

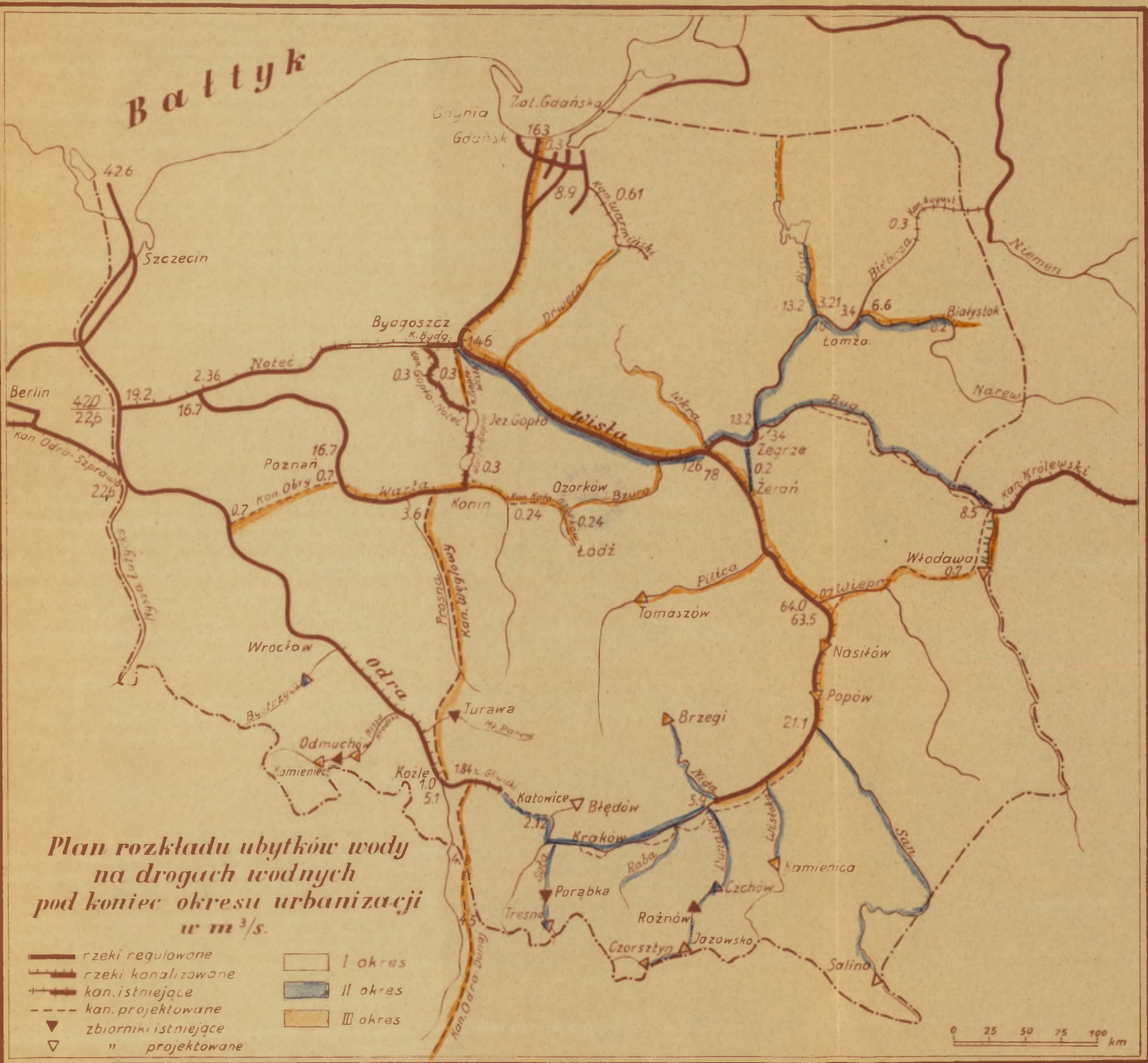
Inż. K. Debski i Inż. L. Skibniewski

231

411.76:626.1:333.93(438)

*Drogi wodne
w gospodarce wodnej Polski*

Bałtyk



Plan rozkładu ubytków wody na drogach wodnych pod koniec okresu urbanizacji w m³/s.

- rzeki regulowane
- rzeki kanalizowane
- kan. istniejące
- - - kan. projektowane
- ▼ zbiorniki istniejące
- ▽ " projektowane
- I okres
- II okres
- ▨ III okres

DRUGI WODNE W GOSPODARCE WODNEJ W POLSCE

inż. Leonard SKIBNIEWSKI

Część I. Obecny i przewidywany udział dróg wodnych
w gospodarce zasobami wodnymi Polski.

inż. Kazimierz HEBSKI

Część II. Pokrycie zapotrzebowania wody dla celów
komunikacji wodnej.

W a r s z a w a 1948

+++++

Opracowano na zlecenie Głównego Urzędu Planowania Przestrzennego

C z ę ę ć I.

Udział dróg wodnych w gospodarce zasobami wodnymi Polski.

T r e ę ć.

| | str. |
|---|------|
| 1. Ogólne wiadomości o drogach wodnych | 1 |
| II. Metody obliczeń zapotrzebowania wody przez drogi wodne | 5 |
| 1. Straty wody na kanałach sztucznych | 6 |
| 2. Straty wody na rzekach skanalizowanych | 10 |
| 3. Straty wody na rzekach uregulowanych | 13 |
| III. Stanowisko komunikacji wodnej w ogólnej gospodarce zasobami wodnymi | |
| 1. Okres odbudowy | 15 |
| 2. Okres uprzemysłowienia | 17 |
| 3. Okres urbanizacji | 21 |
| IV. Przewidywane wykorzystanie energii wodnej | 27 |

1. DROGI WODNE W GOSPODARSTWIE WODNEJ POLSKI.

1. Ogólne wiadomości o drogach wodnych.

Celem gospodarki wodnej jest, jak to dobitnie sprecyzował prof. T i m o n o w w swym referacie na XVI Międzynarodowym Kongresie Żeglugi w Brukseli, "odprowadzenie do morza spadającej z nieba wody przy ograniczeniu do minimum jej szkodliwego działania i przy wyzyskaniu do maksimum jej działania pożytecznego jako środowiska, materii i masy, tj. jej właściwości chemicznych dla rolnictwa i hodowli, fizycznych - dla żeglugi oraz energii potencjalnej jej masy jako białego węgla". Zadanie to wymieniony autor nazywa maksymalizacją rzek.

Należałoby powyższą tezę uzupełnić jeszcze twierdzeniem, że racjonalne wykorzystanie zasobów wodnych świadczy o prężności cywilizacyjnej danego narodu, wysokim poziomie jego gospodarki oraz w znacznej mierze przyczynia się do bogactwa oraz kulturalnego rozwoju państwa. Natomiast zła gospodarka wodą, zresztą i innymi naturalnymi bogactwami jest synonimem zacofania i ubóstwa.

W referacie niniejszym będzie omawiany jeden z działów gospodarki wodnej, a mianowicie udział w niej dróg wodnych.

Drogi wodne od dawna stanowiły bardzo ważny a w wielu wypadkach jedyny sposób komunikacji i transportu. Dlatego też większe miasta przemysłowe i ośrodki polityczne od czasów starożytnych najczęściej powstawały nad rzekami lub brzegami mórz. Gdy z czasem wzrastający rozwój przemysłu wymagał dostawy większej ilości surowców lub paliwa, źródła produkcji

których nie leżały nad rzekami, powstała wtedy konieczność budowy sztucznych kanałów żeglownych, łączących ośrodki bogactw naturalnych z ośrodkami przemysłowymi. Kanały te następnie przedłużano tak, aby mogły przekraczać wzniesienia oddzielające sąsiednie zlewnie i łączyć ze sobą ważniejsze rzeki. Stało się to możliwe po wynalezieniu śluzy komorowej, ułatwiającej podnoszenie statków.

W ten sposób stwarzano rozwiniętą sieć komunikacji i transportu wodnego, wpływającej dodatnio na rozwój przemysłu i podniesienie stanu ekonomicznego kraju.

W połowie ubiegłego stulecia, gdy w Europie zbudowano pierwsze koleje żelazne, zaczęła rozpowszechniać się opinia, że nastąpił zamierzch dróg wodnych jako najważniejszego środka transportu. Posuwająca się dotąd pomyślnie naprzód rozbudowa komunikacji wodnej została zahamowana. Lecz wkrótce okazało się, że podstawowe gałęzie przemysłu nie mogą się już obyć bez tego najtańszego środka transportu, jakim w dalszym ciągu pozostały drogi wodne, szczególnie dla towarów masowego zapotrzebowania i surowców.

Nastąpił wtedy w całej Europie trwający do okresu przedwojennego ponowny rozwój budowy dróg wodnych, postępujący równoległe do rozszerzania się sieci kolejowej.

Niestety Polska w tej konkurencji przyjmowała tylko niewielki udział. Podział Państwa na 3 zabory nie sprzyjał sprawie rozbudowy dróg wodnych.

Natomiast w dawnej Polsce niepodległej od dawna zajmowano się zagadnieniem poprawy rzek dla celów żeglugi, co dowo-

dzi powszechnego zrozumienia znaczenia dróg wodnych. W zaraniu XVII wieku planowano w Rzeczypospolitej rozwój sieci dróg wodnych przez połączenie dorzecza Wisły sztucznymi kanałami z dorzeczami sąsiednimi.

Korzystna konfiguracja obszarów Polski nasuwała myśl połączenia dorzeczy między sobą celem uzyskania połączenia między Bałtykiem i Morzem Czernym. W wyniku powstał Kanał Królewski /połączenie dorzecza Wisły z dorzeczem Dniepru/ oraz Kanał Ogińskiego /połączenie dorzeczy Nienna i Dniepru/.

Projekty dalszych kanałów, nad którymi dyskutowano w Polsce, a mianowicie Kanału Bydgoskiego /łączącego dorzecze Odry z dorzeczem Wisły/ Kanału Berezyńskiego /połączenie dorzecza Dniepru z dorzeczem Dźwiny/ oraz Kanału Augustowskiego /połączenie dorzecza Wisły z dorzeczem Nienna/ zostały zrealizowane już w czasie rozbiorów.

W okresie 1918-1939 rozbudowa dróg wodnych nie posuwała się zbyt naprzód. W tym czasie rozpoczęto prace na Kanale Gopło-Warta oraz w związku z przebudową Kanału Królewskiego. Do prac w związku z poprawą żeglugi na Wiśle zaliczymy również wybudowanie w tym czasie 2 zbiorników retencyjnych w Forąbce na Sole i w Rożnowie na Dunajcu.

Należy zauważyć, że zagadnienie dróg wodnych nie jest zagadnieniem wyłącznie komunikacyjnym, jak to ma miejsce w drogach żelaznych lub kołowych. Posiada ono jeszcze wybitny aspekt gospodarczy, a mianowicie ograniczenie do minimum szkodliwego działania wody a w nowszych czasach również wyzyskanie jej energii. Dlatego też regulacja rzeki dla celów

żeglugi, nierentowna na pierwszy rzut oka, po bliższym zbadaniu i zsumowaniu szkód wyrządzanych corocznie przez dziko płynącą rzekę, w konsekwencji okaże się inwestycją ze wszechmiar konieczną i pożyteczną.

Zagadnienie to wyjaśnia nam następujący przykład.

Droga żelazna, na której nie ma ruchu, może przestać istnieć, lecz skasowanie żeglugi na Wiśle nie uchroni nas od konieczności wydatkowania odpowiednich funduszy na regulację dzikiego jej koryta.

Poza tym, jak już wspomnieliśmy, na drogach wodnych możemy wykorzystywać energię wodną.

Elektrownie zainstalowane na stopniach kanalizacyjnych rzeki, śluzach kanałów a szczególnie w przegrodach dolinowych zbiorników retencyjnych mogą nam dostarczyć stosunkowo znacznych ilości energii bez trudności przesyłanych ^{ia jej} do centrów przemysłowych. Podnosi to znacznie rentowność dróg wodnych, dlatego też obecnie już jest nie do pomyślenia projekt drogi wodnej bez jednoczesnego wykorzystania energii wody.

II. METODY OBLICZEN ZAPOTRZEBOWANIA WODY PRZEZ DROGI WODNE.

Sztuczna droga wodna wkracza już dość głęboko w normalny regime hydrologiczny zlewni, powodując zwiększone wsiąkanie, parowanie, odprowadzanie wód z jednej zlewni do drugiej, to też oświetlenie tego zagadnienia w skali ogólnokrajowej w związku z planowanym wydatnym zwiększeniem sieci naszych dróg wodnych jest przedsięwzięciem ze wszech miar koniecznym celem ogólnego zorientowania się z możliwością pogodzenia tego planu z innymi zagadnieniami, jak np. zachowania rezerw wodnych dla celów gospodarczych, przemysłowych i rolniczych. Winniśmy zdawać sobie sprawę, że zapasy wody są ograniczone i umiejętna nimi gospodarka po upływie stosunkowo niedługiego czasu będzie należała do jednego z ważniejszych problemów gospodarki państwowej. Z tych faktów od dawna zdawały sobie sprawę niektóre państwa i np. w Niemczech już w r. 1940-43 właściwe czynniki zajęte były obliczeniami zwiększenia zapotrzebowania wody dla celów dróg wodnych do r. 1970 /Uden. Die Steigerung der Leistungsfähigkeit der Stromwasserstrassen und die Landkultur. Deutsche Wasserwirtschaft, N 3, r. 1943/.

Winniśmy się wyjaśnić sobie sprawę ze zmian w gospodarce wodnej, a właściwie z zużycia i strat wody, powstałych na skutek budowy drogi wodnej w ogólnym bilansie hydrologicznym. Straty te będziemy rozpatrywać oddzielnie w kanałach sztucznych, rzekach skanalizowanych i rzekach regulowanych.

1. Straty wody w kanałach sztucznych.

Straty wody w kanałach sztucznych powstają z nast. powodów:

- a/ wsiąkanie wody w dno i skarpy kanałów,
- b/ nieszczelność wrot i zamknięte otworów we wrotach i kanałach obiegowych słuz komorowych,
- c/ parowanie wody z powierzchni zwierciadła,
- d/ straty przypadkowe skutkiem uszkodzenia kanału lub budowli kanałowych,
- e/ zużycie wody skutkiem słuźowania statków.

Straty wymienione pod a i b rozpatruje się zwykle łącznie. Będziemy je nazywać stratami na wsiąkanie.

W dawnych kanałach francuskich o tonażu 300 t oznaczano te straty na 0.4 - 0.7 m³/dobę i 1 mb kanału. W ściślym gruncie lub kanałach dobrze uszczelnionych objętość ta maleje do 0.2 m³/dobę i mb. Np. w dobrze uszczelnionym kanale Dortmund-Ems straty te wynosiły 0.17 m³/dobę i mb. W braku uszczelnienia i niekorzystnych warunkach podłoża objętość ta wzrasta do 1.3 m³/dobę/m. De M a s podaje, że w kanale Marna-Seona / głęb. 2.2 m, szer. dna 10-12 m szer. zw. wody 18-20 m/ należy się liczyć ze średnią stratą 0.5 do 1 m³/dobę/m.

Straty te z biegiem czasu maleją, gdyż grunt nasycza się i uszczelnia. Autorzy niemieccy, jak np. E n g e l s przyjmują omawiane straty średnio 1 m³/dobę/m dla kanałów 600 t i utrzymującą ilość ta jest wystarczająca nawet w najniekorzystniejszych warunkach.

W dalszym ciągu spotykamy straty wskutek parowania zwierciadła wody. Są one ilościowo mniejsze od strat na wsiąkanie. Doświadczenia niemieckie wykonane w latach 1909 - 1913 ustaliły, że średnio dziennie w okresie żeglugi z kanału wyparuje 4 mm, tj. $270 \times 4 = 1080$ mm w ciągu całego okresu żeglugi. Odejmując od otrzymanej liczby warstwę najmniejszych opadów, którą w tym okresie szacujemy na 300 - 400 mm ustalimy deficyt okrago na 700 mm. W ten sposób otrzymamy, że z kanału o szer.zw.wody 20 m w ciągu roku wyparuje $14 \text{ m}^3/\text{nb}$.

Łączne straty na parowanie i wsiąkanie jakie po zanalizowaniu przytoczonych danych przyjmujemy za miarodajne dla dalszych rozważań są uwidocznione w tablicy 1.

Tablica 1.

Straty w kanałach wskutek parowania i wsiąkania.

| Wymiary kanałów | | | Straty na wsiąkanie | | Straty na parowanie | Łączne straty | |
|-----------------|---------|---------------|-------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---|
| klasa | nośność | szer.zw. wody | m^3/dob | $\text{m}^3/\text{roc}/\text{nb}$ | $\text{m}^3/\text{roc}/\text{nb}$ | $\text{m}^3/\text{roc}/\text{nb}$ | milj. $\text{m}^3/\text{roc}/\text{km}$ |
| I | 1000 | 40 | 1.0 | 360 | 28 | 388 | 0.38 |
| II | 600 | 30 | 0.75 | 270 | 14 | 284 | 0.28 |
| III | 300 | 20 | 0.5 | 180 | 7 | 187 | 0.19 |
| IV | 100 | 10 | 0.25 | 90 | 3.5 | 93 | 0.10 |

Należy przyjąć, że obliczone w powyższej tablicy straty w naszych warunkach będą nawet nieco za wysokie niż za niskie.

Dla porównania przytoczymy, że w projekcie kanału I kl. Odra-Dunaj przyjęto, że zużycie na wsiakanie i parowanie na odcinku północnym /około 120 km/ będzie wynosiło 2.9 milj.m³ wody miesięcznie w okresie letnim /Z. D z i e w o ś k i. Projekty i możliwości połączenia Odry z innymi zlewiskami. Gospodarka Wodna Nr 2 r.1947/. Po przeprowadzeniu odpowiednich przeliczeń otrzymane, że straty roczne obliczone na 29 milj.m³ tj. o 24% mniejsze w porównaniu do przyjętych w tabeli. Jednakże ze względu na niekorzystne warunki geologiczne a mianowicie: na południu pokłady oligoceniczne w postaci piasków glaukonitowych a na północy przepuszczalne warstwy pleistoceniczne, że zachowanie w tym względzie pewnych ostrożności wydaje się być uzasadnione.

Poza tym należy uwzględnić jeszcze zapotrzebowanie wody dla zluźnienia statków, tzn. przez podnoszenie statków z poziomu niższego na wyższy lub odwrotnie. Śluzowanie zużywa wodę stanowiska górnego na korzyść stanowiska dolnego. Jeśli założymy, że statek przechodzi ze stanowiska szczytowego w dół oraz, że wszystkie śluzy schodzącej gałęzi kanału mają różne spadki, to ubytek o objętość potrzebną do wypełnienia komory /między poziomem dolnej a górnej wody/ następuje tylko na stanowisku szczytowym, inne zaś stanowiska nie tracą, gdyż ubytek przez śluzowanie wyrównuje przybytek ze stanowiska górnego. Objętość wody wypełniająca przestrzeń komory śluzy między poziomem dolnym a górnym nazywa się napełnieniem śluzy.

Jeśli statek przechodzi z jednej gałęzi kanału działowego przez stanowisko szczytowe na drugą gałąź, musi wtedy przebyć również obydwie śluzy ograniczające stanowisko szczytowe i w tym wypadku ubytek wody w stanowisku szczytowym będzie równy podwójnemu napełnieniu komory. Jeśli dziennie stanowisko szczytowe przebywa n statków, licząc w tym sumaryczną ilość statków zdążających w jednym i drugim kierunku, to całkowity ubytek wody w stanowisku szczytowym skutkiem śluzowania będzie równy $2n$ napełnieniom komory a zatem $2nM$ m³.

Sprawa przedstawiałaby się w ten sposób w razie śluzowania każdego statku osobno; jeśli jednak 2 statki idące w kierunkach przeciwnych spotkają się przy śluzie, to jedno jej napełnienie może wystarczyć do przepuszczenia obu statków. W tym wypadku wprowadzamy do komory śluzowej początkowo statek dolny, następnie po zamknięciu wrót dolnych napełniamy komorę i wyprowadzamy statek na górny poziom, a na opróżnione miejsce w komorze ^w wprowadzamy statek idący w dół. W rezultacie jedno napełnienie śluzy M śluzy do przepuszczenia 2 statków, a ilość wody zużytej na dobę przy n statkach przechodzących w ciągu doby na stanowisko szczytowe /w obu kierunkach/ byłaby tylko nM m³.

Takie jednak założenie, że wszystkie statki krzyżują się przy śluzach, praktycznie może się zdarzyć tylko w wyjątkowych wypadkach. W generalnych projektach kanałów często przyjmuje się, że połowa statków krzyżuje się przy śluzach, statki zaś drugiej połowy śluzuje się osobno. Dzielne zużycie wody wtedy wynosi:

a/ dla kanału działowego - 1.5 m^3

b/ dla kanału o spadku jednokierunkowym - 0.75 m^3 .

Te ostatnie założenia będą zastosowane do naszych obliczeń, w których założymy, że $n = \frac{\text{przełotność kanału,}}{\text{nośność}}$

a objętość M ustalimy wg niżej przytoczonej tablicy.

Tablica 2.
Obliczenie napełnienia śluzy dla jednego statku.

| Klasa kanału | Nośność t | Wymiary napełnienia śluzy m | M m ³ |
|--------------|-----------|-----------------------------|------------------|
| I | 1 000 | 85 x 10 x 7 | 6 000 |
| II | 600 | 57 x 9 x 4 | 2 000 |
| III | 300 | 38.5 x 5.2 x 3 | 600 |

Wymiary komór przytoczone w tablicy 2 są to najczęściej stosowane wymiary mogące pomieścić 1 statek odpowiedniej nośności.

Pozostają jeszcze do omówienia przypadkowe straty wody wskutek uszkodzeń kanału lub budowli kanałowych. Dla strat tych nie rezerwujemy zapasu wody, gdyż w razie uszkodzenia kanału ruch zostaje wstrzymany i oszczędność na śluzowaniu kompensuje powstałe straty.

2. Straty wody na rzekach skanalizowanych.

Straty wody, które powstają wskutek kanalizacji rzeki są spowodowane:

- a/ wsiąkaniem
- b/ śluzowaniem statków
- c/ parowaniem.

Z wymienionych strat w dalszych obliczeniach uwzględniamy tylko punkt a, gdyż straty na śluzowanie pokrywają się z normalnym przepływem rzeki, a wysokość parowania w rzece skanalizowanej tylko nieznacznie będzie się różniła od tejże wysokości na rzece w stanie naturalnym, która w naszych warunkach posiada stosunkowo szerokie koryto.

Omówimy więc szerzej straty wskutek wzmoczonego wsiąkania, wywołanego kanalizacją rzeki. Straty te są stosunkowo znaczne i zależą od poziomu przybrzeżnych wód gruntowych, przepuszczalności gleby i geologicznego ukształtowania terenów, przez które przepływa rzeka. Również na wymienione straty oddziałuje pora roku i zwiększają się one w okresie letnim i jesiennym, gdy poziom wód gruntowych obniża się.

O ilości tych strat możemy sądzić analizując przepływ na skanalizowanym odcinku Odry o długości 150 km od Wrocławia do Kofla.

Przepływ normalnej małej wody w Raciborzu /powyżej Kofla/ w okresie 1881 - 1895 wynosił średnio $8,2 \text{ m}^3/\text{s}$ a we Wrocławiu - $48 \text{ m}^3/\text{s}$. W latach 1916 - 1924 /po zakończeniu kanalizacji/ w Raciborzu wspomniany przepływ nie uległ zmianie i w dalszym ciągu równał się $8,2 \text{ m}^3/\text{s}$, natomiast we Wrocławiu zmniejszył się do $33 \text{ m}^3/\text{s}$, a więc $15 \text{ m}^3/\text{s}$ mniej niż przed kanalizacją^{4/}. Straty te, które

x/ Uhden. Die Steigerung der Leistungsfähigkeit der Stromwasserstrassen. Deutsche Wasserwirtschaft, 33. 1943.

wyniosły 31% przepływu norm. małej wody można podzielić na 3 rodzaje:

- a/ zwiększone wsiąkanie wody w warstwy powierzchniowe gleby, co powodowało wzrost parowania i transpiracji przez rośliny;
- b/ wsiąkanie w przepuszczalne warstwy dennie; przesiąkająca w tym wypadku woda po napotkaniu warstw przewodzących staje się stracona dla rzeki na zawsze
- c/ wsiąkanie w inne warstwy przepuszczalne, którymi następnie woda dopłwa ponownie do koryta rzeki poniżej rejonu strat.

Straty wymienione w punktach b/ i c/ obserwujemy obecnie na odcinku Wisły między Annapolem i Warszawą. Pomiarzy przepływu przeprowadzone na wymienionym odcinku jesienią 1946 r. przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny wykazały co następuje:

| | |
|--------------------------|--------------|
| odcinek Annapol - Puławy | straty 3.9% |
| " Puławy - Dęblin | " 8.3% |
| " Dęblin - Mniszew | " 10.0% |
| " Mniszew - Warszawa | nadmiar 8.1% |

Możemy więc wywnioskować, że woda przesiąkająca na odcinku Annapol - Dęblin została dla rzeki stracona na zawsze, natomiast straty na odcinku Dęblin - Mniszew zasiliły przepływ w partii dolnej Mniszew - Warszawa^{2/}.

Wyniki przytoczonych pomiarów zostały opublikowane przez inż. K.C i s i o w artykule pt. "Straty wody w dorzeczu Wisły środkowej w okresie jesiennych niskich stanów wód gruntowych" /Gosp. Wodna Nr 1.1947/. Wnioski w związku z tym wysnute w niniejszym referacie, w pewnym stopniu różnią się od wniosków inż. C i s i o, wskutek zauważonych w artykule kilku nieścisłości, które Autor przyjął za podstawę do swych dedukcji.

Co się tyczy Wisły, to rozważaliśmy tu straty w wolnym korycie, lecz nasuwa się wniosek, że w razie kanalizacji pod wpływem ciśnienia hydrostatycznego spowodowanego spiętrzeniem rzeki, zwiększy się ich ilość, jak to obecnie możemy skonstatować na skanalizowanym odcinku Odry.

Chcąc więc określić spodziewane straty w przepływie wody w razie kanalizacji rzeki, należy przede wszystkim zanalizować straty zachodzące w rzece wolno płynącej i dopiero na tej podstawie, uwzględniając poza tym na poszczególnych odcinkach wysokość przewidywanego ciśnienia hydrostatycznego, możemy dojść do orientacyjnych w tej sprawie wyników.

3. Straty wody na rzekach uregulowanych.

Na rzece uregulowanej obserwujemy zwiększenie szybkości wody lecz jednocześnie zostaje zmniejszony przekrój przepływu. Połączenie tych zjawisk powoduje wyrównanie odpływu, który w przekroju rzeczonym po regulacji zasadniczo nie zmienia się. Natomiast powstaje różnica w odpływach w poszczególnych porach roku: wiosenny odpływ zwiększa się, gdyż normalnie w razie regulacji i obwałowania rzeki, zmniejsza się wydatnie retencja terenowa, natomiast wody letnie zasilane tylko dopływami z wyłączeniem wód gruntowych doliny, ilościowo stają się mniej obfite. Zjawisko to przebiega tym bardziej wyraźnie, im większą ilość cieków uregulujemy w danej zlewni.

Założenia powyższe częściowo potwierdzają pomiary przepływu, wykonane na rzekach uregulowanych, co ilustruje

tablica 3.

Tablica 3.

Zmiany w odpływie najniższej niskiej wody na rzekach uregulowanych /Uhden l.c./.

| Rzeka | Miejscowość | Odpływ w m ³ /s | | | | | | |
|--------|-------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | | 1894/95 | 1904 | 1909 | 1911 | 1921 | 1930 | 1934 |
| Ren | Kaub | 5,8 | | 5,5 | | 4,63 | | 5,38 |
| Wezera | Minden | | 2,4 | 2,2 | 1,7 | | | |
| Łaba | Barby | 1,2 | 1,1 | | | | | 1,06 |
| Odra | Dyhernfurth | 1,5 | 0,9 | | | 0,8 | 0,9 | 0,86 |

Widzimy więc, że od r.1895 do r.1934 odpływ n.n.wody na Odrze zmniejszył się o 43%, a na rzekach pozostałych w stopniu mniejszym, lecz tendencja zmniejszania się z biegiem czasu odpływu wód małych wszędzie jest wyraźna. Częściowo możemy wyrównać odpływ rzeki za pomocą zbiorników retencyjnych, które obecnie zostały prawie wszędzie uznane za konieczne uzupełnienie regulowanej rzeki..

W rezultacie powyższych rozważań uznamy, że bilans hydrologiczny dorzecza uregulowanej większej rzeki nie zmniejsza się, gdyż większy odpływ wiosenny zostaje wyrównany zmniejszeniem odpływu letniego.



III. STANOWISKO KOMUNIKACJI WODNEJ W OGÓLNEJ GOSPODARCE ZASOBAMI WODNYMI.

1. Okres odbudowy.

Obecnie w nowych granicach posiadamy 4300 km dróg wodnych w tym 3770 km rzek naturalnych i 1030 km dróg sztucznych. Znaleźliśmy się w posiadaniu dwóch poważnych systemów wodnych, z których jeden /Odra/ wymaga w pierwszym rzędzie zaopatrzenia w tabor pływający i usunięcia przeszkód żeglugi w postaci wraków zatopionych mostów, drugi zaś /Wisła/ znajduje się jeszcze w stanie prymitywnym, lecz posiada o wiele pomyślniejsze widoki rozwoju niż przed wojną.

Nie będziemy tu wysz zególniać istniejących dróg wodnych naturalnych, gdyż jako takie nie zmieniają one istniejącego regime'u zasobów wodnych, natomiast zajniemy się bliżej sztucznymi drogami wodnymi, do których zaliczymy:

| | | |
|---|--------------|---------------|
| 1. Kanał Bydgoski wraz z kanalizowaną Notecią | dług. 180 km | nośność 500 t |
| 2. Kanał Gliwicki | " 40 " | " 750 " |
| 3. " Warta-Gopło-Notec | " 130 " | " 150 " |
| 4. " Warpiński | " 142 " | " 60 " |
| 5. " Gdańsk-Elbląg | " 60 " | " 400 " |
| 6. " Mazarski /kanał 55 km jeziora 84/ | " 139 " | " 300 " |
| 7. " Augustowski | " 70 " | " 100 " |
| 8. Skanalizowana Odra | " 167 " | " 600 " |
| 9. " Nogat | " 50 " | " 400 " |
| 10. pozostałe lokalne kanały | " 52 " | |
| r a z e m | ===== | 1 030 km |

Uwzględniając uwagi wymienione w cz.II niniejszego referatu przystępujemy do obliczenia rocznego zapotrze-

bowania wody przez wyszczególnione drogi wodne. Straty w kanałach sztucznych na wsiąkanie i parowanie ustaliliśmy na jednostkę długości zależnie od klasy kanału, natomiast w każdym kanale pozostaje zmienna ilość wody zużytej na śluzowanie, którą obliczamy jak niżej.

a/ w Kanale Bydgoskim śluzujemy obecnie 500 000 t rocznie. Zakładając ładowność barki 300 t, $n = \frac{500\,000}{300} = 1\,660$

Zużycie wody $Q = 1,5 n M = 1,5 \times 1660 \times 2000 = 4,98 \text{ milj. m}^3$,

b/ Kanał Gliwicki. Obecna przepływność 1 200 000 t rocznie. Zakładając ładowność barki 600 t $n = \frac{1200000}{600} = 2\,000$

$Q = 1,5 \times 2000 \times 6000 = 18 \text{ milj. m}^3$,

c/ straty na śluzowanie w Kanale Marta-Gopło-Notec i Kanale Augustowskim obliczamy wychodząc z orientacyjnego założenia 6 śluzowań dziennie tj. 1620 śluzowań rocznie. W tym wypadku $Q = 1,5 \times 1620 \times 600 = 1,5 \text{ milj. m}^3$.

d/ w Kanale Gdańsk-Elbląg mającym minimalne spiętrzenie na śluzach, strat na śluzowanie nie obliczamy. To samo założenie stosujemy do Kanału Mazurskiego, jako nieczynnego,

e/ roczne straty wody na skanalizowanej Odrze obliczamy według uwag cz.II p.2 mnożąc $15 \text{ m}^3/\text{s}$ przez ilość sekund w roku.

W rezultacie obecne zapotrzebowanie wody dla dróg wodnych wyraża się wg tablicy 4.

Tablica 4.

Zapotrzebowanie wody dla dróg wodnych w I okresie odbudowy w milionach m³.

| Lp. | Droga wodna | Długość km | Straty na parowanie i zwiększenie | | Zużycie wody na śluzowanie | Straty ogółem |
|-----------|-----------------|---------------|-----------------------------------|-------------------|----------------------------|---------------|
| | | | na 1 km | na całej długości | | |
| 1 | Kan. Bydgoski | 180 | 0,28 | 50,4 | 5,0 | 55,4 |
| 2 | " Gliwicki | 40 | 0,38 | 13,2 | 18,0 | 31,2 |
| 3 | " Warta-Notec | 90 | 0,19 | 17,1 | 1,5 | 18,6 |
| 4 | " Warmiński | 142 | 0,10 | 14,2 | 1,2 | 15,4 |
| 5 | " Gdańsk-Elbląg | 60 | 0,19 | 11,4 | - | 11,4 |
| 6 | " Mazurski | 55 | 0,10 | 5,5 | - | 5,5 |
| 7 | " Augustowski | 35 | 0,10 | 3,5 | 1,5 | 5,0 |
| 8 | Skan. Odra | 167 | - | 474,5 | - | 474,5 |
| 9 | " Nogat | 50 | 0,56 | 28,0 | - | 28,0 |
| r a z e m | | | | | | 645,0 |

~~Uwaga. Straty obliczone wg tabeli w załączniku do~~

W okresie odbudowy ilość dróg wodnych w stosunku do stanu obecnego nie ulegnie zmianie, otrzymane więc w tablicy 4 straty w ilości 645 milj. m³ nie zmieniają się w ciągu całego I okresu.

2. Okres uprzemysłowienia.

W okresie uprzemysłowienia projektuje się, że zostaną uruchomione następujące drogi wodne:

- a/ kanał lateralny Przemszy długość 30 km nośność 700 t
- b/ kanalizacja Wisły od ujścia Przemszy do ujścia Dunajca długość 134 km nośność 700 t
- c/ regulacja Wisły od ujścia Buga do ujścia Brdy
- d/ regulacja i kanalizacja Buga od Brześnia do Wisły
- e/ regulacja Narwi
- f/ " Pissy
- g/ regulacja Biebrzy
- h/ regulacja Wisłoki, Dunajca, Sann, Nidy, Raby i Soły
- i/ budowa kanału Zerań - Zegrze
- j/ przebudowa kanału Bydgoskiego na nośność 1 000 t
- k/ przystosowanie Odry dla statków 1 000 t /budowa zbiorników retencyjnych.

W powyższym programie w większości wypadków spotykamy prace z zakresu regulacji rzek, nie wpływające w większym stopniu na zmianę stosunków hydrologicznych na rzece, wobec czego zanalizujemy tylko straty wody dla sztucznych dróg wodnych.

Przede wszystkim w okresie uprzemysłowienia wzrosnie obrót na kanale Gliwickim do 3 000 000 t tj. o 1 800 000 t w stosunku do okresu poprzedniego. Spowoduje to zwiększenie zużycia ilości wody na słuzowanie o $Q = 1,5 n M m^3$;
 $n = \frac{1.800.000}{600} = 3 000$; $M = 6 000$ /tablica 2/; $Q = 1,5 \times 3 000 \times 600 = 27 \text{ milj. m}^3$ rocznie.

Przechodząc do drogi wodnej Przemszy i Górnej Wisły straty wody na niej będziemy obliczać wg zasad ustalonych dla kanału I klasy, gdyż droga ta na odcinku Przemszy jest projektowana jako kanał lateralny, a na odcinku Wisły

/dług.140 km/ - 87 km kanałem lateralnym i 53 km trasą skanalizowanej Wisły. Niewielki skanalizowany odcinek nie wpłynie wydatnie na ilość strat, tym bardziej, że ewentualną nadwyżkę wyrównana, przyjęta z dość znacznym zapasem /według Domaszkiewicza „Projekt drogi w. Przemysły i górnej Wisły”. Gospodarka Wodna Nr 3, 1947/ wysokość zużycia wody na sluzowanie.

Straty na projektowanym odcinku kanalizacji Bugu od Brześcia do ujęcia przyjmujemy na 30% średniej malej wody, która w okresie 1919 - 1937 stosownie do danych Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego wynosiła $110 \text{ m}^3/\text{s}$ /wodowską Zegrze/.

Kierowano się w tym wypadku analogią do strat zachodzących obecnie w skanalizowanej Odrze. Bug poniżej Brześcia płynie na dość znacznej przestrzeni w przepuszczalnych piaskach glaukonitowych /oligocen/ tak, że w żadnym wypadku straty na tym odcinku nie mogą być mniejsze niż na Odrze.

Co się tyczy Kanału Zerań-Zegrze, to przyjmujemy, że będzie to kanał II klasy o przepływności 1 000 000 ton. Zużycie wody na sluzowanie $Q = 1,5 n M \text{ m}^3$ $n = \frac{1\,000\,000}{500} = 2\,000$
 $1,5 n M = 1,5 \times 2\,000 \times 2\,000 = 6 \text{ milj. m}^3$.

Planując w okresie uprzemysłowienia przebudowę Kanału Bydgoskiego na drogę 1 000 tonową o przepływności 6 000 000 t rocznie winniśmy uwzględnić związane z tym dodatkowe straty w stosunku do tychże strat obliczonych dla okresu poprzedniego. Parowanie i wsiąkanie zwiększy się o,1 milj. m^3 na km rocz-

nie / różnica w tabeli między kanałem I i II kl./, a zużycie wody na śluzowanie wyniesie $72 \text{ milj.m}^3 / n = \frac{6.000.000}{750} = 8.000$; $1,5 n M = 1,5 \times 8.000 \times 6.000 = 72 \text{ milj.m}^3$. W okresie I przyjęte zużycie wody na śluzowanie = 5 milj.m^3 więc zwyżka w II okresie wyniesie $72 - 5 = 67 \text{ milj.m}^3$.

Ostateczne wyniki wymienionych obliczeń są zestawione w tablicy 5.

Tablica 5.

Zapotrzebowanie wody dla komunikacji wodnej w okresie uprzemysłowienia /w milionach m^3 /.

| Lp | Nazwa drogi | Długość | Straty na parowanie i wsiąkanie na 1 km | Straty na śluzowanie | Straty ogółem |
|----|--------------------|---------|---|----------------------|---------------|
| | | | na 1 km | na całość | |
| | | | łoj | diug. | |
| 1 | Kanał Gliwicki | 40 | - | - | 27,0 |
| 2 | " Przemysły | 30 | 0,38 | 11,4 | 56,0 |
| 3 | " Wisły do Dunajca | 140 | 0,38 | 53,2 | 63,0 |
| 4 | Kanalizacja Buga | 217 | - | - | - |
| 5 | Kanał Zerań-Zagrze | 21 | 0,28 | 5,9 | 6,0 |
| 6 | Bydgoski | 180 | 0,1 | 18,0 | 67 |
| | Razem | | | | 1248,5 |

W Kanałie Gliwickim straty na parowanie zostały już uwzględnione w tablicy 4. W Kanałie Bydgoskim uwzględniono tylko nadwyżkę parowania i wsiąkania w związku z przewidywanym poszerzeniem kanału.

3. Okres urbanizacji.

W okresie urbanizacji z zakresu dróg wodnych są projektowane następujące prace:

- a/ kanalizacja Wisły od ujścia Dunajca do Bałtyku naddługości 745 km,
- b/ regulacja Pilicy i Bzury,
- c/ kanalizacja Bugu od Włodawy do Brześcia,
- d/ kanał II kl. Wieprz-Bug dług. 80 km,
- e/ " III kl. Białystok-Narew,
- f/ kanalizacja Narwi od Kanału Białostockiego do Biebrzy,
- g/ kanalizacja Pissy,
- h/ Kanał Wąglowy I kl. dług. 200 km,
- i/ Kanał Obżański II kl. dług. 150 km,
- j/ kanalizacja Warty od Koła do Kanału Obżańskiego,
- k/ Kanał Odra-Dunaj /I kl./,
- l/ regulacja Drwący,
- m/ przebudowa Kanału Warmijskiego na drogę o nośn. 300 t,
- n/ przebudowa Kanału Mazarskiego dług. 40 km na drogę o nośności 400 t,
- o/ Kanał III kl. Koło-Ozorków dług. 60 km,
- p/ regulacja Wkry,
- r/ Kanał III kl. Gopło-Nisła dług. 40 km.

Przystępując do obliczeń strat wody na wymienionych drogach wodnych, pominiemy ze względów już wyjaśnionych wyżej rzeki uregulowane, a rozpatrzemy straty na rzekach skanalizowanych i kanałach żeglownych.

Zajmiemy się przede wszystkim określeniem strat na skanalizowanej Wiśle. Pewne wskazówki dotyczące się tego zagadnienia mogą nam dać wyniki pomiarów hydrometrycznych, przeprowa

dzonych przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny na odcinku Sandomierz-Warszawa jesienią 1946 r. i zimą 1947.

Otóż na podstawie tych pomiarów, o których już wspomnieliśmy w p.2 cz.II niniejszego referatu orientacyjne straty w przepływie małej wody na Wiśle możemy przyjąć jak następujące:

odcinek Sandomierz - Annopol - straty wyrównuje się

" Annopol /Popów/-Dąblin - straty 12%

" Dąblin-Warszawa - straty wyrównane.

Poniżej Warszawy nie przeprowadzono pomiarów przepływu mających na celu zbadanie zachodzących strat, natomiast w pracy S. S i e b a n e r a "Charakterystyczne stany wody i objętości przepływu w przekrojach wodowskazowych rzeki Wisły" obliczone przepływy wód niskich strat nie wykazują.

Możemy więc Wisłę w stosunku do zauważonych strat przepływu podzielić na 3 odcinki:

1/ Szczucin-Annopol - straty wyrównane

2/ Annopol-Dąblin - straty 12%

3/ Dąblin-Morze Bałtyckie - straty wyrównane.

Po przeprowadzeniu kanalizacji pod wpływem zwiększonego ciśnienia hydrostatycznego oraz retencją wglębnej, wymienione straty zwiększa się, naturalnie w większym stopniu dla odcinków, gdzie wody powierzchniowe mają już wyrobione drogi infiltracji i w niniejszym - dla odcinków pozostałych.

Przyjmując pod uwagę, że straty na skanalizowanym odcinku Odry wynoszą 31% średniej małej wody, zastosujemy ten współczynnik dla Wisły na odcinku Annopol-Dąblin, natomiast dla odcinków pozostałych połowę tego tj. 15%.

Wyniki powyższych założeń są uwidocznione w tabelicy 6.

Tablica 6.

Przewidywane straty przepływu na Wiśle skanalizowanej od Sandomierza do ujścia /średnia niska woda/.

| Lp. | Odcinek rzeki | Przepływ w przekroju końcowym m ³ /s | Przepływ zmniejszony o straty na odc. górnym m ³ /s | Straty % | Straty m ³ /s | Straty roczne w milionach m ³ /s |
|-----|------------------|--|---|----------|--------------------------|--|
| 1 | Szczucin-Annapol | 113 | 113 | 15 | 17 | 540 |
| 2 | Annapol-Dąblin | 147 | 130 | 31 | 40 | 1 262 |
| 3 | Dąblin-M. Bałt. | 367 | 321 | 15 | 48 | 1 515 |

Straty roczne wynoszą zatem 3 317 mil. m³. Stanowi to około 11% średniego rocznego przepływu Wisły przy ujściu do Bałtyka.

Następnie przystąpimy do obliczeń strat na pozostałych rzekach podlegających kanalizacji.

1/ Rzeka Bug na odcinku Włodawa-Brześć. Odcinek ten znajduje się całkowicie w strefie przepuszczalnych pokładów oligoceńskich i wskutek tego przyjmujemy straty na 30% przepływu średniej najej wody w końcowym przekroju, tj. na wodowskaniu w Brześciu, gdzie przepływ ten wynosi 25 m³/s.

2/ Odcinek Warty od Koła do ujścia projektowanego Kanału Obłęńskiego. Warta przepływa tu na dość znacznej przestrzeni w pokładach jury, które jak to wykazały pomiary hydrometryczne na Wiśle, dają w wolnym przepływie straty około 2%. Należy przypuszczać, że podobne straty istnieją również na Warcie i w razie skanalizowania rzeki wydatnie wzrosną pod wpływem zwiększonego ciśnienia hydrostatycznego. Z tych względów przyjmujemy, dla skanalizowanej Warty straty w wysokości 40% przepływu średniej niskiej wody w przekroju końcowym odcinka

skanalizowanego, tj. przepływu $30 \text{ m}^3/\text{s}$ w przekroju wodowskazowym Nowa Pissa.

3/ Rzeka Pissa przepływa w stosunkowo zwartych pokładach morenowych i dlatego straty w razie jej kanalizacji przyjmujemy na 25% przepływu średniej m.wody, obliczanej w przekroju wodowskazowym Ptaki na $12,9 \text{ m}^3/\text{s}$.

4/ W podobnych warunkach geologicznych jak Pissa znajduje się mający podlegać kanalizacji odcinek Narwi od Białego stoku do Biebrzy. Przyjmujemy więc tu wysokość strat na 25% przepływu śr. małej wody w przekroju wodowskazowym Wiza, która wynosi $26 \text{ m}^3/\text{s}$.

5/ Rzeka Biebrza od ujścia Netty do Narwi płynie po terenie wyjątkowo płaskim, tak, że w razie kanalizacji wysokość spiętrzenia może na niej być niezbyt wielka, dlatego też straty będą nieznaczne i przyjmujemy je na 25% przepływu $12,7 \text{ m}^3/\text{s}$ w przekroju wodowskazowym Burzyn.

Wysokość strat na kanałach żeglownych, związanych z parowaniem i wsiąkaniem obliczymy stosownie do założeń przyjętych w cz. II p.1, natomiast zużycie wody na słuzowanie obliczymy dla każdego kanału oddzielnie.

Tablica 7.

Zużycie wody na słuzowanie w kanałach budowanych w okresie urbanizacji.

| Lp: | Nazwa kanału | Przelotność : /P/ t | Nośność : /N/ t | $n = \frac{P}{0,8N}$ | $\frac{1}{n}$ | $1,5 \text{ m}^3$: mil. m ³ |
|-----|-----------------|------------------------|--------------------|----------------------|---------------|--|
| 1 | Wieprz-Bug | 4 000 000 | 600 | 8 000 | 2 000 | 24,0 |
| 2 | Białystok-Narew | 1 000 000 | 200 | 4 000 | 600 | 3,6 |
| 3 | Żeglowy | 10 000 000 | 1000 | 12 000 | 2 000 | 36,0 |
| 4 | Obżański | 3 000 000 | 600 | 6 000 | 2 000 | 18,0 |
| 5 | Odra-Dunaj | - | 1000 | - | - | 179,0 |
| 6 | Warmiński | 1 000 000 | 300 | 4 000 | 600 | 2,4 |
| 7 | Mazurski | 1 000 000 | 400 | 3 300 | 500 | 3,0 |
| 8 | Koło-Ozorków | 1 000 000 | 300 | 4 000 | 600 | 3,6 |
| 9 | Gopło-Wisła | 500 000 | 300 | 2 000 | 600 | 1,8 |

U w a g i:

1/ Zużycie wody na śluzowanie w Kanale Odra-Dunaj zostało obliczone wg danych w artykule Z.D z i e w o ś k i e g o: Projekty i możliwości połączenia Odry z innymi zlewiskami /Gospodarka Wodna, Nr 2.r.1947/.

2/ Obliczone zużycie wody w Kanale Warmijskim zostało zmniejszone o 1,2 mil.m³, przyjętego zużycia wody na śluzowanie w tym kanale w okresie odbudowy.

Po przeprowadzeniu wymienionych wstępnych obliczeń i rozważań, możemy przystąpić do określenia strat wody na drogach wodnych. Straty te uwidoczamy w tabelicy 9.

Tablica 9.

Straty wody na drogach wodnych w okresie urobizacji /w milionach m³ rocznie/

| lp | Nazwa drogi | Długość | Straty na porównanie i wsia- | | Zużycie wody na śluzowanie | Straty ogółem |
|------------------------|----------------------------|---------|------------------------------|-----------------|----------------------------|---------------|
| | | | na 1 km | na całą długość | | |
| ----- | | | | | | |
| | szaki skanalizowane | | | | | |
| 1 | Wisła | 745 | - | 3317 | - | 3317 |
| 2 | Bug | - | - | 234 | - | 234 |
| 3 | Narew | - | - | 201 | - | 201 |
| 4 | Pissa | - | - | 101 | - | 101 |
| 5 | Warta | - | - | 375 | - | 375 |
| 6 | Biebrza | - | - | 99 | - | 99 |
| Kanały teglowne | | | | | | |
| 1 | Bieprz-Bug | 80 | 0,28 | 22,4 | 24 | 46,4 |
| 2 | Białystok-Narew | 12 | 0,19 | 2,3 | 1,6 | 5,9 |
| 3 | Teglowy | 200 | 0,38 | 76,0 | 36,0 | 112,0 |
| 4 | Obzański | 150 | 0,28 | 42,0 | 18,0 | 60,0 |
| 5 | Odra-Dunaj | 120 | - | 44,0 | 179,0 | 323,0 |
| 6 | Warwijski | 142 | 0,09 | 1,3 | 2,4 | 3,7 |
| 7 | Mazarski | 65 | 0,09 | 5,8 | 3,0 | 8,8 |
| 8 | Koto-Ozorków | 60 | 0,19 | 11,4 | 3,6 | 15,0 |
| 9 | Gopio-Wisła | 40 | 0,19 | 7,6 | 1,8 | 9,4 |
| ----- | | | | | | |
| r a z e m | | | | | | 4906 |
| ----- | | | | | | |

U w a g i:

1/ Straty na parowanie i wsiąkanie w Kanale Odra-Dunaj przyjęto wg wspomnianego już art. 2. D z i e w o ś k i e g o mnożąc przez 10 miesięcy obliczone straty na wsiąkanie i parowanie 2,9 mil.m³ miesięcznie w okresie letnim zwiększone o 1,5 mil.m³ miesięcznych strat na śluzach.

2/ Straty w kanałach Warmińskim i Mazurskim przyjęto jako dodatkowe, które powstaną wskutek rozbudowy tych kanałów w okresie urbanizacji.

Łączne straty wody na drogach wodnych w 3 okresach planowania wynoszą

| | |
|--------------------|--------------------------------|
| okres odbudowy | 645 mil.m ³ |
| " uprzemysłowienia | 1 249 " |
| " urbanizacji | 4 906 " |
| r a z e m | <u>6 800 mil.m³</u> |

Przewidywane wykorzystanie energii wodnej
w 3 okresach planu na drogach wodnych i zbiornikach
budowanych dla celów komunikacji wodnej i ochrony
od powodzi.

Zagadnienie wytwarzania energii i racjonalnego jej wykorzystania prawie we wszystkich cywilizowanych krajach jest ujęte przez państwo w ramy planowania, stanowiąc jeden z czynników polityki gospodarczej.

Siły wodne wysunęły się obecnie na czoło eksploatowanych surowców energetycznych i pokrywają 2/3 światowego zapotrzebowania energii na sieciach wysokiego napięcia dla celów elektryfikacyjnych. Resztę pokrywa węgiel kamienny i inne źródła. Podkreślamy to, gdyż w Polsce do niedawna zagadnienie wyzyskania sił wodnych nie mogło znaleźć należytego zrozumienia a tym samym ruszyć z miejsca.

Dopiero przed ostatnią wojną w dziedzinie tej nastąpił zwrot na lepsze, w wyniku czego wybudowano elektrownie wodne na zbiornikach retencyjnych w Porąbce na Dole i Roznowie na Dunajcu. Zbiorniki te poza umożliwieniem wyzyskania sił wodnych mają za zadanie ochronę od powodzi oraz w okresie posuchy zasilanie drogi wodnej Wisły.

Po zakończeniu wojny odzyskaliśmy Odrę wraz z Nisą Łużycką, w zlewni których również przejęliśmy kilka zbiorników retencyjnych, na których są zainstalowane zakłady wodne. Do zbiorników tych zaliczamy:

- 1/ Odmuchów na Nisie Kłodzkiej, uruchomiony w r.1933,
- 2/ Turawa na Małej Panwi, uruchomiony w r.1938.

Na zbiornikach żeglugowych w Odmuchowie i Turawie istnieją zakłady wodne wybudowane jednocześnie ze zbiornikami,

Przy pełnym wykorzystaniu zainstalowanych turbozespołów produkcja roczna Odmuchowa wynosi 13 mil.KWh, a Turawy - 4,5 mil.KWh. Obecnie wskutek remontu turbozespołów wydajność ich jest nieco mniejsza.

Ponadto wyzyskanie sił wodnych odbywa się na stopniach kanalizacyjnych Odry w Szwanowicach na Kanale Kopieńskim oraz w Janowicach, gdzie od r.1926 są czynne elektrownie wodne, mogące wyprodukować łącznie 10 mil.KWh rocznie. Obecnie elektrownia Szwanowicka jest uruchomiona całkowicie, w Janowicach zaś jest czynny jeden z dwóch zainstalowanych turbozespołów.

Ogólne zestawienie obecnego /i okres odbudowy/ wykorzystania sił wodnych na drogach wodnych i zbiornikach żeglugowych daje tablica 9.

Tablica 9.

Zbiorniki żeglugo-energetyczne.

| Lp | Nazwa zakładu | Moc instalowana KW | Produkcja roczna KWh |
|-----------|---------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | Rożnów | 50 000 | 150 000 000 |
| 2 | Porąbka | 6 800 | 27 000 000 |
| 3 | Odmuchów | 4 000 | 14 000 000 |
| 4 | Turawa | 1 560 | 9 000 000 |
| 5 | Szwanowica | 1 300 | 5 000 000 |
| 6 | Janowice | 1 300 | 5 000 000 |
| r e z u m | | 64 660 | 210 000 000 |

| | | | |
|-----------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|
| 6 Lubachów | Bystrzyca | 1 153 | 3 500 000 |
| r a z e m | | 22 615 | 55 500 000 |

Wyżyskanie sił wodnych w dorzeczu Odry odbywa się również na zbiornikach budowanych wyłącznie dla celów powodziowych. Zbiorniki te wraz z ich ^{obecną} roczną produkcją energii są zestawione w tabelicy 10.

Tablica 10.

Zbiorniki powodziowo-energetyczne w dorzeczu Odry.

| Lp. | Nazwa zakładu | Rzeka | Moc KW | Produkcja roczna KWh |
|----------------------|---------------|-----------|-------------------|-----------------------|
| :1 | Złotniki | Kwiza | 4 340 | 6 000 000 |
| :2 | Leśna | " | 2 600 | 7 000 000 |
| :3 | Pilichowice I | Bobrava | 7 440 | 22 000 000 |
| :4 | " II | " | 2 422 | 8 000 000 |
| :5 | " III | " | 4 660 | 9 000 000 |
| :6 | Lubachów | Bystrzyca | 1 153 | 3 500 000 |
| r a z e m | | | 22 615 | 55 500 000 |

Należy przypuszczać, że w okresie odbudowy osiągniemy pełną produkcją możliwej do wykorzystania na wymienionych zbiornikach energii tj 265 500 000 KWh.

W II okresie projektowana jest budowa szeregu zbiorników powodziowo-energetycznych w dorzeczu Wisły i Odry.

W dorzeczu Wisły do zbiorników, które będą wykorzystane dla celów energetycznych w pierwszym rzędzie zaliczymy zbiornik wyrównawczy w Cachowie na Dunajcu, następnie Goczałkowice na Wiśle i Tresna na Sole. W drugiej kolejności planuje się zainstalowanie siłowni wodnej w Dynowie.

W dorzeczu Odry projektowany jest zbiornik na rz. Bystrzycy w Mianowie a wykończenie zbiornika Dzierżno na Kłodnicy celem zasilania Kanału Gliwickiego. Zbiorniki te będą umiejscowione w terenie stosunkowo płaskim, wskutek czego wyzyskanie energii wodnej nie będzie tu znaczne, a nawet w zbiorniku Dzierżno w ogóle nie jest przewidywane.

Zestawienie energii wodnej, którą uzyskamy w II okresie daje nam tablica 11.

Tablica 11.

Przewidywany przyrost wyzyskania energii wodnej w II okresie.

| Lp. | Nazwa zakładu | Moc instalowana kW | Produkcja roczna kWh |
|-----|------------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | Czechów | 8 000 | 40 000 000 |
| 2 | Goczałkowice | 2 000 | 10 000 000 |
| 3 | Treśna | 4 000 | 30 000 000 |
| 4 | Dynów | 5 000 | 200 000 000 |
| 5 | Mianów | 1 300 | 5 000 000 |
| | r a z e m | 65 300 | 285 000 000 |

W III okresie /urbanizacji/ projektuje się wyzyskanie sił wodnych w zakładach wodno-elektrycznych w Jezowsku na Dunajcu, w Solnie-Zabrodziu na Sanie, na stopniach kanalizacyjnych Kanału Odra-Dunaj oraz na tychże stopniach górnej i środkowej Wisły.

Na Kanałe Odra-Dunaj na 2 śluzach /Brzezcie i Olza/ możemy uzyskać około 31,5 mil. kWh rocznie. koncepcja

wykorzystania tej energii weszła do projektu wykonawczego o czym świadczą rozmiary wykonanych w r.1939/40 robót ziemnych na pierwszym stanowisku przy ujściu do Kanału Gliwickiego.

Następnie na drodze wodnej Przemszy i górnej Wisły stosownie do obliczeń inż. D o m a ś k i e g o /Gospodarka Wodna Nr.3 r.1947/ możemy zainstalować zakłady hydroelektryczne o mocy 22 080 KW i rocznej produkcji 88 320 000 KWh.

Na pozostałym odcinku koryta Wisły wg inż. T i l i n g e r a /Wisła i zbiorniki, Gospodarka Wodna Nr 1 r.1947/ możemy uzyskać roczną produkcję energii wodnej 4 936 500 KWh rocznie.

Łączne zestawienie przewidywanego wykorzystania energii wodnej w III okresie planowania daje nam tablica 12.

Tablica 12.

Przyrost wykorzystania energii wodnej w okresie urbanizacji.

| Lp | Nazwa zakładu | Moc instalowana KW | Produkcja roczna KWh |
|----|---------------------------|-----------------------|----------------------------|
| 1 | Solno-Zabrodzie | 30 000 | 85 000 000 |
| 2 | Jazowsko | 50 000 | 200 000 000 |
| 3 | Kanał Odra-Dunaj | 7 500 | 31 500 000 |
| 4 | Przemsza i g. Wisła | 22 080 | 88 320 000 |
| 5 | Wisła od Dunajca w dół | 1 150 300 | 5097 000 000 |
| | r a z e m | 1 259 880 | 5501 820 000 |

Z powyższych rozważań wynika, że w poszczególnych okresach planowania na drogach wodnych możemy się liczyć z następującym wzrostem produkcji energii wodnej:

| | |
|---|-------------------|
| okres odbudowy | 265 500 000 kWh |
| " uprzemysłowienia | 285 000 000 " |
| " urbanizacji | 5 501.820 000 " |
| <hr/> | |
| razem - wykorzystanie energii III okresu | 6 052 320 000 kWh |

przy założeniu

Przewidujemy, że realizacja naszkicowanego programu wyzyskania sił wodnych nastąpi w r.1980, tj. po upływie 30 lat. Ludność Polski w tym czasie, przyjmując na podstawie danych przedwojennych przeciętny przyrost naturalny - 12 ‰/oo wzrosnąć do 30 000 000 mieszkańców, wobec czego produkcja energii wodnej w zbiornikach żegluzowych i rzekach skanalizowanych wyniesie wtedy 202 kWh/miesz.k.tj. 92% obecnej wytwórczości wszystkich rodzajów energii elektrycznej, które wynosi 220 kWh/mieszk.rocennie. Dla orientacji dodamy, że w r.1937 ilość kWh wyprodukowanych na 1 mieszk.rocennie w innych krajach przedstawiała się następująco:

| | | |
|-------------|---|-----------|
| Szwajcaria | - | 1 642 kWh |
| Szwecja | - | 1 253 " |
| Niemcy | - | 686 " |
| Belgia | - | 556 " |
| Francja | - | 406 " |
| Czechosłow. | - | 387 " |

/W y s o c k i. Wyzyskanie sił wodnych a elektryfikacja kraju. Gospodarka Rodan Nr.1 t.1947/.

O z ę ś ć II.

Pokrycie zapotrzebowania wody dla celów komunikacji wodnej.

Opracował inż. A. Łąbski

| | str. |
|--|------|
| I. Schemat rozwojowy dróg wodnych w perspektywie ogólnej | 33 |
| II. Pokrycie zapotrzebowań wody dla celów komunikacji wodnej pod koniec okresu urbanizacji | 40 |
| III. Bilanse wodne rzek żeglownych i kanałów żeglownych /Stan i potrzeby badań/ | 52 |
| IV. Program prac badawczych z zakresu bilansowania wód | 64 |

I. SCHEMAT ROZWOJOWY DRÓG WODNYCH W PERSPEKTYWIE 1966 L.S.J.

Kolejność postępu technicznego dróg wodnych.

Woda jest potrzebna na drogach wodnych:

- a/ do wytworzenia głębokości tranzytowych,
- b/ do wyrównania strat na parowanie i wsiakanie,
- c/ do służowania statków i uzupełnienia strat z powodu nie-szczelności śluz i jazów.

Największe ilości wody potrzebne są do wytworzenia głębokości na rzekach wolno płynących. Jeśli ilości wody są niewystarczające, środkami zaradczymi polepszającymi głębokości rzeki może być:

- 1/ regulacja rzeki
- 2/ alimentacja uzupełniająca se zbiorników
- 3/ skanalizowanie rzeki.

Pierwotne, naturalne drogi wodne nie były regulowane, a tonaż łodzi był dostosowany do istniejących wówczas głębokości. Stopniowo, w miarę jak narastały wymagania stawiane rzekom żeglownym, rozpoczęto je regulować, ażeby wytworzyć większe głębokości i umożliwić większe przewozy.

Gdy regulacje okazały się niewystarczające, starano się poprawić ich działanie przez uzupełniające zasilanie wodą nagromadzoną w zbiornikach, pobudowanych w górnych biegach rzek. Jako ostatni, najdroższy¹ zarazem najbardziej radykalny środek zapewnienia rzekom żeglownym koniecznych głębokości zastosowano budowę stopni kanalizacyjnych na rzekach i kanałów lateralnych wzdłuż rzek.

Ten schemat rozwojowy dróg wodnych, całkiem naturalny i zrozumiały był zarazem wykładnią postępu w budowie i utrzymaniu dróg wodnych. Obserwujemy go w wielu krajach, gdzie komunikacje wodne doszły do znaczenia i utrzymały je, mimo ogromnego rozwoju innych rodzajów transportu, a to kolei żelaznych i przewozów samochodowych.

Korzystając z obcych doświadczeń możemy już dzisiaj powiedzieć, że rozwój naszych dróg wodnych przechodzić będzie podobne koleje:

1/na rzekach, gdzie głębokości tranzytowe są wystarczające, z różnych przyczyn, głównie natury fiskalnej, ograniczać się będziemy głównie do robót regulacyjnych i ochronnych,

2/na rzekach regulowanych, gdzie głębokości tranzytowe okażą się niewystarczające, stosować będziemy zasila-
nie ze zbiorników wyrównawczych,

3/Na miarę rozwoju żeglugi i zwiększenia nośności barek potrzebne będą coraz większe głębokości tranzytowe. Zarazem zmniejszać się będą przesady w rzekach z powodu intensyfikacji zużycia wody przez rolnictwo i przemysł. W tym stanie rzeczy będzie ^{my} nasze rzeki stopniowo kanalizować.

4/Pozzczególne odcinki dróg wodnych będą kanalizowane tym rychlej, im węższej ujawni się na nich brak wody,

potrzebnej do utrzymania głębokości tranzytowej. Górne biegi rzek i przejścia przez wododziały muszą być kanalizowane od razu, dolne biegi dużych rzek /Wisła/ po należytych uregulowaniu, mogą pozostać swobodnie płynącymi.

Wpływ zapotrzebowania wody i sił wodnych
przez rolnictwo i przemysł.

Ewolucja dróg wodnych wyżej naszkicowana, od cieków wodnych wolnopłynących do kanałów żeglugi i rzek skanalizowanych, wymagać będzie z reguły znacznego czasu. Przebiegać będzie na poszczególnych szlakach wodnych w różnym tempie, zależnym od znaczenia tych szlaków dla żeglugi od faktycznych potrzeb oraz od możliwości technicznych i materialnych.

Równocześnie z rozwojem dróg wodnych w planowej gospodarce narodowej rozwijać się będzie rolnictwo i przemysł. Rolnictwo wejdzie stopniowo na tory dużych inwestycji melioracyjnych. Zwiększy się znacznie zużycie wody na nawodnienie użytków rolnych, na utrzymanie stawów rybnych i zwiększenie produkcji masy roślinnej. Zarazem wykonanie robót odwadniających tereny zabagnione i podmokłe, a także wykonanie drenowania dużych obszarów przyspieszy spływ wód roztopowych wiosennych i deszczowych letnich, zmniejszając ilość rezerw wodnych na czas posuchy.

Również przemysł stawiać będzie ze swej strony wymagania coraz większe, zabierając stale zwiększające się ilości

wody z rzek i gruntu. Tylko nieznaczna część wody zabranej z rzek wracać będzie do nich z powrotem, resztę wody tracąc będą rzeki bezpowrotnie.

Rosnące potrzeby rolnictwa i przemysłu dadzą się zaobserwować z największym nasuleniem na Górnym Śląsku /przemysł/ i między Warszawą i Poznaniem /rolnictwo/. Także w wielu innych okolicach Kraju np. w dorzeczu Narwi potrzeby te znacznie wzrosną.

Wskutek ustawicznego narastania zapotrzebowania i zużycia wody, ubożeć będą odpływy. Ilość wody docierającej do rzek łęgowych będzie coraz bardziej się zmniejszać.

Przeciwdziałanie brakowi wody.

Przeciwdziałać temu zjawisku możnaby tylko przez popieranie zalesienia nieużytków i tych dotychczasowych użytków rolnych, którym grozi nieuniknione przesuszenie.

Zwiększenie powierzchni zalesionej nie jest łatwe i wymaga znacznego czasu. Często jest niemożliwe.

Drugim środkiem zaradczym mogłaby być budowa zbiorników wyrównawczych. Musimy jednak pamiętać, że zbiorniki nie trwają długo. W czasie mniej lub więcej krótkim zostają zamulone i zasypane materiałem aluwialnym naniesionym z góry i wtedy wraz z zmniejszeniem pojemności użytecznej zmniejsza się ich

x/
działanie wyrównawcze. Dzieje się to tym prędszej im mniejszy jest stosunek pojemności zbiornika do jego zlewni.

Wielkości dorzecza posiada duże znaczenie dla trwałości zbiorników, ale nie największe. Wybitne znaczenie posiadają także właściwości dorzecza np. jego zalesienie, rodzaj gleby i spadki.

Okres zamierania zbiornika może być bardzo przyspieszony wskutek zarastania roślinnością wodną. Dzieje się ^{to} tym łatwiej, im zbiorniki są płytsze. Płytkie zbiorniki nagrzewają się znacząco, przeto parowanie z ich powierzchni odbywa się o wiele intensywniej, jak z powierzchni zbiorników głębokich.

Wyciągając stąd wnioski, liczyć się musimy z tym, że zbiorniki budowane w okolicach górskich narażone będą na zamulenie zaś zbiorniki płytkie na równinach i nizinach będą zamie-

x/Prof. Turczynowicz w Gospodarce Wodnej /1947. Zeszyt 5/ podaje następujące o tym uwagi:

"Szybkość zamulania zbiorników jest w niektórych wypadkach bardzo wielka, np. zbiornik na rzece Salomon /St. Zjedn./wybudowany w r. 1936, o pojemności 370 000 m³, został zamulony w ciągu 1 roku. Inne zbiorniki ulegają temu losowi w ciągu 15 do 20 lat. Są też takie, których zużycie obliczone jest na 100-400 lat".

"Szybkość zamulania /według Instytutu Badań Urzędu Konserwacji Gleby Stanów Zjednoczonych/ jest proporcjonalna do stosunku pojemności zbiornika do wielkości jego dorzecza. Zbiorniki o początkowej pojemności mniejszej od 25 akr-stóp na 1 milę kwadratową, (angielska) dorzecza /12 m³/km² - przyp. aut./ zamulają się bardzo szybko".

Zbiornik Old Lake Austin, którego początkowa pojemność była 0.64 m³/km² tracił rocznie aż 7% tej pojemności. Zbiornik Lake Bridgeport w Stanie Texas, którego początkowa pojemność była 133 000 m³/km² tracił rocznie tylko 0.27% pojemności.

Czas trwania pierwszego zbiornika określić można stał na 15 lat, drugiego na 370 lat.

rad wskutek zarastania.

Z biegiem czasu, który obliczać można na kilkadziesiąt, kilkaset a nawet więcej lat, zamierzać będą zbiorniki istniejące i budowane w dobie obecnej. W tym samym powolnym tempie postępować będzie musiało stopniowe kanalizowanie sieci wodnej kraju.

Imperatyw rozwojowy dróg wodnych.

Są to perspektywy bardzo odległe, tym nie mniej bardzo istotne. Prowadzą one w prostej linii do wniosku, że rosnące zużycie wody przez rolnictwo i przemysł nie powinno ograniczyć ani utrudnić możliwości rozwojowych komunikacji wodnej. Wręcz odwrotnie, zausi ono do tym wydatniejszego popierania przez Państwo budowy zbiorników wyrównawczych oraz zachęci do kanalizowania rzek.

Za pomocą tych środków drogi wodne w znacznym i decydującym stopniu uniezależnią się będą od ujemnych skutków niedoboru wody w rzekach żeglownych.

Po tej samej linii iść będzie polityka energetyczna państwowa. Stale wzrastająca świadomość konieczności oszczędzania rezerw energii cieplnej z węgla, drzewa i torfu, kierować będzie planowanie energetyczne ku budowie dużych siłowni wodnych, korzystających z zapasów wody magazynowanych w dużych zbiornikach względnie z wód przepływowych rzecznych, na stopniach kanalizacyjnych.

Dlatego to również wzrost potrzeb energetycznych państwa, prowadzić będzie w konsekwencji do tym bardziej wyraźnej konieczności popierania żeglugi śródlądowej. W gospodarce planowej imperatyw ten znaleźć musi nie tylko zrozumienie ale także wszystkie warunki potrzebne do konsekwentnej długofalowej realizacji.

II. POKRYCIE ZAPOTRZEBOWANIA WODY DLA OBSZARÓW KOMUNIKACJI WODNEJ POD KONIEC OKRESU URBANIZACJI.

Ubytek wody na drogach wodnych.

Ubytek wody na drogach wodnych pod koniec poszczególnych okresów realizacji planu gospolarczego wyrażać się będzie następującymi ilościami:

1. Pod koniec okresu odbudowy 650 milionów m^3 na rok
2. Pod koniec okresu uprzemysłowienia 1850 " "
3. Pod koniec okresu urbanizacji 6600 " "

Z punktu widzenia naszych rozważań ważna jest ostatnia liczba. Ujęte w niej są wyłącznie ubytki wody spowodowane zwiększonym zużyciem na drogach wodnych. Nie ma tu natomiast tych ilości wody, które wskutek zwiększonego zużycia w terenie utracone będą przez rzeki na rzecz rolnictwa i przemysłu.

Oczywiste jest rzeczą, że liczby powyższe wyrażające ubytki wody na drogach wodnych są dalekie od naukowej ścisłości. Są to liczby orientacyjne, dające nam pewną wskazówkę co do rzędu wielkości i pewne oświetlenie problemu.

Opierając się na szczegółowym zestawieniu /tab.A/ składników sumy ubytków, wynoszącej 6600 milionów m^3 z końcem trzeciego okresu, możemy sporządzić plan rozkładu ubytków na drogach wodnych. w m^3/s .

Tabela A.

/na podstawie obliczeń inż. L. Skibniewskiego/

Ubytki wody na drogach wodnych w milionach m³/rocznie.

| Nazwa drogi wodnej | o k r e s | | | Ubytki łącznie | Uwagi |
|------------------------|-----------|--------|--------|-------------------|--|
| | I | II | III | | |
| Kanał Bydgoski | 50.4 | 18.0 | | 68.4 | bez strat na śluz. |
| " Gliwicki | 31.2 | 27.0 | | 58.2 | |
| " Warta-Notec | 18.6 | | | 18.6 | |
| " Warmijski | 15.4 | | 3.7 | 19.1 | |
| " Gdańsk-Elbląg | 11.4 | | | 11.4 | |
| " Mazurski | 5.5 | | 3.5 | 9.0 | |
| " Augustowski | 5.0 | | | 5.0 | |
| Skan. Odra | 474.5 | | | 474.5 | |
| " Nogat | 28.4 | | | 28.4 | |
| Kan. Przemysły | | 67.4 | | 67.4 | |
| " Wisły do Dunajca | | 116.2 | | 116.2 | |
| " Buga | | 941 | 234 | 1175 | |
| " Zerań-Zegrze | | 5.9 | | 5.9 | bez strat na śluz. |
| Kanalizacja Wisły | | | | | |
| ujście Dunajca-Annopol | | | 540 | 540 | |
| Annopol-Dąblin | | | 1262 | 1262 | |
| Dąblin-Bałtyk | | | 1515 | 1515 | |
| Kanalizacja Narwi | | | 201 | 201 | |
| " Pissy | | | 101 | 101 | |
| " Warty | | | 375 | 375 | |
| " Biebrzy | | | 99 | 99 | |
| Kanał Sieprz-Bug | | | 46.4 | 46.4 | |
| Białystok-Narew | | | 5.9 | 5.9 | |
| Kanał Wąglowy | | | 112.0 | 112.0 | |
| " Czarnański | | | 42 | 42 | bez strat na śluz. |
| Odra-Dunaj | | | 161 | 161 | połowa strat prze- chodzi do zlewni Dunaju |
| Koło-Ozorków | | | 15.0 | 15.0 | |
| Gopło-Wisła | | | 9.4 | 9.4 | |
| zaokrąglenie | 9.6 | 24.5 | 24.1 | 58.2 | |
| Razem | 650.0 | 1200.0 | 4750.0 | 6600.0 | |

Z planu wynika, że 80% ubytków koncentruje się na drodze wodnej Wisły, reszta na drodze wodnej Odry.

Na drodze wodnej Wisły 38% ubytków koncentruje się do ujścia Bugu, 23% na Bugu i Narwi, około 39% na Wiśle dolnej.

Porównanie przepływu obecnego z wielkością
spodziewanego ubytku wody.

Porównanie ubytków wody z tymi ilościami, które w rzekach płyną obecnie, znajdujemy w tabeli B.

Tabela B.

Porównanie ubytków wody na drogach wodnych z przepływem w rzekach.

| Rzeka | Miejscowość | Przepływ ^{x/} m ³ /s | | Ubytek wody w procentach | | |
|------------------|-----------------------|---|-----------------|-------------------------------------|----------------|-------------------|
| | | zwyčaj- ny | średni niski | Ubytek wody m ³ /s | zwyčaj- nej | średn. niskiej |
| Wisła | Popadzyńska /powyz. | | | | | |
| | Dunajca/ | 70.2 | 33.0 | 5.9 | 8.4 | 17.9 |
| | Sandomierz | 198.6 | 82.0 | 21.1 | 10.6 | 25.7 |
| | Dęblin /ponizej | | | | | |
| | Wieprza/ | 360.0 | 147.0 | 64.0 | 17.8 | 43.5 |
| | Warszawa | 416.0 | 183.0 | 78.0 | 18.7 | 42.5 |
| | Modlin /ponizej | | | | | |
| | Bugu/ | 692.0 | 292.0 | 126.0 | 18.2 | 43.2 |
| Toruń /powyzej | Brdy/ | 746.5 | 330.0 | 146.0 | 19.6 | 44.2 |
| | Tczew | 811.0 | 367.0 | 163.0 | 20.0 | 44.4 |
| | | | | | | |
| Bug | Kołodno /ponizej | | | | | |
| | Leśnej/ | 80.9 | 34.0 | 8.5 | 10.5 | 25.0 |
| | Wyszków | 111.0 | 46.7 | 34.0 | 30.6 | 72.7 |
| | Zegrze | 257.6 | 109.0 | 48.0 | 18.6 | 44.0 |
| Narew | Strakowa Góra /powyz. | | | | | |
| | Biebrzy/ | 35.9 | 15.1 | 6.6 | 18.4 | 43.7 |
| | Wizna /ponizej | | | | | |
| | Biebrzy/ | 73.9 | 31.1 | 10.0 | 13.5 | 32.2 |
| | Ostrołęka | 110.4 | 46.5 | 13.2 | 11.9 | 28.4 |
| Serock | 142.6 | 60.0 | 13.2 | 9.2 | 22.0 | |
| Odra | Olawa | [120.5] | 37.2 | 5.1 | 4.2 | 13.7 |
| | Słubice | [278.0] | 120.5 | 22.6 | 8.1 | 18.7 |
| | Zatoń Górna. | [505.0] | 222.5 | 42.0 | 8.3 | 18.9 |
| Warta | Pyzdry /powyz. | | | | | |
| | Proszny/ | 58.0 | 24.4 | 3.6 | 6.2 | 14.7 |
| | Poznań | 79.0 | 33.2 | 16.7 | 21.2 | 50.2 |
| | Międzybóże | 91.0 | 38.2 | 16.7 | 18.3 | 43.7 |
| | Kostrzyń | [211.0] | 89.0 | 19.2 | 9.1 | 21.6 |

x/ Przepływy podane w kolumnie 3 zaczerpnięto z pracy a u t o r a drukowanej w Wiadomościach Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej /Zeszyt 2. Warszawa 1947/. W nawiasach kwadratowych podano przepływ średni roczny według inż. St. S i e b a u e r a. W kolumnie 4 podano przepływy średnie niskie na Odrze i Wiśle według S i e b a u e r a. Pozostałe otrzymano przez pomnożenie przepływów z kolumny 3 przez współczynnik 0.42. Według I s z k o w s k i e g o należałoby zastosować współczynnik 0.57, ten jednak dla Wisły i Odry jest za wysoki.

W stosunku do przepływów zwyczajnych ubytki dochodzą do 10% na Odrze, do 22% na Wiśle, Narwi i Warcie i 31% na Bugu.

W stosunku do przepływów średnich niskich ubytki dochodzą do 20% na Odrze, do 50% na Wiśle, Narwi i Warcie i 73% na Bugu.

Przegląd miejsc zapotrzebowania wody.

Zastanówmy się, czy istnieje w terenie możliwość pokrycia tak dużych ubytków wody w rzekach i kanałach żeglownych przez zbiorniki retencyjne wyrównawcze, względnie czy możliwa będzie alimentacja kanałów żeglownych i rzek skanalizowanych wodą dopływającą z przynależnej zlewni.

Zapotrzebowanie wody skoncentruje się w następujących kompleksach terenowych:

- 1/ W górskiej części dorzecza Wisły dla drogi wodnej Wisły
- 2/ W górnej części dorzecza Odry dla drogi wodnej Odry.
- 3/ W rejonie śląsko-dąbrowskim na być pokryte zapotrzebowanie dla Przemszy i dla Kanału Odra-Wisła.
- 4/ W rejonie Bugu dla Bugu, dla Kanału Wieprz-Bug i dla Kanału Zerań-Zegrze.
- 5/ W rejonie Mazurskim i Augustowskim dla Kanału Mazurskiego, Kanału Augustowskiego, Biebrzy, Pissy, Narwi i Kanału Białystok-Narew.
- 6/ W rejonie Gopła i systemu Bydgoskiego, ^{dla} Kanału Bydgoskiego i dla połączeń kanałowych Warty i Wisły z jeziorami Gopło.
- 7/ W rejonie górnej Warty dla Warty, dla Kanału Węglowego

i dla Kanału z Koła do Ozorkowa.

8// W rejonie Obry dla Kanału Obrzańskiego.

9/ W rejonie Nogatu dla Nogatu, dla Kanału Gdańsk-Elbląg i dla Kanału Warmińskiego.

Zasilanie Wisły i Odry.

Zapotrzebowanie wody celem pokrycia ubytków na drodze wodnej Wisły oceniono na $78 \text{ m}^3/\text{s}$ w Warszawie. Czas trwania zapotrzebowania możemy przyjąć 2 miesiące. Stąd zapotrzebowanie roczne wody zbiornikowej $78 \times 61 \times 86\,400 = 412$ milionów m^3 .

Do tego doliczyć należy 453 milionów m^3 , których potrzeba^{x/} na zwiększenie przepływów najniższych do wielkości przepływu wody średniej niskiej. Razem zapotrzebowanie wody zbiornikowej wynosić będzie 865 milionów m^3 , dla zapewnienia żeglugi przy średnim niskim stanie wody.

Na Wiśle środkowej miesiącami o największym przeciętnym przepływie są miesiące marzec i kwiecień. W ciągu tych 2 miesięcy w przekroju wodowskazowym Zawichost^{xx/} przepływa przeciętnie 3488 mil. m^3 , co odpowiada nadwyżce 1258 mil. m^3 ponad średnią absolutną wielkość przepływu $/423.7 \text{ m}^3/\text{s}/$ w czasie 2 miesięcy.

x/ Artykuł autora w Gospodarcze Wodnej. Zeszyt 6.1947.

xx/ Z materiałów rękopiśmiennych autora w Państwowym Instytucie Hydrologiczno-Meteorologicznym.

Stąd wniosek, że przez stosowną rozbudowę zbiorników w dorzeczu górnej Wisły, można będzie uzyskać możliwość zagazynowania tej ilości wody, która potrzebna będzie do utrzymania żeglugi na całej drodze wodnej Wisły.

W obecnej chwili są czynne 2 duże zbiorniki: na Sole w Forąbce o pojemności 32 mil.m³ i na Dunajcu w Rożnowie 228 mil.m³ - razem 260 mil.m³, czyli 30% potrzeb^{x/}.

Zapotrzebowanie wody na pokrycie ubytków wody w rzece Odrze oceniono na 22.6 m³/s w Ślubicach.

Przyjmując czas trwania zapotrzebowania 2 miesiąca mamy roczne zapotrzebowanie wody zbiornikowej około 120 mil.m³. Doliczając do tego 971 mil.m³ potrzebnych do utrzymania głębokości minimalnej 2.0 m poniżej Wrocławia mamy w sumie 1091 mil.m³.

Inż. I h n a t o w i c z^{xx/} oblicza zapotrzebowanie wody zbiornikowej nieco wyżej, a mianowicie 1214 mil.m³ brutto. Uzyskanie takiej pojemności zbiorników wyrównawczych w górskiej części dorzecza Odry jest technicznie możliwe. Obecnie posiadany^{xix/} na Odrze 20 zbiorników o pojemności łącznej 228 mil.m³.

x/ Inż. H. H e r b i c h. Zasoby i wyzyskanie energii wodnej w Polsce. Gospodarka Wodna. 1938. Zeszyt 5.
xx/ Inż. I h n a t o w i c z. Gospodarka Wodna. Zeszyt 2. 1946.
xix/ Prof. St. T u r c z y n o w i c z. Stosunki melioracyjne na ziemiach odzyskanych. Warszawa 1946.

Alimentacja kanałów żeglugi rzeki kanałami zowanych.

Pokrycie zapotrzebowania wody w rejonie ślasko-dąbrowski wymagać będzie alimentacji kanałów żeglugi i skanalizowanej rzeki Przemszy wodą z dorzecza. Ilość wody potrzebnej na pokrycie ubytków wody wynosić będzie około $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Opad normalny roczny w tej okolicy wynosi około 700 mm ^{x/}, zaś parowanie 470 mm ^{xx/} rocznie. Stąd warstwę odpływającą ocenia się w przybliżeniu na 230 mm rocznie. Odpowiada to odpływowi jednostkowemu 7.3 l/skm^2 . Odpowiadający temu odpływ średni niski oceniamy ^{xxx/} na 3 l/skm^2 .

Dla uzyskania przepływu potrzebnego do alimentacji dróg wodnych trzeba zamknąć zbiornikiem wyrównawczym dorzecza o wielkości około 550 km^2 albo też zabezpieczyć zlewnię zasilającą o powierzchni 1330 km^2 .

Istniejący już zbiornik na Brynicy w Kozłowej Górze ma pojemność 15.1 mil. m^3 i zamyka dorzecze 195 km^2 .

W rejonie Bugu dla uzupełnienia ubytków wody w kanałach żeglugi i w Bugu po ujściu Narwi potrzeba $35.6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Przepływ średni niski w Wyszkwie ^{xxxx/} jest $46.7 \text{ m}^3/\text{s}$.
Wystarczy to dla alimentacji kanału lateralnego Bugu.

W rejonie połączenia kanałowego Wieprz-Bug odpływ zwyczajny oceniać można na 1.25 l/skm^2 , zaś odpływ średni niski

x/ Według mapy opadowej dr. J. C. S t r o m ę c k i e g o. Wiadomości Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej. Zeszyt 2.

xx/ Według materiałów rękopiśmiennych autora na podstawie bilansu wodnego Małej Panwi.

xix/ Inż. S e n i k w swoim referacie pt. "Rzut oka na stosunki odpływu w dorzeczu Przemszy" podaje odpływ najniższy w Przemszy połączonej 3.63 l/skm^2 .

xxxx/ Według inż. S t. S i e b a y e r a.

na 0.52 l/skm^2 .

Dla kanału potrzeba $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Zlewnia zasilająca nie może być mniejsza od 2700 km^2 .

W rejonie mazurskim i augustowskim potrzeba ogółem $13.3 \text{ m}^3/\text{s}$ do alimentacji kanałów żeglugi i rzek skanalizowanych. Przepływ średni niski Narwi już powyżej Biebrzy wynosi $15.1 \text{ m}^3/\text{s}$ co wystarczy do zaspokojenia wszystkich potrzeb. Analogicznie przedstawia się sprawa na Biebrzy, Pisie i kanałach mazurskim i augustowskim.

W rejonie Gopła potrzeba około $3 \text{ m}^3/\text{s}$, z czego około 1 m dla kanałów przechodzących przez Gopło. Opad normalny w okolicy Gopła wynosi około 475 mm ^{x/} zaś parowanie normalne 444 mm . Stąd odpływ normalny oceniać należy na 31 mm , co-by odpowiadało 0.99 l/skm^2 . W istocie zmierzony przepływ Noteci w Nakle /zlewnia 3829 km^2 / wynosił 0.97 l/skm^2 ^{xxx/}.

W lipcu 1934 odpływ jednostkowy średni miesięczny wynosił w tej okolicy 0.55 l/skm^2 . Wnioskujemy, że alimentacja kanałów żeglugi w rejonie Gopła będzie trudna. Na północ od Kanału Bydgoskiego opady normalne są większe niż na obszarze Gopła, stąd też i uzyskanie wody zasilającej będzie tu nieco łatwiejsze.

W rejonie górnej Warty potrzeba będzie ogółem $16.7 \text{ m}^3/\text{s}$.

x/ Według mapy opadowej dr. J. O s t r o m ę c k i e g o.

xx/ Według autora.

xxx/ Z pracy autora p.t. Przepływ zwyczajny rzek. Wiadomości
Służby Hydr.-Met. Zeszyt 2.

Ponieważ przepływ średni niski jest około 2 razy większy przeto alimentacja dróg wodnych w tych okolicach ^{nie} będzie trudna.

Dla Kanału Obrzy trzeba będzie $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Leniwa Obrza ma dorzecza 1799 km^2 , a przepływ średni $3.6 \text{ m}^3/\text{s}$, odpowiada to odpływowi jednostkowemu $2.0 \text{ l}/\text{skm}^2$. ~~Z~~ drugiej strony opady normalne w tej okolicy wynoszą nieco więcej od 500 mm . Parowanie roczne oceniamy na 450 mm ^{x/}. Stąd odpływ jednostkowy około $1.6 \text{ l}/\text{skm}^2$.

Dla zapewnienia potrzebnego zasilku $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$ trzeba aby zlewnia zasilająca nie była mniejsza od 875 km^2 . Jeśli nętele przemysłowe i rolnicze dalsze ilości wody nie będą odebrane, wtedy alimentacja Kanału Obrzańskiego może być wystarczająca.

Alimentacja kanałów w rejonie Nogatu trudności nie nastęczy, gdyż potrzebna ilość wody może być dostarczona z Wisły i Drwęcy.

Przegląd wyników badania.

1. Rzeka Wisła od ujścia Sanu w dół może być utrzymana jako rzeka swobodnie płynąca, zasilana ze zbiorników o pojemności ogólnej 865 mil.m^3 .
2. Rzeka Odra od Wrocławia w dół może być utrzymana jako rzeka swobodnie płynąca, zasilana ze zbiorników o pojemności ogólnej 1214 mil.m^3 .

x/ według autora.

- 3/ Dla utrzymania drogi wodnej Przemszy i połączenia kanałowego Odra-Wisła wystarczy włączyć do stanowisk szczytowych kanałów obszary zlewni o powierzchni ogólnej 1330 km².
4. Ilość wody płynącej w rzece Bug, przy stanie średnim niskim, wystarcza do uzupełnienia strat w kanale lateralnym Bugu. Na Bugu skanalizowanym może się okazać za mała. Celem zapewnienia potrzebnej ilości wody w Kanale Wieprz-Bug, potrzeba dołączyć do stanowiska szczytowego obszar zlewni 2700 km².
5. W rejonie jezior mazurskich i rzeki Narwi alimentacja dróg wodnych trudności nie napotyka.
6. W rejonie Gopla i systematu Bydgoskiego liczyć się potrzeba z dużymi trudnościami przy doprowadzeniu do kanałów potrzebnej im ilości wody.
7. Alimentacja kanału węglowego i dróg wodnych górnej Warty trudności nie powinna napotkać.
8. Dla Kanału Chry wystarczy dołączenie do szczytowego stanowiska zlewni o powierzchni około 900 km².
9. Alimentacja Kanału Warmińskiego i sąsiednich, trudności napotkać nie powinna.

Powyższe wyniki badań zapotrzebowania wody w rzekach żeglownych i kanałach żeglugi wystarczą do najogólniejszego planowania w zakresie gospodarki wodnej, nie wystarczą jednak do opracowania projektów szczegółowych.

Do tego potrzebna jest dokładna znajomość bilansów wodnych poszczególnych dróg wodnych i obszarów zasilających, zarówno

tych, które odpowiadają stosunkom obecnym, jak i tych, których oczekiwać należy w przyszłości.

Potrzeba takich bilansów jest tym większa, że oprócz ubytków wody na drogach wodnych liczyć się trzeba z dużym zwiększeniem zapotrzebowania wody w obszarach zasilających, a to na rzecz intensywnej gospodarki wodnej i na rzecz przemysłu.

W związku z tym, w uzupełnieniu dotychczasowych rozważań, zastanowić się trzeba jeszcze nad tym, jakie prace z zakresu bilansowania wód będą do tego potrzebne i w jaki sposób prace te powinny być zorganizowane.

Zajmiemy się tym w rozdziałach następnych.

III. BILANSE WODNE RZEK ŻEGLOWNYCH I KANAŁÓW ŻEGLUGI.

/STAN I POTRZEBY BADAŃ/

Równanie bilansu wodnego.

Równanie bilansu wodnego podał pierwszy P e n c k, dla górnej Łaby na obszarze etnograficznym ^{x/} czeskim w roku 1896.

Klasyczną postacią tego równania posługujemy się dotychczas. Równanie opiewa następująco:

$$Z + P = H + S + R \dots \dots \dots (1)$$

Oznacza tutaj:

Z - zapas wody w dorzeczu na początku okresu bilansowania,

P - opady atmosferyczne w okresie bilansowania,

H - odpływ powierzchniowy w okresie bilansowania,

S - ubytek wody w okresie bilansowania wskutek parowania, konsumpcji roślin, przesiąkania podziemnego poza powierzchniowe działy wodne dorzecza,

R - pozostałość wody w dorzeczu na końcu okresu bilansowania.

Najważniejszym składnikiem sumy bilansowej są opady i te przyjęto wyrażać w milimetrach. Z tego powodu także wszystkie inne składniki sumy bilansowej wyrażamy w milimetrach. Każdy z nich reprezentuje stosunek objętości odciennej masy wodnej przypadającej na dane dorzecze, do powierzchni dorzecza.

Bilanse wodne sporządzamy dla pewnego wyraźnie określonego obszaru i dla pewnego zamkniętego okresu czasu.

x/Dr. Karl F i s c h e r. Ziele und Wege der Untersuchungen über den Wasserhaushalt. Berlin 1936.

Jeśli okres bilansowania jest krótki, wtedy każdy ze składników sumy bilansowej posiada jednakową wagę i wtedy ustalenie dokładnej wielkości wszystkich składników jest najtrudniejsze.

Jeśli okres bilansowania obejmuje większą ilość lat, wtedy znaczenie składników Z i R wyrażających zasoby wody retencjonowane w dorzeczu, staje się coraz mniejsze, aż w końcu ustalenie ich wielkości przestaje być potrzebne.

Ażeby to udowodnić, ustawimy równania bilansowe typu

P e n c k a dla szeregu lat

$$1. Z_0 + P_1 = H_1 + S_1 + R_1$$

$$2. R_1 + P_2 = H_2 + S_2 + R_2$$

$$\dots \dots \dots$$

$$n. R_{n-1} + P_n = H_n + S_n + R_n$$

Sumy $Z_0 + \sum_1^{n-1} R + \sum_1^n P = \sum_1^n H + \sum_1^n S + \sum_1^{n-1} R + R_n$

średnie $\frac{Z_0}{n} + \frac{\sum_1^n P}{n} = \frac{\sum_1^n H}{n} + \frac{\sum_1^n S}{n} + \frac{R_n}{n}$

$$P_s = H_s + S_s \dots \dots \dots (2)$$

Zakładając ilość lat n, otrzymamy ogółem n równań bilansowych rocznych. Równania te możemy stronami podsumować i otrzymamy w ten sposób jeszcze jedno równanie, które odnosi się do całego szeregu obejmującego n lat obserwacji.

Powtarzający się po obydwu stronach składnik $\sum_1^{n-1} R$ możemy skreślić ~~otrzymamy stąd równanie (2)~~

Dzieląc przez ilość lat obserwacji n, otrzymujemy równanie bilansowe roczne. Ponieważ przy zwiększającej się ilości lat wielkość $\frac{R_n - Z_0}{n}$ dąży do zera, możemy tę wielkość skreślić

i otrzymujemy w ten sposób równanie bilansu roczne normalne /2/, w którym oznacza:

P_g - opad normalny

H_g - odpływ normalny

S_s - straty normalne.

Równanie bilansu wodnego w tej postaci daje nam przeciętne roczne /normalne/ wielkości opadów, odpływu i ubytków /strat, wody w dłuższym szeregu lat. Obliczenie przeciętnych wielkości opadów / P_g / i odpływu / H_g / daje nam możliwość ustalić przeciętną wielkość strat / S_s /, bezpośrednio z równania.

Obliczenie opadów.

Do obliczenia przeciętnej wysokości opadów posługujemy się naniesionymi na mapę wynikami spostrzeżeń opadów na poszczególnych stacjach obserwacyjnych,

Służy do tego jedna z trzech metod:

- 1/ Metodę żyzhiet - w odniesieniu do małych zlewni typu górskiego, gdzie koniecznym jest uwzględnienie gradientu opadów, w zależności od wysokości terenu;
- 2/ Metodę wielokątów równego zadaszczenia - w odniesieniu do większych zlewni /do 10 000 km²/ typu górskiego i podgórskiego i małych zlewni typu równinnego.
- 3/ Metodę kwartałów równego zadaszczenia, dająca się stosować do dużych powierzchni zlewni.

Pierwsze dwie metody są znane z literatury /R y b c z y Ń- s k i, P o m i a n o w s k i, W ó y c i c k i Hydrologia tom I

Metodą trzecią zastosowano obecnie do obliczenia opadów w dorzeczu Wisły. Metoda ta polega na podziale dużego obszaru na kwartały, zawarte między równoleżnikami i południkami poprowadzonymi w jednakowych odstępach i na wyznaczeniu przez obserwację bezpośrednią lub przez interpolację liniową wysokości opadu przypadającego na poszczególne kwartały. Do każdego kwartału przypisana jest pewna waga, odpowiadająca jego wielkości.

Opad średni oblicza się w każdym wypadku z równania:

$$H_s = \frac{\sum a_i h_i}{\sum a_i}$$

Oznacza tutaj:

a - proporcjonalna miara pola /waga/,

h - opad średni w danym polu.

Obliczenie odpływu.

Obliczenie odpływu w przekroju zamkniętym dorzecze jest zadaniem trudniejszym.

Do tego celu potrzeba nam następujących danych:

- 1/ wyników spostrzeżeń stanów wody w danym przekroju,
- 2/ związku normalnego między stanami wody i przepływem, zwanego potocznie krzywą konsumcyjną,
- 3/ znajomości wpływu czynników ubocznych, zakłócających normalny związek stanów wody i przepływu.

Do czynników zakłócających należą:

- a/ wpływy zjawisk sezonowych: zarastanie koryt roślinnością wodną, zjawiska lodowe w rzece,
- b/ wpływy zjawisk akumulacji i erozji danej /także regulacja rzek/,

c/ wpływy piętrel i depresji /obwałowanie rzeki, wezbranie
recypienta/,

d/ zmiany położenia wełowskazów w planie i wysokości.

Rozpoznanie i należyte uwzględnienie wyliczonych tu czynników zakłócających jest bodajże najważniejsza i najbardziej odpowiedzialna częścią badań bilansowych.

Zjawiska lodowe.

Zjawiska lodowe na rzekach naszego kraju powtarzają się warawdzie corocznie, ale nasilenie ich jest różne. Pokrywa lodowa na Wiśle w Warszawie w niektórych latach utrzymywała się bez przerwy nawet przez 124 dni^{z/}. W niektórych innych latach zamrażanie rzeki wogóle nie miało miejsca. W zależności od stanów wody, grubości pokrywy lodowej i jej szorstkości, wreszcie od ilości lodu prądowego i czasu trwania pokrywy lodowej, kształtuje się funkcja prędkości wody pod lodem.

Stosunek przepływu pod lodem do przepływu przy tym samym stanie wody rzeki wolnej od lodu przybiera na naszych rzekach następujące wartości^{xx/}

| | od | do |
|---------------|------|------|
| na Warcie | 0.60 | 1.10 |
| na Wiśle | 0.23 | 0.78 |
| na Bugu | 0.43 | 1.36 |
| na Dunajcu | 0.45 | 1.13 |
| na Jasiołdzie | 0.03 | - |

x/ Z. P a c z o s k a. Zamrażanie rzek w Polsce. Wiadomości Służby
xx/ Instrukcja do metody obliczenia przepływu rzek w zimie. Prace IV Konf. Państw Bałtyckich. Leningrad 1933.
Udział Centralnego Biura Hydr. w Konferencjach Państw Bałtyckich.
Warszawa 1934.

Z wielkiej różnorodności tych liczb wynika, że do obliczenia przepływu rzek w okresie zjawisk lodowych, nie może wystarczyć stosowanie szablonowe jakiegoś jednego współczynnika redukcyjnego, ale że potrzebne jest stosowanie specjalnych metod uwzględniających wszystkie działające tu wpływy.

Sprawa jest tym bardziej trudna, że brak jest dostatecznych wiadomości o przebiegu zjawisk zlodzenia i o grubości pokrywy lodowej na rzekach. Zapiski wołowskazowe dawniejsze nie były dość dokładne i nie wystarczają do wyjaśnienia stosunków przepływu w okresach zimowych.

Zarastanie koryt.

Wpływ zarastania koryt rzecznych występującego na naszych rzekach nizinnych o ustalonej bezwzględnej równowadze dna, jest jeszcze trudniejszym do uwzględnienia w obliczeniach bilansowych. Wpływ ten rozciąga się na cały okres wegetacyjny, a jego piętrzące działanie wyraża się podporami dochodzącymi do 1 metra wysokości.

Przepływ w okresie zarastania w stosunku do przepływu w okresach wolnych od zarastania i zlodzenia przy takich samych stanach wody obniżył się do 30% na Czarnej Wodzie i Wierzycy

x/ Inż. H. H e r b i c h w artykule pt. "Wpływ roślinności na stan wody w rzekach" podaje 86 cm dla Brdy w Smukale, 77 cm dla Czarnej Wody w Krampce i 66 cm dla Wierzycy w Jaroszewach w roku 1931 /Prace IV Konferencji Hydrologicznej Państw Bałtyckich. Leningrad 1933/.

w r.1931, a wst do 9% w dorzeczu górnej Noteci. ^{x/}

Z cytowanych wielkości widać, że wpływu zarastania przy obliczeniach bilansowych lekceważyć nie można.

Uwzględnienie tego wpływu w obliczeniu jest jednakże nadwyras trudne, albowiem:

- a/ wpływ ten jest różny w różnych latach i zależy zarówno od stosunków temperatury powietrza w danym roku jest i od ilości wód płynących w rzece,
- b/ wpływ ten, na przestrzeni jednego tylko roku, zmienia się bardzo, zaczyna się w maju, kulminuje w lipcu, kończy się we wrześniu,
- c/ nie ustalono dotąd wystarczająco dokładnego miernika tego wpływu i brak jest zaobserwowanych obserwacji bezpośrednich przebiegu samego zjawiska,
- d/ zarastanie spotykamy najczęściej na ciekach mniejszych, przez co jego oddziaływanie wyrażone procentowo w zmianie przepływu jest tym większe.

Ruchy dna.

Ruchy dna wskutek akumulacji, erozji i przemieszczeń lokalnych powodują tym większą niestabilność związku przepływu i stanów wody im mniej scharmonizowany jest spadek rzeki z oporami ruchu. Na rzekach typu Wisły o dnie piaszczystym i stosunkowo duży spadku, relacja stanów wody na poszczególnych wodowskazach do

x) Lwi. O. Faust. Przyręcznik do metody obliczenia przepływu w korytach zarastających. Prace VI Komisji Hydrol. Państwa Bałtyckiej

przepływu w przekrojach tych wodowskazów zmienia się z roku na rok, przy czym odchylenia od relacji przeciętnej, w każdym roku mogą być inne, tak co do braku jak i co do bezwzględnej wielkości.

~~Zalaczony rysunek zmian dna Wisły, wyjaśnia niestabilny charakter tych zmian.~~

Niekiedy wskutek przyczyn takich jak regulacja rzeki lub zwężenie przekroju zmiany położenia dna idą w jednym kierunku. Dno się pogłębia lub podnosi coraz wyżej. Spowodowane tym zmiany wysokości, na której leży dno dochodzą niekiedy do pokaźnych rozmiarów np. w Krakowie pogłębienie koryta Wisły w ciągu kilkadziesiąt lat wyniosło przeszło 2 metry.

Do obliczeń bilansowych ~~nie~~^{nie} o dnie ruchomym nie możemy tedy stosować jednej tylko wyśredkowanej z pomiarów krzywej konsumcyjnej, lecz musimy stosować krzywe okresowe ważne dla okresów kilkuletnich lub nawet tylko jednorocznych.

Oczywiście położenie tych krzywych w poszczególnych latach musi być kontrolowane pomiarami przepływu, związkami wodowskazowymi i różnymi związkami objętościowymi.

Materiał pomiarowy, którym rozporządzamy, okazuje się najczęściej niewystarczający. Zatraca się przeto możliwość obliczenia odpływu, z taką dokładnością jaka jest dla bilansu potrzebna.

Zakłócenia relacji przepływu i stanów wody spowodowane lokalnymi piętrzeniami i depresjami, jak również przesunięcia spowodowane przestawieniem wodowskazu w inne miejsce, są stosunk

wo najłatwiejsze do wykrycia i zneutralizowania, o ile notabene, badaniem tym zajmuje się osoba doświadczona i dobrze z hydrometrią obeznana. Osoby początkujące zagadnień tego rodzaju, także najprostszych, najczęściej nie umieją należyście rozpoznać i rozwiązać.

Obliczenie strat.

Jak widać z powyższego, obliczenie odpływu najeżone jest wieloma trudnościami. Powstaje więc pytanie, czy nie możnaby tego zadania w jakiś sposób uprościć. Niestety właśnie w obliczeniu bilansowym dokładność obliczenia odpływu musi być o wiele większe niż gdzieindziej, a wszelkie uproszczenia rachunku szkodzą dokładności wyników, a nawet mogą je zupełnie zniekształcić.

Powód leży w tym, że bilans wodny wieloletni w postaci równania $P_g = H_g + S_g$ ma tylko dwa składniki dające się mierzyć i obliczyć bezpośrednio, ^{Inci składnik} którym są straty, nie daje się mierzyć metodami bezpośrednimi. Straty powstają jako wypadkowe z poszczególnych ubytków wody na parowanie z powierzchni wód, z powierzchni gruntów, z drzew i drobniejszej flory, na wytworzenie masy roślinnej i na przesłanie drogą podziemną do sąsiednich dorzeczy.

Wielkość ubytków poszczególnych jest różnorodna i odbywa się w różnych miejscach i w różnym czasie. Zależna jest od wielu różnorodnych czynników tak dalece, że w dzi-

siejszym stanie wiedzy o bezpośrednim obliczeniu ubytków poszczególnych a tym mniej ich sumy, mowy być nie może.

Sumę strat obliczyć możemy tylko z równania bilansowego, biorąc $S = P - H$.

Znaczenie retencji i wód gruntowych.

Zadanie bardzo się komplikuje, gdy przystępujemy do bilansowania okresów krótszych np. jednorocznych.

Wtedy nie można już odrzucić wpływu retencji jako nie ważnego. Odwrotnie: trzeba się uważnie zająć tak wielkością retencji jak i jej zmianami.

O ile mamy do czynienia z małymi obszarami, które pod względem regime'u hydrologicznego są jednorodne, wtedy chwilowe stany retencyjne możemy dość dobrze kontrolować za pomocą stanów wód gruntowych na tych obszarach.

Metodę tę zaproponowaną przez autora ^{x/} rozważył i udoskonalił Prof. R. R o s ł o Ń s k i ^{xx/}.

Niestety i ta zdawałoby się doskonała metoda, którą podał Prof. R. R o s ł o Ń s k i, w praktyce najczęściej nie da się stosować z tego tylko powodu, że spostrzeżeń wód gruntowych posiadamy na ogół bardzo niewiele i że przeważnie są one krótkotrwałe, albo nie wpadają w te same okresy, dla których

x/ Inż. K. D ę b s k i. Po ar wód gruntowych jako wskaźnik retencji na obszarze Polesia. Wiadomości Służby Hydrograficznej. Warszawa 1936.

xx/ R. R o s ł o Ń s k i. Bilans wody dorzecza i metoda do jego obliczenia służące. Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej. Warszawa 1947.

mamy możliwości obliczenia odpływów.

O ile mamy do czynienia ze zlewniami dużymi /ponad 10 000 km²/ wtedy związek retencji i stanu wód gruntowych nie może być w rażony jakąś zbyt prostą formułą, gdyż jednorodność regime'u hydrologicznego już nie istnieje. Mamy wtedy zlewnie o bardziej skomplikowanych i złożonych warunkach fizjograficznych. Miernikiem stanów retencyjnych mogłyby być tutaj tylko obserwacje na stacjach wód gruntowych, możliwie równomiernie rozłożonych na obszarze zlewni, wywartościowane tak, jak obserwacje opadowe metodą wielokątów lub kwartałów.

Dotychczas nigdzie w Polsce nie mamy obserwacji wód gruntowych, które umożliwiłyby tego rodzaju dokładne obliczenie zasobów retencyjnych, na tak dużym obszarze.

Problem miernika stanów retencyjnych, dużych obszarów jest zatem otwarty i czeka na rozwiązanie.

Bilanse wodne miesięczne.

Do zrationalizowania gospodarki wodnej w Kraju mniej są potrzebne bilanse wodne wieloletnie lub jednoroczne, aniżeli bilanse półroczne, a nawet miesięczne.

Opracowanie bilansów takich jest trudne i dlatego na obszarze Polski mamy ich dotąd niewiele. Pierwszy bilans wodny tego rodzaju opracował prof. R o s i o ń s k i dla Jasiołdy.

Dalsze opracowania wykonane były przez a u t o r a dla Prypeci /1933/, Hrywdy, Leśnej i Wyżewki /1935/ i Biebrzy /1946/. Metoda opracowania przedstawiona była przez a u t o r a na VI Konferencji Hydrologicznej Państw Bałtyckich w Berlinie w r.1938 i następnie opublikowana w Gospodarce Wodnej w tym samym roku.

O s t r o m ę c k i podał bilans wodny bagna Czemerne /1938 r./ wprowadzając niedosyt wilgotności jako miernik ilości wody wyparowanej z dorzecza.

Teorię obliczeń bilansu wodnego posunął znacznie naprzód w ostatnim czasie prof. R o s ł o Ń s k i przez swoją pracę wyżej cytowaną.

Dalsze studiowanie tej teorii i jej praktycznych zastosowań jest potrzebne i powinno być prowadzone.

Bilansowanie wód jest dzisiaj niezbędnym wstępem do racjonalizacji całej gospodarki wodnej w Polsce.

Za pomocą bilansów miesięcznych uzyskamy wgląd w cały mechanizm krążenia wody w dorzeczu. Może to być podstawą do wnioskowania na temat zmian regime'u wodnego pod działaniem różnych czynników naturalnych i sztucznych.

Byłoby szczególnie ważne tam, gdzie intensyfikacja rolnictwa, przemysłu i komunikacji wodnej wpływać będzie na wyczerpanie zasobów wodnych i gdzie zawczasu trzeba myśleć o tym jak się od niedostatku wody należy chronić.

VI. PROGRAM PRAC BADAWCZYCH Z ZAKRESU BILANSOWANIA WOD
I ORGANIZACJA BADAŃ.

Obszary duże i małe.

W badaniach bilansu wodnego wyróżnić należy dwa wypadki:

- 1/ Badanie bilansów wodnych dużych dorzeczy /od kilkunastu tysięcy km²/.
- 2/ Badanie bilansów wodnych małych zlewni /do kilku tysięcy km²/.

Obydwa te rodzaje badań bilansowych z punktu widzenia potrzeb dróg wodnych są konieczne.

Zarówno rodzaje badań jak i ich elementy w obydwu wypadkach są zasadniczo te same i nie ma istotnych różnic w sposobie stawiania zagadnień bilansowych.

Bardzo istotne obserwujemy natomiast różnice w zachowaniu się elementów badanych, a także w jakości materiału podstawowego, którym w obydwu w padkach możemy rozporządzać.

Badając bilanse wodne większych obszarów spotykamy w nich stosunki hydrologiczne w znacznym stopniu wyrównane. Poszczególne składniki bilansu wodnego /opad, odpływ, parowanie, retencja odznaczają się pewną charakterystyką przeciętną, właściwą danym obszarom, od której w poszczególnych latach odchylają się tym trudniej im obszary są większe.

Czynniki wpływające na układ stosunków hydrologicznych są natury ustalonej /jak rzeźba terenu, szata roślinna i makroklimat/ albo zmiennej /pogoda/.

W miarę jak się zwiększają obszary, czynniki ustalone coraz większą odgrywać zaczynają rolę, raz z powodu opóźnienia procesów odpływowych, powtóre dlatego, że wpływ lokalnych zjawisk pogody staje się coraz mniejszy.

Badanie bilansów wodnych dużych obszarów jest z tego powodu znacznie ułatwione. Zarówno amplituda wahań okresowych poszczególnych składników bilansu wodnego, jak i częstotliwość wahań są mniejsze i dlatego łatwiejsze do rozpoznania.

Niezależnie od tego, badanie bilansów wodnych dużych obszarów ułatwione jest jeszcze i dlatego, że na obszarach takich znajduje się z reguły dostateczna ilość stacji obserwacyjnych, których spostrzeżenia pozwalają na dostatecznie jasne zobrazowanie przebiegu zjawisk hydro-meteorologicznych, elementarnych, mających związek z kształtowaniem bilansu wodnego. Stosunki hydrologiczne większych rzek niezależnie od badań bilansowych, a w związku z licznymi innymi zagadnieniami - przedewszystkiem z zakresu budownictwa wodnego są zwykle w znacznym stopniu poznane.

Dla specjalnych celów bilansowania ograniczyć się można tylko do pewnych badań dopełniających, bez konieczności prowadzenia wszystkich pomiarów.

Przystępując do badania bilansu wodnego małego obszaru natrafiamy na zadanie pod każdym względem trudniejsze:

- 1/ Amplituda i częstotliwość wahań czynnika wodnego zależy tym bardziej od czynnika pogody i opadów im obszar jest mniejszy. Ponieważ pogoda jest zmienna, a intensywność i kolejność opadów bywa najrozmaitsza i z góry nie da się przewi-

dzieć, przeto każdy miesiąc stwarza pod tym względem sytuacje nowe i inne ich następstwa.

- 2/ Wielkości przeciętne poszczególnych składników bilansu wodnego mogą być tym bardziej różne od norm przeciętnych dla większych obszarów im zlewnie badane są mniejsze.

Dzieje się tak dla tego, że wielkości przeciętne zależą od charakterystyki fizjograficznej obszarów. O ile na dużych obszarach występują różne rodzaje charakterystyczne, dają one w przecięciu wziętym z całego obszaru pewną charakterystykę pośrednią, wolną od jakichkolwiek cech skrajności.

Obszary niewielkie mogą być pod względem fizjograficznym homogeniczne, ich cechy charakterystyczne mogą być wyraźnie zarysowane, jednorodne i bardzo często leżeć na granicy skrajności /np. Buczynia Błędowska /piaski/, Puszcza Białowieska /lasy/, Czarny Dunajec /góry itd./.

- 3/ Wpływ odpływu podziemnego na stosunki bilansu wodnego może być tym większy, im zlewnie są mniejsze.

Na ~~dużym~~^{wiym} obszarze granice zlewni powierzchniowych i podziemnych praktycznie pokrywają się, istniejące lokalne różnice działów wodnych powierzchniowych i podziemnych dążą do wzajemnego zrównowazenia. Tedy przepływy podziemne w bilansie wodnym mniejszą odgrywają rolę. Na małych obszarach wręcz odwrotnie, różnice zlewni podziemnych i nadziemnych mogą być znaczne i z tym się liczyć trzeba w obliczeniu przybytków i ubytków wody w poszczególnych obszarach.

4/ Stacja obserwacyjne sieci obserwacyjnej podstawowej tym mniej wystarczają do zobrazowania warunków hydrologicznych poszczególnych zlewni, im zlewnie te są mniejsze.

Siec stacyj obserwacyjnych o przeciętnej gęstości wystarczającej na obszarach dużych, okazuje się całkiem niedostateczną na obszarach małych i z reguły wymaga znacznego dodatkowego zagęszczenia. Stacje nowe nie od razu mogą być wykorzystane do statystyki hydro-meteorologicznej, a dopiero wtedy gdy obserwacje na nich prowadzone utworzą pewną serię ciągłą, przynajmniej kilkuletnią /minimum 4-6 lat/, dającą się porównać z analogicznymi seriami spostrzeżeń prowadzonych na stacjach, posiadających serie wieloletnie /20 do 30 lat/.

5/ Wpływ ręki ludzkiej /np. melioracja/, a także zmian naturalnych, do których pierwszy impuls dała działalność człowieka /np. wycięcie lasów/ lub sama przyroda /np. erozja/ na stosunki hydrometeorologiczne obszarów, ujawnić się może tym prędzej i tym silniej, im obszary są mniejsze. Dlatego to wpływy tego rodzaju na bilans wodny są tym wyraźniejsze, im mniejszym jest obszar.

Stosownie do tego program badań bilansów wodnych winien być dostosowany do podziału na obszary duże i małe.

Badanie obszarów dużych.

Powierzchnie rzek głównych, płynących w granicach Państwa Polskiego, są następujące:

| | | | |
|----------------------------|-------------------------|--------------------|------------------------|
| Wisła | 193 000 km ² | w tym Bug z Narwią | 73 000 km ² |
| Odra | 118.000 " | " " Warta | 54 000 " |
| Rzeki Wybrzeża Bałtyckiego | | | 29 000 " |

Przyjmując, że dorzecza te podzielimy na pola o powierzchni 15 do 25 średnio $20\ 000\text{ km}^2$ i biorąc pod uwagę całą ich powierzchnię w granicach Państwa Polskiego około $312\ 000\text{ km}^2$, otrzymamy około 16 pól, z których każde wymaga osobnego rachunku bilansowego.

Dla tak dużych dorzeczy mamy zwykle wystarczającą ilość spostrzeżeń i pomiarów, które do tego celu mogą być wyzyskane. Specjalnych trudności w opracowaniu prawdopodobnie nie będzie. Opracowanie może być przeprowadzone przez Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny.

Stosując metodę zaproponowaną przez autora /Gospodarka Wodna 1938/ możemy uzyskać wgląd w zmiany wielkości normalnych w interwałach półrocznych /lato V-X, zima XI-IV/. Możemy dalej ustalić zależności funkcyjne poszczególnych składników bilansu wodnego.

Prace odnośne zostały już rozpoczęte w ramach planu trzyletniego.

Dotychczas obliczone opady i odpływy dla następujących przekrojów hydrometrycznych rzeki Wisły, Bugu i Narwi: Karsy, Sandomierz, Zawichost, Puławy, Dąblin, Warszawa, Włocławek, Wyszaków, Zegrze, Pułtusk.

Przystąpiono do opracowania odpływów Odry.

Materiały dotąd opracowane z dorzecza Wisły pozwolą na ustalenie bilansów wodnych następujących zlewni:

Wisły po Karsy $19\ 784\text{ km}^2$

Wisły od Karsów do Sandomierza $11\ 997\text{ km}^2$

Wisły od Sandomierza do Zawichostu $18\ 872\text{ km}^2$

| | |
|---|------------------------|
| Wisły od Zawichostu do Puław | 6 650 km ² |
| Wisły od Puław do Dęblina | 11 144 km ² |
| Wisły od Dęblina do Warszawy | 16 729 km ² |
| Bugu do Wyszkowa | 38 159 km ² |
| Narwi do Serocka | 26 320 km ² |
| Wisły od Warszawy do Włocławka z Bugiem od Zegrza | 18 310 km ² |

Ponieważ brak jest na ogół spostrzeżeń stanu wód gruntowych i wystarczających danych co do niedosytów wilgotności opracowania bilansowe ograniczone być musi do poznania wyłącznie wielkości normalnych. Badanie stanów retencyjnych nie będzie możliwe.

Badanie obszarów małych.

Przystępując do opracowań drugiej grupy /obszarów małych/ stajemy przed zagadnieniem mnogości obszarów małych. Mnogość ta a priori wyklucza możliwość wyczerpującego zbadania całego obszaru Państwa w jakiejś niezbyt odległej przyszłości. Przyjmując, że obszarem małym nazwiemy powierzchnię zlewni 1 000 do 3 000 km², średnio 2 000 km², nielibyśmy dla całego Państwa 160 obszarów do zbadania.

Ilość obszarów byłaby tak duża, że z konieczności musimy ograniczyć się jedynie do zbadania pewnych wypadków typowych.

Należałoby tedy dostosować się do podziału wyżej opisanego i w każdym z pól dużych o powierzchni około 20 000 km² wydzielić po dwa polećka o powierzchni 2 000 km², przedstawiające na poszczególnych obszarach po dwa typy przeciwstawne.

Poletek takich byłoby w sumie $16 \times 2 = 32$.

Na poletkach wybranych należałoby zagęścić podstawową sieć obserwacyjną tak, ażeby z obecnej przeciętnej gęstości krajowej przejść na głębokość dwa razy większą, lokalną. Takie zagęszczenie stacji obserwacyjnych odpowiadać musi zwiększeniu ilości podstawowych stacji Państwowego Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego o 30%.

Stosunki hydrologiczne w każdym poletku musiałyby być przedmiotem obserwacji i pomiar w co najmniej przez 4 lata. Na opracowanie bilansu wodnego poletka należałoby rezerwować dalsze 2 lata. Z różnych przyczyn /fiskalnych i personalnych/ nie wszystkie poletka mogłyby być od razu badane. Program badań należałoby dostosować do istniejących możliwości, tak aby, poczynawszy od roku szóstego od rozpoczęcia prac, co rocznie przynajmniej dla 8 poletek obliczenia bilansowe mogły być wykonane.

W ten sposób w ciągu 11 lat całość prac byłaby zakończona. Doliczyliby należało do tego jeszcze 1 rok na dokonanie syntetycznego opracowania całości i na przygotowanie sprawozdania generalnego do druku.

Koszt badań musiałby być pokryty staraniem wszystkich zainteresowanych instytucji.

Kosztorys opracowania bilansu wodnego w jednym poletku zestawiono poniżej w tysiącach złotych.

1. Utrzymanie stacji wodowskazowych w 1 przekroju hydrometrycznym przez 4 lata 400 zł
2. Wykonanie pomiarów przepływu w 2 przekrojach hydrometrycznych przez 4 lata po 12 pomiarów rocznie, razem około 100 pomiarów po 3 000 zł 500. zł

| | |
|---|-----------------------|
| 3. Utrzymanie 5 stacji wód gruntowych i 5 stacji opadowych w 5 miejscowościach przez 4 lata | 160 ^{tys} zł |
| 4. Utrzymanie 1 stacji ewaporymetrycznej przez 4 lata | 100 " |
| 5. Opracowanie wyników obserwacji stanów wody, opadów, temperatury i parowania 30% od kosztu obserwacji | 90 " |
| 6. Opracowanie elaboratu bilansu wodnego 20% od kosztu obserwacji i pomiarów | 178 " |
| 7. Sporządzenie czystopisów i rysunków 10% od poz.1 - 6 z zaokrągleniem | 132 " |
| R a z e m | <u>1200</u> tys.zł |

Z kwoty tej przypadłoby około 40% na wydatki rzeczowe, 20% na wynagrodzenia obserwatorów, 30% na wynagrodzenie sił technicznych fachowych i 10% na wynagrodzenie sił naukowych.

Przyjmując koszt opracowania bilansu wodnego dla 1 poletka na 1200 tys.zł miałibyśmy dla całości:

1. Koszt obserwacji, pomiarów i opracowania bilansu wodnego dla 32 poletek po 1200 tys.zł = 38400 tys.zł
 2. Koszt opracowania systematycznego i publikacji wyników w druku około 12% od pozycji 1 = 4600 " "
- =====
- 43000 tys.zł

Rozkładając koszt ten na 12 lat miałibyśmy obciążenie roczne przeciętne 3 580 000 zł.

Zykonanie zadania należałoby powierzyć Państwowemu Instytutowi Hydrologiczno-Meteorologicznemu. W tym celu konieczneby było utworzenie w Instytucie referatu samodzielnego, pod odpowiednim kierownictwem naukowym. Referat zatrudniłby 6 sił

fachowych

Wysilek włożony w organizację i przeprowadzenie badań opłaciłby się sam.

Poznalibyśmy wielkość parowania terenowego w okresie rocznym i w okresie wegetacji na całym obszarze Państwa, jak również stosunki wzajemne opadów i retencji.

Uzyskalibyśmy w ten sposób mocne podstawy do planowania i przewidywania w gospodarce wodnej obecnie i w przyszłości.

Warszawa, 16 marca 1948 r.

/Inż. Kazimierz Dąbski/

