnicę w dużym stopniu zmniejsza. Nie ulega więc wątpliwości, że jest to oszczędność w gospodarce państwowej.

Zagadnienie rozruchu inwestycji z zakresu techniki sanitarnej zupełnie nie jest postawione. Większość projektów wodociągowo-kanalizacyjnych obejmuje rozbudowę istniejących urządzeń. Wszędzie tam istnieją inwestorzy mniej lub więcej „utechniczni“. Na ich więc barki spada obowiązek rozruchu nowego obiektu, z którym nie zawsze mogą sobie poradzić. Np. w oczyszczalniach ścieków lub wody projektanci stosują nowe metody, których inwestorzy nie znają. Potrzebna więc jest tu pomoc ze strony fachowców.

Za granicą, np. w Czechosłowacji, istnieją specjalne przedsiębiorstwa, zajmujące się rozruchem nowobudowanych obiektów, których obsługa jest bardziej skomplikowana i wymaga prowadzenia jeszcze przez pewien czas badań i doświadczeń. Oczywiście nie trzeba udowadniać, że tak postawione zagadnienie może przynieść olbrzymie oszczędności.

Reasumując, wypada jeszcze raz podkreślić, że do podstawowych i poważnych oszczędności dochodzi się w projektowaniu przez szczegółowe studia i przez sumienne projektowanie, prowadzące do najoszczędniejszej koncepcji. Drugim poważnym czynnikiem kształtującym oszczędności w gospodarce narodowej jest wprowadzenie w życie przez projektantów najnowszych zdobyczy wiedzy. Oszczędność w gospodarce narodowej, w świetle uchwał odbytej w kwietniu 1956 r. Krajowej Rady Budownictwa, jest zagadnieniem tak poważnym, że właściwe organizacyjne ustawienie poruszonych tu zagadnień staje się sprawą niecierpiącą zwłoki.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

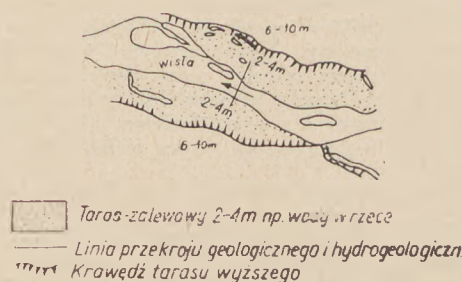
MGR MIECZYŚLAW BUCZYŃSKI

Niektóre wyniki dalszych badań geologicznych i hydrogeologicznych dla posadowienia stopnia kanalizacyjnego na Wiśle poniżej Warszawy

Niniejsze opracowanie jest uzupełnieniem artykułu autora ze stycznia 1956 r.¹⁾ i podaje ciekawe wyniki, otrzymane z dalszych badań geologiczno-inżynierskich, przeprowadzonych w 1955 r. przez Przedsiębiorstwo Geologiczne Budownictwa Wodnego „Hydrogeo“ na tym terenie. W konkluzji wszystkich badań zebrano pewien materiał geologiczny i hydrogeologiczny, który posłużył do dalszego opracowania dokumentacji geologiczno-inżynierskiej dla celów projektowych. W związku z tym zostaną tu poruszone zagadnienia przede wszystkim hydrogeologiczne, które bez wątpienia stanowią podstawę do dalszych rozważań.

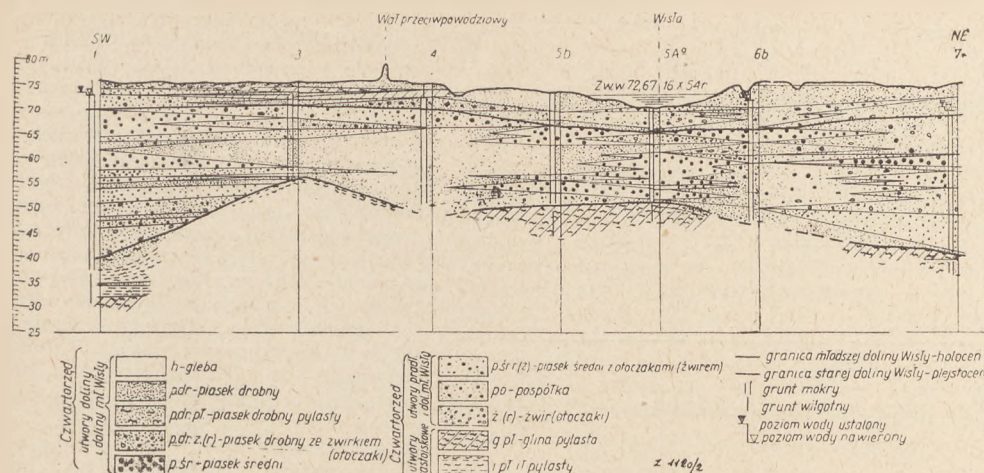
Opierając się na wynikach z wierceń przeprowadzonych dla celów projektowanych, przekrój geologiczny wzdłuż osi projektowanego jazu przedstawia się następująco (rys. 1, 2): Starsze podłoże uchwycone otworami badawczymi stanowią grunty piaszczyste oraz spoiste, wykształcone w postaci piasków drobnych pylastych, glin pylastych i ilów pylastych, które występują niemal na całym badanym obszarze. Są to utwory zastoiskowe, należące do wcze-

sniego plejstocenu.²⁾ Strop tych utworów nie jest równy, występują liczne wzniesienia i obniżenia, które należy tłumaczyć silną późniejszą erozją wód Prawisły z zmiennością jej nurtu (rys. 3). Występują na tym obszarze wyraźne obniżenia stropu utworów zastoiskowych sięgające niejednokrotnie około 20 m. Powyżej war-



Rys. 1

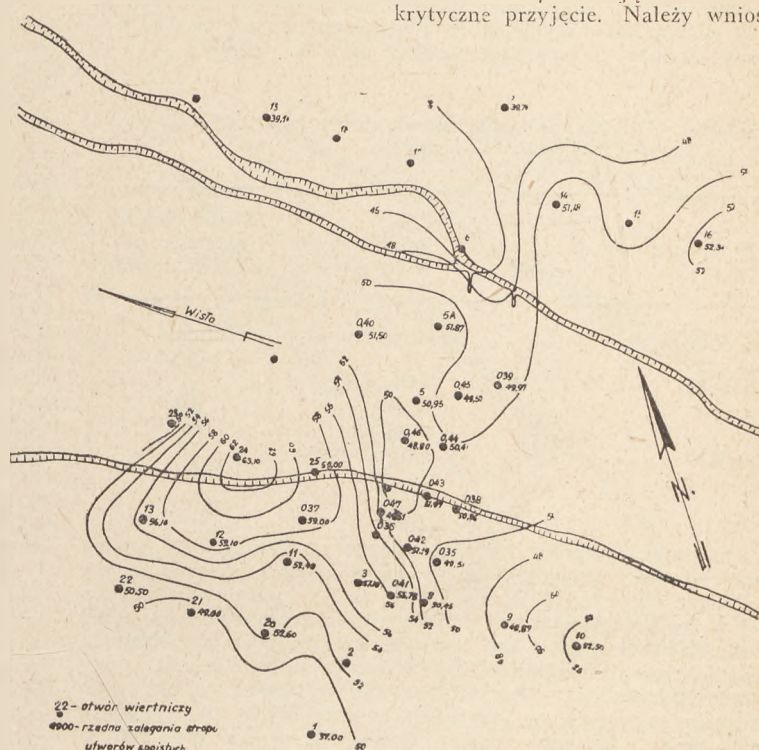
¹⁾ „Badania geologiczne dla posadowienia kanalizacyjnego na Wiśle poniżej Warszawy”. Gospodarka Wodna nr 1/56.



Rys. 2. Przekrój geologiczny przez dolinę Wisły

Mianowicie, niejednokrotnie w okolicach bliższych rzeki notowano mniejsze wahania niż w okolicach bardziej oddalonych od rzeki. Uwaga, że zjawisko tego rodzaju należy tłumaczyć różnorodnością budowy geologicznej, gdzie w partiach przypowierzchniowych często występują fragmentarycznie utwory spoiste (słabo przepuszczalne lub praktycznie nieprzepuszczalne).

Niezależnie od opisanych wyżej badań hydrologicznych przeprowadzono zalewanie niektórych otworów wiertniczych według metody Maaga. Wyniki, jakie otrzymano (wartości współczynnika przepuszczalności), różnią się od wyników laboratoryjnych oraz od danych teoretycznych charakteryzujących dany grunt (tabl. II). Wyniki otrzymane przy pomocy metody zalewania otworów nie pozwalają na ich bezkrytyczne przyjęcie. Należy wnio-



Rys. 3. Schematyczna mapa zalegania utworów zastoiskowych (spoistych)

kować, że metoda ta może spełniać swoje zadanie jedynie w gruntach frakcji żwirowej (bardzo gruboziarnistych). W przypadku bowiem gruntów, jakie występują na terenach nas interesujących, a więc gruntach zawierających pewien procent materiału drobnego (drobnoziarnistego) lub pylastego, w czasie zalewania osiada

TABLICA I. Ogólna charakterystyka gruntów pod względem przepuszczalności. Wartości średnie

Nazwa gruntu	Wilgotność naturalna w % od — do	Ciepota objętościowa w g/cm ³	Średni praktyczny współczynnik filtracji K w m/dobę
Piasek drobny	16,54—34,73	1,90	5,0
piasek średni	15,73—42,44	1,99	18,0
pospółka	14,06—37,37	2,0	22,0
żwir piaszczysty	15,81—49,95	2,04	85,0
glina pylasta	21,10—31,65	1,99	0,00004
il pylasty	23,34—34,12	1,92	0,000006

stwy utworów zastoiskowych (spoistych) zalegają warstwy piaszczysto-żwirowe i piaszczyste, które wypełniają pradolinę Wisły. Występują one w postaci piasków drobnych, piasków średnich, pospółek lub żwirów piaszczystych. Miąższość tego zespołu utworów jest różna i waha się przeciętnie w granicach 15 m. Nad utworami piaszczysto-żwirowymi, wypełniającymi pradolinę Wisły, występują grunty szybkie, piaszczyste i miejscami spoiste młodszej doliny Wisły (holoceny). Wykształcone są one w postaci piasków drobnych, piasków średnich, pospółek oraz miejscami przypowierzchniowych partiach — glin pylastych lub pyłów (mady i muły rzeczne). Miąższość tej serii utworów piaszczystych waha się przeważnie około 10 m.

W świetle otrzymanych wyników geologicznych opracowano przekrój hydrologiczny przez dolinę Wisły, obrazujący warunki wodne oraz zagadnienie filtracji wody gruntowej w interesującej nas strefie (rys. 4).

W wyniku obserwacji hydrologicznych nasuwają się zagadnienia związane z płytkimi wodami gruntowymi, mającymi decydujący wpływ na posadowienie budowli piętrzącej, jak również na wykonanie koniecznych dołów fundamentowych, o znacznej głębokości.

W przekroju hydrogeologicznym wydzielono pewne zespoły warstw (gruntów), o przybliżonym współczynniku filtracji. Ogólnie zastosowany został następujący podział:

- grunty silnie przepuszczalne, w skład których zaliczono żwiry, otoczkami, pospółki, piaski średnie i piaski średnie ze żwirem,
- grunty średnie przepuszczalne, do których zaliczono piaski drobne i piaski drobne ze żwirem,
- grunty słabo przepuszczalne, tj. piaski drobne pylaste,
- grunty praktycznie nieprzepuszczalne, jak gliny pylaste, gliny, iły pylaste.

Z przekroju hydrogeologicznego łatwo odczytamy występowanie zwierciadła wody gruntowej. Znajduje się ono w pobliżu rzeki na głębokości 2,5 do 3,0 m i wypełnia utwory żwirowo-piaszczyste i piaszczyste, młodszej i starszej doliny Wisły. Co do przepuszczalności poszczególnych utworów należy podkreślić, że nie jest ona jednokrotna. Pewne partie utworów (gruntów), szczególnie w przypowierzchniowej strefie, są bardziej przepuszczalne, niektóre znowu mało przepuszczalne. Ogólnie, przepuszczalność utworów sypkich ilustruje tabl. I.

Innymi pracami badawczymi były pomiary wody gruntowej w studniach gospodarskich i studniach obserwacyjnych, specjalnie do tych celów zainstalowanych. Należy zaznaczyć, że studnie obserwowano w pewnych przekrojach, rozmieszczonych prostopadle do rzeki na przestrzeni projektowanej budowli piętrzącej oraz całego zbiornika. Obserwacje studienne prowadzone były w ciągu czterech miesięcy raz w tygodniu oraz codziennie w okresach przyboru wody w rzece, aż do chwili jej powrotu do normalnego stanu. Z tych obserwacji, po przeanalizowaniu materiałów zebranych, wykonano szereg przekrojów hydrogeologicznych, które jednoznacznie potwierdziły zależność wód gruntowych od rzeki oraz wpływ rzeki na poziom wód gruntowych w okresach przyboru wody w Wiśle. Wahania zwierciadła wody gruntowej wykazują pewne rozbieżności, rzędu od 0,3 m do 1,0 m, przy czym stwierdzono pewną nieregularność tych wahań.

PROF. DR INŻ. JAN WIERZBICKI I INŻ. WIKTOR DRAGUN

Instytut Melioracji i Użytków Zielonych T.O.B. Wrocław

Kilka słów o nawodnianiu smużnym

Systemy nawodnień stosowane obecnie w Polsce ograniczają się głównie do nawodnień podsiąkowych i zalewowych. Dla wielu jednak przypadków, ze względu bądź na ukształtowanie terenu, bądź brak odpowiedniej ilości wody, oba te systemy zawodzą, dlatego też wydaje się konieczne wprowadzenie również i innych systemów nawodnień.

Jednym z takich systemów stosowanych szeroko za granicą, z wyjątkiem może Niemiec i Polski, jest pewna odmiana systemu nawodnienia stokowego, polegającego na kierowaniu strumienia wody kolejno na poszczególne partie stoku, ograniczone grobelkami. Wobec braku odpowiedniego określenia w naszym słownictwie technicznym, proponuje się nazywać ten system nawodnień jako nawodnienia pasowe lub smużne (porównaj „Gospodarka Wodna” nr 7/53, str. 255). Umożliwia ono przeprowadzanie nawodnień powierzchniowych prawie dowolnie małymi dawkami i przy stosunkowo niewielkim nachyleniu stoku, osiągając przy tym większą równomierność zwilżenia gruntu niż przy naturalnym nawodnieniu stokowym. Dotychczasowe wyniki doświadczeń prowadzone w kilku miejscach Polski przez Instytut Melioracji i Użytków Zielonych dowodzą, że system ten zasługuje na jak najszersze stosowanie.

Nawodnianie smużne, zwane też pasowym, rozpowszechnione w ZSRR [1, 2, 3] oraz w Stanach Zjednoczonych A. P. [4], jest odmianą nawodnienia stokowego, a również, w pewnym stopniu, nawodniania bruzdowego.

Stokowe nawodnianie naturalne może być stosowane na terenie o spadkach 2,5 — 3‰ lub większych. Spadki stoków sztucznie formowanych są jeszcze znacznie większe i wynoszą 4 — 6‰. Natomiast spadki smug mogą się wahać w szerokich granicach od 0,08 do 6‰, wyjątkowo więcej [4], przy czym potrzebny przepływ wody do nawodnienia smugi wystarcza kilkakrotnie mniejszy. Najważniejszą jednak zaletą nawodnień smużnych jest możliwość stosowania niskich dawek polewowych, np. 40 mm.

Nawodnianie przy pomocy smug może być stosowane na łakach i różnych uprawach polowych z wyjątkiem okopowych. Najodpowiedniejszymi dla nawodnień smużnych są tereny lekko nachylone, o wyrównanych i nieznacznych spadkach na większej długości. Smugi, tj. pasy nawodniane, są oddzielane od siebie niskimi, płaskimi grobelkami (rys. 1). Kierunki smug powinny odpowiadać największym spadkom terenu. Spadek poprzeczny smug powinien być normalnie zbliżony do wartości zerowej; jeżeli spadek ten wynosi około 1‰ lub więcej, wówczas szerokość smug musi być odpowiednio zmniejszona, jak to podaje tabl. I. Szerokość smug zależy również od spadku podłużnego. Stosowana w ZSRR szerokość smug jest na ogół niewielka i jest wielokrotnością zasięgu roboczego maszyn rolniczych [3]. Czernakow [1] dla obliczenia szerokości smugi podaje wzór:

$$b = 0,4 \frac{2 \cdot q^{1/2} - 5 h_{min} i^{1/4}}{i^{1/4} j^{1/2}}$$

gdzie: q — przepływ wody,
 h_{min} — najmniejsza głębokość warstwy wody na smudze, zazwyczaj 2 — 3 cm,
 i — spadek poprzeczny,
 j — spadek podłużny smugi.

Dla $q = 0,01 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_{min} = 0,02$, $i = 0,01$, $j = 0,0005$, $b = 10 \text{ m}$; odpowiednio dla $j = 0,001$, $b = 6,75$, dla $i = 0,01$, $b = 2,14 \text{ m}$.

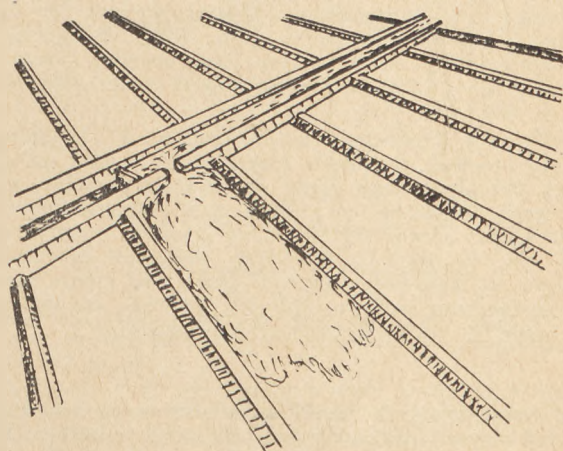
Jak podają Thorne i Peterson [4]), przy spadkach małych szerokość smug może sięgać 30 m; na terenie o znacznych spadkach (20 — 30‰) smugi muszą być wąskie (około 6 m), przy czym należy zastosować środki zabezpieczające przed erozją. Długość i szerokość smug zależą poza tym od rodzaju gleby i na glebach mniej przepuszczalnych wymiary te mogą być większe, jak podaje tabl. II. Przy posługiwaniu się danymi z tej tablicy należy uwzględnić wartości spadków podłużnych i poprzecznych smug, w myśl uwag wyżej przytoczonych. Gleby lekkie i przepuszczalne chciwie chłoną wodę i do nawodniania takich gleb należy dać większy strumień wody, który przepływając ze znaczną prędkością zdąży nawodnić górną część smugi, a następnie, po zamknięciu dopływu, środkową i dolną część. Wreszcie długość i szerokość smugi musi odpowiadać rozporządzalnemu dopływowi wody użytej do nawodnienia. Zasadniczo dopływ na 1 m szerokości smugi jest kilkakrotnie większy, niż na 1 m bruzdy rozlewowej przy nawodnianiu stokowym naturalnym. Z drugiej strony objętość dopływu należy dostosować do wartości spadku podłużnego smugi oraz do rodzaju gleby.

Kostiakov [3], przytaczając teorię i obliczenie nawodnienia smużnego, wyróżnia 2 przypadki: gdy część wody odpływa po nawodnieniu smugi (tj. mają miejsce tzw. zrzuty wody),

oraz gdy cała objętość wody użyta do nawodnienia wsiąka w glebę smugi.

Długość smugi bez zrzutu wody można obliczyć na podstawie wzoru:

$$l = \frac{v h}{k_{sr}} \quad (\text{w metr.})$$



Rys. 1. Nawodnienie smużne

gdzie v — prędkość przepływu (w m/s) wody wzdłuż smugi (zależna od spadku),
 h — grubość przepływającej warstwy wody w m,
 k_{sr} — średnia wartość współczynnika przepuszczalności w czasie przepływu.

Np. $v = 0,02 \text{ m/s}$, $h = 0,03 \text{ m}$,
 $k_{sr} = 0,000005 \text{ m/s}$,
 $l = \frac{0,02 \cdot 0,03}{0,000005} = 120 \text{ m}$

TABLICA I. Szerokość smugi przy spadzie poprzecznym 0,04 m

Spadek poprzeczny smugi (w ‰)	Największa szerokość smugi w m
2	20
4	10
6	7
10	4

TABLICA II. Wymiary smug (w m) dla trzech rodzajów gleby według Thorne i Petersona [4]

Przepływ l/sek	Gleba piaszczysta		Gleba gliniasto-piaszczysta		Gleba gliniasta	
	szerokość	długość	szerokość	długość	szerokość	długość
28,34	6—9	60—90	9	90—120	9	132—200
28,34—56,68	9—12	90—120	9—12	130—200	9—12	200
56,68—113,36	9—12	130	12	130—200	15	200—240
113,36—226,72	12	130—180	15	200—270	15	270—400

Na glebach brunatnych w kraju zawołżańskim otrzymano dobre wyniki nawodnienia na smugach o długości 175 — 250 m, jak podaje tablica III.

Ponieważ obsługa smug długich wymaga mniejszego nakładu pracy, przeto stosowanie takich smug jest gospodarczo uzasadnione.

TABLICA III

Spadek podłużny smugi	Przepływ na 1 m szerokości smugi — l/sek	Długość smugi m
0,017	3	175
0,012	4	225
0,007	5	250
0,001	6	200

ne. Wg Czerkasowa [1] smugi krótsze niż 30 m ze względów wyżej podanych nie powinny być stosowane. Uzyskanie równomiernego nawodnienia na długich smugach jest trudne.

Jeżeli zachodzi możliwość rozporządzania znacznym dopływem, np. 5 l/s na 1 m szerokości smugi, gleba jest średnio-lub mało przepuszczalna, spadek podłużny 2 — 4‰, to długość smugi wg Thorna i Petersona [4] może wynosić 150 — 250 m, zależnie od stopnia przepuszczalności gleby. W przypadku nawodniania gleb przepuszczalnych pożądaną jest znaczny spadek podłużny (6 — 12‰), przy czym długość smugi musi być mniejsza, ok. 100 m.

W Stanach Zjednoczonych (jak podaje tabl. II) stosowane są znaczne objętości przepływu, sięgające 19 l/s na 1 m szerokości smugi. Przepływy tego rzędu umożliwiają projektowanie smug o długości do 400 m na glebach mało przepuszczalnych. Natomiast Kostiakow [3] uważa, że stosowanie przepływu większego niż 5 l/s na 1 m szerokości smugi jest niebezpieczne, ze względu na możliwości zmywów gleby. Na dobrze zadarnionej łące przesiekanie wody w głąb jest mniejsze, co pozwala stosować mniejszy przepływ wody do nawodnienia.

*

W doświadczeniach nawodnieniach smużnych miejskimi wodami ściekowymi, przeprowadzonych przez Instytut Melioracji i Użytków Zielonych w 1954 i 1955 r., na łące w Psim Polu pod Wrocławiem, przepływ 2,5 l/s na 1 m szerokości smugi pozwalał na równomierne nawodnienie smugi o długości 43,5 m, położonej z 4‰ spadkiem podłużnym na glebie średnio przepuszczalnej (mąda piaszczysta).

W doświadczeniu przeprowadzonym w 1954 r. szerokość smug wynosiła 7,0 m, długość 43,5 m, spadek podłużny 4‰. Wysokość dawek polewowych zawierała się w granicach od 50 do 180 mm. Dopływ rozporządzalny wynosił 10 l/s, skąd obliczono czas nawodnienia dla różnej wysokości dawek: od 25 do 140 minut. Prędkość przepływu wody ściekowej, pomimo jednostajnego spadku oraz dość równomiernego porostu trawy na całej długości smugi, nie była jednakowa. Obserwacje prędkości przepływu prowadzono w trzech punktach: w $\frac{1}{3}$, w $\frac{2}{3}$ oraz w końcu smugi. Wskutek stopniowo zmniejszającej się wysokości warstwy wody na smudze, prędkość przepływu w górnej części jest większa; prędkość ta stopniowo maleje, jak podaje tabl. IV. Prędkości te — są to ilorazy długości odcinka smugi ($43,5 \text{ m} : 3 = 14,5 \text{ m}$) przez czas przepływu wody przez dany odcinek.

W 1955 r. smugi wykonano wcześnie, po 3,5 m. Długość smug oraz spadek podłużny pozostały bez zmian. Natomiast przeciętny

TABLICA IV. Prędkość przepływu (w m/min) wody wzdłuż smugi na łące. Dopływ 1,45 l/sek na 1 m szerokości smugi

Smuga	Odcinek = 1/3 całkowitej długości smugi		
	górny	środkowy	dolny
I	1,03	0,58	0,48
II	1,45	1,03	0,58
III	1,03	0,73	0,45

dopływ wody ściekowej był mniejszy i wynosił 8,5 l/s, tj. 2,5 l/s na 1 m szerokości smugi. Wysokość dawek polewowych wynosiła 50 i 85 mm, przy czym doświadczenie dotyczące wpływu nawodniania łąki ściekami na zwiększenie plonu siana wykonano w trzech powtórzeniach. Dawka 50 mm wymagała 15-minutowego czasu nawodniania, tj. dopływu wody z doprowadzalnika na smugę:

$$\frac{0,05 \cdot 3,5 \cdot 43,5 \cdot 1000}{8,5 \cdot 60} = 15 \text{ minut}$$

Natomiast dawka 85 mm trwała 25 minut. Łąka w 1955 r. była nawodniana pięciokrotnie. W związku z wysokim poziomem wody gruntowej (0,48 — 0,74 m), łąki przed pierwszym pokosem nie nawodniano, natomiast przed pokosem drugim dwukrotnie, a przed trzecim — trzykrotnie. Wysokość plonów siana z łąki nawodnianej systemem smużnym podaje tabl. V. Ogólna zwyżka plonu, przy zastosowaniu 5 dawek polewowych w wysokości 50 mm, tj. 2500 m³/ha, wyniosła 70,7 q/ha, czyli 100 m³ ścieków dało zwyżkę plonu 2,8 q siana. Zwyżka ta przy 5 dawkach po 85 mm (4250 m³/ha) była mniejsza i wyniosła 1,7 q siana. Ponieważ łąka przed pierwszym pokosem nie była nawodniana, przeto biorąc pod uwagę zwyżkę plonów z pokosu 2 i 3, tj. 43,1 q/ha przy dawkach polewowych 50 mm oraz 47,8 q/ha przy dawkach 85 mm, otrzymamy, uwzględniając 2-krotne nawodnienie przed pokosem drugim oraz 3-krotne przed pokosem trzecim, że zwyżka plonu na każde 100 m³ wody ściekowej, użytej do nawodnienia wynosiła w pierwszym przypadku:

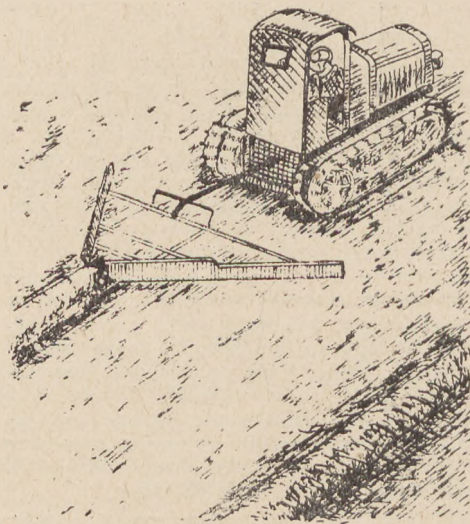
$$\frac{43,1 \cdot 100}{50 \cdot (2 + 3) \cdot 10} = 1,72 \text{ q siana}$$

a w przypadku drugim:

$$\frac{47,8 \cdot 100}{85 \cdot (2 + 3) \cdot 10} = 1,12 \text{ q siana}$$

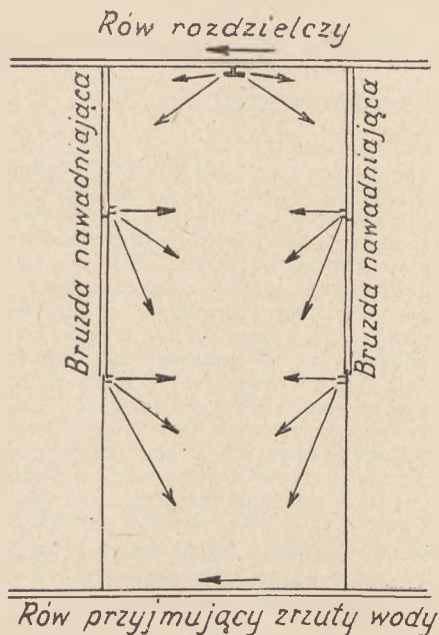
Porównując wyżej podane zwyżki plonu siana z wynikami nawodnień deszczownianych, stwierdzić należy, że nawodnienia smużne tylko nieznacznie ustępują deszczownianym, przy zastosowaniu wody o tej samej zawartości składników pokarmowych.

Budowę smug jest najłatwiej wykonać na terenie z wyrównanym spadkiem. Grobelki oddzielające smugi powinny być co najwyżej 0,20 m wysokie, wyższe na górnym odcinku smugi. Grobelkom o koronie zaokrąglonej, ok. 0,15 m szerokiej, należy dać skarpy łagodne o nachyleniu 1:2. Grobelki na łące lub pastwisku powinny być dobrze zadarnione, aby przy przejeździe kosiarek, przetrząsaczy, grabiarek itp. nie ulegały zniszczeniu. Usypanie grobelok najlepiej wykonać przy pomocy zgarniacza konnego lub ciągnikowego (rys. 2). Zgarniacz powinien mieć znaczną szerokość roboczą, co najmniej 3,0 m, aby tworzące się zagłębienia



Rys. 2. Zgarniacz do formowania grobelok

w gruncie, przy sypaniu grobelek, były możliwe niewielkie. Ponieważ objętość masy gruntu potrzebnej na usypanie 1 mb grobelki wynosi ok. 0,08 m³ (przyjmując pod uwagę spulchnienie gruntu), przeto głębokość wytworzonych zagłębień po obu stronach grobelki wyniesie około 0,04 m. Zagłębienia te, po wykonaniu grobelek, należy przy pomocy równacza konnego możliwie jak najbardziej zmniejszyć, aby wykonana smuga na całej szerokości miała równy poziom.



Rys. 3. Boczne doprowadzenie wody na smugi

Smugi na łące lub pastwisku mogą być wykonane w wyżej opisany prosty sposób podczas pełnej uprawy łąk, przed siewem traw. Jeżeli natomiast dawna darń pozostaje na łące, wówczas dla wykonania grobelek należy dowozić ziemię oraz darninę. Ponieważ przy przeciętnej, 15-metrowej szerokości smug na powierzchni 1 ha łąki potrzeba usypać ok. 650 m grobelek (wyłączając doprowadzalniki i rowy rozdzielcze), przeto do usypania tych grobelek zajdzie potrzeba dowiezienia około 52 m³ gruntu.

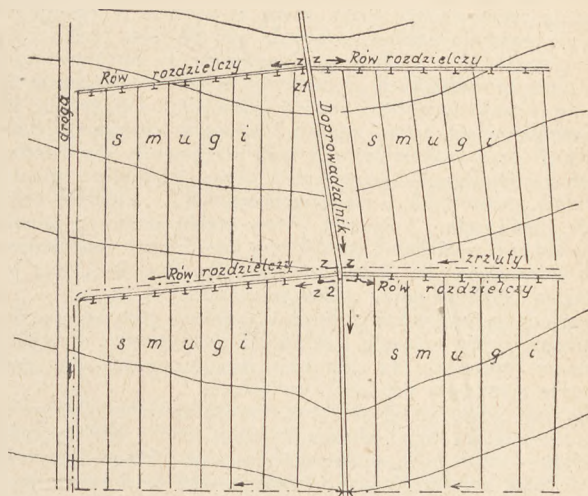
Gdy spadki nie są wyrównane, a ogólny spadek terenu bardzo mały, wówczas, jak podają Kanardow i Jeremiejew [2], należy do nawodnienia łąk lub upraw polowych stosować nawodnienie z bocznym doprowadzeniem wody na smugi (rys. 3). Schemat usypania grobelek jest podobny, jednak zamiast grobelek pojedynczych należy wykonać bruzdy nawadniające w nasypach. Wodę w tych bruzdach piętrzy się w miejscach przeznaczonych do nawodnienia smugi, przy pomocy przenośnych zastawek tarczowych.

Doprowadzenie i rozdział wody do nawodnień smużnych zostały w sposób schematyczny przedstawione na rys. 4. Zastawki 1 i 2 na doprowadzalniku pozwalają skierować wodę do jednego spośród czterech rowów rozdzielczych, oznaczonych na rysunku. Do nawodnienia poszczególnych bruzd służą wypusty z rowu rozdzielczego w ilości: jeden, dwa lub trzy, zależnie od szerokości bruzdy. Ze względu na ułatwienie obsługi, zamiast kilku pojedynczych wypustów stosowane są ostatnio wypusty rurowe pojedyncze w kształcie litery T, tj. zakończone dodatkową rurą, ustawioną pod kątem prostym do głównego przewodu rurowego.

TABLICA V. Plon siana (w q/ha) z łąki Psie Pole w 1955 r. Średnie wyniki z trzech powtórzeń.

Wysokość dawki polewowej wód ściekowych w mm i ilość nawodnień	Pokos			Plon siana ogólny	Zwyżka plonu
	1 nienawod- niony	2	3		
0	36,0	21,0	57	57	0
50 × 5	63,6*	32,3	31,8	127,7	70,7
85 × 5	63,6*	35,2	33,6	132,4	75,4

*) Zwyżka plonu siana wskutek działania następczego nawodnień ściekami z 1954 r.



Rys. 4. Schemat nawodnienia smużnego

Wypusty tego rodzaju kierują strumienie wody w kierunku poprzecznym do kierunku smugi i umożliwiają nawodnienie smug na całej jej szerokości.

Zrzuty wody, przy wykorzystaniu wody ściekowej, w ogóle nie mogą mieć miejsca. Gdy nawodnienia są prowadzone racjonalnie, to objętość wody zalewającej dolną część smugi będzie nieznaczna. Gdy do nawodnień użytkowana jest woda powierzchniowa, wówczas niewielkie objętości wody ze zrzutów są odprowadzane rowami osuszającymi oznaczonymi — — — na rys. 4.

W przypadku nawodniania smużnego łąki, kilkaset metrów bieżących grobelek na 1 ha nawodnianego użytku, nie wpływa na zmniejszenie plonu trawy. Na powierzchni zajętej grobelkami trawy prawie równie dobrze się rozwijają, jak na smudze.

Racjonalnie eksploatowane nawodnienie smużne, szczególnie w zastosowaniu do łąk, może zapewnić znaczne korzyści, a to dzięki sposobowi nawodnień, sprzyjającemu rozwojowi roślin oraz oszczędnemu użyciu trawy.

LITERATURA

1. Czerkasow A. A. — Melioracja i sielskochozajstwiennoe wodosnabżenie, Moskwa 1950.
2. Kanardow I. P. i Jeremiejew K. E. — Oroszenie sielskochozajstwiennych kultur stoczynnymi wodami, Moskwa 1943.
3. Kostiakow A. N. — Osnovy melioracji, Moskwa 1951.
4. Thorne D. W. i Peterson H. B. — Irrigated soils, 1949. Przekład rosyjski: Oroszajemyje ziemli, Moskwa 1952.

Rzeczową i szeroką dyskusją —

przyczynimy się do postępu technicznego

DZIAŁ V — EKSPLOATACJA

INŻ. STANISŁAW ZĄBEK

Katedra Melioracji Rolnych W.S.R. — Wrocław

Oczyszczanie się wód ściekowych Wrocławia w świetle badań przy nawodnieniu łąk w Osobowicach

Oczyszczanie miejskich wód ściekowych, a równocześnie wykorzystanie rolnicze ich zasobów należy do najstarszych środków poprawienia zdrowotności miast, która w połowie ubiegłego stulecia stała się ważnym problemem przede wszystkim w Anglii i od tego czasu aktualnym w krajach o silnym rozwoju przemysłowym.

W naszych warunkach gospodarczych, które w ostatnim dziesięcioleciu cechuje żywiołowy rozwój przemysłu i zwiększenie się liczby ludności miast, tanie, szybkie i proste w obsłudze oczyszczanie miejskich oraz przemysłowych wód ściekowych ma istotne znaczenie w podniesieniu zdrowotności, przez uniknięcie zanieczyszczenia wód gruntowych i powierzchniowych, z których korzystają ludzie i zwierzęta. Z drugiej strony szybki przyrost ludności naszego kraju stawia przed rolnictwem konieczność zaspokojenia potrzeb żywnościowych. Rolnictwo nie tylko żywi kraj, lecz jest ono podstawą istnienia wielu gałęzi przemysłu.

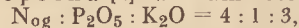
Warunkiem podniesienia produkcji rolnej jest odpowiednie zapotrzebowanie roślin w wodę i składniki pokarmowe. Produkcja roślinna w rolnictwie ma znaczenie zasadnicze; jest ona podstawą istnienia i rozwoju produkcji zwierzęcej.

Nie jest więc rzeczą obojętną, czy zawarte w olbrzymich masach wód ściekowych substancje organiczne i ich najważniejszy składnik — azot, będą zniszczone sztucznie i bezproduktywnie, czy też wskutek rolniczego wykorzystania wód ściekowych wejdą do gleby i przez właściwy glebie zespół drobnoustrojów zostaną rozłożone. Część tej zdysasymilowanej substancji organicznej ścieków przejdzie do organizmu roślinnego, powodując zwiększenie plonowania, druga natomiast część pozostanie w glebie i wskutek zwiększenia ilości próchnicy glebowej poprawi jej własności wodne, tak istotne dla gleb lekkich.

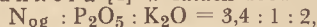
Miernikiem sanitarnym zanieczyszczenia wody jest zawartość w niej substancji organicznych. Ta grupa związków przy rozkładzie przebiegającym w szybkim tempie zużywa tlen. Substancje organiczne, zawarte w miejskich wodach ściekowych, charakteryzuje duża zawartość białka roślinnego, i zwierzęcego. W wyniku tlenowego rozkładu powstaje woda, CO_2 i NH_3 .

Miernikiem rolniczej wartości wód ściekowych używanych do nawodnień jest przede wszystkim zasobność tych wód w azot, fosfor i potas. Względny stosunek w ściekach miasta Wrocławia wymienionych trzech składników przedstawia się zmiennie w różnych okresach czasu:

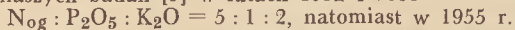
według badań Klopscha [2] w latach 1883 i 1884



według badań Zunkera [4] w latach 1931 — 1934



według naszych badań [3] w latach 1952 i 1953



Przewaga azotu nad fosforem i potasem kwalifikuje te wody jako nawóz azotowy. Jest to jednak bardzo dynamiczna i szybko działająca forma nawozu azotowego, ponieważ azot oraz inne składniki chemiczne znajdują się w środowisku wodnym. Z punktu więc widzenia zdrowotności i zagadnień melioracyjnych będzie konieczne zbadanie w jakim stopniu następuje oczyszczanie się wód ściekowych przy rolniczym wykorzystaniu.

Warunki glebowe, wodne i florystyczne łąki doświadczalne w Osobowicach opisaliśmy w poprzedniej naszej pracy [3]. Łąki i pola nawodniane wodami ściekowymi są przeważnie zdrenowane. Ta część wody, którą nie zatrzymała gleba oraz ta, która nie odpłynęła do wody gruntowej, przedostają się przez sączki drenowe do rowów odprowadzających, a stąd do cieków wodnych (rzek). Wody drenowe zasilają więc wody powierzchniowe.

W czasie ruchu żywnych wód ściekowych w profilu glebowym następuje przede wszystkim uzupełnienie zapasu wodnego gleby do maksymalnej polowej pojemności wodnej oraz zachodzą skompli-

kowane procesy wzajemnego oddziaływania składników pokarmowych gleby i składników pokarmowych niesionych z wodą ściekową. Pewien fragment tych procesów można wyświetlić przez porównanie stężenia zasadniczych składników chemicznych w wodzie ściekowej, wprowadzanej na powierzchnię łąki ze stężeniem ich w wodzie odciekającej z dren do ich stężenia w wodzie ściekowej, wprowadzanej na powierzchnię łąki, będzie wskaźnikiem oczyszczania się wód ściekowych w danych warunkach glebowych, wodnych i uprawowych terenu nawodnianego.

Celem określenia oczyszczania się wód ściekowych m. Wrocławia, w warunkach istniejących w łące doświadczalnej w Osobowicach, oznaczono w wodach ściekowych i w odcieku z dren pięć składników chemicznych, które mają znaczenie nie tylko rolnicze, lecz również bezpośrednio lub pośrednio sanitarne.

Przyjmijmy, że C oznaczać będzie stężenie w mg/l danego składnika w ścieku, a C' — jego stężenie w odcieku z dren. Wówczas między C i C' może zachodzić trojaki związek:

$$C' < C$$

$$C' = C$$

$$C' > C$$

W pierwszym przypadku ($C' < C$) woda oczyszcza się względem danego składnika chemicznego, w drugim przypadku ($C' = C$) oczyszczanie nie zachodzi, natomiast w trzecim przypadku ($C' > C$) woda wprowadzana na łąkę zanieczyszcza się danym składnikiem chemicznym, wskutek przejścia jej przez profil glebowy.

Zestawione w tabl. I wyniki badań z lat 1953, 1954 i 1955 orientują w jakim stosunku i w jakim stopniu zachodzi zmiana stężeń zawartości: azotu ogólnego, fosforu, potasu, wapnia i sodu, w warunkach nawodniania łąki na glebie lekkiej na piasku, przy czym ilość nawodnień w okresie wegetacji wynosiła od 5 do 6, co czyniło sumaryczną ilość wody w granicach od około 1500 mm do około 2500 mm. Z przytoczonych poszczególnych analiz wód ściekowych i odpływów z dren oraz z zestawienia średniego wyniku, że mamy tu do czynienia w odniesieniu do azotu, fosforu, potasu i wapnia, z przypadkiem 1 ($C' < C$), tj. stężenie tych składników chemicznych w odcieku z dren jest mniejsze aniżeli ich stężenie w wodach ściekowych wprowadzanych na łąkę. Ostatni w tablicy składnik — sód (Na_2O) zachowuje się nieco inaczej; bowiem w pięciu przypadkach na osiem badanych, stężenie jego odcieku z dren jest większe aniżeli w wodzie ściekowej wprowadzanej na powierzchnię łąki. Tu mamy do czynienia z przypadkiem, gdy $C' > C$.

Wskutek nawodniania i przejścia ścieków przez profil glebowy następuje zmniejszenie się azotu ogólnego (około 90%) i częściowo fosforu (P_2O_5) około 40%. Potas i wapń nie zmniejszają znacznie swych stężeń.

Znaczne zmniejszenie się stężenia azotu po nawodnieniu łąki ma nie tylko doniosłe znaczenie rolnicze, lecz również sanitarne. Zawartość azotu w odciekających wodach drenowych jest mniejsza niż w wodach rzecznych lub innych wodach powierzchniowych, stosowanych zwykle do nawodnień melioracyjnych. Wysokie oczyszczanie się wód ściekowych m. Wrocławia z zawartości azotu może być również uzasadnione faktem, że około 70% tego pierwiastka występuje tu w formie amonowej. Ta forma azotu jest szczególnie łapczywie wychwytywana przez system korzeniowy traw, tym bardziej, gdy ten proces zachodzi w środowisku wodnym jakie stwarza nawodnienie. Jednakże wysokość stopnia oczyszczania się ścieków z zawartości azotu może niekiedy okazać się znacznie gorszym; orientacyjne badania wykonane w 1952 r. przemawiałyby, że decydująca jest wilgotność gleby w okresie nawodnień. Rok ten należał do przekropnych; roczna ilość opadów wynosiła około

TABLICA I. Oczyszczanie się wód ściekowych m. Wrocławia przy nawodnieniu łąki doświadczalnej w Osobowicach

Data	N-ogólny w mg/l		P ₂ O ₅ w mg/l		CaO w mg/l		K ₂ O w mg/l		Na ₂ O w mg/l	
	ścieki	odciek	ścieki	odciek	ścieki	odciek	ścieki	odciek	ścieki	odciek
10.VI.53 r.	40,25	13,04	9,93	5,17	126,87	105,40	27,70	24,60	115,50	129,90
11.VIII.53 r.	39,68	6,22	6,99	5,00	125,00	113,40	27,10	27,70	119,20	134,70
20.V.54 r.	40,37	3,07	2,62	2,00	57,20	57,00	21,08	18,06	117,98	148,25
26.VI.54 r.	63,13	3,17	5,00	4,50	180,50	168,40	25,89	19,87	141,51	129,38
14.IV.55 r.	46,54	2,04	5,10	1,60	113,80	95,89	19,26	15,05	101,02	103,70
16.V.55 r.	38,22	1,45	14,60	6,70	129,96	121,13	25,88	17,75	112,47	102,37
11.VII.55 r.	41,44	2,63	7,60	6,95	141,95	121,64	20,10	17,45	102,37	117,18
1.VIII.55 r.	27,44	2,41	9,60	4,20	188,70	161,50	22,87	16,25	114,49	105,06
Średnio mg/l	42,14	4,25	7,68	4,51	132,99	118,05	23,73	19,59	115,56	122,56
Procentowo	100	10	100	59	100	89	100	83	100	106

500 mm. Ilości azotu w wodach drenowych i ściekowych zestawiono w tabl. II.

Biorąc pod uwagę powyższe wyniki, nawodnianie, szczególnie na glebach lekkich, powinno następować wtedy, kiedy roślinność łąkowa i gleba wymagają rzeczywiście uzupełnienia składników pokarmowych i wilgoci glebowej. Organizm roślinny syntetyzuje białko z azotu i wody przy współudziale energii słonecznej.

TABLICA II. Ubytek stężenia azotu w wodzie drenowej po nawodnieniu ściekami łąki w Osobowicach w 1952 r.

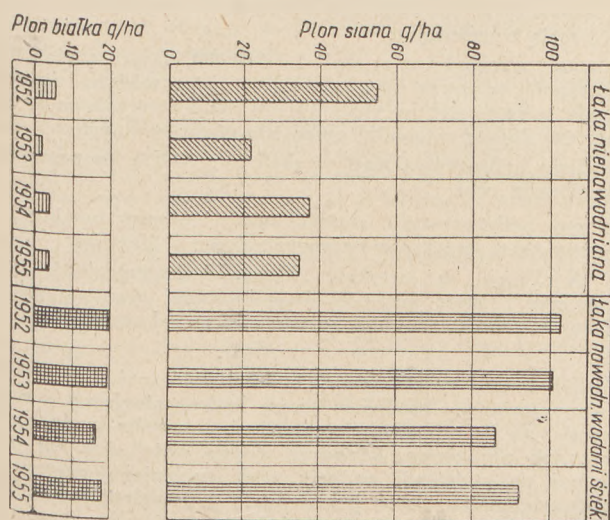
Data	Zawartość azotu w mg/l		%
	ścieki	odciek	
10.VI.52 r.	73,22	50,12	68
1.VII.52 r.	50,51	24,31	48
26.VII.52 r.	54,36	34,44	63
17.X.52 r.	56,84	42,84	75
Średnio	58,74	37,92	65

Łąki nawodniane wodami ściekowymi cechuje wysoka ilościowa i jakościowa wydajność. Plonowanie łąki nawodnianej wodami ściekowymi w Osobowicach i nie nawodnianej (w latach 1952, 1953, 1954 i 1955) przedstawiono na rys. 1.

Siano z łąk nawodnianych wodami ściekowymi zawiera więcej białka, niż zasobne w ten składnik siano z lucerny lub koniczyny. Siano to, dobrze wysuszone, zawiera średnio 19% białka, natomiast siano o tej samej wilgotności z łąk nienawodnianych średnio 10%. Na tej podstawie zestawiono również na rys. 1 ilość białka w q/ha z łąki nawodnianej wodami ściekowymi i nienawodnianej. Jeśli więc średni plon siana w okresie 1952 — 1955 z łąki nawodnianej jest 2,6 raza większy niż z łąki nienawodnianej, to plan białka

TABLICA III. Ważniejsze własności chemiczne wody gruntowej z łąki nawodnianej wodami ściekowymi w Osobowicach

Data	N _{białk.} + amon	P ₂ O ₅ mg/l	K ₂ O mg/l	CaO mg/l	Na ₂ O mg/l
10.VI.53	1,90	6,97	30,20	199,82	152,20
20.X.53	8,84	1,40	27,00	127,30	134,70
11.VIII.53	14,08	6,01	30,20	113,00	131,30
20.V.54	1,40	2,40	22,28	88,37	175,21
26.VI.54	2,92	śl.	21,68	152,75	188,69
12.VIII.54	0,82	śl.	24,09	69,80	130,73
14.VI.55	0,72	4,40	22,27	119,87	129,31
16.V.55	1,46	15,0	21,67	126,62	124,62
20.VI.55	2,24	1,51	22,27	172,86	112,47
11.VII.55	2,63	5,80	19,86	122,02	106,41
1.VIII.55	1,01	6,20	24,20	165,99	143,70
20.VIII.55	1,38	8,20	23,47	164,87	116,51
28.IX.55	0,63	8,30	21,67	108,79	128,02
średnio	3,10	6,02	23,91	133,23	136,38



Rys. 1. Plon białki i plon siana z kwater nawodnianych i nie nawodnianych wodami ściekowymi w Osobowicach w latach 1952 — 55.

będzie 5 razy większy w porównaniu z jego ilością zbieraną na łąkach nienawodnianych.

Na podstawie tych badań wysokości plonu i jego wartości białkowej słusznie możemy nazwać łąki nawodniane ściekami jako „fabryki białka”.

Znaczna część wód ściekowych wprowadzanych na łąkę, przebiegając na całej powierzchni nawodnionej przez miąższ glebowy, omija sączki drenowe i przedostaje się do wody gruntowej, podnosząc jej zwierciadło. Jakość wody gruntowej na polach nawodnianych jest ważna nie tylko z punktu rolniczego, lecz również sanitarnego.

Do oznaczeń czerpano wodę gruntową z terenu nawodnianego wodami ściekowymi w Osobowicach, przy pomocy pompy typu abisyńskiego, umieszczonej w odległości około 5 m od czynnego rowu doprowadzającego ścieki. Rura ssąca pompy znajdowała się w głębokości 4 m pod powierzchnią gruntu. Pobierana woda gruntowa, podobnie jak odciek z dren, była zupełnie przezroczysta. W laboratorium oznaczano w próbkach azot ogólny, fosfor, potas, wapń i sód. Wyniki badań przeprowadzonych w latach 1953, 1954 i 1955, zestawiono w tabl. III.

Woda gruntowa z terenów osobowickich nawodnianych ściekami zawiera średnio małe ilości azotu białkowego i amonowego, natomiast większość (około 80%) stanowi tu zmineralizowana forma tego pierwiastka.

W celu wyraźnego zilustrowania zależności między cechami chemicznymi wód ściekowych m. Wrocławia z jednej strony, a wodą oczyszczoną przez glebę i roślinność trawiastą z drugiej — zestawiamy w tabl. IV średnie wartości oznaczonych cech chemicznych ścieków Wrocławia oraz odcieku z dren i wody gruntowej w okre-

TABLICA IV. Zależność między ważniejszymi cechami chemicznymi wód ściekowych m. Wrocławia, wodą gruntową z terenu Osobowice i odciekiem z dren. Średnie za okres 1953—1955

Rodzaj wody	N _{ogólny} mg/l	P ₂ O ₅ mg/l	K ₂ O mg/l	CaO mg/l	Na ₂ O mg/l
Wody ściekowe	39,76	8,88	24,28	142,5	115,96
Odciek z dren	4,34	5,53	17,75	121,02	110,20
Woda gruntowa	13,0	6,02	23,91	133,23	136,38

sie 1953—1955. Z tabl. IV widzimy jak dużą siłę oczyszczającą stanowi gleba. Ilości azotu w odcieku z dren i w wodzie gruntowej są mniejsze lub prawie równe tym ilościom, które spotykamy w naszych wodach powierzchniowych.

LITERATURA

1. Bac S. — Myśli przewodnie w nawodnieniu łąk. Gospodarka Wodna nr 6/53.
2. Klopsch R. — Chemische untersuchungen über die hygienische und landwirtschaftliche Bedeutung der breslauer Rieselfelder. Landwirtschaftl. Jahr 1884.
3. Ząbek S. — Wpływ nawodniania wodami ściekowymi na stosunki wodne gleby i plonowanie łąki doświadczalnej w Osobowicach. Melioracja I. Zesz. Nauk. WSR Wrocław.
4. Zunker F. — Vorläufiger Bericht über die Abwasserversuche in Scheibitz bei Breslau. Der Kulturtechniker 1931.

PRZEGLĄD WYDAWNICTW

PROBLEMATYKA MAP HYDROGEOLOGICZNYCH

W ostatnich latach, w związku z rozwojem gospodarczym kraju, stało się konieczne przeprowadzenie badań i sporządzenie map mających na celu określenie zasobów wodnych Polski. Zagadnienie to dotyczy szczególnie wód podziemnych, których znajomość jest jeszcze w tej chwili bardzo mała. Zwłaszcza, że badanie wód podziemnych napotyka na duże trudności ze względu na brak specjalistów w tej dziedzinie, metod opracowania oraz dokładnych materiałów geologicznych: map i wierceń. Mimo to, tego trudnego problemu wykonania Mapy Hydrogeologicznej Polski, podjął się Instytut Geologiczny, który zamierza opracować:

1. Szczegółową Mapę Hydrogeologiczną Polski w skali 1 : 50 000.
2. Przeglądową Mapę Hydrogeologiczną Polski w skali 1 : 300 000.

Problemy związane z opracowaniem tych map omawiają w „Przeglądzie Geograficznym” (Z. Pazdro ¹⁾, C. Kolago ²⁾, J. Łyczewska i W. Olendski ³⁾).

Z. Pazdro i C. Kolago poruszają zagadnienia ogólne dotyczące zakresu treści mapy, metodyki jej sporządzania oraz podają ogólne rozwiązania graficzne. J. Łyczewska i W. Olendski natomiast omawiają szczegółowo wykonanie Mapy Hydrogeologicznej według instrukcji CUG.

Praca Z. Pazdry „Mapa Hydrogeologiczna, jej treść i znaczenie” omawia metody opracowania mapy hydrogeologicznej. Według tej metody mapa taka powinna być wykonana w oparciu o „kompleksowe zdjęcie terenu” obejmujące badania i pomiary do mapy geologicznej, geologiczno-inżynierskiej, geomorfologicznej, hydrograficznej i innych prowadzone przez grupę fachowców z różnych dziedzin.

Tok pracy nad zdjęciem kompleksowym rozpada się według Z. Pazdry na trzy etapy:

- etap przygotowawczy, obejmujący zebranie materiału znajdującego się w publikacjach i archiwach;
- etap prac polowych, obejmujący zebranie materiału dotyczącego poszczególnych składników środowiska geograficznego terenu;

¹⁾ Pazdro Z. — Mapa Hydrogeologiczna, jej treść i znaczenie. „Przegląd Geologiczny”, nr 1/1955.

²⁾ Kolago C. — Mapy hydrogeologiczne. „Przegląd Geologiczny” nr 12/1955.

³⁾ Łyczewska I. i Olendski W. — Przeglądowa Mapa Hydrogeologiczna Polski. „Przegląd Techniczny” nr 10/55.

— etap laboratoryjno-kameralny, polegający na opracowaniu zebranego materiału w formie graficznej.

W wyniku tych prac powinna powstać Mapa Hydrogeologiczna, którą autor uważa jako „graficzne odwzorowanie warunków występowania, rozprzestrzenienia, jakości i ilości wód podziemnych określonego wycinka skorupy ziemskiej”. Warunki te muszą być przedstawione na tle rzeźby i hydrografii.

Omówiona przez autora metoda i etapy opracowania mapy hydrogeologicznej będą mogły znaleźć zastosowanie prawie wyłącznie przy sporządzaniu map szczegółowych w skali 1 : 50 000, których wykonanie przewidziane jest w dłuższym okresie czasu. Metoda ta bowiem wymaga znacznej ilości wykwalifikowanych pracowników, których obecnie jeszcze jest zbyt mało, wymaga ogromnych funduszy na prace wiertnicze i laboratoryjno-kontrolne oraz ściślej współpracy z wieloma instytucjami badawczymi. Autor pomija zagadnienie graficznego przedstawienia poszczególnych elementów hydrogeologicznych na mapach, uznając je za trudne i skomplikowane. Proponuje tu skorzystać z doświadczeń hydrogeologów radzieckich i amerykańskich.

W zakończeniu artykułu autor omawia podział map ze względu na skalę wyróżniając:

- mapy przeglądowe, w skali 1 : 200 000, dające ogólny obraz wodonośności terenu z uwzględnieniem pieter wód podziemnych;
- mapy podstawowe, w skali 1 : 50 000 i szczegółowe w skali 1 : 25 000, dające całkowity obraz stosunków wodnych;
- plany hydrogeologiczne, w skali 1 : 10 000, opracowywane w określonym celu.

Do map podstawowych, szczegółowych i planów powinien być dołączony tekst, przekroje hydrogeologiczne i diagramy.

C. Kolago w artykule „Mapy Hydrogeologiczne” omawia pojęcie i istotę mapy hydrogeologicznej oraz zajmuje się graficznym przedstawieniem poszczególnych elementów na mapach.

Według autora pojęcie mapy hydrogeologicznej nie jest jeszcze sprecyzowane. Zasadniczo mapą hydrogeologiczną staje się już mapa, na której zaledwie określenia utworów geologicznych w legendzie uzupełnione są oceną wodonośności skał lub mapą, na której na podstawie rodzaju skał wyróżniono poszczególne poziomy wodonośne. Są to jednak mapy o niepełnej treści. Mapę o pełnej treści można otrzymać jedynie w wyniku terenowego zdjęcia hydrogeologicznego lub na drodze opracowania dokładnych materiałów archiwalnych. Jednak nawet pełne opracowanie mapy hydrogeologicznej daje tylko obraz przybliżony, a stopień

śluzności tego obrazu zależy od stopnia znajomości terenu. Dlatego też dla uzupełnienia i wzbogacenia obrazu stosunków hydrogeologicznych dodaje się często do opracowania, mapy pomocnicze charakteryzujące poszczególne elementy środowiska geograficznego, jak: mapę hipsometryczną, mapę klimatyczną (opad, wilgotność, parowanie), mapę hydrograficzną, mapę geomorfologiczną, roślinną oraz mapy gospodarcze, charakteryzujące wykorzystanie wody i zapotrzebowanie na nią.

Wszystkie elementy na mapach hydrogeologicznych przedstawiane są przy pomocy linii, szrafury i cyfr. Autor podaje, że ostatnio nawet chemizm wód przedstawiony jest liniowo, mimo że jest to sprawa trudna.

Linie wykreślone na mapach mają wg autora znaczenie dwójakie, jako:

- linie graniczne, wydzielające pewne regiony lub strefy wód podziemnych, wyróżnione na podstawie wspólnych cech występowania;
- Linie interpolacyjne, uzyskane na podstawie sieci punktów pomiarowych z uwzględnieniem rzeźby, geomorfologii i geologii; są to: hydroizohipsy, hydroizobaty, izopachity⁴⁾ hydroizopiezy⁵⁾ itd.

W zależności od podziałki mapy, metoda graficznego przedstawiania na niej zjawisk hydrogeologicznych jest różna. I tak na mapach w podziałce 1 : 200 000 najczęściej używa się pokrycia szrafurą bez granic, dająca obraz ogólny. Na mapach w podziałkach 1 : 100 000, 1 : 50 000, 1 : 25 000 wskazane jest używanie linii, przy pomocy których można dokładnie określić poszczególne elementy umieszczone na mapach. Znaki punktowe i cyfry służą jako uzupełnienie obrazu stosunków hydrogeologicznych terenu. Dla uzyskania możliwie jak najbardziej czytelnego obrazu na mapy hydrogeologiczne wprowadza się barwy; najczęściej różne odcienie barwy niebieskiej.

Artykuł J. Łyczewskiej i W. Olendskiego omawia bardzo szczegółowo zagadnienie mapy przeglądowej zwracając szczególną uwagę na jej treść i rozwiązanie graficzne. Autorzy pomijają zupełnie zagadnienie szczegółowej Mapy Hydrogeologicznej Polski, której wykonanie jest w obecnym okresie niemożliwe i musi być odłożone na dalszy plan.

Przeglądowa Mapa Hydrogeologiczna Polski w skali 1 : 300 000, wchodząca w skład kompleksowej mapy geologicznej Polski, opracowana będzie z konieczności na podstawie hydrogeologicznych materiałów archiwalnych oraz w oparciu o interpretację mapy geologicznej. W miarę opracowywania map szczegółowych w skali 1 : 50 000 mapa przeglądowa będzie korygowana i wydawana w nowej, wersji, opracowanej na podstawie syntezy mapy szczegółowej.

Przeglądowa Mapa Hydrogeologiczna opracowywana jest w dwóch wydaniach A i B.

Mapa w wydaniu A wykonana jest w oparciu o mapę geologiczną, materiały wiertnicze, występowanie wód powierzchniowych i interpretację mapy geomorfologicznej, jest w zasadzie mapą stropu wód podziemnych (mapą warstwy suchej). Na niej oznaczona jest barwami i izoliniami głębokość zalegania wód podziemnych w odstępach 0–5 m, 5–10 m, 10–20 m, 20–30 m i ponad 30 m. Wartości te wydzielano na podstawie kryteriów hydrograficznych (bagna, podmokłości) geomorfologicznych (tarasy, doliny) i geologicznych.

Pewną trudność przy zestawieniu tej mapy stanowi zagadnienie określenia średniego poziomu wód gruntowych, gdyż większość danych, którymi rozporządza Instytut Geologiczny, dotyczy okresu letniego, a więc niskich stanów wody. Kwestia ta może być jednak rozwiązana przez podanie jako załącznika do mapy kilku wykresów wahań ze stacji obserwowanych przez służbę hydrologiczną.

Opracowana w omówiony sposób Przeglądowa Mapa Hydrogeologiczna zawierać będzie:

- szczegółową sieć hydrograficzną,
- działy wodne od I — IV rzędu,
- obszary hydrogeologiczne o określonej głębokości warstwy suchej.

Jako załączniki podaje się schematyczną mapę morfologiczną w skali 1 : 1 500 000 oraz wykresy wahań wód gruntowych.

Na Przeglądowej Mapie Hydrogeologicznej Polski w wydaniu B zaznaczone są główne poziomy wodonośne w utworach czwartorzędowych, trzeciorzędowych, mezozoicznych i paleozoicznych.

⁴⁾ Izopachity — linie jednakowej miąższości warstwy wody w zbiorniku podziemnym.
⁵⁾ Hydroizopiezy — linie łączące punkty o jednakowym wzniesieniu wody pod ciśnieniem w otworach.

nych. Pozwoli to na orientacyjne wyróżnienie poszczególnych regionów wodonośnych i ocenę zasobów wodnych.

Stosunki hydrogeologiczne w osadach czwartorzędowych, ze względu na duże znaczenie gospodarcze oraz bogate ich rozprzestrzenienie na terenie Polski, przedstawione są przy pomocy barwnych płaszczyzn ograniczanych liniami. Poziomy wodonośne w trzeciorzędowych, mezozoicznych i paleozoicznych utworach luźnych i makroporowatych przedstawiają poziomicę zwierciadła wody. Wody zaś istniejące w zwężonych utworach szczylinowych przedstawiają poziomicę stropu skał spękanych. Wydzielanie poziomów wodonośnych dokonywane jest na podstawie mapy geologicznej i wierceń. Jak podają autorzy, płaszczyzny obrazujące warunki hydrogeologiczne w utworach czwartorzędowych, wydzielane są na podstawie ilości, a nie jakości poziomów wodonośnych na danym obszarze. Wyróżniono tu np. obszar z jednym poziomem wodonośnym, obszar z dwoma poziomami wodonośnymi itp.

Na mapie hydrogeologicznej w wydaniu B oprócz płaszczyzn obrazujących warunki hydrogeologiczne w utworach czwartorzędowych i izolinii wodonośności skał starszych, zaznaczone są punkty otworów wiertniczych opatrzone wartościami wysokości poziomów n. p. m. Oprócz tego są podane liczby charakteryzujące miąższość warstwy wodonośnej, jej wydajność itp. Jako załączniki do mapy dodane są profile hydrogeologiczne przecinające arkusz mapy południowo i równoleżnikowo, mapa utworów czwartorzędowych i schematyczna mapa morfologiczna.

Na zakończenie nasuwają się następujące wnioski:

1. Wykonanie Mapy Hydrogeologicznej Polski przez Instytut Geologiczny jest zamierzeniem trudnym ale koniecznym.

2. Przy opracowywaniu wykresów wahań wód gruntowych należy pamiętać, że jeszcze nie wszystkie studnie obserwowane posiadają dokumentację geologiczną, na podstawie której, w znacznej mierze określa się rodzaj wody podziemnej, zwłaszcza w utworach czwartorzędowych. Dla potrzeb mapy hydrogeologicznej określenie rodzaju wody podziemnej jest niezbędne, bowiem jak wiadomo poszczególne typy wód cechują się różnym przebiegiem krzywej wahań i różną amplitudą wahań. Dlatego załączone wykresy do mapy powinny być wykonane dla studni reprezentujących typowy lub przeważający poziom wodonośny w danym regionie.

3. Omówiona metoda opracowania wód podziemnych w utworach czwartorzędowych, na mapie w wydaniu B, może być przyjęta i może doprowadzić do dokładnego poznania zasobów wodnych tylko wtedy, jeżeli dysponuje się wystarczająco gęstą siecią punktów pomiarowych (więcej niż 2 punkty na 1 km²). Posługiwanie się tą metodą w oparciu o stosunkowo rzadką sieć punktów pomiarowych może doprowadzić do fałszywych rezultatów, ze względu na olbrzymią zmienność ilości poziomów wodonośnych i ich rozprzestrzenienia w utworach czwartorzędowych, zwłaszcza na terenie Polski środkowej.

Mgr Halina Chruściel

SBORNÍK PRAC O ČLENENÝCH PRIHRADÁCH

Zespół autorów (inż. dr I. Babuška, inż. dr J. Brilla, inż. Z. Čermak, inż. dr L. Hobst, inż. K. Konrád, inż. A. Korvas, dr F. Kroupa, inż. J. Laudát, inż. dr K. Lossman, inż. dr L. Mejzlik, inż. dr A. Pavik, doc. inż. P. Peter, dr K. Rektorys, inż. dr J. Stork, prof. dr F. Vyčichle) **Sborník prac o Členených prihradách** (Zbiór prac o zaporach z członowych (lekkich i pŕcičzkich), Bratislava 1955 r., str. 938, nakład 1500 egz. Slovenské vydavateľstvo technickej literatúry.

Praca ta jest jedną z pierwszych tak szczegółowo omawiających zagadnienie projektowania i wykonawstwa zapór lekkich i półciężkich. Dotychczas podręczniki omawiały ten typ zapor marginesowo, nie dając przeglądu całości wad i zalet tego typu konstrukcji przegród.

We wstępie autorzy omawiają: budowę geologiczną Słowacji, lokalne występowanie fliszów, ich właściwości, zbyt małą wytrzymałość gruntów dla budowy zapór ciężkich, brak materiałów budowlanych, trudności w dostarczaniu ich na teren budowy w dużych ilościach. Na tym tle występują zalety zapór lekkich, które nie wymagają dużych ilości materiałów budowlanych, dają małe naciski na grunt (do 5 kG/cm²) przy zaporach do 50 m wysokości mają małe ilości robót betonowych, możliwość zastosowania prefabrykacji niektórych elementów konstrukcyjnych przy zaporach o niższych wysokościach, co umożliwia stosowanie montażu, zapór na placu budowy, mniejszą ilość pracowników zatrudnionych przy budowie, lecz o wyższych kwalifikacjach.

Ponieważ w literaturze odczuwano brak podręcznika omawiającego szczegółowo zasady projektowania zapór lekkich, autorzy przez opracowanie tego podręcznika chcą dać materiał stanowiący podstawę do projektowania tego typu zapór i w ten sposób wprowadzić je na teren czechosłowacki. Autorzy podkreślają, że jednym z powodów mniejszego stosowania tego typu zapór był brak teoretycznych danych, dotychczas nie rozwiązanych przy projektowaniu zapór lekkich.

Książkę można podzielić na cztery zasadnicze działy:

- 1) omówienie ogólne konstrukcji zapór,
- 2) przegląd zapór lekkich dotychczas wykonanych oraz sposób i metody ich budowy,
- 3) wykonawstwo, projektowanie prefabrykatów i betonów, technologia betonu, deskowanie, dylatacja, zbrojenia filarów,
- 4) obliczenia statyczne.

W części pierwszej autorzy dają przegląd spotykanych konstrukcji zapór lekkich, jak: zapory grzybkowe, zapory wewnętrzne, zapory o łukach wielokrotnych, zapory kryte płytami, kopulaste i inne. Konstrukcje zapór szeregują według schematu: część (płyta) piętrząca, ząb zakotwiający, filary nośne, stopa fundamentowa filaru, mur ochronny od strony odpowietrznej, boczne części piętrzące, komunikacja wewnętrzna i na koronie zapory, słownice wodne i współczynnik bezpieczeństwa zapór lekkich. Specjalny rozdział poświęcony jest przelewom i upustom w zaporach przez przedstawienie rozwiązań wykonanych zapór. Dla całości przeglądu autorzy dają wytyczne do badań geologicznych oraz opis metod wzmacniania gruntów. Na opisie badań geologicznych można zamknąć część pierwszą.

Część drugą rozpoczyna opis prac przygotowawczych do budowy zapory, zaprojektowanie grody, omówienie dojazdu i transportu materiałów, odwodnienie, wstępne roboty ziemne, uzbrojenie placu budowy, roboty betonowe, prace kontrolne i pomiary wykonywane w czasie budowy i po wykonaniu zapory. Opis tak szczegółowo podany rzadko można spotkać w literaturze technicznej. Organizacja placu budowy i wykonawstwo robót udokumentowane są opisem, rysunkami i fotografiami 28 placów budowy wykonanych już zapór lekkich. W opisach wykonawstwa podane są też charakterystyczne szczegóły projektu zapór, np. podstawowe wymiary, kubatura, rzędne n.p.m., uzyskana oszczędność, gdyby wykonano zamiast zapory lekkiej zapór ciężką, wydajność sprzętu, rok budowy.

Część trzecia poświęcona jest zagadnieniom wykonawstwa. Szczególną uwagę zwrócono na wykonawstwo zapór z elementów prefabrykowanych. Przedstawiony jest szereg tablic i wykresów, ułatwiających projektowanie wstępne elementów prefabrykowanych ścian piętrzących. Podano sposoby łączenia poszczególnych części, dylatacje. Autorzy podali bardzo ważną dla wykonawcy instrukcję i normy dla wykonywania elementów. Dla projektanta podano pełne dane dotyczące technologii betonu prefabrykowanego, ilości wydzielanego ciepła przy wiązaniu, konieczne zestawienia tabelaryczne dla obliczeń pary do naparzenia elementów, organizację placu budowy, hale dla prefabrykacji, rozwiązanie sieci komunikacyjnej na placu, organizację fabryki betonu, sposób budowy stołów wibracyjnych dla dużych elementów prefabrykowanej płyty piętrzącej. Autorzy omawiają chociaż marginalnie możliwość stosowania podciśnienia dla odprowadzania wody z betonowych elementów oraz stosowanie elementów z betonu wstępnie sprężonego. Jeden rozdział poświęcony jest wibrowaniu betonów i jego wpływ na wytrzymałość i nasiąkliwość.

W dalszym ciągu autorzy podali szereg typów deskowań, stosowanych przy zaporach lekkich, a mianowicie: deskowania ślizgowe drewniane dla większych elementów, deskowania stałe kotwione obustronnie przy cieńszych elementach, ślizgowe deskowania kotwione z elementów kwadratowych, deskowania ścian pochylonych, deskowania wiszące podciągane, konstrukcje deskowań dla ścian piętrzących, łuków, szalowania metalowe, płyty okładzinowe prefabrykowane. Przy omawianiu deskowań autorzy przedstawili sposoby łączenia poszczególnych elementów zapory, dylatacje. W końcowej części omówiono zbrojenia dużych elementów zapór-filarów, przez kratownice przestrzenne, zabetonowywane całkowicie w filarach i dostarczane na budowę gotowe z fabryk. Cały ten dział obejmuje około trzecią część książki, co charakteryzuje, jak doceniają w Czechosłowacji organizację robót i wykonawstwo.

Część ostatnia, poświęcona obliczeniom statycznym, jest bardzo obszerna; obejmuje ona 13 rozdziałów książki — około 55% całości. W początkowej części autorzy dają przegląd rodzajów stosowanych ścian piętrzących, podstawowych zasad ich obliczania, opisy głównych części konstrukcyjnych, rodzaje obciążeń, przypadki, dla których wykonuje się obliczenia. Dalsze

rozdziały bardzo szczegółowo przedstawiają sposoby obliczeń dla poszczególnych obciążeń, szczególnie uwzględniając zjawiska termiczne, ważne dla zapór lekkich. Zagadnienie to rozpatrzone jest jako funkcja czterech zmiennych (w układzie przestrzennym i w czasie) przy zjawisku przechodzenia ciepła. W poszczególnych rozdziałach omawiane są obliczenia statyczne elementów konstrukcyjnych, rodzaje obciążeń i rozwiązania konstrukcyjne. Oprócz tego uwzględniają: przesiąkanie wody (filtracja), środki zapobiegające, zmniejszenie sił wyporu, polepszenie rozkładu wyporu, badanie wyporu na modelach, rozważania teoretyczne nad wyporem i filtracją, poślizg i obrót budowli (łącznie z konstrukcją), usunięcie się gruntu, umacnianie gruntu przeciw usuwiskom, obliczanie łukowego przekrycia — ogólnie, dalej przypadki specjalne — sztywnie zamocowany, przegubowy, trójpregubowy. Obliczeniom przekrycia łukowego poświęcono 80 str., gdyż przekrycie to jest najczęściej stosowane przy zaporach lekkich. Obliczenia filarów piętrzących (zapory grzybkowej). Przedstawiono obliczenia zapory trójkątnej (fundamentu) na sprężystym podłożu. Obliczenie filaru zapory lekkiej, fundament filara, łączenie kilku filarów na jednej płycie fundamentowej — przykłady obliczeń.

Na zakończenie działu autorzy omawiają modelowanie i badanie modelu, jako uzupełnienie obliczeń statycznych i ich sprawdzenie. Podane są sposoby obliczenia naprężeń w modelu, np. pomiar przy pomocy płytek tenzometrycznych. Oprócz omówień ogólnych zapory, podane są przykłady liczbowe obliczeń stopy fundamentowej.

Wykaz literatury, którą autorzy posługiwali się przy opracowywaniu podręcznika obejmuje około 180 tytułów, które można uszeregować w sposób następujący: 29% literatury czechosłowackiej, 50% literatury niemieckiej i zachodniej, 21% literatury ZSRR i krajów demokracji ludowych.

Książka przeznaczona jest dla inżynierów konstruktorów biur projektów oraz personelu technicznego zatrudnionego przy budowie zapór. Celem jej jest podanie zasad projektowania zapór lekkich, wykonawstwa oraz umożliwienie zapoznania się z metodami obliczeń konstrukcji tego typu zapór. Mając taki podręcznik z podanymi rozwiązaniami teoretycznymi i praktycznymi, projektanci czechosłowaccy nie będą obawiać się tego typu projektów zapór i zostaną one wprowadzone w rejon Karpat, gdzie dotychczas nie były stosowane. Da to gospodarce narodowej duże oszczędności materiałowe, a hydrotechnice dalszy rozwój i postęp.

Książka ta powinna znaleźć się także na półkach polskich księgarń, czy to w tłumaczeniu, czy też w języku słowackim. Jest ona bogato ilustrowana (rysunków, wykresów i fotografii 581, 90 tablic), co znacznie ułatwia posługiwanie się podręcznikiem. Jest to tym bardziej uzasadnione, że omawiane zagadnienie jest ściśle związane z terenami Karpat, które i u nas stanowią bazę dla budowy zbiorników wodnych.

Inż. Konstanty Fanti

ROZWÓJ I STAN OBECNY OCZYSZCZANIA I WYKORZYSTANIA ŚCIEKÓW BERLINA

(Berlińskie pola irygacyjne)

Idea wykorzystania ścieków miejskich do nawożenia okolicznych użytków rolnych powstała w Berlinie już w okresie projektowania kanalizacji. Uwarunkowane względami lokalnymi techniczne rozwiązanie wspomnianego projektu przewidywało podział miasta na 12 sektorów z samodzielnymi systemami kanalizacyjnymi. Ułatwiał to w znacznym stopniu rozwiązanie zagadnienia wykorzystania ścieków do nawodnień, gdyż pola nawodniane ściekami mogły przylegać do poszczególnych peryferii miejskich, co znacznie zredukowało koszty doprowadzania ścieków oraz umożliwiało stopniową rozbudowę urządzeń melioracyjnych na tych terenach w miarę postępu prac kanalizacyjnych w poszczególnych sektorach.

Po raz pierwszy doprowadzono ścieki na pola o powierzchni 216 ha obok sektora Schoenebergerstr. Obszar pól nawodnianych stopniowo rozszerzając się, obejmował następujące powierzchnie: rok 1878 obszar w zasięgu nawodnień ściekami 2000 ha, w tym nawodniane 216 ha, rok 1893 obszar w zasięgu nawodnień ściekami 9000 ha, w tym nawodniane 4 670 ha, rok 1909 obszar w zasięgu nawodnień ściekami 17 500 ha, w tym nawodniane 8 500 ha, rok 1915 obszar w zasięgu nawodnień ściekami 18 000 ha, w tym nawodniane 8 650 ha.

W 1928 r. miasto rozbudowało się do granic terenów pól nawodnianych ściekami i wskutek tego nastąpiła konieczność wydzielenia z nich pewnych obszarów dla autostrad i kolei żelaznych, od których działki nawodniane musiały być odsunięte na odpowiednią odległość i dlatego powierzchnia nawodniana uległa zmniejszeniu. W związku ze zwiększeniem ilości mieszkańców spowodowało to znaczne przeciążenie ściekami pól irygacyjnych, bo o ile w 1920 r. doprowadzono na obszary nawodniane warstwy ścieków wysokości 1720 mm rocznie, to w 1927 r. warstwa ta wzrosła do 2263 mm. Tak znaczne przeciążenie pól nawodnianych ściekami wywołało konieczność zwrócenia szczególnej uwagi na odpowiednie oczyszczanie ścieków, aby uniknąć przenawożenia. Dlatego też betonowe osadniki względnie studnie Imhoffa zostały wykonane nie tylko przy wylotach kolektorów, lecz również na doprowadzalnikach. Obecnie na berlińskich polach irygacyjnych istnieje 645 różnego typu osadników utrzymujących od 70 do 95% zawieszin. Dla suszenia osadów wydzielono większe odpowiednie zdrenowane powierzchnie. Ścieki z osadników przepływają pod tzw. fartuchem, tj. zanurzoną ścianką, która zatrzymuje pływające w cieczy cięższe części stałe.

Na pola irygacyjne ścieki są doprowadzane przeważnie przewodami pod ciśnieniem, które osiągając najwyższy punkt terenu nawodnianego kończą się ustawioną pionowo rurą z przelewem. Te rury pionowe spełniają podwójną rolę: kłapy bezpieczeństwa, zapobiegającej wytworzeniu nadciśnienia w rurociągach tłocznych oraz sygnału dla obsługi pól, wskazującego natężenie dopływu ścieków. Rury pionowe zaopatrzone są w pływak wskazujący najniższy i najwyższy dopuszczalne poziomy ścieków. Urządzenia oświetlające ułatwiają obsłudze również nocą orientację w sprawie konieczności regulowania zastawek, aby odpowiednio nimi manipulując dostosować odpływ ścieków na poszczególne działy wodne do ich dopływu.

W czasie deszczów lub też większych mrozów ścieki w każdym sektorze są kierowane do rezerwowych osadników ziemnych o powierzchni 5—8 ha. Powierzchnie te tylko wyjątkowo są uprawiane.

Najmniejszą jednostką gospodarczą na polach irygacyjnych jest kwatery nawodniana o powierzchni 0,25—0,35 ha. W czasie wojny 1914—1918 r. ze względu na konieczność uproszczenia upraw polowych grobelki między sąsiednimi kwaterami zostały usunięte, a tym samym powierzchnia poszczególnych kwater podwoiła się.

Grupa 10 do 15 sąsiednich kwater tworzy dział nawodniany ograniczony drogami gospodarczymi. Celem zmniejszenia kosztów związanych z przystawianiem terenu do nawodnień, kwatery wewnętrzne jednego działu są nawodniane różnymi systemami: stokowym, zalewowym, i zalewowo-bruzdowym. Na dawnych polach stosunek powierzchni kwater nawodnianych do stokowo zalewowych wynosił 1:3. W nowych — ogranicza się powierzchnie nawodniane stokowo, gdyż ścieki nie zwilżają stoków równomiernie i aby osiągnąć przewidywany efekt gospodarczy krawędź bruzdy nawodniającej powinna być bardzo dokładnie wyrównana w kierunku spadku powierzchni nawodnianej. Berlińskie pola irygacyjne mają stosunkowo przepuszczalną glebę, jednakże z małymi wyjątkami są one zdrenowane, albowiem przy znacznym obciążeniu ściekami brak drenażu powoduje znaczne podniesienie się poziomu wód gruntowych. Dreny w pewnej mierze służą również do przewietrzenia gleby, a tym samym powodują przyspieszenie biologicznych procesów związanych z rozkładem materii organicznej znajdującej się w ściekach. Sączki o średnicy 5 cm układane są w odległości 4—6 m i głębokości 1,25 do 1,5 m. Odpływająca z drenów biologicznie oczyszczona woda posiada jeszcze stosunkowo dużo składników nawozowych, które sprzyjają zarastaniu odprowadzalników. Aby uniknąć zbędnej pracy

związanej z ich oczyszczaniem, wodę drenową kieruje się do płytkich zbiorników (stawów rybnych), gdzie ulega dalszemu oczyszczaniu. W okresie suszy woda z omawianych zbiorników jest pompowana również celem nawodniania ogrodów warzywnych.

Ścieki dopływają na pola bez przerwy 24 godziny na dobę i dlatego zwraca się szczególną uwagę na odpowiednie zorganizowanie nadzoru technicznego. Eksploatacja niektórych obszarów nawodnianych, ze względu na konieczność doprowadzania rurociągami ścieków na odległość ponad 30 km, przestaje już być opłacalna, z tego powodu na 2 sektorach zbudowano już pełne biologiczne oczyszczalnie.

*

Plaga glist, którą stwierdzono w Darmsztacie w 1946/47 r., gdzie ludność odżywiała się warzywami z pól irygacyjnych zwróciła uwagę Zarządu Kanalizacji w Berlinie na konieczność zrewidowania dotychczas stosowanych zabiegów, mających na celu zabezpieczenie mieszkańców od chorób, które mogły być spowodowane konsumpcją plonów nawożonych ściekami. Wyłoniona w tym celu komisja opracowała następujące wskazówki:

- surowe ścieki mogą być wykorzystane dla nawodnień zimowych,
- ścieki oczyszczone mechanicznie do 80% mogą być doprowadzane na pola irygacyjne w każdej porze roku,
- uprawa warzyw, które są konsumowane przeważnie w stanie surowym, na polach irygacyjnych nie jest dozwolona; pozostałe warzywa mogą być nawodniane systemem bruzdowym,
- w okresie wegetacji ścieki nie powinny kontaktować się z zielonymi częściami roślin, konsumowanymi przez człowieka; kartofle po zakwitnięciu nie powinny być nawodniane ściekami,
- użytki zielone mogą być nawodniane wstępnie oczyszczonymi ściekami, lecz nawodnianie należy zakończyć na 2 tygodnie przed zbiorami,
- przeschnięty nieprzefermentowany osad może być wykorzystany do nawożenia tylko jesienią i powinien być głęboko przyorany; osadem przefermentowanym można nawozić i w innych okresach,
- deszczowanie surowymi ściekami jest wzbronione; deszczowanie mechanicznie oczyszczonymi ściekami w 90% jest dozwolone z wyjątkiem warzyw konsumowanych przez człowieka w stanie surowym¹⁾.

*

Ze względu na przeciążenie ściekami pól irygacyjnych i wysokość w niektórych przypadkach koszty eksploatacyjne spowodowane koniecznością transportu cieków na zbyt dalekie odległości, w 1928 r. powstał projekt budowy dla ścieków berlińskich 6 oczyszczalni biologicznych. Projekt ten jednakże nie był zaakceptowany. Ostatnio, po wojnie dyskutowano projekt konkurencyjny przewidujący rozszerzenie powierzchni pól irygacyjnych, jednakże ostatecznej decyzji nie powzięto.

¹⁾ Tak daleko posunięte wymagania sanitarne przy nawodnianiu ściekami są uzasadnione tylko w warunkach berlińskich, gdzie przeciążenie pól irygacyjnych jest z reguły 4-krotnie większe od normalnego. Przy obciążeniu normalnym (do 600 mm rocznie) względy sanitarne dopuszczają większą tolerancję (przyp. tłumacza).

(„Wasserwirtschaft — Wassertechnik“ nr 7 — 10/55)

L. Skibniewski

Prof. Dr Edward Stenz

Dnia 21 lutego, 1956 r. zmarł w Sztokholmie, po długiej i ciężkiej chorobie, jeden z najwybitniejszych i najwszechstronniejszych polskich geofizyków, prof. dr Edward Stenz, autor szeregu prac naukowych z różnych dziedzin geofizyki, świetny pedagog i popularyzator.

Urodzony dnia 22 stycznia 1897 r. w Warszawie, skończył tu szkołę średnią, a następnie w 1924 r. studia wyższe, matematyczno-fizyczne, na Uniwersytecie Warszawskim. Już w 2 lata później otrzymuje na Uniwersytecie Wileńskim tytuł doktora filozofii za pracę pt. „Natężenie promieniowania słonecznego i insolacja w Warszawie”, pełniąc jednocześnie funkcję kierownika Wydz. Morskiego PIM w Nowym Porcie, a następnie Obserwatorium Morskiego w Gdyni.

W latach 1928 — 1931 współpracuje z prof. H. Arctowskim w Instytucie Geofizyki i Meteorologii we Lwowie, po czym obejmuje asystenturę w Zakładzie Fizyki prof. M. Wolfkego na Politechnice Warszawskiej. W 1937 r., z chwilą uruchomienia Obserwatorium Wysockiego PIM na Kasprowym Wierchu zostaje pierwszym jego kierownikiem.

Wiosną 1939 r. wyjeżdża do Afganistanu dla zorganizowania służby meteorologicznej i hydrologicznej. by Meteorologicznej, a w 1942 r. dodatkowo — stanowisko profesora fizyki i geofizyki na Uniw. w Kabulu, stolicy Afganistanu. Studia naukowe, jakie przeprowadził tam, pozwoliły Mu na napisanie szeregu rozpraw naukowych, z których najważniejsza nosi tytuł: „Zagadnienie klimatów suchych w świetle wyparowania” (Toruń 1949).

W kwietniu 1949 r. wraca do kraju i organizuje Zakład Geofizyki na Uniwersytecie Warszawskim, w którym pracuje do ostatka, jako kierownik zakładu.

Życie prof. Stenza, to nieprzerwany ciąg działalności naukowej. Szereg wypraw badawczych, w których brał udział dało Mu bogaty materiał do wielu pionierskich prac naukowych. Wymienimy tu choćby badania morskie na trasie Amsterdam — Buenos Aires, podczas podróży do Argentyny; udział w polskich ekspedycjach astronomicznych na zaćmienie słońca do Laponii (1927), na Syberię (1936) oraz na Krym (1954); badania nad Morzem Śródziemnym w Nicei, w latach 1931/32 i inne.

Prof. Stenz dał się poznać jako świetny popularyzator. W 1932 r. publikuje w t. I „Wielkiej Przyrody Ilustrowanej” rozdział pt. „Fizyka Ziemi”, a już w 3 lata później piękną pracę popularnonaukową pt. „Ziemia”, której nowe opracowanie, wydane w 1953 r. rozeszło się po kilku tygodniach. Obecnie znajduje się w druku trzecia edycja tej wartościowej książki.



W okresie powojennym wydaje ponadto szereg prac: popularyzujących nauki geofizyczne.

Wielkie zasługi położył prof. Stenz w pracach przygotowawczych do I Kongresu Nauki Polskiej, jako przewodniczący Podsekcji Geofizyki i z-ca przewodniczącego Sekcji Nauk o Ziemi. Od 1950 r. pełnił funkcję prezesa Zarządu Głównego Polskiego Towarzystwa Meteorologicznego i Hydrologicznego, prowadząc jednocześnie redakcję „Przeglądu Meteorologicznego i Hydrologicznego”. Położył duże zasługi w rozwoju Towarzystwa, inicjując tam badania, naukowe i organizując kilka konferencji ogólnopolskich. W 1953 r. zorganizował redakcję kwartalnika Komitetu Geofizyki PAN pt. „Acta Geophysica Polonica”, pełniąc do ostatniej chwili funkcję redaktora naczelnego pisma.

Ciekawe badania zapoczątkował prof. Stenz w zakresie pomiarów przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach, opracowując w tym celu przyrząd własnego pomysłu. Badania te, przeprowadzone na Wigrach, w latach 1935/36 oraz w latach 1950 — 1953 na innych jeziorach polskich, pozwoliły wyjaśnić szereg procesów termicznych w wodach jeziornych. Ponadto, w ramach prac swego Zakładu,

zapoczątkował pierwsze w Polsce pomiary temperatur w głębokich otworach wiertniczych, za pomocą własnego pomysłu aparatury.

Zmarły publikował swoje prace także i na łamach „Gospodarki Wodnej”. W nrze 12/51 podaje wyniki badań limnodynometrycznych w artykule pt. „Pomiary przenikalności promieniowania słonecznego w jeziorach i ich zastosowanie”. Nr 1/53 przynosi Jego artykuł pt. „Metody geofizyczne wykrywania wód wglębnych”, a nr 6/53 — artykuł „O parowaniu z wolnej powierzchni wodnej”. Z innych prac o tematyce wodnej zasługują na uwagę: „Stralungsdurchlässigkeit einiger Seen Polens” („Acta Geophysica Polonica” nr 1/53); „Sieć wodna w Afganistanie”; („Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny”, nr 1—4/49); „Charakterystyka klimatologiczna suszy ze szczególnym uwzględnieniem suszy 1951 roku” („Przegląd Meteorologiczny i Hydrologiczny”, nr 3—4/53) i inne.

Prof. Dr Edward Stenz był geofizykiem, któremu zagadnienia wodne nie były obce. Zamiarem jego było doprowadzenie do uruchomienia specjalizacji „fizyki wody” na Wydz. Matematyczno-Fizycznym Uniwersytetu Warszawskiego. Dążył do tego, aby naukę geofizyki związać jak najściślej z konkretnymi potrzebami praktyki. Niestety — prawie półtoraroczna ciężka choroba i śmierć nie pozwoliły Mu zrealizować wszystkich zamierzeń, jednak wartość pracy naukowej i dydaktycznej, jaką pozostawił po sobie, pozwoli nam kontynuować Jego dzieło.

Inż. Zdzisław Mikulski

KRONIKA

I NARADA NAUKOWO-TECHNICZNA SŁUŻBY GEOLOGICZNEJ ENERGETYKI

W dniach 25 — 27.V.1956 r. odbyła się w Krakowie i Czorsztynie I Narada Naukowo-Techniczna Służby Geologicznej Energetyki.

W pierwszym dniu obrad, którym przewodniczył prof. dr R. Cebertowicz, wygłoszono następujące referaty:

Inż. B. Żakiewicz — „Nowe kierunki w polowych badaniach geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych w świetle doświadczeń Służby Geologicznej Energetyki” (współreferenci inż. inż. Z. Dadak, J. Dziewoński i R. Strzetelski).

Inż. J. Köhsling — „Badania geofizyczne w geologii inżynierskiej i hydrogeologii” (współreferenci inż. inż. S. Małozewski, J. Nowak i A. Ormicki).

Inż. T. Ryncarz — „Metody wytrzymałościowej oceny podłoża ciężkich budowli hydrotechnicznych” (współreferenci inż. inż. A. Kaczmarczyk, J. Staszkievicz i A. Słęzak).

Inż. P. Śliwa — „Badania laboratoryjne oraz krytyczna ocena niektórych wyników” (współreferenci inż. inż. Z. Paterek, J. Tyrała, K. Wawro i A. Wójcik).

Drugiego dnia obrad, prowadzonych przez prof. dr W. Goetla, zostały wygłoszone referaty:

Inż. A. T. Potapow i inż. L. A. Mołokow — „Doświadczenia radzieckiej geologii inżynierskiej w budownictwie hydroenergetycznym na fliszu karpackim” (w rejonie rzek Terkli i Riki, dopływów Cisy).

Inż. K. Czerniewski — „Zabudowa hydroenergetyczna odcinka Czorsztyn — Jazowsko i związane z nią zagadnienia geologiczno-inżynierskie”.

Doc. dr A. Michalik — „Wyniki dotychczasowych badań geologiczno-inżynierskich w rejonie Czorsztyna i Jazowska oraz problematyka dalszych badań”.

W trzecim dniu część uczestników narady zapoznała się — pod przewodnictwem doc. Michałika — z geologią i stratygrafią utworów pasma pieniężnego w Czorsztynie, zaś druga grupa uczestników wzięła udział w spływie łodziami przez przełom Dunajca.

W dwóch pierwszych dniach obrad, po wygłoszonych referatach, przeprowadzono ożywioną dyskusję.

*

Narada dotyczyła dwóch zagadnień: 1) nowych kierunków w badaniach geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych (pierwszy dzień obrad) i 2) zagadnień geologiczno-inżynierskich związanych z budownictwem hydrotechnicznym na fliszu karpacim, szczególnie dotyczących projektowanych zapór w rejonie Czorsztyn — Jazowsko na Dunajcu (drugi dzień obrad).

Podstawowym referatem w pierwszym zagadnieniu było opracowanie wygłoszone przez inż. Zakiewicza, które w streszczeniu przedstawia się następująco:

Geologia inżynierska, łącznie z podstawowymi kierunkami — gruntoznawstwem, mechaniką skał i hydrogeologią, w szeroki sposób zajął się z wieloma dyscyplinami technicznymi i przyrodniczymi. Reprezentuje ona kompleks kierunków socjalistycznych, z których każdy posługuje się odrębnymi metodami badawczymi.

Kompleksowe metody badawcze w geologii inżynierskiej posiadają w Polsce bardzo małą tradycję. Obecnie, jeszcze większą organizację zajmującą się zagadnieniami geologiczno-inżynierskimi utożsamia pojęcie badań geologiczno-inżynierskich z badaniami gruntoznawczymi, uzupełnionymi co najwyżej przeglądem mapy geologicznej. Niektórzy badacze do tej chwili nie uoceniali istotnego sensu połowych badań geologiczno-inżynierskich i ich przewagi nad wieloma badaniami laboratoryjnymi. Referent podkreślił, że wypowiedzi tej nie należy rozumieć jako próby podważania badań laboratoryjnych. Badania laboratoryjne muszą być prowadzone jako pomocnicze w całości badań geologiczno-inżynierskich, nigdy natomiast jako podstawowe.

Inż. Zakiewicz w swoim referacie przedstawił dyskusyjnie niektóre polowe metody badawcze, wprowadzone przez służbę geologiczną energetyki (Przedsiębiorstwo Geologiczno-Inżynierskie Energetyki, z siedzibą w Krakowie) do kompleksowych badań geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych. Służba ta dąży do udoskonalenia prymitywnych wielokrotnie badań połowych i do koncentracji środków badawczych głównie w terenie. W związku z tym ustalone zostały następujące wstępne kryteria badawcze, na jakich powinien się oprzeć przyszły rozwój i doskonalenie badań połowych:

— Jedną z podstawowych metod badawczych jest i będzie właściwie wykonane kartowanie geologiczno-inżynierskie. W tym celu geolog powinien wykazywać całkowitą umiejętność posługiwania się takim sprzętem jak: stolik mierniczy, tachymetr, tachymetr redukcyjny, niwelator, altimetr, mikrobarograf, aparat fotograficzny. Ponieważ dotychczas dysponujemy złyimi podkladami topograficznymi, należy dążyć do uzyskania odpowiednich podkładów fotogrametrycznych.

— W świetle dotychczasowych doświadczeń służby geologicznej energetyki, powinno być zasadą przeprowadzanie wszelkich masowych badań laboratoryjnych bezpośrednio w terenie. Do tego celu wprowadzone zostały do ruchu laboratorium przewożone i półstacjonalne, wyposażone w aparaturę znormalizowaną, przez co możliwe jest odtwarzanie i porównywanie wyników otrzymanych przez różne placówki. Natomiast stacjonalne laboratorium w Krakowie jest przygotowane do wykrywania badań kontrolnych i specjalnych.

— W jak najszerszym zakresie należy wprowadzać w dalszym ciągu badania geofizyczne. Jedynie te badania, nawiązane do punktów wiertniczych, mogą w sposób ciągły, szybki i tani charakteryzować jednorodność, warunki tektoniczne, geologiczne i hydrogeologiczne dla potrzeb geologii inżynierskiej. Oczywiście podstawą wszelkich badań geofizycznych jest nowoczesna aparatura badawcza, której służba geologiczna energetyki jeszcze nie ma dobrze skompletowanej.

— Należy ulepszyć i znormalizować polowe badania tzw. specjalne, jak: penetracja gruntów luźnych, próbne ścinanie, próbne obciążenie. Należałoby opracować m.in. metodykę badań tunelowych (szczególnie dla warunków fliszowych), co wymagałoby ogromnej pracy badawczej, do której służba ge-

ologiczna energetyki nie jest jeszcze przygotowana, a jedynie dysponuje pewnymi koncepcjami badawczymi, wymagającymi konsultacji z rzeczoznawcami austriackimi czy szwajcarskimi. Następnym zagadnieniem jest opracowanie w dalszej kolejności metodyki wyznaczania własności fizyczno-mechanicznych podłoża, przy pomocy obserwacji zanurzania elementów wibrowanych w grunt.

— W zakresie badań hydrogeologicznych służba geologiczna energetyki poczyniła pewne postępy w metodyce badań. M.in. opracowano i wprowadzono próbne zatapianie, polegające na tym, że w każdym otworze wiertniczym (badawczym), po odwierceniu go do żądanej głębokości, umieszcza się przewód badawczy zakończony w dolnej części filtrem niezapiaszczającym się. Następnie — rury wiertnicze zostają wyciągnięte i grupa wiertnicza przygotowuje dalszy otwór, nie będąc hamowana przez badania. Na otworze z pozostawionym przewodem badawczym przeprowadza się krótkotrwałe zatapianie na różnych poziomach, w zależności od warunków geologicznych. Filtracja odbywa się ścianami bocznymi filtra i dotyczy przypadku badania przy pomocy tzw. „studni niedoskonałych”. Zgodnie z opracowaną metodą, badanie może być przeprowadzone przy ustalonym Q i h lub przy zmiennym h w czasie.

Przy okazji tej należy wspomnieć, że w związku ze stosowaniem przez niektóre organizacje badawcze zatapiania przy pomocy metody Maaga — metody nie uzasadnionej ani teoretycznie ani praktycznie, próbne zatapianie, o jakim mowa w referacie, nie ma nic wspólnego z założeniami Maaga.

Problematyka hydrogeologiczna w budownictwie hydrotechnicznym jest bardzo obszerna i wymaga szczegółowej uwagi zwłaszcza w zakresie dalszego ulepszania sprzętu pomiarowego i badawczego. W badaniach hydrogeologicznych należy dążyć do rozszerzenia obserwacji hydrogeologicznych przez zagęszczenie punktów pomiarowych powierzchniowych i badawczych grunto- wych.

Jednym z podstawowych czynników decydujących o postępie w badaniach geologiczno-inżynierskich i hydrogeologicznych jest właściwie wykonawstwo robót badawczych, w tym przede wszystkim podstawowych wiercen i wyrobisk badawczych. Do momentu zrealizowania zasady połączenia działalności wiertniczej z geologiczną w kraju, a więc do niedawna, nie rozumienie właściwego sensu wiercenia dla celów geologiczno-inżynierskich przez wiertnika doprowadziło do ogromnych strat i stało się w wielu wypadkach przyczyną niewłaściwej interpretacji geologicznej. Nie bez wpływu na jakość wyników wiercenia miał fakt niezainteresowania organizacji wiertniczych w unowocześnianiu choćby metod pobierania prób, gdyż prymitywność w wierceniach ręcznych umożliwia zatrudnianie niewykwalifikowanych robotników. W przeważającej ilości wypadków wiercenia ręczne można i należy zmechanizować, jednak nie przy pomocy stosowanych dotychczas ciężkich maszyn wiertniczych ze względu na nieekonomiczne ich wykorzystanie w płytkich wierceniach i w gruntach luźnych. Z pomocą przychodzą wiercenia wibracyjne i lekkie obrotowe, turbo-pneumatyczne. Wprowadzenie ich do produkcji wiertniczej oznacza zupełny przewrót w dotychczasowej metodyce i postępie wiercen oraz zapewnia ogromny postęp techniczny w badaniach geologiczno-inżynierskich. Za niewątpliwą sukces w tym zakresie służba geologiczna energetyki poczyniła sobie uruchomienie 2 prototypów do wiercen w gruntach luźnych. Następnym kierunkiem jakiego służba geologiczna poświęciła swoją uwagę — to wykonawstwo wyrobisk górniczych, w tym przede wszystkim szybików i szurfów w materiale tarasowym, zboczym. Wyrobiska te w warunkach fliszowych spełniają rolę podstawowych punktów pomiarowych, a wykonanie ich następcza duże trudności. Pewną innowacją w tym zakresie jest wprowadzenie obudowy typu małych tubingów, która upraszcza i przyspiesza wykonawstwo, zabezpieczając równocześnie życie robotnika. W tym zakresie konieczny jest dalszy postęp dla obniżenia wysokich kosztów wykonawstwa. Następnym zagadnieniem, któremu nie poświęcono dotychczas dostatecznej uwagi, jest półtechnologiczne zagęszczanie próbnych masywów zapór ziemnych. W związku z rozpoczęciem budów Koronowa i Myczkowice organizacje projektowe powinny domagać się już teraz od wykonawcy robót budowlanych przeprowadzenia tego rodzaju badań pod kontrolą służby geologicznej. Ostatnim z kryteriów zapewniających właściwe podejście do badań geologiczno — inżynierskich — to dobrze opracowana metodyka długotrwałych pomiarów kontrolnych, będących sprawdzianem działalności geologiczno-inżynierskiej oraz dostarczających wskaźników korekcyjnych do obliczeń podstawowienia. Sprawdzianem umiejętności służby geologicznej ener-

getyki w tym zakresie, już w dużej skali, będą pomiary jakie będzie wykonywać na obiektach Koronowo i Myczkowce.

Podział regionalnej problematyki geologiczno-inżynierskiej, będącej przedmiotem działalności służby geologicznej energetyki, reprezentują regiony zabudowy hydrotechnicznej:

1. Karpat fliszowych (Czorsztyn, Sromowce, Krościenko, tunele Czorsztyn — Krościenko i Czorsztyn, — Jazowsko, Jazowsko — na Dunajcu, kaskada Popradu, Solina, Myczkowce, Nicwistka, Dynów — na Sanie);
2. trzeciorzędu i czwartorzędu niżowego (Koronowo, Tryszczyn, Opławiec, Szpitalne Jeziora, Kiełpin, Uboga, Mylof — na Brdzie, kaskada Drawy); stopnie na Nysie, Przeczycze na Przemszy;
3. Sudetów krystalicznych (Wrzeszczyn na Bobrze).

W dalszym ciągu swego referatu, inż. Zakiewicz omówił stosowane przez służbę geologiczną energetyki metody badania fliszu karpackiego. Poszczególne zagadnienia metodyki są przygotowywane w formie instrukcji i wytycznych; przewiduje się wydanie instrukcji:

1. „Metodyka kompleksowych badań hydrogeologicznych w rejonie fliszu”.
2. „Kompleksowe badania wytrzymałościowe podłoża fliszowego”.
3. „Badania osuwisk i prognoza stateczności zboczy, dla potrzeb budownictwa hydrotechnicznego w rejonie fliszu”.
4. „Zasady wykonywania wierceń, robót górniczych i szurfowych w warunkach fliszowych”.

W dyskusji nad referatami inż. inż. Zakiewicza, Köhslinga, Ryncarza i Sliwy podkreślono m. in. dodatnią stronę dużych ambicji pracowników Przedsiębiorstwa Geologiczno-Inżynierskiego Energetyki w kierunku unowocześnienia metod badań geologiczno-inżynierskich, szczególnie dla potrzeb wielkich budowli hydrotechnicznych. Kolektywnie prowadzone prace dały już pewien dorobek nie tylko usługowy, ale i naukowy. Z uznaniem podnoszono powstanie placówki badań geofizycznych. Dla dalszego rozwoju Przedsiębiorstwa i prac geologiczno-inżynierskich niezbędne są: ciągła wymiana doświadczeń między pokrewnymi instytucjami w kraju, częstsze niż dotychczas osobiste kontakty z zagranicą oraz odpowiednie wyposażenie w sprzęt badawczy i laboratoryjny.

Wyda się, że wymiana na łamach „Gospodarki Wodnej” osiągnąć i doświadczeń różnych organizacji badawczych w zakresie geologiczno-inżynierskim dla celów hydrotechniki byłaby b. wskazana, jak również stałe informowanie czytelników naszego czasopisma o najnowszych osiągnięciach zagranicznych w tej dziedzinie.

*

Zagadnienia geologiczno-inżynierskie związane z projektowanymi zaporami na Dunajcu w rejonie Czorsztyn — Jazowsko omówił referat doc. Michalika, poprzedzony referatem inż. Czerniewskiego, podającym m. in. różne warianty rozwiązań projektowych zabudowy hydrotechnicznej na tym odcinku rzeki.

Z referatu inż. Czerniewskiego dowiedzieliśmy się o obecnym stanie prac projektowych, prowadzonych w resorcie energetyki, nad wykorzystaniem górnego Dunajca, na odcinku od zasięgu cofki zbiornika czorszyńskiego do Jazowska, przy czym rozpatrywane są 2 warianty zapory w Czorsztynie: dawny — przy zamku Niedzica i nowy — przy Zielonych Skalkach (o 3 km w górę rzeki).

Referent stwierdził, że od szeregu lat istnieje tzw. zagadnienie Czorsztyna. Interesom ekonomicznego wykorzystania Dunajca dla celów energetycznych są przeciwstawiane straty w dobrach kultury narodowej. Na straty te składają się:

- Dużej wartości zabytkowe budowle w obszarze zalewu, jak: kościół w Dębnie, kościół i dwór we Frydmanie, kościół i dworek w Harklowej (w wariantcie Zielone Skalki) oraz szereg zabytków budownictwa góralskiego.
- Zamki w Niedzicy i w Czorsztynie zagrożone w wypadku przyjęcia wariantu z zaporą przy zamku Niedzica.
- Bezpośrednie straty w osłabiwościach flory i fauny w obszarze skałek przy zamku Niedzica i Czorsztynie oraz na stokach Zielonych Skalek.
- Flora płciocńska zachowana w ilach na obszarze zalewu zbiornika w obu wariantach w rejonie Huby i Mizernej (prace prof. Szafera).

— Obawy zmniejszenia atrakcyjności spływu lodziami przez Pieniny.

— Straty krajobrazowe w obszarze zalewu między zamkami w wypadku wariantu Niedzica.

— Najważniejsza obawa powstania strat w endemitach flory i fauny Pienińskiego Parku Narodowego skutkiem zmian mikroklimatu. Zmiany te mogą zajść pod termicznym wpływem wody zgromadzonej w zbiorniku.

Ostatnie kompleksowo potraktowane projekty Ministerstwa Energetyki, doceniając wartość postulatów zainteresowanych resortów, przewidują:

— przeniesienie wszystkich poważniejszych zabytków poza obszar zalewu;

— oddanie na przełom Dunajca w Pieninach takiej ilości wody, która zabezpieczy minimalne potrzeby biologii i da możliwość prowadzenia spływu lodziami. Planuje się oddawanie stałej ilości wody w poszczególnych miesiącach bez wahań w ciągu doby i między poszczególnymi dniami. Przejście od małego przepływu w zimie do trzykrotnie większego w okresie spływu lodziami zaplanowano jako płynne;

— opracowany wariant zbiornika z zaporą przy Zielonych Skalkach pozostawia w stanie pierwotnym obszar doliny Dunajca między Zamkami Czorsztyn i Niedzica i w pewnym stopniu zmniejsza obawy strat skutkiem zmian termicznych przez odsunięcie zbiornika o 3 km (Zielone Skalki).

Dotychczasowe stanowisko Państwowej Rady Ochrony Przyrody, Ministerstwa Kultury i Sztuki oraz Wojewódzkiej Rady Narodowej w Krakowie było tego rodzaju, że władze te dążyły do zaniechania budowy jakiegokolwiek zbiornika w Czorsztynie. Z dwu rozważanych wariantów lokalizacji zapory przy zamku Niedzica i przy Zielonych Skalkach uznawano pierwszy za w ogóle nie dopuszczalny, drugi zaś za przynoszący mniej szkód. Proponowano zastąpienie zbiornika w rejonie Czorsztyna przez zbiornik w Jazowsku.

Na szeregu konferencjach w prasie codziennej i popularnonaukowej oraz w pogadankach radiowych porównywano ze sobą ekonomicznie, kompleksowo i geologicznie warianty różnej lokalizacji pojedynczych zbiorników na górnym Dunajcu. Podejście takie ostatnio zostało powszechnie uznane za niesłuszne. Górny poziom piętrzenia zbiornika Zielone Skalki jest wyższy od Niedzicy o 13 m, zaś od Jazowska o 143 m. Porównywanie więc ze sobą pojedynczych stopni, bez uwzględnienia wzajemnego położenia, w żadnym przypadku nie rozwiązuje zagadnienia. Wszystkie omawiane silownie leżą w zasięgu odbioru energii przez takie ośrodki jak Kraków, Nowa Huta i rejon Śląska.

Potrzeby odbioru energii są praktycznie nieograniczone i nie mogą zmniejszyć wielkości projektowanej inwestycji. Rozwiązanie zagadnienia leży w ekonomicznym i kompleksowym opracowaniu wariantów układów kaskady. W ramach Ministerstwa Energetyki został opracowany odpowiedni projekt. Praca ta została już przedstawiona do zatwierdzenia.

Przeprowadzone badania geologiczne wykazały, że i w jednym i w drugim miejscu można wybudować zaporę o zaprojektowanej wysokości, przy użyciu konstrukcji przystosowanej do warunków podłoża. Warunki geologiczne nie przesądzały wariantu lokalizacji.

Obliczenia wodno-energetyczne i ekonomiczne wykazały, że z dwu możliwych wariantów lokalizacji zapory w Czorsztynie korzystniejszym jest wariant z zaporą przy Zielonych Skalkach. W zestawieniu z wariantem Niedzica daje on, przy nieco korzystniejszych wskaźnikach jednostkowych, o 20% wyższy stopień wykorzystania potencjału energetycznego Dunajca na odcinku Czorsztyn — Krościenko. Daje on również mniejsze straty w zabytkach kultury narodowej, przyrody i krajobrazu. Wobec powyższego do wszystkich rozważań nad układami kaskady górnego Dunajca przyjęto zbiornik w Czorsztynie z zaporą w Zielonych Skalkach.

Obszerny materiał obu referatów — inż. Czerniewskiego i doc. Michalika — powinien być, naszym zdaniem, opublikowany (w pewnym skrócie) w „Gospodarce Wodnej”, dając możliwość dalszej dyskusji, zarówno nad zagadnieniem zabudowy hydrotechnicznej Dunajca, jak i nad problematyką dalszych badań geologiczno-inżynierskich. Uważamy, że — wobec szerokiego zainteresowania społeczeństwa zagadnieniem Czorsztyna — główny ciężar dyskusji powinien przenieść się na łamy naszego czasopisma.

M.Ch.

KRAJOWA KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA NA TEMAT „WYKORZYSTANIE PRAC WODNO-MELIORACYJNYCH I ŁAKARSKICH W ROLNICTWIE” ORAZ XI ZJAZD DELEGATÓW STOWARZYSZENIA NAUK.-TECHN. INŻYNIERÓW I TECHNIKÓW WODNO-MELIORACYJNYCH

Dnia 7 czerwca 1956 r. odbył się w Szczecinie XI Zjazd Delegatów Stowarzyszenia Nauk.-Techn. Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych. Program Zjazdu obejmował:

- Sprawozdanie z działalności Zarządu Głównego,
- sprawozdanie głównej Komisji Rewizyjnej,
- wręczenie nagród aktywistom Stowarzyszenia oraz proporców przechodnich przodującym oddziałom i kołom zakładowym,
- plan pracy Stowarzyszenia na rok 1956,
- dyskusja nad sprawozdaniami i planem pracy oraz udzielenie absolutorium ustępującemu Zarządowi Głównemu,
- wybór władz Stowarzyszenia i delegatów na Zjazd NOT,
- ustalenie wytycznych dla nowych władz Stowarzyszenia,
- powzięcie uchwał.

Otwarcia Zjazdu dokonał w imieniu Zarządu Głównego kol. K. Matul, proponując na przewodniczącego kol. H. Jankowskiego, co zostało przyjęte przez akklamację. W swym przemówieniu kol. Matul podkreślił m.in. doniosłość obecnego okresu znacznych przeobrażeń w życiu politycznym, społecznym i gospodarczym Polski. Stworzone możliwości prawdziwej demokracji życia muszą być w pełni wykorzystane przez aktyw Stowarzyszenia, na odcinku prac wodno-melioracyjnych i łaskarskich, jakie wypływają z ogromnych zadań rolnictwa w planie 5-letnim. Chwila obecna wymaga mobilizacji wszystkich sił i środków dla najbardziej celowego spełnienia zadań melioracyjnych. Mówca, otwierając Zjazd, powitał przedstawicieli władz politycznych, społecznych i gospodarczych, zaproszonych gości i kolegów delegatów, szczególnie z wyróżnionych we współzawodnictwie oddziałów Stowarzyszenia w Toruniu i Krakowie oraz z kół zakładowych przy Rejonie Dróg Wodnych w Toruniu, RKRWM w Międzyrzeczu Podlaskim i RKRWM w Częstochowie, jak w wyróżnionych kolegów aktywistów, którym zostały przyznane odznaki honorowe NOT oraz nagrody rzeczowe i dyplomy uznania. Jednocześnie zawiadomił, że spośród wysuniętych przez Zarząd Główny Stowarzyszenia i Prezydium NOT do odznaczeń państwowych, uchwałą Rady Państwa został przyznany kol. prof. Stanisławowi Turczynowiczowi, nestorowi melioracji polskiej. Krzyż Komandorski Orderu Odrodzenia Polski.

Skrót przebiegu obrad Zjazdu będzie podany w następnych zeszytach czasopisma; na tym miejscu podajemy tekst podjętej uchwały:

Zebrani na XI Zjeździe Delegatów Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Wodno-Melioracyjnych w dniu 7.VI.56 r. w Szczecinie, doceniając znaczenie pracy stowarzyszeń naukowo-technicznych szczególnie w okresie szerokiej aktywizacji sił społecznych, jakie przyniósł ze sobą XX Zjazd KPZR, w dążeniu do jak najbardziej intensywnej realizacji wytycznych Partii i Rządu, a przede wszystkim do wykonania zadań planu 5-letniego, podejmują następującą uchwałę:

1. Przez upowszechnianie i szerokie stosowanie osiągnięć naukowych i zdobyczy przodującej techniki podnieść jakość studiów, projektowania, wykonawstwa oraz eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych i rolniczego wykorzystania zmeliorowanych terenów. Zadania te powinny być realizowane poprzez: podnoszenie kwalifikacji zawodowych drogą organizowania kursów szkoleniowych, akcji odczytowej i czytelnictwa technicznego;
 - tworzenie nowych klubów techniki i racjonalizacji oraz brygad robotniczo-inżynierskich, możliwie przy każdym kole zakładowym;
 - zwiększenie ilości narad technicznych, poświęconych wymianie doświadczeń w zakresie postępu technicznego;
 - stosowanie w praktyce na szerszą skalę wszystkich przyjętych wniosków racjonalizatorskich, mechanizacji robót pracochłonnych i nowych metod pracy;
 - wzmoczenie socjalistycznego współzawodnictwa pracy w realizacji planów w zakresie gospodarki wodnej;
 - rozszerzenie w znacznym większym niż dotychczas stopniu wymiany doświadczeń z zagranicą, przez piśmiennictwo, wyjazdy na praktyki i udział w kongresach i konferencjach naukowo-technicznych;
 - zorganizowanie 2-letniego Inżynierskiego Kursu Łaskarstwa przy jednej z Wyższych Szkół Rolniczych dla techników

rolników, posiadających długoletnią praktykę w dziedzinie łaskarstwa.

2. Zorganizować wymianę doświadczeń krajowych i zagranicznych w dziedzinie wodno-melioracyjnej i łaskarstwa między członkami stowarzyszenia i niestowarzyszonymi przez:
 - wydawanie biuletynów, przedstawiających w formie rysunkowej i opisowej wypróbowane, z podaniem wyników, wynalazki i usprawnienia;
 - wydawanie czasopisma melioracyjno-łaskarskiego dla techników i nadzorców;
 - rozpowszechnianie sprawozdań z wyjazdów za granicę.
3. W związku z nową strukturą organizacyjną służby wodno-melioracyjnej przeprowadzić reorganizację Oddziałów i Kół Zakładowych, celem włączenia do Stowarzyszenia służby konserwacyjno-eksploatacyjnej, zatrudnionej w prezydiach powiatowych rad narodowych.
4. Wobec stałego zwiększania się w planie 5-letnim zagadnień z zakresu gospodarki wodnej, obejmujących kompleksowe wykorzystanie wody jako surowca i środowiska dla wielu dziedzin gospodarki narodowej, a w szczególności dla rolnictwa, gospodarki komunalnej, przemysłu, energetyki i komunikacji — konieczne jest jak najszybsze zrealizowanie powołania postulowanego już od szeregu lat Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Inżynierów i Techników Gospodarki Wodnej, z odpowiednimi sekcjami wewnątrz-branżowymi, obejmującego wszystkich inżynierów i techników wodnych, spośród których wielu dotychczas pozostaje poza Naczelną Organizacją Techniczną, nie biorąc zorganizowanego udziału w walce o postęp techniczny i rozwój całokształtu życia gospodarczego, poprzez usprawnienie gospodarki wodnej.
5. W ramach organizowanego obecnie przez NOT III Kongresu Techników, należałoby powołać specjalną Sekcję Gospodarki Wodnej, która by przeprowadzała na Kongresie zagadnienia kompleksowej gospodarki wodnej, z uwzględnieniem interesów wszystkich gałęzi gospodarki narodowej.
6. Członkowie Stowarzyszenia dołożą wszelkich sił w kierunku uświadomienia zainteresowanych użytkowników i wciągnięcia ich do współpracy przy realizacji zadań melioracyjno-łaskarskich i do pełnego gospodarczego wykorzystania zmeliorowanych terenów.

*

W dniach 8 — 10 czerwca 1956 r. odbyła się w Szczecinie Konferencja Naukowo-Techniczna na temat „Wykorzystanie prac wodno-melioracyjnych i łaskarskich w rolnictwie”, zorganizowana przez Zarząd Główny SNTiITWM. W Konferencji, w której przewodniczył kol. K. Matul, wziął m.in. udział Wiceminister Rolnictwa ob. M. Jaworski.

W pierwszym dniu obrad zostały wygłoszone: referat pt. „Wykorzystanie prac wodno-melioracyjnych i łaskarskich w rolnictwie” przez inż. R. Pakulę i koreferat — przez inż. S. Kolasińskiego (opracowany wspólnie z inż. J. Szolkowskim) oraz rozpoczęto dyskusję. Drugiego dnia odbyły się wycieczki na meliorowany obiekt Kobylanka (mechanizacja robót) oraz do jednego z państwowych gospodarstw rolnych nad Zat. Szczecińską. W trzecim dniu obrad kontynuowano dyskusję, zakończoną uchwaleniem wniosków.

W Konferencji Naukowo-Technicznej na tak doniosły i aktualny temat, jakim jest wykorzystywanie wykonanych i wykonywanych prac wodno-melioracyjnych i łaskarskich w rolnictwie, brali udział nieliczni przedstawiciele nauki, a przede wszystkim profesorowie, wyższych uczelni, jak również przedstawiciele rolników — użytkowników. Wskutek tego konferencja przerodziła się właściwie w kilkudniowy zjazd służby wodno-melioracyjnej, charakteryzujący się b. ożywioną dyskusją, wykazującą głęboką troskę meliorantów o pełne wykorzystanie rolnicze zmeliorowanych terenów oraz o właściwy rozwój zagadnień ekonomicznych związanych z wykonywanymi i planowanymi robotami wodno-melioracyjnymi i pracami łaskarskimi.

Obfity materiał wnioskowy oraz wiele dezyderatów zgłoszonych w czasie dyskusji nad wygłoszonymi referatem i koreferatem nie zostały (z braku czasu) rozpatrzone na Konferencji, lecz przekazane Zarządowi Głównemu Stowarzyszenia wraz z upoważnieniem nadania im ostatecznej redakcji i przedstawienie właściwym władzom centralnym.

Skróty referatów i przebiegu dyskusji na Konferencji postaramy się zamieścić w następnym zeszycie czasopisma; poniżej podajemy główne myśli zgłoszonych wniosków.

I. Pełne wykorzystywanie rolnicze zmeliorowanych obszarów jest niezbędnym warunkiem ekonomicznej efektywności wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych. Należy szczególnie podkreślić konieczność ściślejszej niż dotychczas koordynacji planowania prac wodno-melioracyjnych z planami rozwoju rolnictwa. Baczniejszą uwagę należy zwrócić na wybór i lokalizację inwestycji melioracyjnych i łąkarskich, aby można było uzyskać pełne i racjonalne wykorzystanie poniesionych nakładów. Koordynacja ta powinna mieć miejsce przede wszystkim w terenowych radach narodowych.

II. Jako główne kierunki inwestycji melioracyjnych w planie 5-letnim wysuwają się:

- melioracje łąk i pastwisk oraz właściwe ich pomelioracyjne zagospodarowanie,
- melioracje gruntów ornych, szczególnie w zakresie renowacji już istniejących i budowy nowych drenowań.

III. Celem przedłużenia okresu eksploatacji urządzeń wodno-melioracyjnych i pełniejszego rolniczego ich wykorzystania uważa się za bezwzględnie konieczne, aby plan 5-letni stał się również planem konserwacji i eksploatacji obszarów już zmeliorowanych.

Dla zapewnienia realizacji postawionych zadań, uczestnicy Konferencji obradujący w Szczecinie uważają za wskazane:

1. Dla regionów gdzie są lub mają być przeprowadzane duże roboty melioracyjne, niezbędne jest opracowanie projektów rozwoju rolnictwa, dostosowanych do lokalnych warunków przyrodniczych i gospodarczych nie ograniczające się jak dotychczas jedynie do planowania zadań dla rolnictwa. Po opracowaniu projekty te powinny zastępować założenia projektu wszystkich inwestycji współdziałających w rozwoju danego terenu.
2. Rozmiar i postęp realizacji inwestycji wodno-melioracyjnych i zagospodarowania pomelioracyjnego należy dostosowywać do potrzeb i realnych możliwości eksploatacyjnych rolnictwa w poszczególnych regionach.
3. Dokumentacje techniczne dla większych obiektów, a szczególnie dla obszarów ubogich w wodę, powinny posiadać rozwiązania kompleksowe, wynikające z planu perspektywicznego gospodarki wodnej w Polsce.
4. W planach rolnictwa należy przewidywać odpowiednie środki na inwestycje towarzyszące dla tych obiektów, gdzie same prace melioracyjne nie będą mogły być należycie wykorzystane.
5. Do programu prac służby POM, GOM i rad narodowych należy włączyć pomoc fachową dla gospodarstw rolnych, zarówno uspołecznionych, jak i indywidualnych, w zakresie należytego pielęgnowania, użytkowania i wykorzystywania zmeliorowanych gruntów.
6. Należy w znacznie szerszym niż dotychczas zakresie upowszechniać i popierać wśród rolników racjonalne i zespołowe metody gospodarowania na zmeliorowanych użytkach. Uświadamianie rolników, zainteresowanie ich i przekonanie o korzyściach, jakie osiągają przy należytych obchodzeniu się

z urządzeniami wodno-melioracyjnymi, przy odpowiednim zagospodarowaniu, pielęgnowaniu, użytkowaniu i wykorzystywaniu zmeliorowanych gruntów jest jednym z podstawowych warunków do dalszego podnoszenia produkcji rolnej na zmeliorowanych terenach.

7. Dla stworzenia właściwych podstaw do planowania i wykonywania prac konserwacyjnych i eksploatacji należy przeprowadzić inwentaryzację wykonanych urządzeń wodno-melioracyjnych, obejmujący tereny rolnicze i leśne. Równoległe z tym prowadzić inwentaryzację użytków zielonych w całym kraju, co pozwoli na ustalenie zarówno arealów, jak i rodzajów i wydajności użytków zielonych i da podstawę do realniejszego niż dotychczas i planowego ich gospodarczego wykorzystania.
8. Do opracowania nawet fragmentarycznych projektów melioracji użytków zielonych konieczne jest sporządzanie projektów generalnych, obejmujących zagadnienia gospodarki wodnej w całych dorzeczach. W projektach generalnych należy wskazać etapy realizacji robót na poszczególnych obiektach.
9. Przy opracowaniu projektów melioracji i pomelioracyjnego zagospodarowania należy w szerszym niż dotychczas zakresie uwzględnić dezyderaty użytkowników i zainteresowanych.
10. Przy opracowaniu projektów wodno-melioracyjnych należy uwzględniać zagadnienia ekonomicznej efektywności inwestycji, w celu podania rozwiązań, które dadzą możliwie najlepszy efekt gospodarczy przy ekonomicznie uzasadnionych nakładach. Dlatego też celowe jest zorganizowanie komórki studiów ekonomicznych w Biurze Projektów oraz przeszkolenie fachowców melioracyjnych i łąkarskich w dziedzinie zagadnień ekonomiki.
11. Dla polepszenia wykonawstwa należy:
 - stale usprawniać organizację robót,
 - lepiej wykorzystywać posiadane maszyny i sprzęt,
 - zabezpieczyć materiały oraz środki lokomocji i transportu, proporcjonalnie do potrzeb,
 - wprowadzać w coraz szerszym zakresie postęp techniczny, przez stosowanie pomysłów racjonalizatorskich, typowych rozwiązań i budowli, stosowanie prefabrykatów i wprowadzanie osiągnięć nauki i przodującej praktyki.
12. Nowa organizacja wykonawczej służby melioracyjno-łąkarskiej wymaga jeszcze wnikliwego przeanalizowania warunków pracy tej służby i wprowadzenia odpowiednich praktycznych zmian i uzupełnień w kierunku wzmocnienia pionu eksploatacyjnego, przez kierowanie większej liczby wysoko-kwalifikowanych fachowców, szczególnie łąkarskich, zwiększenia obsady i wyposażenia w środki lokomocji i ociążenie od prac administracyjnych.
13. Należy wyodrębnić i zabezpieczyć pulę nawozów sztucznych dla trwałych użytków zielonych w takich rozmiarach, aby zapewnić coroczne nawożenie eksploatacyjne nie tylko zagospodarowanych użytków, lecz również i tych, które nie wymagają melioracji.
14. Położyć szczególny nacisk na szkolenie młodych kadr łąkarskich na poziomie wyższym, a szczególnie średnim oraz jakoś tego szkolenia.

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czetwertyński, dr Józef Gołąb, inż. Stefan Ihnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwiec, prof. Julian Lambor, dr Józef Matusewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁÓW: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. STANISŁAW HERFURT

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA