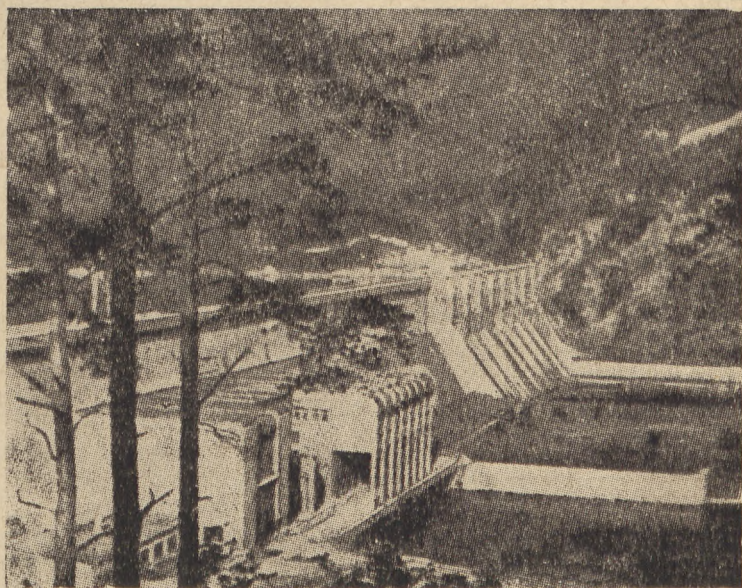


GOSPO DARKA WODNA

BIBLIOTEKA
WYŻSZEJ SZKOŁY PEDAGOGICZNEJ
W GDAŃSKU



Nr 7
1956

MIESIĘCZNIK POŚWIECONY SPRAWOM
GOSPODARKI WODNEJ I BUDOWNICTWA WODNEGO

WYDAWNICTWO NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

T R E Ś Ć

DZIAŁ I — PLANOWANIE, ORGANIZACJA

Prof. inż. Wacław Balcerski — Krytyczny rzut oka na zagadnienie ekonomiki budownictwa wodnego w Polsce	Str. 271
Dr inż. Karel Ruzicka — Wykłady „gospodarki wodnej” na wyższych uczelniach w Czechosłowacji	277
Dr Stanisław Rokita — Perspektywy gospodarki wodnej krakowskiego okręgu przemysłowego	279
Inż. Bolesław Krzyszkowski — Zagadnienia melioracyjne na Żuławach w świetle ekspertyzy tego terenu	280
Inż. Wojciech Hoffmann — Zadania architekta w budownictwie wodnym	282

DZIAŁ II — PODSTAWY PROJEKTOWANIA

Mgr Juliusz Glodek — Prace geologiczno-surowcowe dla potrzeb budownictwa wodnego	286
Inż. Wojciech Wolski — Stateczność zapór ziemno-narzutowych uszczelnionych rdzeniem z gruntów spoistych	289

DZIAŁ IV — WYKONAWSTWO

Inż. Stanisław Hawrylkiewicz — Z wykonawstwa budowli wodnych w Bułgarii	292
Inż. Romuald Nowakowski — Kilka uwag o budowie stopnia wodnego w Biersfelden na Renie	298
Inż. Tytus Bartoszek — O węgierskiej metodzie Molda wykonywania kanałów nawodniających na gruntach ornych	302
Inż. Karol Giercuskiewicz — Ścianka szczelna zapory goczalkowickiej	304

KRONIKA	306
PRZEGLĄD WYDAWNICTW	307
BIULETYN INSTYTUTU MELIORACJI I UŻYTKÓW ZIELONYCH	309
BIULETYN INSTYTUTU GOSPODARKI KOMUNALNEJ	313

СОДЕРЖАНИЕ

SOMMAIRE

CONTENTS

- Критический взгляд на проблему экономики гидротехнического строительства в Польше,
- Лекции по водному хозяйству в высших учебных заведениях в Чехословакии,
- Перспективы водного хозяйства Краковского промышленного округа,
- Мелиорационные проблемы на Жулавах с точки зрения экспертизы этого района,
- Задания архитекта в гидротехническом строительстве,
- Геологические работы для потребностей гидротехнического строительства,
- Устойчивость насыпных земляных плотин, уплотненных сердечником из плотных грунтов,
- Исполнение гидротехнических построек в Болгарии,
- Несколько замечаний по строительству плотин в Бьерсфельден на реке Рен,
- Венгерский метод Молда исполнения оросительных каналов на пахотных грунтах,
- Шпунтовая стена Гочалковицкой плотины.
- Хроника
- Обзор технической печати
- Настольная Лексикология в области водных путей (материалы к словарю на 5-ти языках)
- Биюлетень Института Мелиораций и зеленых угодий,
- Биюлетень Института коммунального хозяйства.

- Coup d'oeil sur le problème de l'économie dans les constructions de l'Aménagement Hydraulique en Pologne
- Cours de l'Aménagement Hydraulique dans les Ecoles en Tchéco-slovaquie
- Perspectives de l'Aménagement Hydraulique de la région industrielle de Cracovie
- Problème d'Hydraulique Agricole dans la région de Żuławy au point de vue de l'expertise de ce terrain
- Tâche de l'architecte dans les constructions de l'Aménagement Hydraulique
- Travaux géologiques pour les besoins des constructions hydrauliques
- Stabilité des barrages en terre calfatés par un noyau des sols cohérents
- Execution des constructions hydrauliques en Bulgarie
- Quelques remarques sur la construction du barrage à Biersfelden sur le Rhin
- Sur la méthode hongroise de Mold pour l'exécution des canaux d'irrigation sur les sols arables
- Cloison en palplanches du barrage en terre de Goczalkowice
- Bibliographie
- Chronique
- Revue des publications techniques
- Lexicologie courante dans le domaine des voies navigables
- Bulletin de l'Institut d'Amélioration Agricole de la Culture des Prés et des Pâturages
- Bulletin de l'Institut d'Economie Communale

- Critical sight on the economical problem of the Water Management Constructions in Poland
- Lectures of Water Management in the High Schools in Czechoslovakia
- Perspectives of Water Management of Cracow industrial district
- Agricultural Meliorations problems in the district of Żuławy from the point of view of an expert's report
- Task of the architect in the Water Management Constructions
- Geological works for the needs of Water Management Constructions
- Stability of imposed earth dams, tightened by a rith of coherent soils
- Execution of water-engineering constructions in Bulgaria
- Some remarks on the construction of the dam in Biersfelden on the river Rhine
- On the Hungarian method of Mold for execution of irrigation canals on the arables soils
- Sheet piling of the earth dam in Goczalkowice
- Bibliography
- Chronicle
- Review of technical publication
- Current lexicology in the sphere of inland water ways
- Bulletin of the Agricultural Meliorations and Grasslands Institute
- Bulletin of the Institute of Communal Economy

Skład Komisji Programowej: Przewodniczący — prof. Czesław Zakaszewski, członkowie — inż. Marian Chudzyński, prof. Edward Czeiwertynski, dr Józef Gołąb, inż. Stefan Ihnatowicz, inż. Stanisław Iwanicki, prof. Władysław Kollis, inż. Eugeniusz Kulwieć, prof. Julian Lambor, dr Józef Matusewicz, inż. Czesław Nielubowicz, prof. Zygmunt Rudolf, inż. Czesław Stepnowski.

Wydawca: NACZELNA ORGANIZACJA TECHNICZNA

REDAGUJE KOMITET:

REDAKTOR NACZELNY — inż. MARIAN CHUDZYŃSKI

REDAKTORZY DZIAŁÓW I: inż. BOLESŁAW CZERNY, inż. STANISŁAW HERFURT

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

SEKRETARZ REDAKCJI — HALINA MIKULSKA

REDAKTOR TECHNICZNY — DR JADWIGA WŁODEK-SANOJCOWA

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

DZIAŁ I – PLANOWANIE, ORGANIZACJA

PROF. INŻ. WACŁAW BALCERSKI

Politechnika Gdańska

Krytyczny rzut oka na zagadnienie ekonomiki budownictwa wodnego w Polsce

Każdy inżynier hydrotechnik w Polsce musi zadawać sobie pytanie, dlaczego w dziedzinie budownictwa wodnego robi się u nas tak mało, podczas gdy na całym niemal świecie ten dział techniki wybija się dziś na pierwszy plan działalności inwestycyjnej.

Każdy, kto czyta lub choćby tylko pobieżnie przegląda prasę techniczną obcojęzyczną i spotyka tam wielką ilość artykułów i rozpraw, poświęconych inwestycjom hydrotechnicznym już wykonanym oraz planom dalszej rozbudowy — stwierdza z niepokojem, że znaleźliśmy się w tej dziedzinie na szarym końcu. Większość naszych zamierzeń kończy się przeważnie tylko na planach i ewentualnie opracowaniach coraz to nowych wariantów projektowych, zaś do realizacji tych planów i projektów przystępuje się rzadko i jakby niechętnie. Finansowanie budów jest zawodne, okres wykonawstwa przeciąga się niemal zawsze poza pierwotnie zaplanowany termin, zaopatrzenie w sprzęt jest przeważnie niedostateczne, postęp techniczny znikomy — krótko mówiąc, mamy budownictwo wodne na poziomie, jakiego należy się raczej wstydzić aniżeli nim szczycić.

Na różnego rodzaju naradach i konferencjach padają liczne głosy i wnioski, zmierzające do ożywienia budownictwa wodnego w Polsce i obudzenia go z letargu, w jakim od wielu lat spoczywa. Charakterystyczna jest przy tym okoliczność, że o ile inżynierowie wodni na ogół propagują wszędzie i ustawicznie konieczność rozwinięcia szerszej działalności inwestycyjnej w tej dziedzinie, to przeważnie spotykają się ze sprzeciwami przedstawicieli innych działów techniki oraz dość wyraźną opozycją ekonomistów i czynników planujących. Sceptycy i opozycjoniści przytaczają szereg argumentów o rzekomej nieopłacalności inwestycji wodnych, jak np. nieopłacalności energetyki wodnej w porównaniu z cieplną, nieopłacalności transportu wodnego w porównaniu z kolejowym, nieopłacalności nawodnień dla celów rolniczych itp. zastrzeżeń, wobec których inżynierowie wodni stają czasem bezradni i nie umieją sformułować kontrargumentów. A przecież jest rzeczą bezsporną, że budownictwo wodne rozwija się na całym świecie coraz pomyślniej i osiąga coraz większe sukcesy, zarówno w krajach kapitalistycznych, jak i w krajach demokracji ludowej; jeśli więc Polska jest jedynym wyjątkiem z tej reguły, to wypada założyć się, gdzie leży źródło hamulców opóźniających rozwój tej dziedziny u nas i jakie są istotne przyczyny omówionego stanu rzeczy.

W odpowiedzi na tak postawione pytanie padło już u nas wiele głosów; wydaje się jednak, że nie wyczerpały one całości problemu i nie wskazały prawdziwego źródła zła. Sądzymy, że jest nim niewłaściwe ujmowanie ekonomicznych stron budownictwa wodnego i że szczególnie w tej dziedzinie rozważań, gdzie ekonomia styka się z techniką, popelnia się u nas najwięcej błędów. Wydaje się, że sąd sformułowany wyżej, którego podstawy przez długi czas miały charakter raczej intuicyjny, znalazł w ostatnich czasach dość przekonujące potwierdzenie w toku obrad i dyskusji, związanych z odbytą w marcu rb. pod patronatem PKPG tzw. Krajową Radą w sprawie badań ekonomicznej efektywności inwestycji. Właśnie pewne tezy opracowanych przy tej okazji „Ramowych

wytycznych badań ekonomicznej efektywności inwestycji” oraz przebieg niektórych posiedzeń dyskusyjnych skłania mnie do poruszenia tych spraw na łamach „Gospodarki Wodnej”, gdyż sądzę, że zainteresują one szersze grono hydrotechników — a ponadto — jak ośmielam się mniemać — przedstawia dostatecznie jasno istotę nieporozumień między hydrotechnikami oraz ekonomistami.

Dla dokładniejszego przedstawienia i uzasadnienia głównych myśli, które sformułowane zostaną w dalszych ustępach niniejszych rozważań, wydaje się konieczne wyjaśnienie pewnych zasadniczych pojęć i praw z dziedziny powiązań ekonomiki z techniką w ogóle a z dziedziną budownictwa wodnego w szczególności.

Charakterystyka i znaczenie postępu technicznego

W miarę wzrastania ludności na świecie kurczą się oczywiście możliwości naturalnego zaspakajania elementarnych potrzeb ludzkich i ludzkość nie mogłaby się rozwijać, gdyby demograficznym procesom rozwojowym nie towarzyszył postęp techniczny i gospodarczy.

Istotą postępu technicznego jest stopniowe, coraz doskonalsze opanowywanie sił przyrody i coraz pełniejsze i umiejętniejsze wykorzystywanie zasobów naszego globu. W swoim czasie Malthus ogłosił tezę, że przyrosty dóbr konsumpcyjnych dokonują się w postępie arytmetycznym, zaś przyrost ludności idzie w postępie geometrycznym — i że wobec tego rychło musi nadejść pewnego rodzaju kres rozwoju ludzkości, która w ten sposób zostanie zmuszona do ograniczenia przyrostu. Jak wiadomo, praktyka nie potwierdziła tej tezy i dzisiaj skłonni jesteśmy sądzić, że raczej postęp techniczny (oraz gospodarczy) wypierza przyrost ludności, tak, że w przecieciu (od którego mogą oczywiście być wyjątki) istniejący postęp techniczny nie tylko zapewnia utrzymanie pewnego stałego standardu życiowego, ale nawet zezwala na jego stałe podnoszenie. W nowoczesnym zorganizowanym społeczeństwie staje się więc postęp techniczny swego rodzaju miernikiem poziomu bytowania obywateli i definiuje go w sposób jednoznaczny. Twierdzenie to może być podane również i w takiej formie, że jeżeli jakieś społeczeństwo chce się rozwijać i poprawiać ustawicznie swe warunki bytowe, to musi propagować i rozwijać postęp techniczny, gdyż zaniechanie postępu nieuchronnie będzie musiało doprowadzić dane społeczeństwo bądź do nędznego i ustawicznie pogarszającego się stanu wegetacji, bądź nawet do stanu zagłady.

Jeśli zgodzimy się z definicją, że podstawowym zadaniem techniki jest wytwarzanie dóbr materialnych lub usług, służących do zaspakajania wszechstronnych i stale rosnących potrzeb człowieka, to istotą postępu w technice będzie wytwarzanie tych dóbr lub spełnianie usług przy stale malejącym nakładzie pracy oraz malejącym spożyciu surowców względnie dóbr uprzednio wytworzonych. Jeśli więc zadaniem jakiegoś działu gospodarki jest wytworzenie pewnej ilości dóbr o określonej jakości, albo wykonanie pewnej ilości określonych usług i jeśli aktualna technika zapewnia żadaną produkcję dóbr lub usług, to technikę postępową nazwiemy

taką techniką, która zapewni produkcję tych samych dóbr lub usług przy mniejszym nakładzie środków inwestycyjnych i eksploatacyjnych niż technika obecna — i taką nową technikę powinniśmy propagować, rozwijać i forsować.

Nakłady inwestycyjne

Przy wykonaniu każdej inwestycji, będącej zawsze jakimś dziełem technicznym, dąży się oczywiście do rozwiązań, które przy zadanym stopniu pewności mogą być zrealizowane przy minimalnym nakładzie środków rzeczowych i roboczych. W tej dziedzinie rozwój techniki uwewnętrznia się w poszukiwaniu i tworzeniu nowych materiałów, nowych form konstrukcyjnych i nowych metod pracy, dających oszczędność w stosunku do form i metod dawnych. W ustawicznym dążeniu do postępu technicznego, zastąpiono drewno — stałą, kamień — betonem, stworzono żelbet i beton sprężony, zastąpiono prostą belkę — łukiem, belkę pełnościenną — belką kratową, wyeliminowano w wielu dziedzinach pracę ręczną, zastępując ją pracą maszyn — i po tak wykreślonej drodze technika kroczy wciąż naprzód, osiągając nowe i coraz to większe sukcesy.

Jednakże postęp techniczny idzie w różnych krajach różnymi torami, zaś różnice, jakie przy tym można zaobserwować, mają specyficzną i bardzo ciekawą wymowę. Żeby różnice te należycie zrozumieć i ich znaczenie wyjaśnić, rozpatrzmy bardzo prosty i elementarny przykład — żelbetowej belki stropowej, związanej z płytą w formę tzw. belki teowej. Naprężenia panujące w belce (w betonie i w żelazie) są funkcją obciążenia, rozpiętości, geometrycznych wymiarów belki oraz ilości uzbrojenia. Na pierwszy rzut oka mogłoby się wydawać, że najekonomiczniejszą będzie belka, w której oba materiały zostaną obciążone do granic naprężeń dopuszczalnych; tak jednak nie jest i teoria belek wskazuje jako ekonomicznie najracjonalniejszy inny przekrój, przy którym tylko jeden z materiałów (na ogół stal) spełnia ten warunek, podczas gdy w drugim, tj. w betonie, naprężenia powinny być niższe od dopuszczalnych. Ścisła wartość przyjmowanych naprężeń jest w tym wypadku funkcją jednostkowych cen stali, betonu i desek; naprężenia, odpowiadające najekonomiczniejszemu profilowi belki ulegną zmianie, gdy owe ceny zmienimy. Wynika stąd ciekawy wniosek, że przy różnym ustosunkowaniu cen materiałów i robocizny różne będą techniczne rozwiązania konstrukcji, odpowiadające minimum kosztów; że zaś relacje te w różnych krajach kształtują się rozmaicie, więc i najwłaściwsze rozwiązania będą w tych przypadkach różne. Mimo że stwierdzenie tego faktu nie jest zapewne nowością dla czytelnika niniejszych wywodów, to jednak wydaje się pożyteczne jego podkreślenie, gdyż dalsze rozważania doprowadzą nas do wniosków nader ważnych dla całej problematyki postępu technicznego w Polsce.

Zanim jednak przejdziemy do omówienia aktualnej sytuacji w Polsce, wskażemy na relacje, jakie istniały w okresie międzywojennym, między techniką europejską i amerykańską. Otóż, jeśli podzielić nakłady inwestycyjne w budownictwie na materiały i robociznę, to wzajemne ustosunkowanie tych składników było na obu kontynentach różne: w Ameryce materiały były tanie a robocizna droga, zaś w Europie na odwrót — drogie materiały i tania robocizna. Gdy więc w Europie znamiennym postępu technicznego było szukanie oszczędności na materiałach, to w Ameryce szukano oszczędności na robociznie. Gdy w Europie wysiłek badaczy i uczonych szedł głównie w kierunku stwarzania materiałów zastępczych i poprawy technologicznych własności materiałów, co z kolei pozwoliło na podwyższenie naprężeń dopuszczalnych i zmniejszenie ilości używanych materiałów do budowy, to w Ameryce zajmowano się raczej zagadnieniami naukowej organizacji pracy oraz mechanizacją budownictwa, z ogólnym celem jak najwydatniejszego wyzyskania pracy ręcznej i stopniowego eliminowania tej drogiej pracy przez maszyny. Rozmaitość podejść ekonomicznych pociągała też za sobą odrębność rozwiązań konstrukcyjnych i projektowych. Stąd, gdy np. w Europie walcowano stalowe profile dwuteowe tylko do wysokości 50 — 60 cm, to w Ameryce stosowano takie profile do 1 m wysokości, gdyż zastępcze i lżejsze profile składane (blachownice), wymagające większego nakładu robocizny, kształtowały się w Ameryce drożej od walcowanych, podczas gdy w Europie były one od tych ostatnich tańsze.

Przykłady tego rodzaju — a można by ich przytoczyć bardzo wiele — wskazują wyraźnie na zależność techniki i jej poziomu od warunków gospodarczych danego kraju, określonych w najprostszej formie wskaźnikami cen jednostkowych. Wyrażając to twierdzenie w najbardziej skondensowanej formie, że parametry techniczne są funkcją parametrów gospodarczych, wypada się zastrzec, że tego rodzaju sformułowanie stanowi pewną symplifikację zja-

wiska, niewątpliwie bardziej złożonego, gdyż zmiany techniki także wpływają na zmianę warunków gospodarczych, wobec czego ceny surowców, produktów i usług są z kolei także do pewnego stopnia funkcją poziomu technicznego rozważanego środowiska. Należałoby więc raczej mówić nie tyle o prostej zależności techniki od cen, ile o pewnej współzależności, jednakże będącej na tyle ścisłą, że zmiana jednego z czynników musi wpłynąć i na zmianę pozostałych.

W pewnych przypadkach związki są proste, jasne i łatwo dostrzegalne, w innych mogą być wykryte dopiero drogą drobiazgowej analizy. Jednakże pozostaje niezbity fakt, że układ cen jednostkowych każdego organizmu gospodarczego definiuje w przeważającym stopniu poziom i rodzaj techniki danego organizmu; poziom ten ulega zmianie, skoro zmieniać się będzie baza gospodarcza, na jakiej jest oparty.

Zmiany bazy mogą być oczywiście rewolucyjne (wojny, kryzysy, odkrycie nowych złóż surowców, przełomowe odkrycia techniczne), wtedy kierunku zmian przewidzieć z góry nie można. Jednakże przy zmianach ewolucyjnych można stwierdzić niewątpliwą prawidłowość przemian, która streszcza się w następującym twierdzeniu:

(1) w każdym normalnie rozwijającym się organizmie gospodarczym następuje z biegiem czasu stopniowa zmiana relacji cen jednostkowych, wyrażająca się:

- a) stałym drożeniem surowców pierwotnych (efekt wyczerpywania się źródeł surowców),
- b) stałym podwyższaniem kosztów robocizny (efekt podnoszenia standardu życiowego ludności),
- c) stałym obniżaniem kosztów maszyn i produktów przemysłowych (efekt postępu technicznego).

Biorąc pod uwagę treść powyższego twierdzenia i powracając do przykładu, w którym porównywaliśmy technikę amerykańską z europejską, nie trudno będzie stwierdzić, że już w okresie międzywojennego 20-lecia technika amerykańska wyprzedziła europejską i zajmowała w stosunku do niej stanowisko pionierskie.

Nie analizując tej kwestii dla różnych krajów europejskich, a ograniczając się jedynie do Polski, trzeba stwierdzić, że stała ona w tabeli cen na wyjątkowo niskim poziomie, jeśli chodzi o robociznę — i bardzo wysokim, jeśli chodzi o produkty przemysłowe i maszyny. Z tych faktów wynikało, że technika musiała u nas stać na bardzo niskim poziomie i tak też faktycznie było. Gdy więc np. w Ameryce praca ręczna przy robotach ziemnych została już dawno zupełnie wyeliminowana przez koparki mechaniczne i samochodowy transport urobku, to w Polsce po staremu „holendrzy“ pracowali łopata, używając do przewozu konnych furmanek, zaś najwzrostłym stopniu „mechanizacji“ były staroświeckie kolejką wąskotorowe o napędzie parowym.

Układ cen w Polsce

W ustroju kapitalistycznym ceny jednostkowe kształtują się zgodnie z wynikami walki wolno-konkurencyjnej i podlegają prawu podaży i popytu. Na ogół są one proporcjonalne do kosztów produkcji, z tym że marża zarobkowa może być rozmaita, przeważnie jednak procentowo niewiele się różniące. Natomiast w ustroju socjalistycznym, gdzie regulatorem całości gospodarki, a więc i generalnym dysponentem cen staje się państwo, ceny mogą nie być odbiciem obrazu kosztów własnych, gdyż w interesie państwa może leżeć forsowanie pewnych gałęzi gospodarki kosztem innych, które w ten sposób pokrywają deficyt środków płatniczych. Na przykład w społeczeństwie kulturalnie zacofanym zupełnie zrozumiałe będzie obniżenie cen książek, gazet, teatrów, kin i koncertów poniżej kosztów własnych, gdyż w ten sposób osiąga się pobudzenie społeczeństwa do szybszego przyswajania zdobyczy kulturalnych. Taka sama polityka może być np. uzasadniona, jeśli chodzi o wyparcie towarów zagranicznych i zastępowanie ich krajowymi; można i należy też otaczać specjalną opieką finansową nowe gałęzie produkcji, które ledwo zaczynają się rozwijać.

Jeżeli jednak tego rodzaju regulacja cen przenosi się na teren działalności inwestycyjnej, trzeba zachować w niej dużą ostrożność i umiar, gdyż na tle ustalonych wyżej zależności między cenami a technicznymi parametrami inwestycji, można łatwo doprowadzić do zwichnięcia właściwych proporcji, zarówno gospodarczych, jak i technicznych. Istota tego zjawiska polega na tym, że czynniki planujące mogą zatracić właściwy obraz sytuacji gospodarczej państwa i dostrzegać go w proporcjach zdeformowanych, niejako w krzywym zwierciadle. W takich warunkach stan roze-

znania potrzeb gospodarczych państwa przez czynniki planujące może się okazać nie tylko niedostateczny, ale wręcz błędny — i doprowadzić do zupełnie niewłaściwych koncepcji inwestycyjnych.

Jako przykład ilustrujący powyższe wywody, omówimy sprawę cen węgla w Polsce. Jak wiadomo, węgiel jest głównym naszym surowcem przemysłowym i w jego wydobyciu stoimy na jednym z pierwszych miejsc w świecie. Istnienie poważnych zasobów węgla jest główną podstawą dla rozwoju naszej gospodarki, węgiel jest też naszym głównym towarem eksportowym. Nie znając ile w tej chwili wynosi przeciętny koszt wydobycia 1 t węgla, założmy, że prawdopodobnie około 100 zł. Jeśli doliczyć do tego amortyzację kopalni i urządzeń, koszty uboczne, straty w transporcie i koszty transportowe oraz składowania, otrzyma się znacznie wyższą cenę jako miernik kosztu własnego, a do tej ceny należy doliczyć jeszcze pewną marżę zarobkową, aby dojść do ceny sprzedażnej.

Otóż cena sprzedaży węgla wynosi dziś dla normalnego obywatela naszego kraju około 300 zł, natomiast nasza energetyka zakupuje węgiel po cenie około 70 zł/t (do niedawna cena ta wynosiła około 30 zł/t).

Jeśli zważyć, że energetyka nasza zużywa dziś rocznie około 15 milionów t węgla, to widąc z porównania przytoczonych liczb, jak wielki serwitut obciąża naszą gospodarkę z racji uprzywilejowania energetyki.

Z drugiej strony węgiel jest, jak wspomnieliśmy, głównym naszym towarem eksportowym i osiąga franco granica ceny od 15 do 18 \$ za t. Gdyby przeliczyć te ceny po tzw. kursie urzędowym (4 zł za \$), to otrzyma się cenę 60 — 70 zł/t, jeżeli wykonać to przeliczenie po tzw. kursie rublowym (1 \$ = 4 rb = 4 · 5 = 20 zł), to dojdzie się do ceny około 300 — 360 zł/t, jeśli zaś wziąć pod uwagę tzw. kurs towarowy, przeliczony na najdroższe towary importowane (także jak pomarańcze, kawa, bawełna.) to można dojść nawet do relacji 80 zł za 1 \$, a więc do ceny 1200 — 1500 zł/t węgla.

Jak z powyższego widać, wachlarz cen węgla jest w Polsce tak zestawiony, że nie tylko szary obywatel naszego kraju, ale nawet i doskonalsi planiści może w tym chaosie stracić głowę i poczuć miary oraz zdrowego rozsądku. Bo istotnie, jeśli energetyka ma otrzymywać węgiel po śmiesznie niskiej cenie 70 zł/t, to czy opłacać jej się modernizacja starzych elektrowni, zużywających na produkcję 1 kWh dwa razy więcej węgla niż zakłady nowoczesne, albo budowa elektrowni wodnych, eliminujących w ogóle spożycie węgla. Oczywiście, jak to udowodnimy na przykładzie liczbowym, nie opłaci się; natomiast sytuacja byłaby odwrotna, gdyby cena węgla, w oparciu np. o eksport, ustalona była na poziomie 600 zł/t, wtedy wszystkie stare zakłady musiałyby być jak najprędzej wyłączone z eksploatacji i zastąpione przez nowe, zaś każda siłownia wodna byłaby ekonomiczniejsza od cieplnej.

Podobnie jak w węglu, przedstawia się sprawa w transporcie kolejowym. Wiadomo powszechnie, że taryfy kolejowe są w Polsce ustalone na poziomie niskim; wątpliwą jest rzeczą, czy pokrywają one własny koszt transportu, a na pewno wiemy, że nie pokrywają kosztów amortyzacji urządzeń stałych i taboru. Negowanie tych okoliczności i przyjmowanie taryf jako właściwego miernika kosztów transportu prowadzić musi do wynaturzeń gospodarczych i niejednokrotnie do zupełnie błędnego planowania lokalizacji inwestycji, pracujących na surowcach dowiezionych z daleka. Przykładem może tu być zwiecznienie racjonalnych relacji między kosztem transportu węgla dla celów energetycznych i transportem samej energii elektrycznej dalekosiężnymi liniami przesyłowymi wysokich napięć.

Podobnych przykładów można by przytoczyć znacznie więcej, obrazujących, jak polityka ogólnie ustalonych cen ujemnie wpływa na istotną ocenę celowości, słuszności i gospodarności rozwiązań inwestycyjnych, sprowadzając niekiedy całość rozważań ekonomicznych do papierowej roboty w dziedzinie czystej fikcji, nie znajdującą żadnego odbicia w naszej rzeczywistości.

Jeśli chodzi o ceny robocizny, to należy stwierdzić, że życie gospodarcze zostało u nas w taki sposób zorganizowane, iż zarobki są w pewnym stopniu uzupełniane przez wielką ilość świadczeń i usług, jakie otrzymuje pracujący od Państwa — ze wymienienia tu np. tanie mieszkania, wczas, komunikację, opiekę zdrowotną, świadczenia kulturalne itp. Powstaje wobec tego pytanie, czy w świadomej kalkulacji gospodarczej kosztów robocizny nie należałoby tych świadczeń doliczać do fizycznych zarobków, aby dojść w ten sposób do pewnych wirtualnych cen robocizny, znacznie wyższych od cen faktycznie płaconych, co pozwoliłoby na tej drodze wprowadzić przynajmniej pewne korekty do badań ekonomicznych efektywności inwestycji, opartych dzisiaj wielokrot-

nie na realizacjach cen zupełnie fałszywych. Propozycja ta wydaje się tym więcej uzasadniona, że gospodarność inwestycji, które przecież są planowane na dłuższy okres czasu, powinna znaleźć swoje uzasadnienie nie tylko w korzyściach przynoszonych obecnie, ale i w korzyściach, jakie te inwestycje przyniosą w przyszłości.

Jak z powyższych rozważań widać, układ cen w Polsce jest częściowo b. chaotyczny (węgiel, waluty zagraniczne), częściowo zupełnie niesłuszny (robocizna). Opieranie się na aktualnych cenach i wyciąganie z ich poziomu wniosków odnośnie celowości i ekonomiczności inwestycji może być (i bywa) zupełnie błędne i fałszywe i może sprowadzić pracę koncepcyjną w dziedzinie planowania inwestycji na manowce. Jedyny sposób uwolnienia się od tego rodzaju błędów leży — jak mi się wydaje — tylko w generalnym zrewidowaniu wszystkich cen w Polsce, uporządkowaniu panującego w tej dziedzinie chaosu i usunięciu dysproporcji, jakie dziś istnieją. Jeśli zabić taki byłby dziś z różnych względów niemożliwy, to wydaje się, że byłoby przynajmniej pożądane opracowanie przez powołaną do tego instytucję jakiegoś jednolitego cennika inwestycyjnego, w którym relacje cen mogłyby być inne, niż są na naszym rynku, ale ujęte tak, że mogłyby być przyjęte jako wartości idealne, wyznaczające kierunek przemian naszej gospodarki ekonomicznej oraz polityki cen i płac. Jeśli te sprawy zostaną uunormowane, to nasza technika, skrupowana dziś w swym rozwoju tysiącem nonsensów i paradoksów gospodarczych, znajdzie rzetelny drogowskaz, prowadzący ją w kierunku postępu, czyli znajdzie drogę, którą dziś w wielu dziedzinach zagubiła. A wtedy okaże się również wysoka celowość i udowodni wysoka opłacalność inwestycji wodnych, jak to postaramy się niżej uzasadnić. Zanim jednak do tego przejdziemy, wypadnie się zająć jeszcze sprawą metodologii badania efektywności inwestycji, a w szczególności sprawą mierników tej efektywności.

Mierniki efektywności inwestycji

W toku dotychczasowych rozważań zajmowaliśmy się kwestią, w jaki sposób technika reaguje na zmiany w relacjach cen robocizny, surowców i produktów, oraz określiliśmy mianem postępowej takiej techniki, która przy wzroście cen robocizny i surowców daje obniżkę cen produktów. Będzie to możliwe tylko wtedy, jeśli postęp techniczny potrafi zapewnić określoną produkcję (jakościową i ilościową), przy zmniejszeniu ilości włożonej w produkcję pracy i zmniejszenie ilości użytych do produkcji surowców lub też zastąpienie ich surowcami innymi, tańszymi — wszystko to wzięte w porównaniu z istniejącą bazą gospodarczo-techniczną.

Jak wiadomo, o wysokości ostatecznego kosztu produkcji decydują zarówno koszty inwestycyjne zakładu produkcyjnego, jak i bieżące koszty ruchu tego zakładu. Otóż, jeśli mamy do wyboru 2 inwestycje produkcyjne A i B i jeśli zakład A przy niższym koszcie inwestycyjnym zapewni ceteris paribus niższe lub takie same koszty jak zakład B, to nie ulega wątpliwości, że zakład A jest efektywniejszy od B. Najczęściej jednak sprawa nie przedstawia się tak prosto i przeważnie obniżka kosztów ruchu może być uzyskana tylko przez zwiększenie nakładów inwestycyjnych. Tak sprawa przedstawia się np. przy automatyzacji produkcji, gdzie zmniejszenie ilości zatrudnionych przy produkcji sił roboczych musi być pokryte podwyżką nakładów inwestycyjnych na instalację automatyki.

Bardzo wiele przykładów tego rodzaju można przytoczyć z dziedziny budownictwa wodnego. Jeśli np. projektuje się kanał żeglutowy, to zwiększenie jego profilu poprzecznego, a więc podwyższenie kosztu inwestycji, niewątpliwie obniży koszty ruchu, gdyż zmniejszy się siła pociągowa i potrzebna moc na poruszanie barek, a ponadto zmniejszenie falowania pozwoli na obniżenie nakładów na utrzymanie i remonty kanału, wreszcie zwiększy się bezpieczeństwo ruchu. Podobny przykład przedstawia zagadnienie doboru średnicy rurociągu, doprowadzającego wodę do siłowni wodnej. Zwiększenie średnicy, czyli podwyższenie kosztów rurociągu, pociągnie za sobą zmniejszenie strat ciśnienia na opory ruchu, a więc powiększenie mocy i produkcji elektrowni, zasilanej przez rurociąg, tzn. powiększenie jej efektu gospodarczego.

We wszelkich tego rodzaju zagadnieniach, zadaniem projektanta jest znalezienie rozwiązania optymalnego, to jest takiego, przy którym jednostkowy koszt produkcji jest najniższy. W obu cytowanych wyżej przykładach szukamy więc takiego rozwiązania, które przy stosownym uwzględnieniu relacji między nakładami inwestycyjnymi i kosztami ruchu zapewni najniższy koszt przewozu 1 t towaru na odległość 1 km (w przykładzie pierwszym), względnie najniższy koszt produkcji 1 kWh (w przykładzie drugim).

Powstaje więc kwestia, jak obliczyć własny koszt produkcji, przy zadanym koszcie inwestycyjnym i zadanym koszcie ruchu.

W ekonomice kapitalistycznej określa się koszt roczny produkcji jako sumę 3 składników, a mianowicie:

- kosztów amortyzacji inwestycji,
- oprocentowania kapitału inwestycyjnego,
- kosztów ruchu.

Pojęcia te przecezuemy bliżej: koszt amortyzacji oblicza się jako iloraz nakładu inwestycyjnego przez ilość lat trwania lub użytkowania inwestycji; myślowo kwota amortyzacyjna stanowi ratę, odkładaną corocznie z takim wyrachowaniem, aby po całkowitym zużyciu inwestycji można było włożyć w nią kapitał wycofać, względnie obrócić na budowę drugiego, identycznego zakładu produkcyjnego.

Jeśli oznaczymy kapitał inwestycyjny przez I , zaś ilość lat trwania (użytkowania) inwestycji przez n , to wysokość rocznej raty amortyzacyjnej określi się wzorem:

$$A = \frac{I}{n} \quad [1]$$

Oprocentowanie kapitału stanowi wysokość odpłaty, jaką inwestor musi corocznie wnieść do instytucji, która dała do dyspozycji kapitał na wykonanie inwestycji. Przy stopie procentowej φ kwota rocznego oprocentowania wynosi:

$$Q = I \cdot \frac{\varphi}{100} \quad [2]$$

Koszty ruchu stanowią sumę wydatków, ponoszonych przeciętnie w roku dla uzyskania określonej produkcji i utrzymanie niezmienną zdolności produkcyjnej zakładu. Oznaczamy te koszty literą R , zaś składają się na nie: koszty materiałowe, związane z produkcją, robocizna, administracja, remonty bieżące i kapitalne oraz wszelkiego rodzaju koszty socjalne, handlowe i ubezpieczenia. Jeśli produkcja roczna zakładu wynosi p jednostek, to koszt jednostkowy produkcji wyniesie:

$$k = \frac{A + Q + R}{p} = \frac{\frac{I}{n} + \frac{I \cdot \varphi}{100} + R}{p} \quad [3]$$

Tak określony koszt jest kosztem w asvnm. Cena sprzedaży gotowego produktu będzie oczywiście wyższa, gdyż w zasadzie musi w sobie zawierać pewną marżę zysku dla producenta.

Przy rozważaniu różnych wariantów inwestycyjnych wybiera się oczywiście taki wariant, przy którym koszt jednostkowy produkcji określony wzorem (3) osiągnie minimum.

Już przy omawianiu sprawy cen jednostkowych zwróciliśmy uwagę, w jaki sposób układ ich wpływa na wybór wariantu rozwiązania. To, co było tam powiedziane, pozostaje nadal w mocy, natomiast na tym etapie rozważań zjawia się nowy czynnik, o którym dotąd nie było mowy, a którego rola — jak zobaczymy niżej — jest bardzo istotna; czynnikiem tym jest oprocentowanie kapitału, ujęte w drugim członie licznika we wzorze (3).

Żeby należycie pojąć rolę tego czynnika, a ściślej mówiąc znaczenie wysokości stopy procentowej φ , rozpatrzmy prosty przykład: wyobraźmy sobie, że w warunkach pewnej określonej bazy gospodarczej, zdefiniowanej jakimś konkretnym układem cen i określoną stopą procentową, projektujemy konkretny zakład produkcyjny, o dokładnie sprecyzowanej specyfice i rozmiarze produkcji.

Wyobraźmy sobie dalej, że rozpatrujemy szereg wariantów, charakteryzujących się zmianą pewnych parametrów technicznych, które są tak ujęte, że ze wzrostem parametrów rosną nakłady inwestycyjne, zaś maleją koszty ruchu. W tym przypadku we wzorze (3) rosną dwa pierwsze człony licznika, zaś maleje człon trzeci. Oczywiście jest rzeczą, że przy tego rodzaju układzie jedynie w jakimś bardzo osobliwym przypadku mogłoby się zdarzyć, że suma wszystkich 3 członów pozostałaby niezmienną. A skoro suma jest zmienna, to w zmienności swej musi przechodzić przez jakieś minimum. Jeśli punkt ten odnajdziemy i wskażemy, przy jakich parametrach technicznych jest on osiągalny, postawione zadanie zostanie rozwiązane w sensie zarówno technicznym, jak i gospodarczym, gdyż oparta na tych parametrach inwestycja zapewni pro-

dukację o najniższym koszcie własnym ze wszystkich rozważanych wariantów.

Jeżeli teraz wyobraźmy sobie, że taka sama inwestycja jest planowana w układzie gospodarczym o identycznej bazie cen jednostkowych, lecz innej stopie procentowej, to oczywiście punkt, odpowiadający minimum kosztów przesunie się, przy czym kierunek przesunięcia będzie zależny od ustosunkowania stopy procentowej obu układów. Jeśli stopa procentowa będzie w drugim układzie wyższa, to dla skompensowania przyrostu w drugim członie sumy nakłady inwestycyjne będą musiały być zmniejszone, gdy zaś stopa procentowa będzie niższa, nakłady inwestycyjne będą mogły i musiały być powiększone.

Jeśli zważyć, że w członie trzecim (koszty ruchu), zawarte są głównie wydatki na robociznę i surowce potrzebne do produkcji i jeśli zgodzimy się, że dominującą cechą postępu technicznego jest dążenie do obniżenia kosztów na jednostkę produkcji, to musimy się zgodzić z twierdzeniem, że obok innych czynników warunkiem uzyskania postępu będzie obniżenie stopy procentowej, gdyż obniżenie to pozwala (jak udowodniliśmy wyżej) na powiększenie kapitału inwestycyjnego (a więc na bogatsze wyposażenie zakładu, przy którym nastąpi obniżka kosztów ruchu, tj. głównie nakładów na surowce i robociznę). Jeśli taką technikę nazwiemy postępową (a tak jest niewątpliwie), to wyniknie stąd wniosek, że każde obniżenie stopy procentowej kapitału jest czynnikiem pozytywnym dla rozwoju techniki, zaś podwyższanie stopy procentowej działa na postęp techniczny hamująco.

Tezę tę możemy sformułować w postaci następującego twierdzenia:

(2) Poziom techniczny, istniejący w ustroju kapitalistycznym w danych warunkach gospodarczych, jest ściśle związany z wysokością stopy procentowej, narzucanej kapitałom inwestycyjnym. Wzrostowi stopy procentowej odpowiada obniżka poziomu technicznego, zaś obniżce stopy — podnoszenie poziomu techniki.

Jak wiadomo, Polska należała przed wojną do państw o najwyższej stopie procentowej dla kapitałów inwestycyjnych (10 — 12%). W świetle wyżej sformułowanego twierdzenia nie trudno więc pojąć, że musiała należeć do krajów o niskim poziomie techniki, o wiele niższym od innych, gdzie ogólna zamożność i obfitość kapitałów wyrażała się niską stopą procentową (3 — 5%), jak np. w St. Zjedn. A. P., W. Brytanii i innych. Widzimy więc, że oba prawa ekonomiczne, które zostały wyżej sformułowane, uzasadniają ubóstwo naszej techniki przed wojną. Tłumaczą one, dlaczego nasza działalność inwestycyjna była tak słaba, a w szczególności dlaczego musiała być tak słaba w dziedzinie budownictwa wodnego.

Pozostaje nam rozważyć, czy wprowadzenie ustroju socjalistycznego przynosi istotną poprawę stosunków, a jeśli tak się nie stało, to dlaczego. Zanim jednak do tego tematu przystąpimy, rozpatrzmy jeszcze jeden przykład, który wyjaśni pewne pojęcia, konieczne dla zrozumienia dalszego toku naszych rozważań.

Wyobraźmy sobie, że kapitalista, operujący w ustroju, gdzie istnieje stała i określona stopa procentowa φ , rozważa możliwość zainwestowania kapitału w budowie 2 konkurencyjnych zakładów przemysłowych, z których jeden przy niższych kosztach inwestycyjnych I_1 , wymaga wyższych kosztów ruchu R_1 , drugi zaś odwrotnie — większych kosztów inwestycyjnych ($I_2 > I_1$) przy niższych kosztach ruchu ($R_2 < R_1$). Zwiększenie nakładu inwestycyjnego na drugi zakład będzie tylko wtedy uzasadnione, jeśli mimo to uzyska się niższy koszt jednostkowy produkcji, tj. gdy będzie (stosując oznaczenie jak we wzorze 3) spełniona zależność:

$$k_2 < k_1$$

Podstawiając obie wartości ze wzoru (3), otrzymamy nierówność:

$$\frac{A_2 + I_2 \cdot \frac{\varphi}{100} + R_2}{p} < \frac{A_1 + I_1 \cdot \frac{\varphi}{100} + R_1}{p}$$

w której w obu mianownikach występuje zgodnie z założeniem ta sama produkcja p . Postawmy pytanie, jaka powinna być stopa procentowa od kapitału, żeby drugie rozwiązanie (o wyższych kosztach inwestycyjnych) było ekonomiczniejsze. Odpowiedź na to pytanie da nam rozwiązanie powyższej nierówności, a mianowicie:

$$A_2 + I_2 \cdot \frac{\varphi}{100} + R_2 \leq A_1 + I_1 \cdot \frac{\varphi}{100} + R_1$$

$$(I_2 - I_1) \frac{\varphi}{100} \leq (A_1 + R_1) - (A_2 + R_2)$$

$$\frac{\varphi}{100} \leq \frac{(A_1 + R_1) - (A_2 + R_2)}{I_2 - I_1} \quad [4]$$

Wprowadzimy pojęcie kosztów eksploatacyjnych zakładu, oznaczając tym mianem sumę kosztów ruchu i amortyzacji zakładu, jednak bez oprocentowania kapitału, tj.:

$$E = A + R \quad [5]$$

wtedy wzór (4) można przedstawić w postaci:

$$\varphi \leq \frac{E_1 - E_2}{I_2 - I_1} \cdot 100 \quad [6]$$

Wzór ten możemy także przedstawić w postaci odwróconej, tj. zastąpić go wzorem:

$$\frac{100}{\varphi} > \frac{I_2 - I_1}{E_1 - E_2} \quad [7]$$

Graniczna wartość φ ze wzoru (6) jest oczywiście skrajną najwyższą stopą procentową, której istnienie uzasadnia droższe inwestowanie planowanego zakładu. Odwrotność tej wartości, wzięta w punkcie granicznym dla wzoru (7) i pomnożona przez 100, może być określona jako graniczny kres odpłatności droższej inwestycji; inaczej mówiąc, okres czasu, w którym kapitał, włożony na podwyższenie kosztów inwestycji (tj. kapitał $I_2 - I_1$), zostanie spłacony przez oszczędności, uzyskane na obniżce kosztów eksploatacyjnych z E_1 na E_2 .

Przykład liczbowy. Dla zilustrowania powyższych rozważań weźmiemy prosty przykład liczbowy, w którym zamiast zakładu produkcyjnego rozpatrzmy zagadnienie budowy mostu drogowego przez dużą rzekę. W przykładzie tym nie ma wprowadzić żadnej produkcji towarowej, ale można mówić o produkcji usług komunikacyjnych, tzn. most zapewnia możliwość pewnego transportu towarów i ludzi przez rzekę. W tym sensie możemy jako jednostkę sui generis „produkcji” przyjąć sumę usług, oddawanych przez most w ciągu jednego roku.

Wyobraźmy sobie, że rozważa się budowę mostu w 2 wariantach: mostu stalowego na stałych podporach, o koszcie budowy 60 milionów zł, czasie amortyzacji 60 lat i kosztach rocznego utrzymania 300 tys. zł (głównie konserwacja, malowanie, drobne remonty i nadzór) — oraz mostu drewnianego, którego koszt będzie o połowę mniejszy i wyniesie tylko 30 milionów zł, ale którego czas trwania będzie tylko 10 lat, zaś koszt utrzymania (ze względu na gorszą jakość materiału) będzie przesho dwukrotnie wyższy niż mostu stalowego i wyniesie 700 tys. zł/rok.

W przykładzie tym mamy:

$$I_1 = 30 \text{ miln. zł}; E_1 = \frac{30}{60} + 0,7 = 3,7 \text{ miln. zł/rok}$$

$$I_2 = 60 \text{ miln. zł}; E_2 = \frac{60}{60} + 0,3 = 1,3 \text{ miln. zł/rok}$$

Ze wzoru (6) otrzymujemy

$$\varphi \leq \frac{100(3,7 - 1,3)}{60 - 30} = \frac{240}{30} = 8\%$$

Wynik ten oznacza, że jeśli w układzie gospodarczym istnieje możliwość lokaty kapitału jedynie na stopę procentową poniżej 8%, to bardziej ekonomiczny będzie most stalowy. Przy oprocentowaniu kapitału wyższym od 8% będzie natomiast ekonomiczniejszy most drewniany, stanowiący niewątpliwie rozwiązanie technicznie prymitywniejsze od mostu stalowego.

Jeśli podane w przykładzie relacje mogą być uznane jako słuszne, to przykład ten pokazuje, że w bogatych krajach, o stopie procentowej niższej od 8%, konstrukcje stalowe muszą wypierać konstrukcje drewniane, natomiast w uboższych krajach, gdzie stopa procentowa jest wyższa, konstrukcje drewniane będą ekonomiczniejsze od stalowych. Łatwo stąd zrozumieć, że nacisk gospodarczy w kierunku postępu i unowocześnienia techniki będzie tym wyższy,

im niższa będzie stopa procentowa. W ten sposób przytoczony przykład potwierdza tezę, sformułowaną w poprzedniej części rozważań.

Mierniki efektywności inwestycji w ustroju socjalistycznym

Ustrój socjalistyczny odrzuca zasadę oprocentowania kapitału, która jest jedną z najistotniejszych podstaw ustroju kapitalistycznego. Praktyka wykazała, że utworzona w ten sposób luka w sprawie rozumowania w dziedzinie powiązań techniki z gospodarką niełatwo może być zastąpiona innymi kryteriami, zaś różne ad hoc tworzone teorie nie dają wyczerpującej odpowiedzi na podstawowe pytania i mogą doprowadzić do poważnych błędów w planowaniu. W intencji unormowania tych spraw zostały w marcu rb. opracowane przez PKPG tzw. „Ramowe wytyczne badań ekonomicznej efektywności inwestycji”.

Jeśli chodzi o rozpatrywaną sprawę, tzn. określenie mierników efektywności inwestycji, omawiane „Wytyczne” podają na ten temat dwa wskazania (cytuje prawie dosłownie z tzw. III redakcji projektu wytycznych, jedynie zmieniając litery we wzorach, zgodnie z oznaczeniami przyjętymi w niniejszej pracy).

1) na str. 15/16. „Pierwsza forma rachunku ekonomicznej efektywności różnych rozwiązań inwestycyjnych jest następująca:

$$k = \frac{I + n \cdot R}{\Sigma p} \quad [8]$$

gdzie k = wskaźnik efektywności,

Σp = suma produkcji w czasookresie n lat,

I = nakłady inwestycyjne,

R = koszty eksploatacji (roczne),

n = czasokres użytkowania inwestycji.

W rachunku tym koszty eksploatacyjne (R) obejmują: koszty osobowe, koszty materiałowe oraz koszty kapitalnych remontów, nie obejmują natomiast amortyzacji. Czasokres użytkowania inwestycji (n), dla którego przeprowadzony jest rachunek ekonomicznej efektywności, jest to okres możliwej technicznie i uzasadnionej ekonomicznie eksploatacji.

W powyższej formie rachunku ekonomicznej efektywności inwestycji wyrażona jest tzw. efektywność globalna. W rachunku tym bardziej korzystne jest rozwiązanie, w którym wskaźnik k jest mniejszy.

2) str. 16—18. „Druga forma rachunku ekonomicznej efektywności inwestycji jest następująca (jeśli obniżkę kosztów eksploatacyjnych osiągnąć można wyłącznie przez zwiększenie nakładów inwestycyjnych na jednostkę produkcji):

$$m = \frac{I_1 - I_2}{E_1 - E_2} \quad [9]$$

gdzie: I_1 i E_1 — odpowiednio nakłady inwestycyjne i roczne koszty eksploatacyjne rozwiązania, stanowiącego bazę porównawczą,

I_2 i E_2 — odpowiednio nakłady inwestycyjne i roczne koszty eksploatacyjne rozpatrywanego wariantu.

Wskaźnik m oznacza tzw. okres opłacalności, tj. okres, w ciągu którego uzyskana oszczędność w kosztach własnych pokryje wyłożone nakłady inwestycyjne.

W powyższej formie rachunku ekonomicznej efektywności wyrażona jest tzw. efektywność bieżąca.

Przy badaniu ekonomicznej efektywności inwestycji należy w zasadzie stosować obie wymienione wyżej formy rachunku ekonomicznej efektywności, tzn. rozpatrywać poszczególne rozwiązania, zarówno z punktu widzenia efektywności globalnej jak i z punktu widzenia efektywności bieżącej. Jeśli ocena rozwiązań inwestycyjnego na podstawie tych rachunków daje różne wyniki (tzn. że np. rozwiązanie jest bardziej korzystne w porównaniu z innymi pod względem wskaźnika efektywności globalnej a przy tym posiada znacznie gorsze wskaźniki efektywności bieżącej), wówczas należy się oprzeć na granicznym wskaźniku efektywności bieżącej, ustalonym dla danej dziedziny.

Na okres obecnego planu 5-letniego wskaźniki te, wyrażone w okresie opłacalności, nie powinny w zasadzie przekraczać:

a) dla częściowej modernizacji i innych drobnych inwestycji —

2 do 3 lat.

b) dla większych inwestycji — 5 lat.

Fakt, że obie formy rachunku ekonomicznej efektywności inwestycji mogą dawać różne rezultaty jest w cytowanych „Wytocznych” podkreślony. Jednak nie zauważono (czy to rozmyślnie czy przypadkowo), że obie formy przeważnie muszą dawać rezultaty, całkowicie ze sobą sprzeczne. Przekonywa nas o tym krótka analiza wzorów (8) i (9).

Wzór (8), jeśli podzielić w nim licznik i mianownik przez ilość lat n , sprowadza się po prostu do „kapitalistycznego” wzoru (3), z tą jedynie zmianą, że opuszczony w nim jest środkowy człon, ujmujący oprocentowanie kapitału; inaczej mówiąc, jest ta forma identyczna ze wzorem (3), jednak przy założeniu, że oprocentowanie kapitału $\varphi = 0$.

Natomiast wzór (9) jest identyczny ze wzorem (7), który jest tylko formalną przeróbką wzoru (3). Postulat, aby graniczny okres opłacalności nie przekraczał 5 lat jest równoznaczny ze stosowaniem wzoru (3), jednak przy założeniu, że oprocentowanie kapitału ma wynosić co najmniej 1/5 czyli 20%.

Ponieważ udowodniliśmy poprzednio, jak podstawowe znaczenie dla rozwoju techniki i postępu technicznego posiada istniejąca w ustroju kapitalistycznym stopa procentowa, przeto widzimy wyraźnie, do czego muszą doprowadzić oba wzory: pierwszy do postępu, drugi do zacofania technicznego. Fakt ten zilustrujemy bardzo prosto na cytowanym już przykładzie wyboru wariantowych rozwiązań mostu (stalowego i drewnianego):

a) Efektywność globalna (roczne koszty amortyzacji + ruchu):

$$k_1 = \frac{60}{60} + 0,3 = 1,3 \text{ miln. zł dla mostu stalowego,}$$

$$k_2 = \frac{30}{10} + 0,7 = 3,7 \text{ miln. zł dla mostu drewnianego.}$$

Według tego miernika rozwiązanie z mostem stalowym jest efektywniejsze od mostu drewnianego.

b) Efektywność bieżąca (okres opłacalności, w ciągu którego uzyskana oszczędność w kosztach rocznych pokryje różnicę nakładów inwestycyjnych mostu stalowego w porównaniu z drewnianym):

$$m = \frac{60 - 30}{3,7 - 1,3} = \frac{30}{2,4} = 12,5 \text{ lat}$$

Przy założeniu generalnym dla wszystkich inwestycji, że okres ten nie powinien przekraczać 5 lat, okazuje się, że należy budować most drewniany zamiast stalowego.

Przytoczony przykład pokazuje bardzo wyraźnie, do jak sprzecznych (merytorycznie i ideowo) wniosków doprowadzić musi równoległe stosowanie obu wzorów. Nawiasowo trzeba dodać, że wzór (9) podaliśmy w formie — jak nam się wydaje — poprawniejszej niż to jest zrobione w „Wytocznych”. Tam bowiem koszty eksploatacyjne (w mianowniku), zgodnie z literaturą tekstu, powinny być przyjmowane bez kosztów amortyzacji. Wtedy okres opłacalności m byłby jeszcze dłuższy i wyniósłby

$$m = \frac{60 - 30}{0,7 - 0,3} = \frac{30}{0,4} = 75 \text{ lat (III)}$$

i oczywiście tym bezwzględniej przemawiałby w danym razie za wariantem mostu drewnianego.

Można się spierać, czy przykład inwestycji mostowej został słusznie przez autora wybrany. Oczywiście można by bez trudu podać jakiś inny przykład zakładu produkcyjnego, który równie wyraźnie naświetliłby całe zagadnienie. Jednakże wydaje się, że wybrany przykład może być uznany za interesujący, dzięki swojej specyficznej symbolice, która zawiera się w dwóch słowach: drewno i stal. O to właśnie toczy się walka — czy mamy budować gospodarkę Polski w oparciu o postępową i nowoczesną technikę, czy też mamy pozostać przy technice staroświeckiej.

Widzieliśmy już wyżej, że układ cen jednostkowych jest w Polsce niekorzystny dla postępu technicznego. Jeżeli ponadto w rachunkach, dotyczących badań ekonomicznej efektywności inwestycji, dopuścimy do ujęć metodologicznych, które przez automatyzm obliczeń poprowadzą nas w tym samym kierunku, to nie mamy się co lękać, że uzyskamy rychłą poprawę stosunków gospo-

darczych i technikę naszą rozwiniemy. Próba podjęta w „Wytocznych” zdyskryminowania postępowego rachunku efektywności globalnej i uznania jako jedynie słusznego wskaźnika efektywności bieżącej musi być przez polski świat techniczny bezwzględnie potępiona. Trzeba zdać sobie jasno sprawę, że jej konsekwentne stosowanie sprowadziłoby z powrotem Polskę murowaną do Polski drewnianej, obaliłoby całą mechanizację budownictwa i mechanizację rolnictwa, doprowadziłoby do powrotu konia fizycznego na miejsce konia mechanicznego.

Do jakich skutków prowadzi stosowanie wskaźnika efektywności bieżącej, okażemy na przykładzie sporów, jakie od lat toczą się u nas na temat energetyki wodnej.

Ekonomika energetyki wodnej w Polsce

Istnieją dziedziny inwestycji, w których dostateczną podstawą do podjęcia działalności jest konieczność produkowania pewnych dóbr lub usług, mogących być wytwarzanymi tylko w jakiś jeden, określony sposób. W tych warunkach decyzja wykonania oraz określenie podstawowych parametrów inwestycji jest rzeczą stosunkowo prostą, zaś rozpatrywane w projektach warianty różnią się przeważnie tylko szczegółami. Tak będzie np. z mostem, który może być drewniany, stalowy, betonowy lub żelbetonowy, ale zawsze pozostanie mostem o określonej klasie obciążenia i określonej jezdni.

Jednakże istnieją inne dziedziny działalności, gdzie uzyskanie tych samych dóbr lub usług może być rozwiązane różnymi sposobami. Na przykład komunikacja między miastem i osiedlem podmiejskim, która może być rozwiązana koleją, tramwajem, trolejbussem lub autobusem — w tego rodzaju przypadkach należy zbadać wszystkie warianty rozwiązania i wybrać wariant najbardziej ekonomiczny.

W dziedzinie energetyki wodnej, gdy projektuje się jakąkolwiek siłownię, zawsze można postawić pytanie, czy nie byłoby rzeczą właściwszą wybudować elektrownię cieplną zamiast wodnej, a to tym więcej, że jednostkowe natężenie 1 kW mocy instalowanej są w elektrowniach cieplnych znacznie niższe niż w wodnych. Różnica ta jest z kolei pokrywana znacznymi oszczędnościami w kosztach eksploatacyjnych siłowni wodnych i ostateczny efekt porównania jest uzależniony (jak to udowodniliśmy wyżej) od relacji cen jednostkowych, a ponadto, w ustroju kapitalistycznym — od wysokości stopy procentowej. Jest rzeczą jasną, że w miarę ogólnego postępu, zarówno zmiany relacji cen, jak i obniżka oprocentowania kapitału czynią w walce konkurencyjnej elektrownie wodne coraz bardziej efektywnymi w stosunku do cieplnych i tym można wytłumaczyć okoliczność, że rozwój energetyki wodnej idzie szybciej niż cieplnej i to zarówno w krajach kapitalistycznych, jak i w ZSRR oraz w krajach demokracji ludowej.

W ZSRR przyjęta jest dla oceny ekonomicznej efektywności elektrowni wodnych tzw. metoda Kukiela-Krajewskiego, w której określa się okres opłacalności w identyczny sposób, jak w podanych w „Wytocznych” PKPG wskaźnikach efektywności bieżącej, tzn.:

$$m = \frac{I_u - I_c}{E_c - E_u}$$

gdzie literami I i E oznaczone są koszty inwestycyjne i roczne koszty eksploatacyjne, zaś indeksami w i c odpowiednio elektrownie wodne i cieplne. Jednakże graniczne wartości czasokresu opłacalności określone są w ZSRR zupełnie inaczej niż to sugerują „Wytoczne”, a mianowicie:

- $m \leq 15$ — elektrownie wodne bardzo opłacalne.
- $15 < m \leq 20$ — opłacalność średnia.
- $20 < m \leq 25$ — opłacalność wątpliwa.
- $m > 25$ — elektrownie wodne nieopłacalne.

Zwracamy uwagę, że tak przyjęte okresy opłacalności granicznej są — w przeliczeniu na oprocentowanie kapitału — odpowiednikiem stopy procentowej, wahającej się w granicach od 4% ($m = 25$) do 6,7% ($m = 15$), a więc są zgodne lub niewiele różniące się od warunków, panujących w większości krajów kapitalistycznych.

Energetyka polska przyjęła ten sam sposób badania ekonomicznej efektywności inwestycji wodno-energetycznych, jednakże przez długie lata nie dawała przekonania o celowości rozbudowy siłowni wodnych w naszym kraju. W argumentach, dyskryminu-

jących znaczenie energetyki wodnej przez długi czas była na pierwszym miejscu wykorzystywana nieprawdopodobnie niska cena węgla (30 zł/t). Gdy po licznych starciach i sporach cenę tę obalono — a stało się to dopiero stosunkowo niedawno — nieoczekiwanie znalazła energetyka ciepła sprzymierzeńca w PKPG, gdyż „Wytyczne” postulują zupełnie wyraźnie obniżenie okresu opłacalności K u k i e l - K r a j e w s k i e g o do co najmniej 5 lat, a więc 3-krotnie niżej, niż przewidują normy radzieckie dla elektrowni wodnych, ocenionych jako „bardzo opłacalne”.

Do czego te wszystkie przeliczenia mogą doprowadzić, przedstawimy na poniższym przykładzie liczbowym, potraktowanym zresztą zupełnie schematycznie.

Projektujemy elektrownię wodną przepływową o mocy 100 MW (duża elektrownia na dolnej Wiśle) i rocznej produkcji 500 GWh, czas użytkowania mocy instalowanej $T = 5000$ godzin.

Koszt inwestycyjny elektrowni około 8.000 zł/kW — $I_w = 800$ miln. zł

Okres amortyzacji 40 lat, rata amortyzacyjna $A = \frac{800}{40} = 20$ „ „

Koszty ruchu: obsługa 100 osób $\times 20$ tys. zł/rok = 2 „ „

Remonty około 1% od kosztu inwestycji = 8 „ „

Razem roczne koszty eksploatacyjne $E_w = 30$ miln. zł

Elektrownię tę porównujemy z elektrownią cieplną, o takiej samej mocy i produkcji oraz przeciętnym zużyciu węgla 0,5 kg/kWh, tj. 250.000 t/rok.

Koszt inwestycyjny elektrowni 3.000 zł/kW — $I_c = 300$ miln. zł

Okres amortyzacji 20 lat, roczna rata amort. $A = \frac{300}{20} = 15$ „ „

Koszty ruchu: obsługa 250 osób $\times 20$ tys. zł/rok = 5 „ „

Remonty 3% od kosztu inwestycji = 9 „ „

Koszty paliwa 250 tys. t $\times 30$ zł/t = 7,5 „ „

Razem roczne koszty eksploatacyjne $E_c = 36,5$ miln. zł

Przy założeniu, że cena węgla = 30 zł/t otrzymamy okres opłacalności:

$$m = \frac{800 - 300}{36,5 - 30} = \frac{500}{6,5} = \text{ok. } 77 \text{ lat}$$

a więc oczywiście elektrownia wodna byłaby nieopłacalna, gdyby przyjęta cena węgla była istotnie realna.

Jeśli umowną cenę podnieść do 100 zł/t (jak już dziś energetyka godzi się przyjmować w kalkulacjach), to koszt paliwa wzrósłby do 25 miln. zł/rok, zaś roczne koszty eksploatacyjne podniosłyby się do wartości $E_c = 54$ miln. zł. Przy tym założeniu okres opłacalności skróciłby się do

$$m = \frac{800 - 300}{54 - 30} = \frac{500}{24} = \text{ok. } 21 \text{ lat}$$

a więc byłby mniej więcej na granicy norm radzieckich.

Dr KAREL RŮŽICKA

Wykłady „gospodarki wodnej” na wyższych uczelniach w Czechosłowacji

Na temat programu wykładów z przedmiotu „gospodarka wodna” na naszych wyższych uczelniach czasopismo zdołało — w okresie ostatniego I¹/₂ roku — zamieścić kilka wypowiedzi (Lambor, Tuszek, Mikulski, Dziewoński, Kajanowicz), które uważamy jako rozpoczęcie dyskusji. Obecnie, na zaproszenie redakcji, dr Karel Růžicka, sekretarz Komitetu Rządowego CSR dla spraw Rolnictwa, Leśnictwa i Wody, nadesłał krótką wypowiedź, dotyczącą wykładów „gospodarki wodnej” na wyższych uczelniach w Czechosłowacji, którą poniżej zamieszczamy, tym chętniej, że naświetla ona zagadnienie gospodarowania wodą od strony ekonomicznej. Należy przy tym zauważyć, że nasi Koledzy w Czechosłowacji zajmują się ekologią gospodarki wodnej już od kilku lat, podczas gdy my w Polsce dopiero niedawno rozpoczęliśmy analizować to zagadnienie.

REDAKCJA

Przez długie lata, bo gdzieś od 1900 r. aż do 1950 r., stosunek pomiędzy teorią a praktyką w zakresie gospodarki wodnej był następujący: studiujący budownictwo inżynierskie w zakresie gospodarki wodnej na wyższych szkołach technicznych w Pradze, Brnie i w Bratysławie uczyli się podczas studiów teorii budowy z zakresu: wodociągów, melioracji, regulacji rzek, przegród, urządzeń żeglugowych, zabudowy potoków górskich, stawów rybnych, ujęć źródeł mineralnych i termicznych, kąpielisk, jazów itp. Eko-

Jeśli cenę umowną węgla podnieść do 200 zł/t, co wydaje się minimalną rozsądną wartością w porównaniu z cenami węgla w handlu wewnętrznym, to koszt paliwa wzrósłby do 50 miln. zł zaś roczne koszty eksploatacyjne siłowni cieplnej do wartości 79 miln. zł. Przy tym założeniu okres opłacalności zredukowałby się b. znacznie do

$$m = \frac{800 - 300}{79 - 30} = \frac{500}{49} = 10,2 \text{ lat}$$

i projektowana elektrownia wodna byłaby „bardzo opłacalna” wg norm radzieckich. Niestety, według projektu wytycznych, które żądają okresu opłacalności co najmniej 5 lat, jeszcze i ta elektrownia byłaby w Polsce (i tylko w Polsce!) nieopłacalna, mimo że koszt własny wytworzenia 1 kWh (wskaźnik efektywności globalnej) wynosiłby:

dla elektrowni cieplnej

$$\frac{79}{500} = 15,8 \text{ gr/kWh}$$

zaś dla wodnej

$$\frac{30}{500} = 6,0 \text{ gr/kWh}$$

a więc energia wodna byłaby przeszło 2¹/₂ raza tańsza.

Zakończenie

W artykule, który przedstawiam Czytelnikom „Gospodarki Wodnej”, pragnąłem unaocznic i uzasadnić ogólne tezy wskazujące, jakie są powiązania techniki z ekonomiką i wzajemne wpływy obu tych czynników na siebie. W przykładach liczbowych pragnąłem zobrazować te wpływy ukazując jak żonglerka cenami i zasadami ekonomicznymi może wpłynąć na poziom techniki i stać się bądź sprzymierzeńcem techniki postępowej, bądź jej wrogiem.

Smutny obraz sytuacji, jaki w tej mierze istnieje w Polsce skłania mnie do wystąpienia publicznego. Liczę, że znajdę zrozumienie wśród Kolegów, którym drogi jest rozwój naszej Ojczyzny i którzy widzą, ile błędów popełnia się u nas w dyskryminacji gospodarki wodnej, ukazanej na przykładzie wodnej energetyki.

Pragnąłbym, aby Koledzy ekonomiści, o ile przeczytają te wywody, wybaczyli pewne nieścisłości formalne, o ile nieścisłości takie w moich wywodach znajdują. Nie będąc ekonomistą, lecz inżynierem, używam może niekiedy terminów niezupełnie fortunnie dobranych. Uważam tę sprawę za drugorzędną, natomiast jako rzecz zasadniczą traktuję ogólną ideę wywodów, która wydaje mi się bezsporna. Pragnę, aby wszyscy Czytelnicy ją zrozumieli nie jako wyraz zawodowej obrony działu techniki, w którym pracują, lecz jako rzetelny wyraz troski o naszą przyszłość, którą chcielibyśmy widzieć lepszą od teraźniejszości.

nomiki z zakresu odpowiednich dziedzin gospodarki wodnej w ogóle nie wykładano.

Po skończeniu studiów każdy inżynier wodny wybierał w praktyce jedną dyscyplinę i w niej się specjalizował. Tu, dopiero z biegiem czasu, ten specjalizowany technik zyskiwał powoli — bardzo powoli — pewne doświadczenie i znajomość strony ekonomicznej zagadnienia, ale tylko w zakresie swej specjalności, np. w zakresie wodociągów, stawów rybnych itp. Toteż każdy z tych

techników przez całe lata popełniał większe lub mniejsze błędy o charakterze ekonomicznym. Uważaliśmy się wszyscy za specjalistów z dziedziny gospodarki wodnej, ale właściwie byliśmy tylko hydrotechnikami i dopiero po długoletniej działalności zaczęliśmy spostrzegać ekonomikę.

Dlatego też posiadamy w naszym kraju z poprzedniego okresu tyle pięknych, dobrze pod względem technicznym (statycznym) obliczonych budowli wodnych, ale źle zlokalizowanych i źle spełniających swe zadania. Wszystkie zapory wzniesione w Czechosłowacji od 1897 r. do 1950 r. są wprawdzie pod względem techniczno-budowlanym bardzo dobre, ale mało która spełnia dobrze zadania ekonomiczne w odpowiedniej gałęzi gospodarki wodnej. Podobnie przedstawia się sprawa z budownictwem z zakresu dróg wodnych, melioracji, a nawet wodociągów itd.

Do tego doszła dalsza trudność, a mianowicie poszczególne dziedziny gospodarki wodnej były kierowane pod względem gospodarczym i zarządzane przez różne liczne instytucje. Nie było koordynacji — wodociągi budował i utrzymywał jeden urząd, regulacje rzek inny, melioracje znowu inny itd. Każdy z urzędów kierował się własnymi kryteriami i miał swoje odrębne stanowisko.

W wyniku braku ustalonych poglądów ekonomicznych i braku koordynacji najgorzej była prowadzona regulacja cieków. Od strony obliczeń technicznych, projektu i budowy, regulacje ich były ogólnie wykonywane dobrze i oszczędnie; ograniczały wylewy wielkich wód. Jednak całkowity efekt regulacji rzek w większej części Czechosłowacji jest groźny: rzeki nasze zostały przez to skrócone o jedną trzecią długości, odprowadzając w sposób przyspieszony miliardy m³ wody z terenu. Dawniej wody zalewowe infiltrowały do dolnych pokładów, obecnie w dobie suszy i minimalnych letnich przepływów bardzo nam tych wód brak. Naszych inżynierów, którzy w ten sposób gospodarowali wodami płynącymi, nie należy winić, dlatego że ich nikt nie uczył o tym, iż:

- wodą należy gospodarować kompleksowo, jeśli idzie o wodociągi, melioracje, ciek i inne zagadnienia,
- nie mniej ważna dla gospodarowania wodą niż technika wodna, jest ekonomika gospodarki wodnej.

Podobne stosunki i podobne błędy miały miejsce w Niemczech, Francji, Włoszech, Szwajcarii i w Polsce.

W 1948 r. zrobiono u nas pierwszy krok w kierunku naprawy tej sytuacji: przystąpiono do opracowania „Państwowego planu gospodarki wodnej w Czechosłowacji” (szczegółowym zbiegiem okoliczności byłem wnioskodawcą tej akcji i mnie zostało powierzone prowadzenie tej pracy). System naszego planu gospodarki wodnej polega właśnie na tym, że do wody podchodzi się jako do surowca; gospodarkę jej w rzekach, w glebie, pod ziemią i w powietrzu należy koordynować, a to w zakresie zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu, czystości wód, nawodnień i odwodnień, hydroenergetyki, żegluga, gospodarki wodą w stawach, zbiornikach, przegrodach itd.

W 1951 r. został powołany Centralny Urząd Gospodarki Wodnej, w którym nastąpiło skupienie większości dziedzin gospodarki wodnej naszego kraju.

Te dwa kroki znamionują radykalną poprawę stosunków w dziedzinie gospodarki wodnej, jeśli chodzi o koordynację jej poszczególnych dziedzin.

W 1951 r. doszło w końcu do trzeciego kroku, który uważam za nie mniej ważny niż dwa poprzednie: Ministerstwo Szkolnictwa wprowadziło wykłady „gospodarki wodnej” na wyższych szkołach technicznych w Pradze, Brnie i Bratysławie. Są one wspólne dla wszystkich trzech specjalizacji: hydrotechniki, inżynierii sanitarnej i melioracji. Wykłady w Pradze powierzono mnie, w Brnie prof. dr inż. W. Bezďickowi; stan ten trwa do chwili obecnej.

Wykłady „gospodarki wodnej” są prowadzone na piątym roku 3 godziny tygodniowo. Musiałem opracować właściwe skrypty, dlatego, że nie było żadnych wzorów ani u nas, ani za granicą. W wykładach tych wyeliminowano tematykę o charakterze technicznym, a główną uwagę poświęcono ekonomicznej. Główną tematyką wykładów są:

- o wodzie ogólnie,
- elementy gospodarki wodnej,
- problematyka gospodarki wodnej w CSR,
- bilanse wodno-gospodarcze, regionalne i krajowe,
- opady, parowanie i odpływy,
- zaopatrzenie przemysłu i ludności w wodę,
- ścieki i czystość wód,
- balneologia, kapieliska źródła mineralne,
- regulacja rzek,
- uzęglownienie rzek,

- hydroenergetyka,
- gospodarka stawowa i rybactwo,
- hydrologia lasów,
- gospodarka wodna w rolnictwie,
- erozja wodna,
- zapory i zbiorniki,
- przekształcenie przyrody za granicą i „akcja ZILV” (Rolnictwo — Leśnictwo — Woda) w CSR,
- historia gospodarki wodnej na świecie i w CSR,

Do pobocznej tematyki należy:

- przegląd sieci wodnej w CSR,
- znaczenie gospodarczo-wodne lasów pierwotnych i rezerwatów,
- gospodarka wiklina,
- torfowiska,
- zraszanie,
- plan gospodarki wodnej w CSR,
- doświadczenia z historii gospodarki wodnej,
- kartografia w gospodarce wodnej,
- projekty wielkich budowli gospodarki wodnej na świecie.

O tym, że wprowadzone u nas wykłady „gospodarki wodnej” przyniosły wiele korzyści, nie ma najmniejszej wątpliwości. Studenti piątego roku, którzy kończą studia i obejmują pracę zapoznają się w odpowiednim czasie z ekonomiką gospodarki wodnej, co jest niezbędnym uzupełnieniem ich uprzednich studiów techniczno-budowlanych. Słuchacze są zaznajamiani ze znaczeniem wykonywanego przez nich zawodu w zakresie pracy na budowach, w instytucjach badawczych, biurach projektowych, głównych urzędach i instytucjach planowania, jak też w placówkach wojewódzkich, powiatowych i miejskich. Jeszcze przed objęciem czynności uzyskują oni uwagi odnośnie błędów, których muszą się wystrzegać. O trudnościach które ich czekają, o źródłach i wartościach materiałów, których będą potrzebować i szukać.

Każdy specjalista z dziedziny gospodarki wodnej w Czechosłowacji, chociaż specjalizuje się w jednym z zawodów, musi mieć pewien minimalny pogląd na wszystkie dziedziny gospodarki wodnej i musi znać aspekt ekonomiczny, z którego będzie inaczej podchodził do swego specjalistycznego zawodu, niżby to miało miejsce bez tych wiadomości. To chcieliśmy podkreślić. W nowej dobie, gdy dialektyka i wzajemna współzależność wszystkich problemów gospodarki wodnej jest bardziej ścisła niż dawniej, nie możemy mieć dobrego hydroenergetyka, który nie wie nic o wodociągach, dobrego specjalisty z dziedziny dróg wodnych, który nie wie o hydroenergetyce, dobrego melioranta, który nie wie o czystości wód itp.; tak jak to było do 1951 r. Mało dziś jest wart inżynier, który umie wybudować dobrą zapórę, ale nie umie jej właściwie zlokalizować i dobrze gospodarować zbiornikiem dla potrzeb zaopatrzenia w wodę produkcji, wykorzystania energii, ochrony przeciwpowodziowej, dla celów retencyjnych, itd. dla potrzeb całego regionu. Dla tych celów omawiane wykłady „gospodarki wodnej” są nieocenionym krokiem naprzód.

Świadczy o tym także i to zjawisko, że cały szereg młodych studentów, którzy przed 3 — 4 laty słuchali wykładów „gospodarki wodnej”, piastuje już dzisiaj odpowiedzialne stanowiska.

Nasze państwo idzie dzisiaj jeszcze dalej: poznaliśmy, że dialektyka i kompleksowość jest dzisiaj ścisła nie tylko pomiędzy poszczególnymi dziedzinami gospodarki wodnej, ale nawet w zakresie całych sektorów gospodarczych: „rolnictwa”, „leśnictwa”, „gospodarki wodnej”.

Dlatego też dziś przystępujemy do koordynacji badań, planowania i inwestowania w kompleksie wszystkich trzech główniejszych sektorów. Żąda tego nasz mały obszar, gdzie w wielu miejscach (a może nawet wszędzie) występują intensywnie sprzeczne problemy reżimu wodnego, rolnictwa, leśnictwa, przemysłu, służby zdrowia. Dlatego został powołany u nas oddzielny Rządowy Komitet ZILV (Zemedelství, Lesy Voda — Rolnictwo, Leśnictwo, Woda) dla spełnienia wspomnianych zadań koordynacyjnych. (Jestem jego sekretarzem i przedstawicielem gospodarki wodnej).

Ponieważ byłem proszony przez polskich przyjaciół o zdanie pozwalał je sobie podać sądzę, że na ziemiach polskich o całkowicie podobnych stosunkach geomorfologicznych, hydrologicznych, klimatycznych, gospodarczych i politycznych, jak i u nas, byłoby jak najbardziej pożyteczne wprowadzenie na politechnikach i wyższych szkołach wykładów „gospodarki wodnej” o wyrażnie ekonomicznym kierunku.

Na życzenie jestem gotów przekazać do Waszej dyspozycji dotychczasowe doświadczenia z wykładów i ze studiów, jak też i własną publikację „Gospodarka wodna”, która wyszła jako

skrypt w 1954 r. W tym roku wydanie drukiem moja książka o tym samym tytule. Ponieważ jest pierwszą na świecie próbą publikacji, obejmującą cały szeroki wachlarz gospodarki wodnej, pewnie nie będzie doskonała. Ta publikacja jest przeznaczona głównie dla potrzeb słuchaczy wyższych uczelni.

DR STANISŁAW ROKITA

Perspektywy gospodarki wodnej krakowskiego okręgu przemysłowego

(Z Biura Planów Regionalnych. Pracownia w Krakowie)

Zasadnicze przemiany, jakim podlega struktura gospodarcza Polski, w toku realizacji wieloletnich planów gospodarczych, coraz wyraźniej uzasadniają potrzebę sformułowania zasadniczych kierunków rozwoju gospodarczego całego kraju i poszczególnych jego części w planach perspektywicznych. Szczególnie wyraźnie zaznacza się ta potrzeba w zakresie gospodarki wodnej. Długie okresy amortyzacji budowli hydrotechnicznych i daleko idące zmiany reżimu wodnego przez nie wywoływane powodują konieczność kompleksowego ich wiązania z całym szeregiem zadań gospodarczych w innych dziedzinach. Powiązanie tych elementów, jak wskazuje prof. L a m b o r [1], jest zadaniem planowania przestrzennego.

Szereg artykułów zamieszczonych ostatnio w „Gospodarcze Wodnej” poświęcony jest zagadnieniom gospodarki wodnej w planowaniu przestrzennym. Artykuł mgra Wo sie ka [2] nawiązuje do znaczenia planów regionalnych dla opracowania perspektywicznych bilansów wodnych. Pierwszym terenem, gdzie podjęto systematyczne opracowanie zagadnień gospodarki wodnej na tle zadań określonych w planie regionalnym jest Górnośląski Okręg Przemysłowy. Zagadnienia te omawiane są w cyklu artykułów, zainicjowanym przez prof. Z a c z y Ń s k i e g o [3].

Celem niniejszego artykułu jest naświetlenie zagadnień gospodarki wodnej na innym terenie, objętym również opracowaniem planu regionalnego. Jest to środkowo-zachodnia część województwa krakowskiego, zwana „Krakowskim Okręgiem Przemysłowym”. Jakkolwiek zbliżona pod względem charakteru gospodarczego do sąsiadującego z nią Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego, różni się od niego mniejszym, jak dotąd, uprzemysłowieniem i bardzo wydatnym, w stosunku do stanu istniejącego, wzrostem potrzeb w zakresie gospodarki wodnej. W przedstawieniu zagadnienia dostosowano się częściowo do metody przyjętej w artykułach inż. W i n t e r a i prof. Z a c z y Ń s k i e g o [4] dla umożliwienia porównania zagadnień występujących na obydwu terenach, co pozwoli niewątpliwie na wyciągnięcie szeregu interesujących wniosków.

Rozwinięcie problematyki gospodarki wodnej na tle planów regionalnych, podjęte na łamach czasopisma „Gospodarka Wodna”, pogłębi prowadzone obecnie prace w zakresie planowania regionalnego, zwracając na nie uwagę i wciągając do współpracy nad nimi specjalistów w zakresie gospodarki wodnej.

Teren krakowskiego okręgu przemysłowego o powierzchni 3250 km² obejmuje środkowo-zachodnią część województwa krakowskiego z miastem Krakowem. Wyróżnia się on od reszty terenów województwa krakowskiego koncentracją zakładów przemysłowych i silnym stosunkowo skupieniem ludności. Gęstość zaludnienia, która wynosiła w 1955 r. 300 mieszkańców/km², była tu dwukrotnie wyższa od gęstości zaludnienia całego województwa krakowskiego. Podstawę rozwoju gospodarczego okręgu stanowią złoża węgla kamiennego i rud metali nieżelaznych oraz rozwijający się w oparciu o te zasoby przemysł hutniczy i chemiczny.

Okręg krakowski położony jest w całości w dorzeczu Wisły, zasilanej na jego terenie prawobrzeżnymi dopływami Soły i Skawy oraz lewobrzeżnymi Przemszą, Rudawą, Białuchą, Dłubnią i Szreniawą. Mimo to, na terenie okręgu występują już obecnie trudności z zaopatrzenia w wodę ludności i przemysłu. Spowodowane są one z jednej strony wzrastającym bardzo szybko zapotrzebowaniem wody, z drugiej strony niemożnością wykorzystania wód Wisły na skutek znacznego jej zanieczyszczenia ściekami zakładów przemysłowych.

Zasoby wód w głębinach na terenie okręgu nie są duże. Jako źródło zaopatrzenia ludności i przemysłu, obok pochodzących z formacji karbońskich wód z kopalń węgla zużywanych prawie w całości na cele własne tych kopalń, mogą być brane pod uwagę wody, gromadzące się w rozciągającym się od Imielina do Alwernii rowie wśród utworów karbońskich, wypełnionych utworami triasowymi. Zasoby wodne tego zbiornika są jednak z natury rzeczy ograniczone, co narzuca konieczność oszczędności ich wykorzystania.

Na zakończenie życzę polskim Kolegom z dziedziny gospodarki wodnej jak najlepszych wyników w ich przedsięwzięciach i jestem przeświadczony, że szybko dojdziemy do koordynacji w zakresie gospodarki rolniczej, leśnej i wodnej na wielkich terenach naszych bratnich krajów: Węgier, Rumunii, Bułgarii i NRD.

Wobec ograniczonych zasobów wodnych regionu, zachodzi konieczność możliwie dokładnego zestawienia wzrostu zapotrzebowania wody i wskazania możliwości jego pokrycia.

Zapotrzebowanie wody dla ludności w 1970 r. obliczono, uwzględniając wzrost liczby ludności i zróżnicowanie potrzeb, zależnie od wielkości i charakteru poszczególnych miejscowości. Potrzeby te wahają się od 60 l/md w miejscowościach wiejskich do 130 l/md w miastach. Porównanie zapotrzebowania dla lat 1955 i 1970 przedstawiono w tabl. I.

TABLICA I

Rok	Zapotrzebowanie dobowe	
	przeciętne	maksymalne
1955	100	140
1970	170	240

Zapotrzebowanie przemysłu jest znacznie większe od zapotrzebowania ludności. W stosunku do przeciętnego zużycia wody przez ludność w 1955 r., które przyjęto jako 100%, zapotrzebowanie to w poszczególnych gałęziach przemysłu przedstawiono w tabl. II.

TABLICA II

Przemysł	Rok	
	1955	1970
Hutnictwo	670	850
Przemysł chemiczny	220	710
Energetyka	82	1300
Górnictwo węglowe	77	194
Inne przemysły	81	146
R a z e m	1130	3 200

Łączne zapotrzebowanie wody dla ludności i przemysłu, w porównaniu z przeciętnym zużyciem wody przez ludność w 1955 r. przyjętym jako 100%, przedstawiają tabl. III i IV.

TABLICA III

Zapotrzebowanie przeciętne	Rok	
	1955	1970
Ludność	100	170
Przemysł	1130	3200
R a z e m	1230	3370

Zapotrzebowanie wody dla rolnictwa zwiększy się znacznie na skutek silnej intensyfikacji rolnictwa, zmierzającej do podniesienia poziomu gospodarki hodowlanej oraz rozszerzenia uprawy warzyw i sadownictwa. Intensyfikacja, oparta na odpowiednich

TABLICA IV

Zapotrzebowanie maksymalne	Rok	
	1955	1970
Ludność	140	240
Przemysł	1130	3200
Razem	1270	3440

zabiegach hydrotechnicznych i przeciwerozrywnych oraz nawodnieniach, przy wykorzystaniu ścieków miejskich, pociągnie za sobą wzrost zapotrzebowania wody w wysokości 47 mln m³ rocznie, wyrażający się przewidywanym zmniejszeniem odpływu w półroczu letnim o około 1,5 m³/s.

W zestawieniu potrzeb wodnych okręgu uwzględnia się również zapotrzebowanie żeglugi na będącej obecnie w realizacji drodze wodnej górnej Wisły.

Rozwiązanie zaopatrzenia w wodę krakowskiego okręgu przemysłowego liczyć się musi z poważnymi trudnościami, jakie wywołane będą zarówno szybkim wzrostem zapotrzebowania, jak też ograniczeniem zasobów wodnych tak pod względem ilościowym, jak pod względem jakościowym (zanieczyszczenie wód rzeki Wisły). Okres piętnastu lat (1956 — 1970), przyjęty dla zbilansowania potrzeb w planie regionalnym, jest okresem zbyt krótkim dla możliwości przeprowadzenia pełnej analizy celowości gospodarczej wielkich inwestycji wodnych, jakie niewątpliwie będą musiały w dalszej perspektywie zabezpieczyć zaopatrzenie w wodę okręgu krakowskiego. Rozwiązania takie mogą znaleźć swe uzasadnienie tylko na tle perspektywicznego, ogólnokrajowego planu gospodarki wodnej, opracowywanego przez Komitet Gospodarki Wodnej PAN.

W okresie do 1970 r. podstawowym zadaniem będzie rozbudowa wodociągów komunalnych i przemysłowych, które zabezpieczą pokrycie przedstawionych powyżej potrzeb. Istniejący i projektowany stan zaopatrzenia w wodę okręgu przedstawia tabl. V (w stosunku do przeciętnego zużycia wody przez ludność w 1955 r.).

INŻ. BOLESŁAW KRZYSZKOWSKI

Zagadnienia melioracyjne na Żuławach w świetle ekspertyzy tego terenu

(Artykuł dyskusyjny)

Zagadnieniem Żuław, delty Wisły, zainteresowały się najwyższe czynniki państwowe, wynikiem czego były badania komisyjne na miejscu, oraz zlecenie Biura Projektów Wodno-Melioracyjnych w Warszawie wykonania ekspertyzy tego terenu. Wydaje się, że jest rzeczą nie tylko pożyteczną, ale wprost nieodzowną poddać dyskusji zawartych w ekspertyzie stwierdzeń i wniosków.

Ekspertyza składa się z 9 opracowań napisanych przez 7 autorów, przeważnie specjalistów rolników; tylko jeden z nich jest melioratorem oraz jeden — leśnikiem. Niemniej nie ma ani jednego opracowania, które nie potraçałoby w mniejszym lub większym stopniu o problemy melioracyjne, co jest zrozumiałe, gdyż jakiegokolwiek użytkowanie Żuław bez odpowiednich zabiegów melioracyjnych jest niemożliwe, a wszyscy autorzy kwalifikują obecny stan urządzeń jako nie gwarantujący należytego rozwoju rolnictwa na tym terenie.

Na bliższą uwagę zasługują opracowania dra Zawistowskiego i inż. Dubrowina. Pierwszy daje szeroką długiogółową koncepcję radykalnego polepszenia stosunków, drugi — konkretną propozycję robót melioracyjnych, mogącą stanowić założenia do planu 5-letniego.

Propozycje dra Zawistowskiego dadzą się w dużym streszczeniu ująć w następujących punktach:

- naprawienie popełnionego w przeszłości błędu, przez przywrócenie naturalnego ujścia Wisły do Zalewu Wiślanego;
- stosowanie zabiegów kolmatacyjnych, bądź podwyższania terenu przez refulowanie go wybagrowanymi namulami;
- stosowanie na wielką skalę nawodnienia powierzchniowego;
- zmiana wielkości polderów;
- ulepszenie systemu odwodniającego.

TABLICA V

Dostawca	Rok	
	1955	1970
Wodociągi komunalne	90	200
Wodociągi własne zakładów przemysłowych	1100	3150
Pobór indywidualny	40	20
Razem	1230	3370

Możliwość do zaprojektowanego rozwoju produkcji wody pitnej i przemysłowej na terenie okręgu uzależniona jest od dwu zasadniczych czynników:

1. wyrównania przepływów Wisły przez budowę zbiorników retencyjnych w górnej części dorzecza,

2. polepszenia jakości wód Wisły przez zmniejszenie zanieczyszczenia jej ściekami, a w szczególności ściekami przemysłowymi.

Postulat pierwszy nie budzi zasadniczo zastrzeżeń i wysuwany jest w wypowiedziach szeregu wybitnych znawców zagadnień wodnych. W świetle dotychczasowych studiów, realne jest osiągnięcie pojemności użytkowej zbiorników w dorzeczu Wisły powyżej Krakowa rzędu 360 mln. m³.

Realizacja drugiego postulatu wymaga szczegółowych badań techniczno-ekonomicznych. Powinna ona nastąpić w ciągu najbliższych piętnastu lat, gdyż w przeciwnym razie wystąpi potrzeba dostarczania poważnych ilości wody dla krakowskiego okręgu przemysłowego z poza jego terenów.

LITERATURA

1. Lambor J. — Z zagadnień planowania w gospodarce wodnej. Gospodarka Wodna nr 6/55.
2. Wośiek L. — Realne warunki planowania gospodarki wodnej w Polsce. Gospodarka Wodna nr 10/55.
3. Zaczynski E. — Zagadnienia gospodarki wodnej i ściekowej na terenie Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego. Gospodarka Wodna nr 2/55.
4. Winter E. i Zaczynski E. — Perspektywiczne potrzeby wodne Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego. Gospodarka Wodna nr 2/55 i nr 5/55.

Propozycje te są tak daleko idące, że mogą budzić poważne zastrzeżenia, ale trzeba stwierdzić, że są one słuszne. Najwięcej wątpliwości może budzić pkt. pierwszy, tj. zmiana obecnego ujścia Wisły wprost do morza pod Świbnem. Przy bliższym jednak zanalizowaniu tej sprawy, wystąpi w całej pełni racjonalność tej propozycji.

Jak wykazał dr Zawistowski i pozostali autorzy w swych opracowaniach, gleby Żuław tracą swą przyrodzoną żyzność i ulegają degradacji. Jest to skutek rabunkowej gospodarki człowieka, goniącego za doraźnymi zyskami, bez oglądania się na skutki w przyszłości. Zasadniczym złem było przerwanie naturalnego procesu glebotwórczego terenu delty, przez odcięcie za pomocą obwałowania wytworzonych w ten sposób polderów od dobroczynnych zalewów wodami wiślanymi, niosącymi żyzne namuły. Drugim złem było rabunkowe wytrzebiecie lasów, pokrywających, aż do połowy XIX wieku, duże połacie Żuław. Następnym ujemnym pociągnięciem było skierowanie wód wiślanych wprost do morza pod Świbnem i przerwanie procesu tworzenia się wtórnej delty na Zalewie Wiślanym. Wreszcie błędem ostatnich czasów było nagminne zamienianie użytków zielonych na pola orne.

O ile obwałowania musi się uznać za zło konieczne, bez czego nie tylko użytkowanie rolnicze Żuław i ich zasiedlenie w dawnych wiekach nie byłoby możliwe, ale i obecnie nie dadzą się one zupełnie zlikwidować, o tyle należy dążyć do naprawy pozostałych błędów. Pomijając inne, mające w mniejszym stopniu espekt melioracyjny, na pierwszy plan wysuwa się zlikwidowanie anomalii, jaką jest zupełne odcięcie terenu od Nogatu i Wisły, zrobienie z nich martwych arterii, nie biorących udziału ani

w nawodnieniu, ani w odwodnieniu i służących jedynie do żeglugi śródlądowej, która jednak jest reprezentowana w sposób bardzo anemiczny.

Marnotrawstwem nie do darowania jest wpuszczenie do morza milionów ton piasków i namulów, zamiast użyć ich do ulepszenia gleb żuławskich i budowy nowych terenów rolniczych. Jak trudna jest koncepcja dra Zawistowskiego, mimo swej śmiałości, wskazuje fakt, że z innej, nierolniczej, strony znajduje ona uzasadnienie. Wpuszczanie materiałów niesionych przez wody wiślane wprost do morza stanowi nie tylko stratę dla rolnictwa Żuław, ale przedmiot stałej troski, źródło dużych nieproduktywnych wydatków, oraz nierozwiązalny problem techniczny dla administracji Wisły. Niesione przez Wisłę piaski i namuły osadzające się w morzu, tworzą u ujścia ławicę, która tamuje spływ lodów (kry) uniemożliwia przeprowadzenie lodołamania, ułatwia tworzenie się zatorów lodowych, co może stać się przyczyną przerwania wałów wiślanych i katastrofy powodzi, o nieobliczalnych rozmiarach i skutkach. Stosowane dotychczas kosztowne środki techniczne, aby usunąć tę groźbę, nie dały trwałych wyników i problem ten jest dotychczas otwarty.

Wprowadzenie w życie propozycji dra Zawistowskiego, skierowania wód wiślanych przez Nogat i Wisłę Elbląską z powrotem do Zalewu Wiślanego byłoby dla administracji Wisły radykalnym rozwiązaniem, a rolnictwu dałoby poważne korzyści.

Niemniej godną uwagi jest propozycja dra Zawistowskiego stosowania na Żuławach na szeroką skalę namulań (kolmatacji) i wydźwignięcia w ten sposób stopniowo gruntów z depresji. Dałoby to poważną oszczędność przez odpadnięcie kosztów pompowania, które wynoszą do 4 miln. zł rocznie, ułatwiłoby uprawę i komunikację, oraz polepszyło wydatnie jakość gleby.

Nie ulega wątpliwości, że ta koncepcja, jaką przedstawił dr Zawistowski, nie będzie zrealizowana z dnia na dzień. Toteż opracowanie inż. Dubrowina, ujęcie ściśle po linii melioracyjnej, daje „koncepcję generalnego rozwiązania melioracji Żuław”, która przynajmniej częściowo może być zrealizowana w ciągu bieżącej 5-letki. Koncepcja ta streszcza się w trzech punktach:

- zabezpieczenie Żuław od powodzi;
- polepszenie odwodnienia tak pod względem technicznym, jak i ekonomicznym, przez komasację wielkiej ilości małych pol i teras, odwodnianie przez jedną stację pomp, traktując to jako meliorację podstawową, oraz danie poglądu na związaną z tym modernizację odwodnienia szczegółowego;
- znalezienie źródeł oraz podanie sposobu doprowadzenia wody dla nawodnień powierzchniowych, traktując to jako meliorację podstawową, oraz dane poglądu na nawodnienie szczegółowe.

Pierwszy problem swej koncepcji, tj. zabezpieczenie od powodzi, potraktował inż. Dubrowin fragmentarycznie (mimo jego wielkiej wagi), gdyż ograniczył się w rozpatrywaniu do terenu Żuław Gdańskich oraz rozważa tylko możliwość zalewów poszczególnych polderów wskutek sztormowego podniesienia wody w ciekach i gwałtownych spływów wielkich wód z przyległej zlewni, co oczywiście spowodowałoby poważne szkody. Nie wziął natomiast pod uwagę możliwości katastrofy, jaką byłoby przerwanie wałów wiślanych i zalanie całych lewo- lub prawobrzeżnych Żuław. Utrwaliło się wprawdzie przekonanie, że w wyniku inwestycji wykonanych w partii ujściowej Wisły w latach 1889 do 1915 tego rodzaju katastrofa nie może już mieć miejsca, co zdają się potwierdzać wypadki w 1945 r. Nie bierze się jednak pod uwagę, że stosunki od tego czasu uległy dużej zmianie. Wprawdzie obwałowanie Wisły wytrzyma każde podniesienie się stanu Wisły spowodowane napływem wody, ale nie ma tak silnych wałów, które mogłyby same przez się wytrzymać w każdym wypadku spiętrzenia wywołane zatorami lodowymi. Bezpieczeństwo przeciw przerwaniu wałów było dotychczas zapewnione przez to, że administracja Wisły nie dopuszczała do powstawania zatorów, wykonując bardzo skrupulatnie łamanie pokrywy lodowej na Wiśle. Dziś flotylla lodołamaczy jest zdekompletowana, a co najważniejsze, u ujścia Wisły narasta ławica, która w pewnej chwili może uniemożliwić akcję lodołamania, wskutek czego, przy zbiegu niepomyślnych okoliczności może utworzyć się zator lodowy, którego skutki byłyby katastrofalne, przede wszystkim dla Żuław. Jest zatem rzeczą nieodzowną, aby czynnik najwięcej zainteresowany w zapewnieniu bezpieczeństwa przeciwpowodziowego, a więc Państwowe Gospodarstwo Rolne czyniły intensywne starania, aby w najbliższym okresie sprawa absolutnego zabezpieczenia Żuław weszła w stadium realizacji. Administracja Wisły bowiem, w gestii której są te sprawy, nie mając bezpośredniego zainteresowania, nie przystąpi z własnej inicjatywy do tych prac.

Problem odwodnienia potraktował inż. Dubrowin najobszerniej, tak że dał gotowe koncepcje, mogące stano-

wić założenia planów na nadchodzące lata. W dużym skrócie przedstawiają się te propozycje następująco:

- Żuławy Gdańskie. Odwodnić grawitacyjnie cały teren, który posiada ku temu warunki. Zlikwidować małe poldery i odwodniające je pompownie, a stworzyć na Żuławach Gdańskich tylko dwa poldery (zachodni i wschodni), odwodniane przez dwie lub nawet jedną dużą stację pomp, z zachowaniem jednej z dotychczasowych małych stacji, jako pomocniczej. W ten sposób zmniejszą się koszty pompowania przeszło trzykrotnie. Bieg głównych kanałów odwodniających pozostałby zasadniczo nie zmieniony, z wyjątkiem lokalnych korekcyj, tylko musiałyby one ulec pogłębieniu, szczególnie w partiach ujściowych. Sieć rowów osączających musi być rzadsza, aby umożliwić uprawę mechaniczną. W związku z powyższym, przeważna część wałów może ulec zlikwidowaniu.
- Żuławy Wielkie. Tu powyżej opisana reforma odwodnienia została już w zasadzie dokonana, gdyż większość obszaru odwodniają duże stacje pomp w Chłodniewie i Granicznej (Osłonce) z pomyślnym wynikiem. Pozostaje tylko zlikwidowanie w ciągu najbliższej pięcioletki 3 małych pompowni i podłączenie odwodnianych polderów do stacji w Chłodniewie i Granicznej. W związku z tym, główne kanały odwodniające muszą ulec odpowiedniej przebudowie i pogłębieniu, jak również należy ulepszyć sieć rowów osączających nadając im racjonalne kierunki i zmniejszając ich gęstość.
- Żuławy Elbląskie. Wymagają, podobnie jak Żuławy Gdańskie, licznych inwestycji. W chwili obecnej odwodnia je 85 małych, nieekonomicznych pompowni, które inż. Dubrowin proponuje zredukować do 3 centralnych stacji; jednej w narożu wału Elbląski (ewentualnie przerzuconej pod prawobrzeżną wyżynę) i wału wzdłuż brzegu Zalewu Wiślanego; drugiej przy ujściu Fiszewki i trzeciej przy ujściu Białejki. Pociągnęłoby to za sobą konieczność zmiany koryt rzek Elbląski, Fiszewki, Tyny, Białejki i innych mniejszych cieków, założenie nowych kanałów głównych i drugorzędnych, i oczywiście udoskonalenie systemu rowów osączających. Tu, podobnie jak na Żuławach Gdańskich, zlikwidowałoby się znaczną część wałów.

Główną uwagę należałoby skierować na jak najszerze stosowanie odwodnienia grawitacyjnego, aby zmniejszyć koszty pompowania.

Nawodnienie traktuje inż. Dubrowin nieco fragmentarycznie, gdyż ma na uwadze tylko nawodnienie zwilżające, tj. dostarczenie wody w czasie letniej posuchy, a nie uwzględni innych jego celów, jak ocieplanie i użyźnianie gruntów, tepienie szkodników, nasywanie gleby tlenem itp. Największym brakiem jest tu nie położenie nacisku na potrzebę i korzyści kolmatacji, a przeciwnie, wyłączenie od tego dobrodziejstwa gruntów leżących w depresji. Wspomina natomiast wymieniony autor o użyźnianiu gruntów ściekami z osiedli miejskich, choć nie daje konkretnych propozycji.

- Żuławy Gdańskie. Nawodnienia wodą z zewnątrz potrzebuje cała część północna o obszarze 21 tys. ha, z czego — jak wspomniano — wyłączono niesłusznie ok. 9 tys. ha, leżących w depresji i część południowo-zachodnią, o areale 5 tys. ha. Dostawa wody w pierwszym przypadku byłaby z rzek płynących z Wyżyny Gdańskiej (Radunia, Kłodawa itd.). Część południowo-wschodnią otrzymywałaby wodę ze zbiornika założonego na Jeziorach Rokickich. Brakująca ilość wody pobierałaby się z Wisły. W tym celu autor proponuje urządzenie zbiornika między starym a nowym wałem Wisły poniżej miejscowości Stróże. Wydaje się, że ze względu na kolmatację gruntów w depresji należałoby w szerszym zakresie pobierać wodę z Wisły.

- Żuławy Wielkie. Nawodnienie wodą z rzek (Wiśla, Wiśla Elbląska, Tuga) terenów depresyjnych nie przedstawia trudności. Problem stanowi dostarczenie wody na tereny wyższe, odwodniane grawitacyjnie. Jako rozwiązanie proponuje autor zbudowanie na Wiśle jazu u wlotu do Nogatu i prowadzenie tą rzeką odpowiednio spiętrzonej wody wiślanej, skąd rozprowadzenie jej po terenie nie stanowiłoby trudności. Wydaje się, że gdyby decydować się na tak kosztowną inwestycję, jak budowa jazu na Wiśle, należałoby — prócz nawodnienia zwilżającego — osiągnąć wszystkie inne korzyści, a więc wyzyskiwanie materiału niesionego przez Wisłę do użyźniania i kolmowania gruntów żuławskich oraz do budowy nowych terenów na Zalewie, jak również do ochrony ujścia Wisły pod Świbnem od zamulania. Jaz, przy niewielkim stosunkowo zwiększeniu kosztów, da się połączyć z mostem, przez który przeprowadziłyby się kolej i szosę, co wybitnie usprawniłoby komunikację Żuław z Gdańskiem i Elblągiem oraz tych miast między sobą. Te względy mogą wymagać, aby jaz na Wiśle

usytuować nie u wlotu do Nogatu, lecz w innym miejscu, np. u wlotu do Wisły Elbląskiej.

- **Zuławy Elbląskie.** Nawodnienie i kolmatacja gruntów położonych na wschód i południe od jeziora Drużno da się łatwo wykonać wodą i namulami, z rzeczek i potoków spływających z wyżyny (pow. Pasłęk. Dostarczycielami wody i namulów dla reszty obszaru Zuław Elbląskich może być tylko Nogat, o ile wprowadzi się do niego wody wiślane, jak to wspomniano przy omawianiu nawodnienia Zuław Wielkich. Rzeczki i potoki bowiem spływające z Wyżyny Kwidzyńskiej nie są w stanie wypełnić tego zadania.

Zalesienia. Jak wiadomo, prócz technicznych metod melioracji wodnych, istnieją także sposoby regulowania wilgotności w glebie za pomocą odpowiedniego doboru roślinności. Ekspertyza nie daje w tym względzie konkretnych propozycji, niemniej wszyscy autorzy postulują zwiększenie zadrzewienia Zuław, głównie w formie pasów leśnych, zadrzewień dróg i osiedli. Z punktu widzenia melioracyjnego nie można się zgodzić z propozycją zadrzewienia kanałów i rowów melioracyjnych, gdyż pożytek z tego jest prawie żaden, a drzewa nad kanałami i rowami przyczyniają się do zanieczyszczania ich i utrudniają wykoszenie i odmulanie ręczne, a uniemożliwiają używanie mechanicznych kosiarek, pogłębiarek i innych maszyn do wykonywania konserwacji. Zastosować natomiast należy propozycję zadrzewiania i ogradzania żywopłotem pastwisk stałych.

Rodzaje zadrzewienia terenu należałoby uzupełnić wnioskiem zakładania na wszystkich gorszych gruntach, a szczególnie na świeżo uzyskanych, plantacji olchy, co pozwoliłoby na równo-

czesne przeprowadzanie kolmatacji terenu i w rezultacie jego odpowiednie podwyższenie. Korzyści z plantacji olszynowych są różnorodne — najpierw osuszenie terenu bez potrzeby wykonywania gęstej sieci rowów osączających lub drenów. Ważniejszą jeszcze korzyścią jest poprawa struktury gleby. Autorzy opracowań ekspertyzy stwierdzają, że gleby zuławskie, aby osiągnęły pełną sprawność, muszą przejść fazę leśną; przejście następnie z użytku olszynowego na użytk zielony lub rolny jest łatwiejsze niż w przypadku innego zadrzewienia. Plantacja olszynowa wycinana w 3 lata daje doskonałe żerdzie na ogrodzenia, tak potrzebne do ochrony rowów melioracyjnych, a następnie dobry materiał opały.

*

Ekspertyza Zuław delty Wisły daje ogólne kierunki, w których powinny iść prace melioracyjne na tym terenie. Jak jednak stwierdzają jej autorzy, potrzebna jest jeszcze ekspertyza szczegółowa, wyjaśniająca poszczególne problemy. Jeszcze więcej są niezbędne studia i pomiary, aby stworzyć założenia do opracowania projektów technicznych melioracji. Toteż okres 5-letni, niezależnie od wykonywania łatwiejszych robót, powinien być wykorzystany przede wszystkim na sporządzenie dokumentacji technicznej w myśl wskazań ekspertyzy.

Można wysunąć także dezyderat, aby wnioski z ekspertyzy, po ich ewentualnym uzupełnieniu, znalazły pewien wyraz prawny, np. analogiczny jak „Uchwała Kolegium Ministerstwa PGR w sprawie podniesienia produkcji rolnej i zagospodarowania Zuław w latach 1956 — 1960” (z dnia 15.VIII.1955 r.), albo lepiej w formie uchwały sejmowej.

INŻ. WOJCIECH HOFFMANN

Zadania architekta w budownictwie wodnym

„Potęgając piękno otoczenia — stwarzamy dla społeczeństwa nowe dobro...”

T. TILLINGER

Ożywiona dyskusja o architekturze i budownictwie, tocząca się ostatnio, dowodzi, że sprawy te są naprawdę bliskie naszemu społeczeństwu. Opinia społeczna żąda od architektów i budowniczych rozsądnego gospodarowania majątkiem społecznym i stawia im w tym względzie słuszne i poważne zarzuty. Odnoszą się one w większości przypadków do formy zewnętrznej projektowanych budynków; najbardziej żywo dyskutowane są sprawy, które, aczkolwiek ważne, nie wyczerpują zagadnienia. Dobrze więc będzie włączyć się w tę ogólną wymianę poglądów i w dziedzinie projektowania architektonicznego w budownictwie wodnym.

O stylach, elewacjach i ich ozdobach, słowem o tym, co przyjęło się utożsamiać z architekturą, będzie mowa później; na wstępie pragnąłbym określić właściwy — według architektów — sens słowa „architektura”, zastosowanego do budowli wodnych. Ułatwi to przyjęcie wspólnego języka, co tak bardzo sprzyja dyskusji w gronie fachowców różnych specjalności.

Spuścizna i historia. Budowle wodne w Polsce mają dość niedawny rodowód; te z nich, które możemy dziś oglądać w postaci zabytkowych pozostałości jazów, śluz i kanałów żeglownych, liczą nie więcej jak 150 lat. Ta niewielka spuścizna nie doczekała się dotąd opisów, które utrwaliłyby wygląd budowli, jej materiał lub daty historyczne. Tym może tłumaczyć się mała u nas popularność

tych zabytków, mimo że niektóre z nich warte są trudu inwentaryzacji i monografii.

Sądzę, że nasze instytuty naukowe oceniają wartość zabytkową tych budowli i włączają je, jako zabytki sztuki inżynierskiej, do programu swych studiów i publikacji. Słaba więc znajomość historii budowli wodnych sprawia, że nie mamy w tej dziedzinie ustalonych poglądów. Brak nam poza tym literatury, słownictwa i całej tej wiedzy historycznej, jaką posiadają inne dyscypliny inżynierii. Taki stan rzeczy utrudnia właściwą interpretację słów „architektura, piękno, estetyka” w odniesieniu do obiektów budownictwa wodnego.

Tradycja zła i tradycja dobra. Wiek XIX niezwyklego rozwoju przemysłu wprowadził nie byle jakie zamieszanie w poglądach na estetykę w ogóle, a w szczególności na estetykę obiektów o charakterze przemysłowym. Tempo ówczesnego budownictwa było niezwykle. Budownictwo cechował pośpiech, konkurencja i chęć

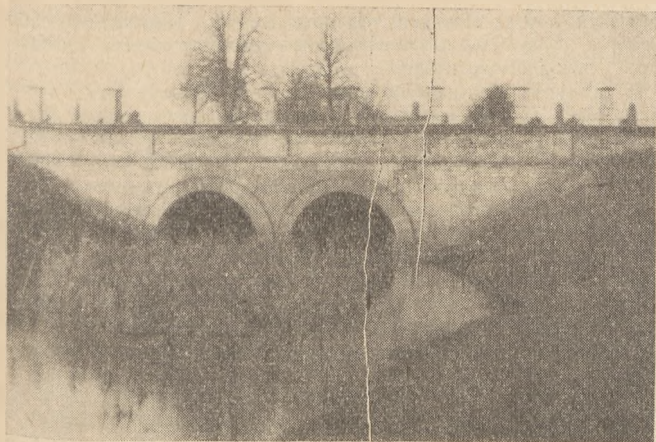
zysku, które nie pozwalały przywiązywać wagi do estetyki. Powstawały dzieła brzydkie w brzydkim otoczeniu. Pozornym ustępstwem na rzecz estetyki były różnego rodzaju ozdoby, które w formie gzymsów, attyk, ozdób z łanego żelaza, wieżyczek i daszków „ozdobnych” miały przydawać wspaniałość wspaniałości ówczesnym manufakturom, dworcom, elektrowniom. Trzeba było długiej drogi poprzez okres „secesji” w latach dziewięćdziesiątych, kubizmu pierwszych lat XX wieku, wreszcie konstrukttywizmu lat międzywojennych, aby budownictwo przemysłowe, a z nim budownictwo wodne, otrząsnęło się z naleciałości pseudostylowych i aby zaryso-



Rys. 2. Brody fabryczne. Rzeka Kamienna, detal filtra upustu



Rys. 1. Nietuliska. Rzeka Świślina, upust



Rys. 3. Nietuliska. Rzeka Świślina (1846)

wał się nowy, świeży pogląd na estetykę dzieła inżynierskiego.

Pozwolę sobie sięgnąć po przykład starej, 55-letniej wieży Eiffla. Ten nieoficjalny herb Paryża, którego popularności nie zna chyba żadna inna budowla na świecie, zawdzięcza swą sławę m. in. temu, że twórca, znakomity konstruktor i budowniczy w jednej osobie, połączył w tej budowli śmiałość i nowość konstrukcji z doskonałą koncepcją plastyczną; piękno techniki z wdziękiem i lekkością architektury. Mało tego, wieża, przez swą monumentalność i skalę oddziałuje w sensie plastycznym na znaczną połać otaczającego wieżę obszaru, nadaje mu pewien ład, wprowadzając sieć dróg i alei, trawniki i zieleni wysoką, wszystko to podporządkowane akcentowi centralnemu, jakim jest wieża. Jeśli chodzi o samą architekturę, to trzeba pamiętać, że twórca, ulegając ówczesnej modzie (1900), ozdobił konstrukcję stalową licznymi elementami, które dziś określilibyśmy jako „ozdóbki” zgoła niepotrzebne, bo tylko zaciemniające czystość i logikę konstrukcji stalowej. Chociaż zdania co do wartości estetycznej wieży są podzielone i zapewne, gdyby dzisiaj konstruktorzy mieli do rozwiązania temat podobny, zrobiliby to może ładniej i szybciej, to jednak znajoma sylwetka górująca na tle miasta na długo pozostanie symbolem śmiałości i geniuszu technicznego.

Tak więc przykład wieży paryskiej niechaj posłuży do wyrażenia poglądu, że współczesne dzieło inżynierskie działa na otoczenie nie bogactwem dekoracji detalu, czy też szczególnie oryginalną formą, lecz, że sprawą zasadniczą jest koncepcja plastyczna bryły jako całości, właściwe wkomponowanie tej bryły w otoczenie, właściwe ukształtowanie tego otoczenia w stosunku do „zaplecza” krajobrazowego. Posłużyłem się terminem „architektura” wieży Eiffla celowo, gdyż pragnąłem w ten sposób podkreślić, że słowem tym nie tylko określamy dyscyplinę na pograniczu sztuki i techniki, której adepci grupują się w SARP, ale że słowo to jest własnością każdego twórcy dzieła techniki, twórcy obiektu stałego lub ruchomego, zarówno na lądzie, jak pływającego po wodzie, czy poruszającego się w powietrzu. Rezerwowanie określenia „architektura” wyłącznie na użytek budownictwa monumentalnego czy mieszkaniowego jest pierwszym i podstawowym źródłem nieporozumień i niezrozumienia się wzajemnego licznej rzeszy inżynierskiej z jednej strony i znacznie mniej licznej grupy architektów i plastyków z drugiej. Wiemy z licznych przykładów, że dzieła znakomite pod względem wartości estetycznej, czystości formy i logiki konstrukcji były często dziełem niearchitektów.

*

Jeśli sięgnąć do pochodzenia słowa architektura, to okaże się, że nie oznacza ono bynajmniej ozdób i gzymsów tylko, że mianem tym starożytni określali ład przestrzenny i porządek dzieła budowlanego oglądanego z góry sponad dachu (tekton). Słodo to określało nie tylko zewnętrzny kształt budynku: wiemy, że cechą główną budownictwa antycznego była logika i prostota planu, dająca się łatwo odczytać w bryle i układzie kompozycyjnym budynku.

Tak więc architektura, w rozumieniu świata starożytnego, to nie tylko cztery elewacje budynku, ale także jego plan i otoczenie. Architektura, jak to dziś rozumiemy, to ład i porządek przestrzenny, to kształt i budowa przedmiotu. Czy godzi się, mając tak trafne określenie, które służyło za miernik wartości budownictwa od czasów antycznych, wyrzekać się go, gdy mówimy dziś o dziełach sztuki inżynierskiej naszych czasów. Nie popełnimy żadnej niecisłości mówiąc np., że sylweta masztu linii przesyłowej, wież chłodniczych elektrowni czy wielkiego dźwigu portowego — tu listę można by przedłużyć w nieskończoność — są architektonicznie złe

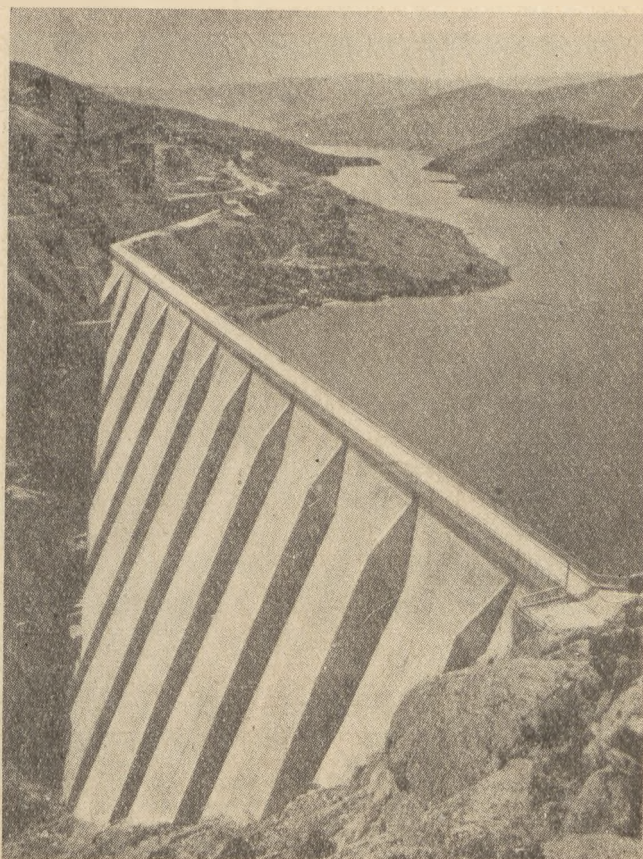
lub dobre, poprawne lub nieudane, doskonałe lub nie do przyjęcia w określonych warunkach otoczenia. Co więc będzie miernikiem, który pozwoli nam ocenić dzieło technika twórcy, który określi stopień doskonałości architektonicznego rozwiązania? Czy będzie to wrażenie wyłącznie zadowolenia wzrokowego, tak subiektywne i tak bardzo indywidualne? Czy wolno tu wyrazić popularny ale jakże niebezpieczny pogląd: „piękno jest pojęciem względnym”? Wracając do przykładu wieży Eiffla, można zauważyć, że jedni widzą jej swoiste piękno w imponującej wysokości i smukłości, inni podziwiają sylwetkę lekką i strzelistą, jednakże te czysto estetyczne wrażenia wynikają z doskonałej treści inżynierskiej dzieła, z połączenia trzech elementów: koncepcji konstrukcyjnej, znajomości tworzywa i wyobraźni przestrzennej twórcy. Istnieje jeszcze jeden warunek. Budowla inżynierska może najlepiej spełniać swoją rolę techniczną, lecz jednocześnie bywa obiektem całkowicie obcym w krajobrazie. Tak będzie, jeśli technik projektuje swoje dzieło w oderwaniu od krajobrazu, jeśli nie bierze pod uwagę tych wszystkich względów, które narzuca teren i otoczenie.

Spełnienie tych wszystkich warunków zapewnia architektoniczną poprawność dzieła inżynierskiego. I na pewno nie będzie zbędnej dyskusji, jeśli obiekt zostanie zaprojektowany użytkowo poprawnie, zgodnie z zasadami sztuki inżynierskiej, właściwego, oszczędnie użytego materiału i w harmonii z otoczeniem.

*

Piękno architektoniczne nie jest czymś, czego uczą wyłącznie w szkołach sztuk plastycznych, nie jest ono sztuką hermetyczną na użytek wtajemniczonych; to poprostu rezultat rzetelnej wiedzy o swoim fachu, wiedzy wszechstronnej, popartej talentem i umiejętnością myślenia przestrzennego, umiejętnością spojrzenia „sponad dachu” projektowanego obiektu.

Narodziny projektu. Architekt, drogą swoich studiów, opanowuje z mniejszym lub większym powodzeniem swą umiejętność i uzbrojony w nią wkracza do zespołu fachowców budownictwa wodnego. Wie on dobrze, że obiekt projektowany, choćby technologicznie doskonały, musi być należycie wkomponowany w otoczenie terenowe, w krajobraz; że musi istnieć logiczny związek między jego kształtem plastycznym a rzeźbą terenu, architektura rejonu. Dlatego też architekt dąży do tego, aby uczestniczyć w określeniu miejsca budowy. Swoje umiejętności rysunkowe wykorzystuje studiując teren budowy i jego otoczenie. Rezultaty tych studiów mogą być przydatne w generalnej dyskusji na temat umiejscowienia obiektu. Gdy zapadną odpowiednie decyzje, jest czas na dokładne zapoznanie się z terenem budowy w szerszym za-



Rys. 4. Zapora Ancira. Italia

sięgu. Jeśli chodzi tu o budowę pojedynczego obiektu, to studia obejmą: ukształtowanie terenu, stan zieleni istniejącej, zabytki budownictwa w sąsiedztwie, miejscowe materiały budowlane. Studia urbanistyczne, aczkolwiek pokrewne, stanowią odrębną dziedzinę, która wymagałaby specjalnego omówienia.

W przypadku projektu kaskady, pożądane jest osobiste zapoznanie się projektantów z naturą rzeki i przemierzenie wiosłem całej trasy wodnej, oczywiście ze szkicownikiem, mapą i aparatem fotograficznym u boku. Osobiste poznanie biegu rzeki, brzegów, zieleni, horyzontów, zbliża projektanta do zadania i ułatwia decyzje natury architektonicznej. W pierwszym stadium pracy zespołów hydrotechników rodzi się pierwsza koncepcja, pierwsze obliczenia pozwalające ustalić wysokości spiętrzeń, wysokości i rozpiętości budowli, wymiary i ilość światelek, rodzaj materiału budowlanego. Te pierwsze decyzje najczęściej przesadzają o koncepcji plastycznej budowli. Dlatego jest pożądane, aby ścisła współpraca architektoniczna rozpoczynała się w tej właśnie fazie. Odkładanie jej na później, np. do czasu ukończenia projektu wstępnego, byłoby błędem. Sens główny pracy architekta w zespole — to pomoc w kształtowaniu bryły, sylwety, w określeniu w miarę możliwości proporcji wzajemnych budowli.

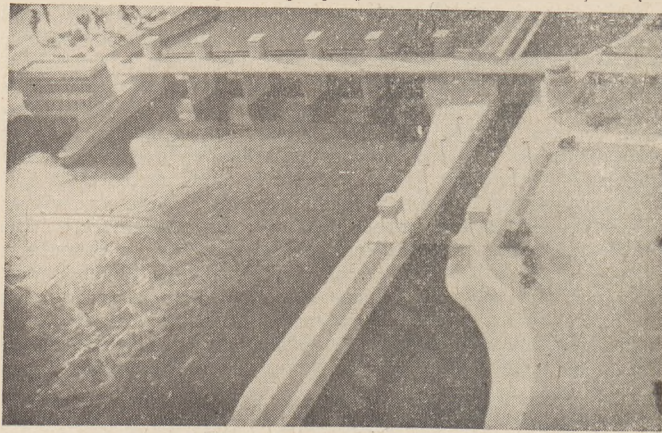
A więc w interesie projektanta technologa jest stały kontakt z architektem, który ołówkiem i dyskusją pomoże powziąć wstępne decyzje o kształcie zewnętrznym przyszłej budowli. Niestety, nie zawsze łatwo o taką harmonię i czasem technolog w zapale twórczym lub w nawale zajęć administracyjnych zdaje się zapominać, że ma do pomocy architekta i przypomina sobie o swym współpracowniku przy... studiowaniu instrukcji nr 98. Czasem działa tu mylny pogląd na rolę architekta w tego rodzaju pracy, pogląd przypisujący mu (architektowi) rolę rysownika elewacji, gzymsu, ozdoby — umieszczonej w bardziej widocznym miejscu budowli. Bo cóż tu ukrywać — pogląd ten, sięgający jeszcze XIX wieku, tak zakorzenił się w szeregu naszych pokoleń inżynierskich, że dziś jeszcze architekt często się z nim spotyka. Niedobrym obyczajem jest przekazywanie architektom gotowego prawie projektu wstępnego do architektonicznego „obrysowania elewacji”; architekt w takiej sytuacji nie ma możliwości studiowania rozwiązań alternatywnych, co jest warunkiem naprawdę dobrej architektury.

Kompozycja i organizacja. Warunkiem dobrej kompozycji architektonicznej zespołu budowli jest jednolite i organiczne związanie wszystkich elementów zespołu w jedną całość; mówimy wtedy, że zespół został „dobrze zakomponowany”, że jego poszczególne elementy dobrze „grają” ze sobą, przy czym słowo „grają” nie jest tu sloganem czy przesadą; w grę wchodzi symetria, rytm,

harmonia, a więc elementy właściwe muzyce. Warunkiem takiego „zgrania” wszystkich elementów jest projektowanie ich jednocześnie i przez jednego autora.

W praktyce, poszczególne części budowli bywają opracowywane przez różne zespoły hydrotechników (architektom wydaje się taki układ błędny), jednakże architektury całości niesposób dzielić na poszczególne elementy np.: jazu, słuzu, siłowni i przydzielać je różnym projektantom. Zasada jedności kompozycyjnej nie znosi takiego cięcia obiektu na kawałki. Bywały już niefortunne przypadki dzielenia zespołu obiektów na części i powierzanie ich różnym organizacjom projektowym. W każdym przypadku rezultaty dla architektury były opłakane. Ponieważ jeden z nich dotyczył siłowni na stopniu wodnym, obiektu który jest wzrokowo najokazalszym elementem stopnia, dobrze będzie wyjaśnić, dlaczego właśnie projekt siłowni stał się przyczyną komplikacji architektonicznych.

Istnieją u nas dwie hydrotechniczne organizacje projektowe (każda podlega innemu resortowi). Jedna rozporządza większą ilością sił hydrotechnicznych, druga specjalizuje się w zadaniach wodno-energetycznych, nie rezygnując wszakże z projektów budowli wodnych. Tak więc obydwie biura działają prawie równolegle, z tym, że jedno z nich „Hydroprojekt”, nie mając jeszcze odpowiedniej pracowni, musi projekty siłowni „podzlecać” energetykom wodnym. W trudnej sytuacji znajduje się tu projektant-architekt, któremu los wyznaczył „Hydroprojekt” za miejsce pracy, z obowiązkiem „głównego projektanta”: architektury stopnia



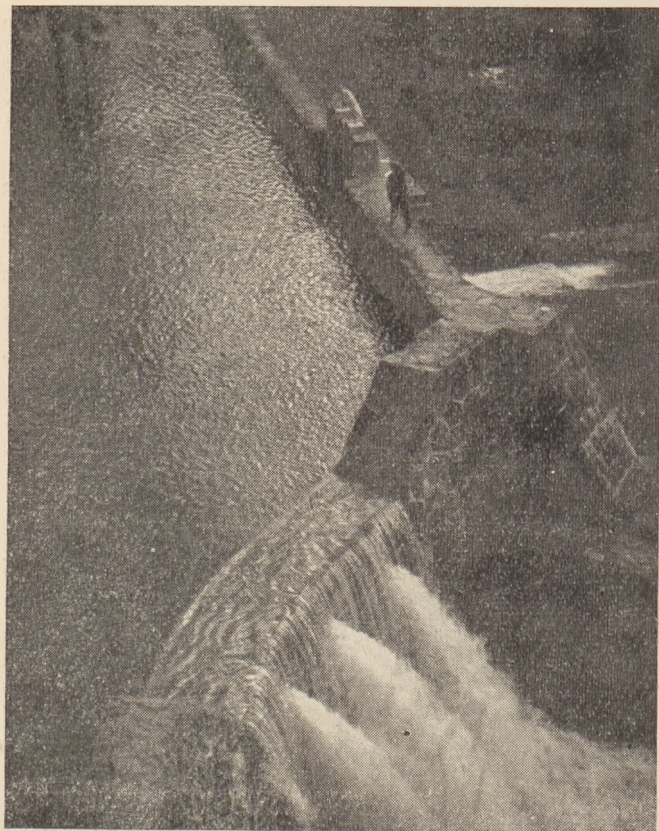
Rys. 6. Model stopnia na Wiśle

wodnego. Zaprojektował on w myśl wyżej wyluszczonej zasady projekt zespołu budowli stopnia; projekt wstępny uzyskał zatwierdzenie u władz planowania przestrzennego, może nawet pochwalono architekta za „dobre plastyczne ujęcie zespołu urządzeń stopnia wodnego”, może nawet projekt został wyróżniony na dorocznym pokazie architektury, gdy oto przychodzi faza techniczna projektu i siłownia zostaje „podzlecona” innemu zespołowi projektantów, w innym biurze projektów. Jest zrozumiałe, że ów nowy zespół nie czuje się w obowiązku stać na straży koncepcji architektonicznej poprzedników, bo istotnie czasem i technologia na to nie pozwala. I tak oto powstaje twór nowy, architektonicznie nie związany z resztą budowli. Jaki jest finał tej niezwyklej historii? Oto obydwie projekty, siłownia i jaz ze służą, wedruga do zatwierdzenia na wyższym szczeblu architektonicznym. Tu następują długie i zawiłe tłumaczenia projektantów obydwu biur i zapada decyzja, aby biuro projektujące siłownię (największy obiekt stopnia wodnego) przerobiło także całość projektu w nawiązaniu do projektu siłowni. W ten sposób gotowa już dokumentacja idzie... w najlepszym razie — do archiwum, projekt przechodzi do innego biura; zasada jedności kompozycyjnej będzie uratowana!

Oby opisany tu wypadek, który niestety jest autentyczną historią jednego z projektów, nie powtórzył się więcej! Zasada nie rozpraszania a skupiania sił fachowych, w obliczu nowego i trudnego zadania dyktuje jedyną słuszną drogę. Wśród spraw najważniejszych planu 5-letniego musi znaleźć się pozycja: „Skupić fachowców hydrotechników i energetyków wodnych w jednym przedsiębiorstwie projektowym, które mogłoby wykonać każde zadanie z dziedziny budownictwa wodnego i hydroenergetyki”.

Krajobraz i budowla wodna. Poruszona na początku sprawa detalu zdobniczego tak bardzo głośno omawiana dziś u nas, ma swoje echo również w budownictwie inżynierskim. Na szczęście, fala „elewacjonizmu”, plaga przesadnie stosowanych ozdób, ominęła nasze budowle wodne. Ten radosny fakt skłania do zastanowienia się nad charakterem architektonicznym tego typu budownictwa.

Przy ocenie architektonicznej każdego obiektu typu przemysłowego, a do takich są zaliczane budowle wodne, stosujemy pewne



Rys. 5. Zbiornik w górach

stałe kryteria czy kształt wewnętrzny jest zgodny z funkcją i technologią, czy bryła budowli jest dobrze wkomponowana w otoczenie, czy dobrze „siedzi” w krajobrazie, czy zastosowano właściwy materiał budowlany ze względu na ekonomię i estetykę? Rozpatrując w ten sposób projekt, przeglądając zdjęcia fotograficzne terenu lub modelu — makiety, dochodzimy do wniosków, które nasuwają się niemal same. Po pierwsze budowla wodna, obiekt położony najczęściej w otwartym krajobrazie, nie znosi zbyt dużego detalowania, rozdrobnienia bryły i zbędnej dekoracji. Przeciwnie, obowiązuje tu spokój, statyka i harmonia. Wszystko co „wyskakuje” ze spokojnej sylwetki budowli, co stwarza wrażenie niepokoju i nieładu architektonicznego, wszystko to zagraża harmonii i równowadze otaczającej przyrody.

Przykłady z naszych szlaków wodnych pozwolą zilustrować wniosek drugi o konieczności projektowania w harmonii z krajobrazem.

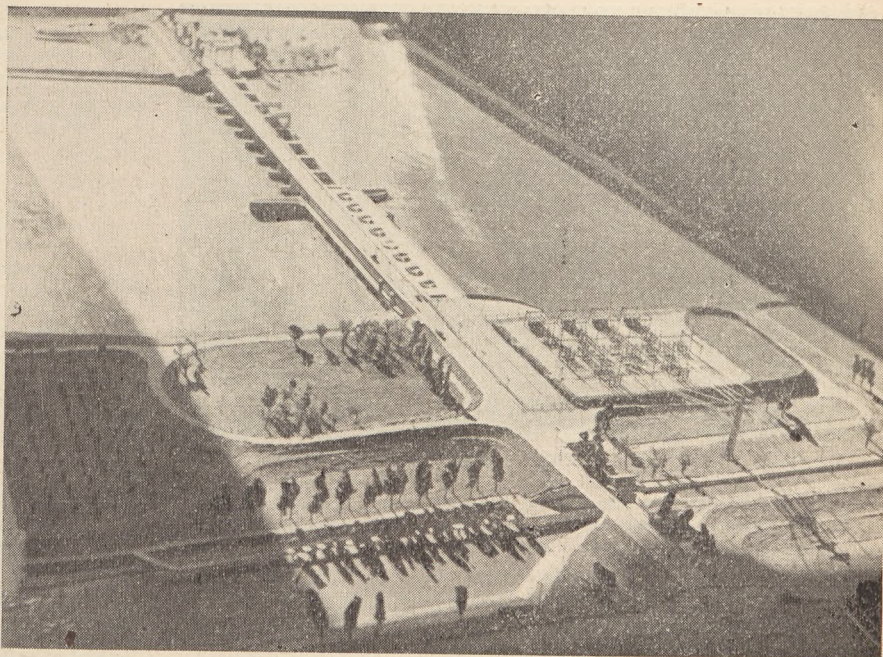
Najpierw przykłady ujemne: Rędzin na Odrze pod Wrocławiem (1923). Wieżyczki na filarach jazu, zwieńczone stromymi daszkami z blachy, pretensjonalne i buńczuczne, starają się naśladować baszty zamczków pseudo-renesansowych. Taka koncepcja architektoniczna jest wyraźnie sprzeczna z treścią użytkową. Budynki, zamiast celowo i z umiarem „okryć” mechanizmy segmentów jazu, czyni to w sposób pretensjonalny i niespokojny, a przy tym beztłoniście szpeci piękny zakątek nadodrzański. Siłownia nad Jeziorem Otmuchowskim (1938) z daleka już prezentuje się jako obiekt o nieokreślonym przeznaczeniu; tępy graniastosłup umieszczony wysoko na koronie wału kamiennego. Kształt ten dominuje w krajobrazie i pomimo swej zagadkowej brzydoty zachęca do obejrzenia z bliska. Dopiero na miejscu odkrywamy niewidoczne dotąd szczegóły, świadczące o przeznaczeniu budynku, jak izolatory, kable. Tu architekt poszedł za daleko w kierunku przeciwnym. Ustawił budynek w miejscu najbardziej widocznym i doprowadził prostotę bryły i elewacji do absurdu, nie uzyskując efektu plastycznego. Dzielnica Dębni w Krakowie. Stoimy na tarasie Wawelu i podziwiamy wstęgę Wisły, górzysty horyzont i widoczną w dali koronkę Tatr; cóż, kiedy na pierwszym planie, tuż za Wisłą, sterczą dwa ogromne maszty dawnego „telegrafu iskrowego” z czasów pierwszej wojny światowej i przekreślają ten piękny widok. Co jest smutne to fakt, że sterczą one do dziś wbrew oczywistym postulatom ochrony krajobrazu.

Ale oto przykłady dodatnie: już w Nietuliskach, rzeka Świślina. Mała budowla o bardzo umiejętnie zastosowanych formach klasycznych; kolumny doryckie małych rozmiarów nie rażą dzięki swej dobrej skali; przeciwnie, całość budowli przyjemnie łączy się z otaczającym nadbrzeżem i zielenią. Porąbka, osiedle służbowe składa się z kilku domków mieszkalnych, umieszczonych wśród pięknej zieleni, powiązanych drogą jezdnią i ścieżkami. Zespół dobrze harmonizuje z otoczeniem nadwodnym i leśnym, wyraźnie określa przeznaczenie osiedla i niczym nie zakłóca piękna krajobrazu.

Materiał, barwa, zieleń. Przejdźmy teraz do dalszego etapu projektowania, do decyzji o materiale i kolorze. Tutaj wkraczamy w trudną dziedzinę, gdzie estetyka nie zawsze idzie w parze z ekonomią. Architekt ma tu ważny głos doradczy, który powinien być jednak głosem rozsądku. Bardzo pomocny jest w tej fazie projektowania model-makieta.

Różne są zdania co do użyteczności makiety. Sądję, że nie należy jej traktować wyłącznie jako przyszłego eksponatu na doroczny pokaz architektury, ale jako okazję do roboczej dyskusji nad projektem, dyskusji na gorąco, w gronie wszystkich projektujących, dyskusji połączonej nawet z odrębnymi przeróbkami i zmianami koncepcji. Skoro mowa o przyszłym wykorzystaniu modelu, to sądzę, że byłby on użyteczny kierownikowi budowy dla zapoznania wykonawców z robotą; pozwoliłby łatwiej odczytywać dokumentację, ułatwiłby dokładniejsze omówienie szczegółów, a może nawet niejednego zachęcił do pracy.

Przy wykonywaniu modelu, a nawet przy projektowaniu na papierze, nie zawsze pamiętamy o zieleni, która spełnia tak ważną rolę na szlakach wodnych. Tam gdzie są drzewa i krzewy, bodaj w pobliżu wody, tam szlak wodny nabiera swego piękna i uroku. Brak drzew — to nuda i monotonia krajobrazu. Zieleń musi być traktowana w projekcie architektonicznym na równi z samym obiektem. Stanowi ona organiczną całość z zespołem urządzeń wodnych, tak w przypadku zapory górskiej, jak budynków nadzoru



Rys. 7. Model stopnia na Wiśle

wodnego. W fazie wstępnej projektu sprawy te rozstrzyga architekt, lepiej architekt krajobrazu; później w fazie wykonawczej przychodzi mu z pomocą „zieleniarz” (prawdziwy tytuł — dendrolog) i projektuje rozmieszczenie gatunków drzew i krzewów. Pozostają teraz decyzje co do kolorystycznej strony kompozycji, czy i jaką zastosować barwę w projekcie siłowni, śluzy, mostu. W tej dziedzinie panuje w budownictwie wodnym pewna tradycja i obyczaj, które każą malować wszystkie stalowe części budowli na kolor „szaro-mostowy”. Czasem ten kolor jest prawie czarny, czasem popielaty lub zielonkawy, zawsze jednak robi wrażenie przygnębiające i smutne. Poza tym taka ogólna szarość zaciemnia układ konstrukcji stalowej, maskuje jej detal, czasem piękny i celowy, słowem nie przyczynia się do podkreślenia walorów konstrukcji. Architekci głoszą za ożywieniem barw na budowlach wodnych, za wprowadzeniem dużych barwnych płaszczyzn, za uwydatnieniem konstrukcji za pomocą światła-cienia i koloru. Klimat nasz, ubogi w dni słoneczne, sam stwarza nastrój smutku i melancholii. Nie pogłębiajmy tego nastroju przez malowanie naszych obiektów na szaro.

W sylwestce budowli wodnej ważną rolę grają urządzenia mechaniczne i konstrukcje stalowe umieszczone na zewnątrz. Również i tu architekt z uwagą śledzi projekt takich urządzeń i czasem udaje mu się wpłynąć na architektoniczne uformowanie dźwigu na jazie czy obudowy mechanizmów. Ze sprawy te mogą być rozwiązywane prawdziwie i estetycznie, o tym świadczą przykłady zagraniczne.

W budowie karoserii samochodu czy kadłuba statku obserwujemy stały postęp w kierunku łączenia najnowszej techniki z piękną formą, widzimy to samo w konstrukcjach tak pozornie nie efektownych, jak dźwigi portowe, portale, wózki dźwigowe itd. I do prawdy stało się regułą wykonawców za granicą dostarczać instalacje technicznie najlepszą i zarazem estetyczną w formie i w kolorze.

W naszych warunkach, wykonawstwo prawie całkowicie wymyka się z kontroli projektantów, więc przynajmniej projekt powinien być taki, aby nawet błędy wykonawstwa nie zepsuły dobrej koncepcji architektonicznej. Dlatego architekt pragnąłby także dostępu do pracowni konstruktora urządzeń mechanicznych i konstrukcji stalowych. Na razie są tam wzywani zbyt rzadko.

Słabym punktem naszych rozwiązań jest np. akcentowanie sylwetki jazu rzędem budynków zawierających mechanizmy zasuw i klap. Jedyną racją istnienia tych niefortunnych domków na wodzie jest konieczność ochrony maszyn od wpływów atmosfery. Jednakże w obecnym naszym stanie techniki projektowania, domek taki liczy około 6 m wysokości, co spędza sen z oczu architektom, pragnęliby oni bowiem całkiem oczyścić profil jazu z wszelkich zbędnych nadbudówek. Udaje się to w nowszych projektach. Niestety, tendencja do powtarzania dokumentacji każe naszym projektantom stosować ciągle jeszcze rozwiązania sprzed lat; rozwiązania, w których filary jazu przypominają do złudzenia baszty obronne średniowiecza.



Rys. 8. Zieleń nad Wisłą

Ta strona naszych budowli, tak bardzo, jak widzimy, związana z architekturą, czeka na swoich twórczych konstruktorów o „architektonicznym” spojrzeniu.

„Mała architektura”. Instalacje elektryczne są dziedziną, gdzie projektanci łatwo dochodzą do porozumienia z architektami. Bo też oświetlenie to jeszcze jeden element, który można wykorzystać dla podkreślenia walorów obiektu. Światła na wodzie są niezwykle prostym i ładnym efektem, pod warunkiem, że będą ustawione w sposób przemyślany, rytmicznie i na odpowiedniej wysokości nad wodą. Oświetlenie, jak i szereg innych elementów służących do ostatecznego wykończenia urządzeń wodnych przyjęło się nazywać „małą architekturą”. Te „drobne formy” architektoniczne mają swoją dobrą tradycję na naszych szlakach wodnych; podkreślają to z uznaniem ci, którym wypadło korzystać z urządzeń służowych.

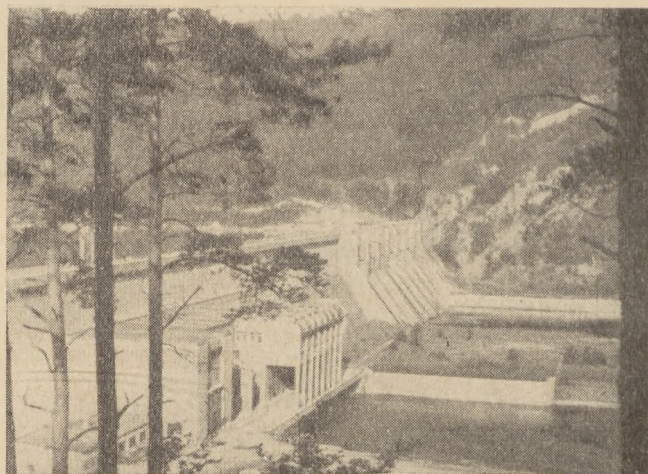
Czystość i dbałość o estetykę, to cecha naszych wodniaków. Tym chętniej architekci pomagają w tej kosmetyce zewnętrznej terenu. Schodki, balustrady, maszty flagowe, ogrodzenia, słupy oświetleniowe — to parę przykładów „małej architektury”, troskę o utrzymanie tych urządzeń w dobrym stanie możemy śmiało powierzyć gospodarzom.

Inaczej ma się sprawa z masywem betonowym budowli; nie może on liczyć na konserwację, a czas i atmosfera bezlitośnie wykrywają wszelkie błędy wykonawstwa i przyspieszają proces niszczenia. Betony pokrywają się zaciekami, te przybierają z czasem kolor zielony, zwłaszcza na północnych ścianach budowli, „raki” ujawniają się w postaci rdzawych zacieków. Nie zawsze te usterki są winą

wykonawcy; czasem nie dość jasny rysunek, brak szczegółowych wskazówek, pośrednio bywają przyczyną usterek wykonawstwa. Sposób zewnętrznego wykończenia betonów i ich obróbka są dziedzinami prawie dziś nie znanymi, dlatego konieczne są narady robocze w trakcie oględzin budowy, a jeszcze lepsze zasięgnięcie rady doświadczonych fachowców lub instytutów naukowo-badawczych.

*

Tak oto w dużym skrócie wygląda pole działania architekta i jego powiązanie z zespołem projektantów budowli wodnych. Jak widzimy, powiązania te sięgają głęboko, bo do samych niemal początków projektu hydrotechnicznego; a później, nie ma chyba ani jednej jego części, gdzie urbanista lub architekt nie miałby swego twórczego udziału. Jedni architekci czynią to chętnie, powodowani ciekawością i pasją twórczą, inni działają rozważnie i ściśle pod dyktando instrukcji, dlatego też może niejednakowo chętnie jest przyjmowana ta architektoniczna „pomoc sąsiedzka”. Niemniej, we wspólnej pracy, często nad jednym stołem, giną



Rys. 9. Zieleń nad Dunajcem

resztki starych wzajemnych uprzedzeń. Architekt w ciągłym kontakcie z hydrotechnikem nabywa stopniowo wiadomości, które pozwolą mu łatwiej zrozumieć intencje technologa. I odwrotnie, technolog w dyskusji z kolegą architektem nabywa wprawę we właściwym rozumieniu pojęcia architektura. A oto właśnie chodzi w naszej współpracy.

DZIAŁ II—PODSTAWY PROJEKTOWANIA

MGR JULIUSZ GŁODEK

Prace geologiczno-surowcowe dla potrzeb budownictwa wodnego

(artykuł dyskusyjny)

Analiza prac inżyniersko-geologicznych wykonywanych u nas dla potrzeb budownictwa wodnego wykazuje wciąż jeszcze duże niedociągnięcia, pomimo widocznej już pewnej poprawy. Mam tu na myśli braki w zakresie badań naturalnych surowców budowlanych, które, jak wykazują doświadczenia, wynoszą ok. 80—90% ogólnego zapotrzebowania na budulec. Winę tutaj ponosi z jednej strony projektant, zadowolający się często ogólnikowymi danymi, względnie odkładający rozpoznanie surowcowe na ostatni lub w najlepszym wypadku na przedostatni etap prac badawczo-projektowych. Z drugiej strony dużą odpowiedzialność ponosi również geolog, który nie potrafi zwrócić uwagi na konieczność jak najszybszego przystąpienia do badań w tej dziedzinie. Zresztą zagadnienie poznania lokalnej bazy surowcowej nie dość jasno zostało postawione w instrukcji PKPG, co słusznie podkreślił Z. Witebski w swym artykule [9].

Tymczasem wydaje się, iż rozpoznanie surowców budowlanych, które mogą posiadać wielki wpływ zarówno na ekonomikę budowy, jak i na rozwiązania techniczne, nie może być odkładane na końcowe fazy projektowania. Bardzo często charakter znaj-

dujących się w sąsiedztwie zapory materiałów budowlanych decyduje o wyborze takiego czy innego jej rodzaju (np. czy zaporą może być sypana z jednorodnego materiału, czy też musi posiadać rdzeń lub fartuch ilowy). Zagadnienie prac surowcowych dla potrzeb budownictwa wodnego postawione zostało za granicą od dawna bardzo mocno, gdyż niedostateczne rozpoznanie surowcowe w zakresie materiałów budowlanych może doprowadzić do ogromnego powiększenia kosztów budowy. Artykuł niniejszy, będący w pewnym sensie uzupełnieniem wspomnianych już uwag Witebskiego, jest w zasadzie przeznaczony dla hydrotechników i dlatego byłoby rzeczą bardzo pożądaną, by na ten temat zabrali głos.

Rozważania ogólne. Prace geologiczno-surowcowe materiałów budowlanych dla potrzeb budownictwa wodnego są jednym z najważniejszych elementów badań inżyniersko-geologicznych dla opracowania projektu. Muszą być one prowadzone równocześnie z innymi pracami, a nie stanowić naprędce spreparowanych uzupełnień już „ukończonych” orzeczeń, co miało miejsce ostatnio w szeregu przypadków. Takie bowiem podejście nie

tylko nie przyspieszy zatwierdzenia projektu i rozpoczęcia budowy, lecz może doprowadzić do kosztownych improwizacji na odcinku zaopatrzenia w materiał.

Rodzaj i zakres geologicznych prac surowcowych zależy ściśle od warunków geologicznych badanego obszaru, wielkości budowy oraz stadium projektowania. Jeśli badania inżyniersko-geologiczne prowadzić się bez specjalnych życzeń projektanta i inwestora w odniesieniu do materiałów budowlanych, geolog obowiązany jest zebrać możliwie wszechstronne i wyczerpujące informacje o wszystkich naturalnych materiałach budowlanych, znajdujących się w zasięgu dysponowanych środków transportu.

Do naturalnych surowców jakie mogą wchodzić w zakres badań zaliczamy, jak wiadomo: skały lite (bądź w postaci głazów narzutowych, bądź bloków wydobywanych z łomów), żwir, piasek, pospółka, il, glina, a nawet torf. Zasadnicze wymagania, jakie można postawić geologowi w dziedzinie rozpoznania surowcowego, dadzą się streścić w 3 punktach, a mianowicie: geolog powinien znaleźć materiały najwyższej jakości, materiały powinny znajdować się najbliżej miejsca budowy oraz ich wydobycie powinno być jak najtańsze.

Przystępując do badań geologiczno-surowcowych, geolog powinien z grubsza zapoznać się, jakie zastosowanie mogą mieć skały, użyte jako materiał budowlany. Powinien tedy np. wiedzieć, iż skały lite mogą być wykorzystane jako tłuczce do betonu, do licowania skarp, jako poduszka pod fundamenty, wreszcie jako materiał do budowy samej zapory. Żwir i piasek mogą być użyte przede wszystkim do przygotowania betonu, ale można je też użyć jako filtry przy pracach odwodniających i sypania zapory. Gliny i iły nadają się do budowy zasłon, fartuchów, ponurów itp. Wreszcie torfy można wykorzystywać jako materiał uszczelniający, przy budowie wałów, zapór itp.

W skład prac geologiczno-surowcowych materiałów budowlanych wchodzi przygotowawcze prace kameralne, roboty polowe, (wiercenia, roboty górnicze) oraz wykonaniowe prace kameralne. Należy do nich zaliczyć również próbowanie skał i ich analizę jakościową, które, wykonuje się zarówno w czasie robót polowych, jak i po ich zakończeniu, a więc stadium prac wykonawczych. Nie wchodząc na razie w rozważania na temat budowy geologicznej i wielkości planowanej budowy, pragnęlbym pokrótce omówić zakres i po części metodykę badań geologiczno-surowcowych, na poszczególnych etapach projektowania.

Prace poszukiwawcze. Celem etapu prac poszukiwawczych jest znalezienie złoża lub obszaru, na którym występuje kilka złóż, odpowiadających wyżej wymienionym wymaganiom, oraz ich pobieżna charakterystyka. Prace te powinno się prowadzić w stadium założeń projektowych, a więc wyniki ich powinny się znaleźć w tzw. orzeczeniu geologicznym przedwstępnym. Dla ustalenia obszarów, które przypuszczalnie kryją w sobie surowce budowlane, należy wykonać zdjęcie geologiczno-litolologiczne, a w przypadku badań na terenach niżowych — również mapy pokrywy czwartorzędowej. Zdjęcie to wykonuje się na podstawie rozeznania marszrutowego i powierzchniowego i opracowuje się w podziale 1:25 000. Czasem można się ograniczyć do podziałki 1:50 000. Rzecz jasna, że prace te nie mogą się oprzeć na opisie naturalnych odsłoneń lub istniejących wykopów, lecz czasem należy je uzupełnić szeregiem szurfów, szybków i płytyk sondowań, a nawet pewną ilością płytyk wierceń, rozrzuconych mniej lub więcej regularnie. Jeśli chodzi o złoża kruszywa (piaski i żwiry), o które najczęściej chodzi w przypadku budownictwa na terenach niżowych, to można przyjąć — zależnie od rodzaju złoża¹⁾ — wykonanie 1 wyrobiska (szurfu, szybku, wiercenia) na 1 lub 0,25 km². Bardzo często dla naszego celu można wykorzystać wiercenia wykonywane dla innych celów, np. dla obserwacji wodnych, rozpoznania cech fizyczno-mechanicznych gruntów itp.

Badania poszukiwawcze dla orzeczenia przedwstępnego powinny zatem okonturować złożę lub obszar złożony, w przybliżeniu oznaczyć jego miąższość oraz dać orientacyjną charakterystykę najważniejszych cech fizycznych i technicznych, na podstawie pobrania prób z odsłoneń, szurfów i otworów. W przypadkach nie budzących zastrzeżeń można się oprzeć na analogii z podobnymi surowcami w dobrze rozeznanych złożach. Pożądanym byłoby udokumentowanie znalezionego złoża w kategorii C₂, gdzie ilość zasobów może zawierać błąd dopuszczalny do 40%.

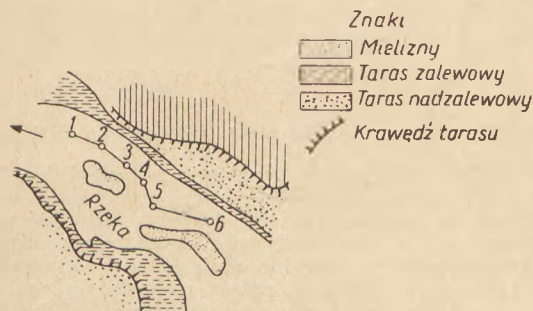
¹⁾ Jak wiadomo, zgodnie z instrukcją Prezesa Centr. Urzędu Geologii, wyróżnia się 3 rodzaje złóż kruszywa, a mianowicie: I — złożę duże, nie wykazujące większych zmian w formie i budowie, II — złożę średnie, wykazujące pewną zmienność formy i budowy, także zmienność uziarnienia i składu petrograficznego (złoża aluwialne, duże czy itp.), III — złożę małe, wykazujące znaczne zmienności formy i budowy, a w szczególności duże różnice uziarnienia i składu petrograficznego (stożki napływowe, małe czy, wały brzegowe, wydmy).

Przy badaniu skał litych należy zwrócić uwagę na charakter warstwowania (poziomy, ukośny, dyslokacje), natomiast przy utworach luźnych, jak żwiry i piaski, należy rozpoznać sposób ich ułożenia (ciągi w postaci warstw czy też w formie niewielkich soczew). Określenie rejonu poszukiwań surowcowych, czyli powierzchni, którą należy skartować, związane jest z rodzajem transportu, z jakiego zamierza się korzystać przy dowozie materiału na budowę. Wydaje się jednak, iż zasady podane przez Witelskiego zbyt upraszczają zagadnienie, jakkolwiek mogą dawać orientacyjne wskazówki. Często bowiem można znaleźć, poza zasięgiem będących do dyspozycji środków transportu, odpowiednie złożę, które opłaca się eksploatować, stąd też przy określaniu obszaru do badań należy również uwzględnić budowę geologiczną otoczenia.

Prace rozpoznawcze. Po ukończeniu prac poszukiwawczych, koniecznych dla założeń projektowych, przystępuje się do badań rozpoznawczych, zlokalizowanych na obszarze już wytypowanego złoża. Badania na tym etapie muszą być integralną częścią tzw. orzeczenia wstępnego. Głównym celem tych badań jest zebranie nieco dokładniejszych wiadomości, co do ilości surowca, jego jakości oraz warunków eksploatacji, czyli — krótko mówiąc — udokumentowania go w kategorii C₁. W tym celu na obszarze złoża trzeba wykonać pewną określoną ilość wyrobisk, które należy rozmieścić w formie mniej więcej regularnej siatki o rozstępie nie większym niż 200 m otwór od otworu. Średnica wierceń nie powinna być mniejsza od 100 mm. Wyniki badań należy zlokalizować na podkładzie topograficznym w podziale 1:10 000 lub 1:5 000, o cięciu poziomym co 1 — 2 m. Należy przewidzieć opracowanie co najmniej 2 — 4 map złożowych, a mianowicie: mapę miąższości złoża wraz z rozeznaniem stosunków wodnych, mapę grubości nadkładu (skrywki) oraz ewentualnie mapę spągu złoża i mapę obliczeniową.

Metody rozeznania złóż skał litych zależą ściśle od składu litologicznego i tektoniki (sposobu warstwowania). Jeżeli warstwy skał leżą poziomo lub są nachylone pod nieznacznym kątem, wyrobiska zakłada się najpierw do granic rozeznanego obszaru, potem zgłębia się je więcej, tak aby przebieć całą miąższość złoża, względnie co dzieje się najczęściej — dojść do poziomu wód gruntowych. W miarę opracowywania materiałów z wierceń, co należy zawsze robić w terenie, można ewentualnie zagłębić siatkę wierceń. Jeżeli warstwy są silnie nachylone lub zdyslokowane w inny sposób (np. silnie sfałdowane), wyrobiska należy rozmieścić na krzyż w stosunku do biegu warstw. Przy badaniu skał wylewnych trzeba zwrócić uwagę na głębokość strefy wietrzenia.

Rozpoznając skały luźne, jak żwiry, piaski, itp., należy zwrócić specjalną uwagę na osady aluwialne, fluwioglacjalne, brzegowe, a czasem i eoliczne. Bardzo często do budowy można wykorzystać żwiry i pospółki, występujące w korycie rzek i na tarasach akumulacyjnych. Wówczas trzeba przewidzieć eksploatację z wody, np. przy pomocy pływających czerpaków, pogłębiarek itp. Jeżeli poszukujemy kruszywa w korycie rzeki, gdzie najczęściej można znaleźć najlepszy surowiec, wystarczy ograniczyć się do jednego ciągu rozpoznawczego, na którym wykonać kilka otworów (rys. 1). W przypadku badań na tarasach akumulacyjnych, a więc zalewowym i nadzalewowym, rozmieszczenie wyrobisk i ich ilość zależy ściśle od geomorfologii badanego odcinka doliny. I tak, w wąskiej dolinie wystarczy usytuować wyrobiska w 1 linii; w dolinach szerszych — do 300 m — zakłada



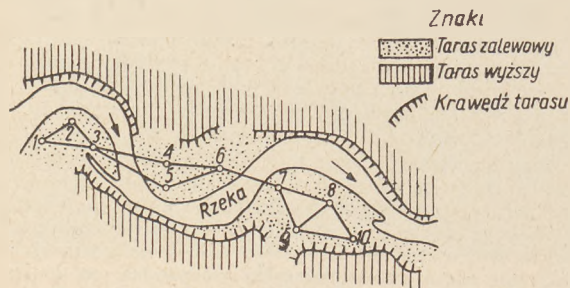
Rys. 1. Wiercenia w korycie rzeki nizinnej

się zazwyczaj 2 linie rozpoznawcze, jedną oddaloną ok. 20 m od krawędzi tarasu, drugą położoną w takiej samej odległości od jego górnej granicy (rys. 2); jeżeli dolina jest jeszcze szersza, należy dodać trzecią linię pośrodku itd. Odstęp poszczególnych otworów i innych wyrobisk nie powinien być większy od 200 m.

Dla oceny jakości materiałów należy przeprowadzić jego opróbowanie, zarówno przy pomocy metod polowych, jak i laboratoryjnych. Przy badaniu skał litych (kamienia budowlanego) określa się jego ciężar właściwy, ciężar objętościowy, skład che-

miczny i petrograficzny, wodoodporność, wytrzymałość na ścisnienie i odporność na działanie mrozu. Przy badaniu kruszywa trzeba przynajmniej określić jego uziarnienie, skład petrograficzny, ciężar objętościowy, zwartość cząstek ilastych i charakter innych domieszek, zwłaszcza organicznych.

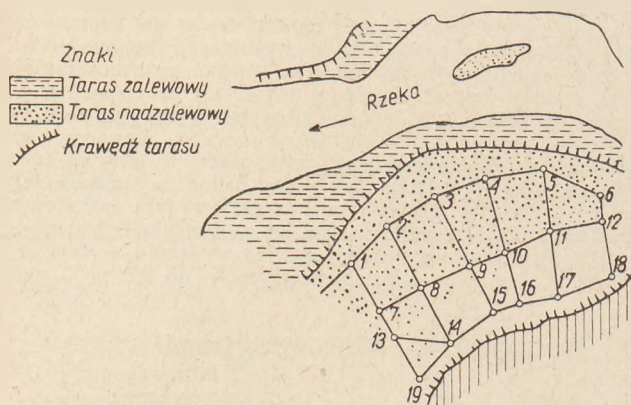
Oprócz ustalenia ilości i jakości surowca w złożu (obliczenie zasobów musi być dokonane z dokładnością do 20%), pożądane



Rys. 2. Wiercenia na niezbyt szerokim tarasie zalewowym

jest przybliżone rozeznanie warunków wydobywania, a więc grubości nakładu, jego składu petrograficznego, głębokości występowania wód gruntowych, wydajności poziomów wodonośnych itp. Również należy naświetlić inne zagadnienia związane z eksploatacją i transportem na budowę, a więc budowę dróg dowozowych, powiązanie ich z kolejami i szosami. Jeżeli planowany punkt wydobywania znajduje się w korycie rzeki lub na brzegu, co jest najkorzystniejsze w przypadku budowy obiektów wodnych, trzeba naświetlić warunki nawigacji, tj. wahania wodostanów i okrycie lodem.

Prace przygotowawcze. Przystępując do opracowania projektu technicznego, należy wykonać jeszcze bardziej szczegółowe badania surowcowe, mające na celu przygotowanie złoża lub złóż do eksploatacji. Są one właściwie dalszym ciągiem prac rozpoznawczych, lecz teraz chodzi o dokładne obliczenia zasobów (z dokładnością do 10%) oraz szczegółowe poznanie wszystkich cech fizycznych i technicznych, warunków eksploatacji i transportu na budowę. Również nie powinno być większych odchyleń, jeśli chodzi o rozpoznanie grubości nakładu. W zasadzie na tym etapie prac geologicznych, złoża lub złoża powinny być udokumentowane w kategorii B, przy czym podana ilość zasobów w tej kategorii powinna odnosić się do całego rozpoznanego obszaru, a nie jego części.



Rys. 3. Wiercenia na szerokim tarasie nadzalewowym rzeki nizinnej

Jeśli chodzi o rozeznanie stosunków wodnych, które, jak wiadomo, mają ogromne znaczenie przy wyjaśnieniu warunków eksploatacji, to musi ono zawierać dokładną głębokość poziomów wodonośnych i ich ilość, wydajność, jakościową analizę, możliwości odwodnienia i ewentualne ciśnienia wód napiętych.

Aby to zadanie rozwiązać, należy niekiedy wykonać większą ilość wyrobisk (a więc przede wszystkim szurfów, szybików, ro-

wów badawczych i otworów wiertniczych), zlokalizowanych podobnie jak w przypadku poprzedniego stadium w postaci mniej lub więcej regularnej siatki, o otworach oddalonych od siebie, zależnie od typu złoża, nie więcej jak 100 m (rys. 3). Na skraju złoża ilość wierceń może być bardziej zagęszczona. Wyniki badań powinny być naniesione na dokładne plany w podziale 1:2000 lub 1:1000, na podkładzie topograficznym, z poziomiami poprowadzonymi co 0,5 m lub co najmniej co 1 m. Ścisłe rzecz biorąc, trzeba wykonać szereg planów ilustrujących miąższość złoża, grubość nakładu, głębokość spągu, stosunki wodne w złożu i mapę obliczeniową zasobów. Trzeba też przewidzieć wykonanie planu, na którym będzie podany podział złoża na poszczególne warstwy lub grupy warstw, o ustalonych cechach technicznych, np. odnośnie składu petrograficznego, wytrzymałości itp.

Na zakończenie artykułu należy poświęcić jeszcze kilka słów na temat sposobów obliczeń zasobów. Istnieje dziś 8 sposobów, z których każdy ma swe dobre i złe strony. Dla obliczeń surowców materiałów budowlanych najodpowiedniejsze są następujące: izolalii, równoległych przekrojów, średniej arytmetycznej, trójkątów i wieloboków.

Najlepsze wyniki dają dwie pierwsze, tj. metoda izolalii i równoległych przekrojów. Pierwszą z nich stosuje się przy złożach materiałów jednorodnych, gdy ilość wyrobisk jest stosunkowo duża. Należy tylko pamiętać, że cechuje ją nieunikniona subiektywność opracowującego i że przy interpretacji izolalii zachodzą czasem pewne trudności. Metoda równoległych przekrojów jest najlepszą metodą w ogóle. Zazwyczaj stosuje się przy niej przekroje pionowe. Jedynym warunkiem jest tutaj usytuowanie wyrobisk na liniach mniej lub więcej równoległych. Można ją stosować zarówno do złóż o dużej miąższości, jak i niewielkiej i o dowolnej tektonice (położenie poziome lub pochylone).

Metody średniej arytmetycznej, trójkątów i wieloboków stosować można rozmaicie. I tak, metodę średniej arytmetycznej stosuje się do złóż o niewielkiej miąższości, względnie do warstw grubych, lecz występujących na większej przestrzeni nieprzerwanie. Przy tych typach złóż, kiedy zastosuje się regularną siatkę, można otrzymać względnie dobre wyniki. Metoda trójkątów nadaje się również przy regularnej siatce wierceń i mało zmieniającej się miąższości złoża. Wreszcie metoda wieloboków jest stosunkowo najtrudniejsza i może być używana przy złożach o nieznacznej miąższości, lecz o dużym rozprzestrzenieniu.

W tych krótkich rozważaniach starałem się naszkicować w ogólnych zarysach zakres i częściowo metodykę badań geologiczno-surowcowych dla budownictwa wodnego, w oparciu o bogate doświadczenia ZSRR, a także o własne rezultaty prac. Zdaję sobie doskonale sprawę, iż i te uwagi będą jeszcze wymagały poprawek i uzupełnień i dlatego każda wypowiedź będzie niesłychanie cenna. W najbliższej przyszłości zamierzam metodykę badań omówić trochę szczegółowiej, zależnie od warunków geologicznych w szczególności panujących na Nizinie Polskiej.

LITERATURA

1. Blizniak W. — Wodnyje issledowanija. 1952 r.
2. Glodek J. — Rola badań geomorfologicznych w budownictwie wodnym. Przegląd Geologiczny nr 12/54.
3. Glodek J. — Planowanie prac geologicznych dla budownictwa wodnego. Gospodarka Wodna nr 9/55.
4. Górecka D., Kukliński A. — Zagadnienie surowcowe przemysłu silikatowego w woj. warszawskim. Przegląd Geolog. nr 2/55.
5. Kamiński M. — Zagadnienie podstawowych baz surowcowych przemysłu materiałów budowlanych. Przegląd Geolog. nr 9 i 10/54.
6. Paszyński K. — Oplacalność odbudowy złóż kruszywa. Przegląd Geolog. nr 3/55.
7. Popow. (red.) — Inżynier. geologicz. issledowanija dla gidroenerg. stroitelstwa. 2 tomy, 1950 r.
8. Smirnow W. I. — Ustalenie zasobów surowców mineralnych (tłumacz. z języka rosyjskiego) 1954 r.
9. Witebski Z. — Kilka uwag w sprawie miejscowych materiałów budowlanych dla budowy stopni piętrzących. Gospodarka Wodna nr 10/55.
10. — Instrukcja Nr 3 Prezes C. U. G. z dn. 3.V.1954 r. w sprawie ustalania złóż piasków i żwirów. Przegląd Geolog. nr 6/54.
11. — Instrukcja Nr 9 Prezesa C. U. G. z dn. 19.V.54 r. w sprawie ustalania (dokumentowania) zasobów złóż kamieni drogowych, ciosowych i przemysłowych. Przegląd Geolog. nr 7/54.

INŻ. WOJCIECH WOLSKI

Stateczność zapór ziemno-narzutowych uszczelnionych rdzeniem z gruntów spoistych

Wstęp

Perspektywy rozwojowe wydawnictwa wodnego obejmują między innymi budowę zbiorników na dopływach podkarpackich. Liczne dotychczasowe badania geologiczne wykazały jednak w większości wypadków nieodpowiednie warunki do fundowania zapór betonowych. Mała wytrzymałość, liczne spękania i uskoki w podłożu skalnym stwarzają poważne trudności przy budowie zapór betonowych.

Te niekorzystne warunki geologiczne mogą nie stanowić natomiast przeszkody dla budowy zapór ziemnych. Dowodem tego mogą być liczne przykłady wykonanych w różnych krajach zapór ziemnych, a ściślej mówiąc ziemno-narzutowych, w dolinach typu górskiego i podgórskiego, w warunkach geologicznych niejednokrotnie bardzo ciężkich.

Wybudowane zapory ziemno-narzutowe są bardzo różnorodne, a każda z racji posiadania odrębnych cech stanowi inny typ. Można je jednak podzielić, w zależności od rodzaju przepływu wodnego, na dwie podstawowe grupy: zapory z przeponą w postaci rdzenia z gruntów nieprzepuszczalnych i zapory z przeponą wykonaną nie z gruntu, a np. betonową, bitumiczną czy stalową. Najczęściej wykonywane są zapory w rdzeniu z gruntów nieprzepuszczalnych. Jako przykład wzrastającej popularności zapór tego typu może posłużyć zestawienie w tablicy I. Podane są w nim przekroje większych zapór ziemno-narzutowych z rdzeniem, wykonanych w ostatnim dziesięcioleciu.

Przewagą takiego przekroju zapory nad innymi typami zapór ziemno-narzutowych polega przede wszystkim na wykorzystaniu miejscowych materiałów. Tak więc część statyczna korpusu zapory może być wykonana z alluwium: żwirów i otoczków, a w przypadku dużych robót skalnych związanych z wykonaniem przelewów, sztolni upustowych, czy dróg dojazdowych z uzyskanego stąd materiału skalnego. Zalegające na zboczach dolin gliny zwietrzelineowe mogą być wykorzystane do budowy warstwy nieprzepuszczalnej. Centralne położenie w korpusie zapory tej warstwy umożliwia stosowanie gruntów nawet o małej wytrzymałości na ścinanie, pod warunkiem, żeby nie były one aktywne (aktywność = $\frac{\text{wskaznik plastyczności}}{\% \text{ frakcji ilastych}}$ powinna być w pobliżu jedności),

który to warunek pozwala przypuszczać, że właściwości mechaniczne gruntu będą trwałe. To całkowite wykorzystanie materiałów miejscowych do budowy zapory jest źródłem ekonomii zapór z rdzeniem z gruntów spoistych.

Wybitnym tego przykładem może być budowana obecnie w Szwajcarii zaporą Goeschenenalp na rzece Reuss. Początkowo zaporą zaprojektowaną była jako betonowa ciężka, jednakże na wniosek wykonawców posiadających nowoczesny sprzęt do wykonania robót ziemnych, projekt zmieniono, przyjmując zaporę ziemno-narzutową z rdzeniem (tablica I). Mimo pozornie niekorzystnych warunków dla budowy zapory ziemnej, na co przede wszystkim złożyły się wielka wysokość zapory i wąska dolina, projektowane koszty zapory uległy zmniejszeniu prawie o 50%.

Zapory ziemno-narzutowe uszczelnione rdzeniem wydają się być najkorzystniejsze i w naszych dolinach podkarpackich. Żeby korzyści te były jak największe, przekroje zapór powinny być zaprojektowane racjonalnie, tzn. posiadając jak najbardziej oszczędny przekrój winny spełniać wszystkie warunki stateczności. Statecznością zapór tego typu zajmuje się niniejszy artykuł.

Stateczność

Stateczność zapór ziemno-narzutowych z rdzeniem z gruntów spoistych, zapór składających się z dwu rodzajów gruntów o zupełnie odmiennych właściwościach, jest zagadnieniem złożonym i w zależności od warunków w każdym przypadku nieco różnym. Pomimo tych różnic następuje ogólny schemat sprawdzania stateczności zapór tego typu. Sprawdzanie to w najogólniejszym przypadku powinno składać się z trzech elementów:

- sprawdzenie stateczności skarp,
- sprawdzenie stateczności rdzenia,
- sprawdzenie stateczności na przesunięcie odpowietrznej, statycznej części korpusu zapory.

Sprawdzenie stateczności skarp w przypadku gdy grunt podłoża posiada wytrzymałość na ścinanie większą lub równą wytrzymałości części statycznej korpusu zapory,

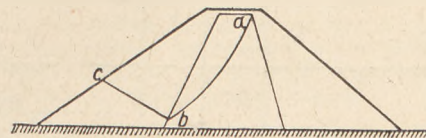
srowadza się do porównania kąta tarcia wewnętrznego i kąta nachylenia skarpy. Jeżeli natomiast podłoże stanowią grunty o mniejszej wytrzymałości na ścinanie, np. gliny zwietrzelineowe, to wtedy stateczność sprawdzić należy powszechnie stosowaną metodą szwedzką (Pettersson Hultin, Fellenius), wprowadzając badane krzywe poślizgu w słabe warstwy. Otrzymane z obliczeń współczynniki określają stopień stateczności skarp.

Jeżeli części statyczne korpusu zapory wykonane są z bardzo grubych żwirów, otoczków lub narzutu, w obliczeniach można pominąć działanie ciśnienia splywowego. W takich bowiem gruntach może powstać nieznaczny tylko spadek hydrauliczny, który, jak wiadomo, określa wartość ciśnienia splywowego. Jeżeli natomiast nasyp statyczny zapory wykonany jest z drobnych żwirów lub pospółek, należy uwzględnić wpływ ciśnienia splywowego przy sprawdzaniu skarpy odwodnej, zakładając możliwość szybkiego obniżenia zwierciadła wody w zbiorniku.

*

O ile pierwszy warunek jest oczywisty, a sprawdzanie jego powszechnie wykonywane, to warunek drugi, szczególnie w przypadku rdzenia o niewielkiej grubości, wydaje się zbędny. Można by bowiem przyjąć, że sprawdzenie stateczności rdzenia zawarte jest w sprawdzeniu stateczności skarp, o ile tylko przewidywane krzywe poślizgu były odpowiednio poprowadzone. Jednak tak nie jest.

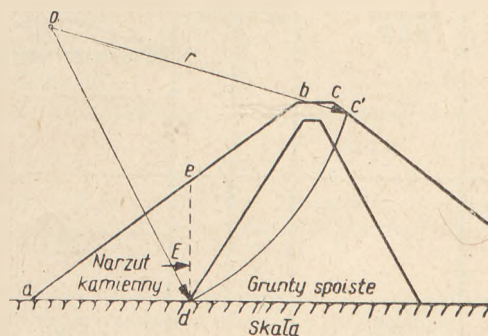
Różne właściwości, a szczególnie różne wytrzymałości na ścinanie materiałów tworzących nasyp statyczny i rdzeń powodują, że ewentualny poślizg nie nastąpiłby tu wzdłuż walcowej powierzchni poślizgu, jak to ma miejsce w gruntach jednorodnych lub o właściwościach wytrzymałościowych podobnych, a wzdłuż powierzchni częściowo walcowej, częściowo płaskiej, z wyraźnym załamaniem na granicy rdzenia i części statycznej korpusu zapory (rys. 1).



Rys. 1.

Wobec tego zsuw jest możliwy tylko wraz z odkształceniem zsuwającej się bryły, co nie jest zgodne z założeniami metody szwedzkiej i uniemożliwia zastosowanie jej w normalnej postaci. Jeżeli dodać tu, że grunty spoiste wbudowane w rdzeń, znajdujące się pod działaniem wody, mogą mieć bardzo niskie parametry wytrzymałościowe, to w takich warunkach krzywa poślizgu położona w rdzeniu może być bardziej miarodajna, niż krzywe leżące w części statycznej i podłożu, a sprawdzenie stateczności rdzenia urasta do odrębnego zagadnienia.

W literaturze spotyka się niewiele propozycji dostosowania metody szwedzkiej do sprawdzania stateczności rdzenia zapór ziemno-narzutowych.



Rys. 2.

Najczęściej stosowana była metoda przedstawiona na rys. 2 podana przez Ehrenberga. Zasada jej jest następująca: zsuwająca się bryła podzielona jest na dwie oddzielne części przez pionową płaszczyznę d-e; ciężar i inne siły obciążające część bcc'de

TABLICA I

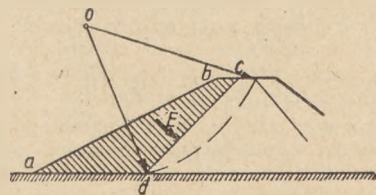
PRZĘKROJE ZAPÓR ZIEMNO-NARZUTOWYCH WYKONANYCH W CIĄGU OSTATNICH 10 LAT

L.p	Zapora	Rok ukończenia budowy	Najw. wys. m	Przekrój (schematycznie)
1.	Marmorea Szwajcaria	1953	80	
2.	Goeschenentalp Szwajcaria	w budowie	134	
3.	Anderson Ranch U.S.A.	1947	140	
4.	Medicine Creek U.S.A.	1949	35	
5.	Boysen U.S.A.	1950	70	
6.	Peters U.S.A.	1954	56	

są siłami zsuwającymi; odpór części ade i siły tarcia wzdłuż powierzchni d-c siłami utrzymującymi. Rdzeń jest stateczny, jeżeli moment sił utrzymujących względem punktu 0 jest większy od momentu sił zsuwających.

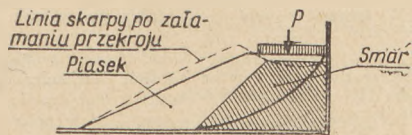
Na III Międzynarodowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania w Zurychu (1953), Nonveiller podał metodę, która w oparciu o bardziej prawidłowe założenia daje bliższe prawdy wyniki [5]. Nonveiller uważa, że siły działające na rdzeń wywołują jego odkształcenie, co z kolei pociąga za sobą odpór całego nasypu statycznego, a nie jego części, jak uważał Ehrenberg. Z tego powodu Nonveiller wprowadza jako siłę utrzymującą odpór całego nasypu statycznego (rys. 3). Odpór ten należy liczyć zgodnie z prawem Coulomba, a kierunek jego działania przyjmować prostopadle do płaszczyzny styku rdzenia z nasypem statycznym. To ostatnie założenie, chociaż niezupełnie zgodne z rzeczywistością, daje jednak pewien zapas na korzyść bezpieczeństwa.

Dla potwierdzenia tych założeń Nonveiller wykonał badania modelowe. Modele, z których jeden przedstawiony jest schematycznie na rys. 4, wykonane były w korycie ze szklanymi ścianami umożliwiającymi obserwację. Nasyp statyczny formo-



Rys. 3.

wany, był z piasku, a rdzeń ze smaru o prawie zerowym kącie tarcia wewnętrznego i niewielkiej kohezji. Model obciążany był w koronie aż do załamania się przekroju i przesunięcia jego części wzdłuż powierzchni poślizgu. Przekroczone warunki równowagi



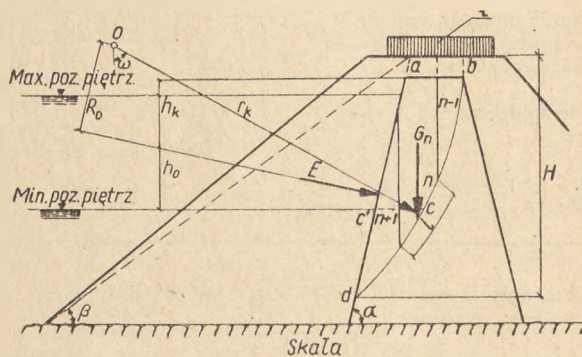
Rys. 4.

modelu sprawdzane były teoretycznie według przyjętych przez Nonvilleira założeń oraz porównywane z wynikami obliczonymi według Ehrenberga. Wyniki trzech z kilkudziesięciu prób wykonanych przez Nonvilleira przedstawione są w tabelicy II. Z tabelicy tej wynika, że metoda Nonvilleira daje wyniki prawie zupełnie zgodne z badaniami modelowymi, a metoda Ehrenberga wartości o około 25% za małe. Można więc przyjąć, że założenia Nonvilleira są bliższe rzeczywistych warunków równowagi.

Praktycznie, sprawdzenie stateczności rdzenia według założeń Nonvilleira można wykonać według następującego schematu (rys. 5):

1. Przyjąć prawdopodobną powierzchnię poślizgu (dla danego przekroju zapory czterokrotne powtórzenie próby pozwala na przybliżeniu określić powierzchnię o najmniejszym współczynniku stateczności).
2. Zsuwającą bryłę podzielić na paski (jak w metodzie szwedzkiej i dla każdego paska obliczyć ciężar G_n . Obliczając ciężary poszczególnych pasków należy uwzględnić działanie wody. Przy sprawdzaniu stateczności w kierunku skarpy odwodnej należy uwzględnić możliwość szybkiego obniżenia poziomu wody w zbiorniku o wartość h_0 , odpowiadającą warunkom eksploatacyjnym. Wobec tego ciężar objętościowy gruntu powyżej linii c-c należy przyjmować z uwzględnieniem wody, tzn. ciężar objętościowy gruntu mokrego. Ciężar taki należy przyjmować do korony rdzenia, licząc się z możliwością podsiąkania kadopilarnego h_k . Założenia takie można przyjąć w oparciu o badania Reiniusa [6], który dla zapory z rdzeniem wykonał siatkę hydrodynamiczną przy szybkim obniżeniu zwierciadła wody w zbiorniku (rys. 6). Z badań Reiniusa wynika, że linie prądu w rdzeniu układają się niemal pionowo, a zginają się dopiero tuż przy obniżonym zwierciadle wody, co oznacza, że kierunek sił filtracyjnych jest prawie pionowy. Bez większego błędu można również przyjąć powyższe założenia przy obliczaniu zsuwu w kierunku skarpy odwodnej, bowiem i w tym przypadku kierunki linii prądu nieznacznie odchylają się od pionu.

3. Obliczone ciężary G_n poszczególnych pasków pomnożyć przez $\sin \omega$ (rys. 5), znajdując składową styczną do powierzchni poślizgu.
4. Ciężary G_n pomnożyć przez $\cos \omega \tan \varphi$ (rys. 5), otrzymując siłę tarcia.



Rys. 5.

5. Długość łuków poszczególnych pasków l pomnożyć przez wartość kohezji c .
6. Obliczyć odpór gruntu E części statycznej korpusu zapory. Wartość odporu obliczyć można znajdując wykres odporów jednostkowych, zgodnie z prawem Coulomba, wzorem podanym przez Müller-Breslau:

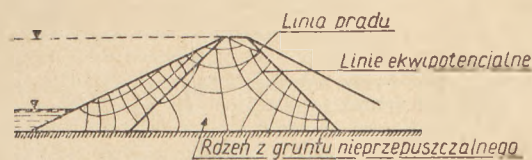
$$\text{odpór jednostkowy } e = \gamma_0 \cdot h \cdot \mu \quad [1]$$

gdzie: γ_0 — ciężar objętościowy gruntu t/m^3
 h — głębokość rozpatrywanego przekroju m

$$\mu = \frac{\sin^2(\varphi - \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad [2]$$

φ — kąt tarcia wewnętrznego gruntu części statycznej,
 δ — kąt tarcia w płaszczyźnie d-a, z zapasem na korzyść bezpieczeństwa przyjmuje się $\delta = 0$

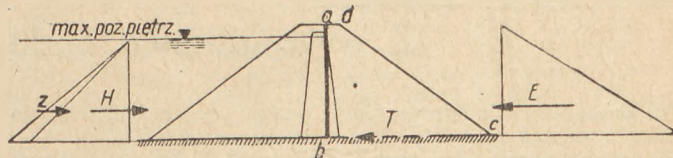
oznaczenia pozostałych kątów jak na rys. 5. Ciężar objętościowy gruntu γ_0 należy przyjmować ponad obniżonym zwierciadłem wody jak dla gruntu wilgotnego, poniżej jak dla gruntu mokrego z uwzględnieniem wyporu.



Rys. 6.

7. Współczynnik stateczności rdzenia otrzymuje się wstawiając otrzymane wyniki do wzoru:

$$n = \frac{\Sigma(G \cos \omega \tan \varphi + cl) R + ER^0}{\Sigma G \sin \omega \cdot R} \quad [3]$$



Rys. 7.

W powyższych obliczeniach nie uwzględnia się z korzyścią dla bezpieczeństwa, utrzymującego działania parcia wody na krawędź rdzenia na odcinku c-d.

*

W przypadku rdzenia o niewielkiej grubości miarodajne dla stateczności zapory może się okazać sprawdzenie na przesunięcie części statycznej od strony dolnej wody. Warunek ten sprawdza się, rozpatrując równowagę bryły a-b-c-d rys. 7, ograniczonej od strony górnej wody pionową płaszczyzną, poprowadzoną przez krawędź korony rdzenia. Przyjmuje się, że płaszczyzna ta jest nieprzepuszczalna i znajduje się pod działaniem parcia wody H oraz parcia ziemi Z . Pod działaniem tych sił płaszczyzna a-b wywołuje w bryle a-b-c-d odpór E .

TABLICA II. Wyniki badań modelowych

Rodzaj siły	Jednostka	Próba 1	Próba 2	Próba 3
Obciążenie modelu, przy którym nastąpiło załamanie nośność rzeczywista . .	kg	30	18	20
Nośność wyliczona wg Nonveillera	kg	27	17	21
Nośność wyliczona wg Ehrenberga	kg	—	12,7	15,7

Dla zachowania równowagi części statycznej korpusu zapory musi być zachowany warunek

$$H + Z < E \quad [4]$$

Wartości sił wchodzących do warunku 4 określa się ze wzorów:

$$H = \frac{1}{2} h^2 \gamma_w \quad [5]$$

$$Z = \frac{1}{2} h^2 \gamma_z \lambda \quad [6]$$

gdzie:

h — wysokość zapory m
 γ_w, γ_z — ciężary objętościowe wody, gruntu t/m³

$$\lambda = \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]} \quad [7]$$

oznaczenia kątów jak we wzorze 2.

Wartość oporu E oblicza się zgodnie ze wzorami [1, 2]. W przypadku jeśli w podłożu zapory zalegają grunty o mniejszym kącie tarcia wewnętrznego, bardziej miarodajnym od warunku 4 może się okazać warunek

$$H + Z < T \quad [8]$$

przy czym:

$$T = G \cdot f \quad [9]$$

gdzie:

G — ciężar bryły a-b-c-d t
 f — współczynnik tarcia.

Założenia te są oczywiście dość dowolne, szczególnie zastąpienie rdzenia szczelną płaszczyną a-b jest niedokładne. Dlatego też płaszczynę tę należy przyjmować bliżej krawędzi odpowietrznej rdzenia, otrzyma się wówczas zapas na korzyść bezpieczeństwa. Warto również zauważyć, że w przypadku gdy część odwodna zapory wykonana jest z narzutu kamiennego, o stromej skarpie odwodnej, można przy rozpatrywaniu warunków 4 i 8 pominąć siłę Z . Wartość jej nawet w przypadku skarpy o dość łagodnym nachyleniu 1 : 1,5 i kącie tarcia 40°C nie przekracza 15% wartości siły H .

W n i o s k i

Przy sprawdzaniu stateczności zapór żwirowo-narzutowych z rdzeniem należy pamiętać o charakterystycznych cechach każdej zapory, którymi przede wszystkim są: właściwości gruntów podłoża, właściwości gruntów — materiału budowlanego oraz warunki eksploatacyjne zbiornika wodnego i zapory.

W zależności od charakterystycznych cech projektowanego przekroju zapory, jeden z rozpatrywanych trzech warunków stateczności okaże się najbardziej miarodajny. W przypadkach skrajnych można będzie z góry jeden z warunków odrzucić jako nieaktualny. Na przykład w przekroju zapory o bardzo cieniłym rdzeniu sprawdzanie stateczności rdzenia jest niecelowe i odwrotnie, przy dużej grubości rdzenia staje się miarodajne.

Obliczanie stateczności zapór żwirowo-narzutowych z rdzeniem wymaga, jak wynika z powyższych rozważań, przyjęcia wielu upraszczających założeń, co często może wpłynąć na znaczne wypaczenie wyników, dlatego w przypadkach trudniejszych, gdy przyjęcie odpowiednich założeń napotyka na trudności, najbardziej celowe będzie sprawdzenie otrzymanych wyników badaniami modelowymi.

L I T E R A T U R A

1. Dębski K. — W sprawie wyboru typu zapory na rzekach podkarpackich, „Gospodarka Wodna” 7/1952.
2. Eggenberger W. — The Goeschenenalp rock-fill dam project, „Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” tom III — 1953 Szwajcaria.
3. Griszin M. M. — Gidrotechničeskie Sooruzenija, 1954 Moskwa.
4. Krey H. — Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes 1936, Berlin.
5. Nonveiller E. — The stability of slopes of dams composed of heterogeneous materials, „Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” tom II, 1953, Szwajcaria.
6. Reimius E. — the stability of the upstream slope of earth dams. 1918. Sztokholm.
7. Dams and control works. 1954. Washington.

D Z I A Ł I V — W Y K O N A W S T W O

INŻ. STANISŁAW HAWRYŁKIEWICZ

Z wykonawstwa budowli wodnych w Bułgarii

W końcu 1955 r. miałem możliwość poznać tutejsze budownictwo wodne oraz szereg wielkich i ciekawych budynków¹⁾.

Zanim przystąpię do opisu zwiedzanych budowli, organizacji wykonawstwa i poczynionych spostrzeżeń, dla wyjaśnienia warunków, w jakich budownictwo wodne w Bułgarii rozwija się, podam na wstępie nieco ogólnych wiadomości o współczesnej Bułgarii i rozwoju jej gospodarki wodnej.

Bułgaria obejmuje obszar 111 000 km². Nieco mniej niż 1/3 terytorium leży na wysokości do 200 m n.p.m., nieco więcej niż 1/3 na wysokości 200—500 m, pozostała część terytorium to góry, przy czym 13% terytorium położone jest powyżej 1000 m, a 4% powyżej 1500 m n.p.m.

Na południe od Dunaju znajduje się żyzne płaskowzgórze, zajmujące ok. 1/4 powierzchni całego kraju. Jest to obszar zupełnie pozbawiony lasów, zajęty przeważnie przez grunty orne. Płaskowzgórze naddunajskie opiera się na południu o góry Stara Pla-

nina (Góry Bałkańskie), formacji trzeciorzędowej, ciągnące się wzdłuż całej Bułgarii. Rozdziela ją one jej terytorium na dwie prawie równe części. Góry te pokryte są lasami bukowymi i dębowymi oraz poprzecinane licznymi strumieniami i rzekami. Na południe od Starej Planiny rozciąga się obszerna i żyzna dolina rzeki Maricy, dalej zaś na południe, aż do granicy greckiej góry Rodope. Na zachód rzeki Maricy i gór Rodope leży zachodnia, najbardziej górzysta część kraju, porośnięta lasami iglastymi i poprzecinana licznymi ciekami wodnymi, doskonale nadającymi się do wyzyskania energii wodnej. Znajdują się tutaj najwyższe góry Bułgarii — Ryla i Piryn.

Terytorium Bułgarii jest położone w południowej części umiarkowanego pasa klimatycznego. W ogólnych zarysach charakterystyczny jest tu typ klimatu kontynentalnego. Ogromny wpływ na klimat Bułgarii mają wiatry zachodnie. Dzięki nim łagodzące klimatyczne działanie morza Czarnego, szczególnie zimą, rozprzestrzenia się jedynie na wąski przybrzeżny pas. W Bułgarii często również wieją wiatry północno-wschodnie, powodujące

¹⁾ Pobyt w Bułgarii objął grupę kilku inżynierów hydrotechników.

w niektórych latach bardzo poważne szkody dla rolnictwa. W zimie, szczególnie w północno-zachodniej części kraju, zwiędają one pokrywę śnieżną, obnażając oziminy, a latem wysuszają glebę. Susze w ważniejszych rolniczych rejonach Bułgarii są nieraz związane z suchymi, gorącymi wiatrami, wiejącymi od strony Afryki Północnej.

Średnia temperatura stycznia wynosi na południu $+2^{\circ}\text{C}$, a na zachodzie -2°C . Średnia temperatura lipca wynosi $23-25^{\circ}\text{C}$. Wysokie temperatury letnie sprzyjają silnemu parowaniu i dlatego, szczególnie dla normalnego rozwoju licznych kultur roślinnych, brakuje wilgoci.

Średnia roczna wysokość opadów na terytorium Bułgarii wynosi ok. 650 mm. Pomiędzy poszczególnymi rejonami zachodzą jednak poważne różnice, wynikające przede wszystkim z osobliwości ukształtowania terenu. Gdy w górskich rejonach, a szczególnie na zachodnich zboczach gór, w ciągu roku opady dochodzą do 800 — 1000 mm, albo lokalnie nawet i więcej, to w najważniejszych rejonach rolniczych na dunajskim płaskowzgórzu i w dolinie rzeki Maricy średnia roczna wysokość opadów wynosi 500 — 600 mm, a nawet poniżej 500 mm, jak np. w rejonie miasta Płowdiw lub w południowej Dobrudży. Dlatego też dla uzyskania stałych i wysokich urodzajów rozległe tereny rolnicze, zarówno na północy jak i południu Bułgarii, wymagają nawodnień. Ogólnie biorąc, ponad połowa wszystkich gruntów uprawnych w Bułgarii wymaga nawodnień.

Bulgaria posiada gęstą sieć rzeczną. Większość rzek posiada górski charakter, o bardzo zmiennych objętościach przepływów i dużych spadkach. Nadają się one doskonale do wyzyskania energii wodnej. Według przeprowadzonego katastru sił wodnych zasoby energii wodnej w Bulgarii określa się na ok. 3 500 MW, co odpowiada rocznej produkcji ok. 10—12 miliardów kWh. Szczególnie zasobne pod tym względem są rzeki spływające ze zboczy masywu Ryla — Rodope.

Rabunkowa gospodarka leśna w Bułgarii, prowadzona jeszcze za czasów tureckich, a później — kapitalistycznych, doprowadziła do znacznego wyniszczenia lasów na większej części terytorium Bułgarii. Wpłynęło to bardzo ujemnie na równomierność spływu wód i regime rzek, spowodowało też erozję urodzajnych gleb na dużych powierzchniach. W lepszym stanie zachowały się lasy tylko w niektórych, mniej dostępnych górskich rejonach, a szczególnie w Staro-Planińskim i Ryfo-Rodopskim masywie. Tu są skoncentrowane najbardziej cenne wysokopienne lasy Bułgarii, złożone głównie z buków i drzew iglastych. Na pozostałej części terytorium Bułgarii zachowały się przeważnie niskopienne lasy liściaste. Lasy te zajmują do 60% leśnej powierzchni kraju, ale zawierają tylko ok. 15% jego zapasów drzewa.

W 1951 r. rozpoczęto w Bułgarii realizację wszechstronnego planu zalesienia. W kapitalistycznej Bułgarii w ciągu pół wieku zasadzono zaledwie 100 000 ha lasów, a w Ludowej Republice tylko w ciągu I planu pięcioletniego zasadzono ok. 180 000 ha lasu. Zgodnie z uchwałą rządu z 1951 r. w ciągu 12 lat zostanie zalesione ok. 1 mln. ha. Obecnie zakładane są pasy leśne wzdłuż obu brzegów rzek Maricy, Kamczu i na prawym brzegu Dunaju, o szerokości 1 km, a wzdłuż czarnomorskiego wybrzeża o szerokości 15 km. System pasów leśnych zakłada się również w Południowej Dobrudży.

Z bogactw kopalnianych Bugarii, największe znaczenie posiada węgiel (przeważnie brunatny). Ilości jego, jakkolwiek znaczne, nie wystarczają jednak na pokrycie wszystkich potrzeb, stąd też wynika m. in. konieczność forsowania budowy siłowni wodnych. Są tu też rudy różnych metali: miedzi, cynku, ołowiu, żelaza, chromu i manganu, ostatnio wykryto również złoża nafty i gazu ziemnego.

Bułgaria liczy ok. 7,8 mln. mieszkańców. 70% ludności mieszka na wsi, a 30% w miastach. W związku z szybkim rozwojem przemysłu, zaznaczył się ostatnio poważny wzrost ludności miejskiej.

O tempie rozwoju przemysłu mogą świadczyć następujące liczby.

- udział ciężkiego przemysłu w ogólnej gospodarce narodowej wzrósł z 23,0% w 1939 r. do 41,2% w 1953 r.,
- w 1952 r. wydobyto 4,2 raza więcej rud metalicznych niż w 1948 r., a 45 razy więcej niż w 1939 r.,
- w 1953 r. ciężki przemysł dał 9 razy większą produkcję niż w 1939 r.

Jasne jest, że przy tak znacznym wzroście produkcji przemysłowej musi odpowiednio wzrastać zapotrzebowanie wody i energii dla celów przemysłowych. Szybki wzrost ludności w miastach powoduje również zwiększone zapotrzebowanie wody dla celów pitnych. Olbrzymich wprost ilości wody potrzebuje rolnictwo dla nawodnienia znacznej części gruntów uprawnych Bułgarii.

Młoda republika bułgarska w zdecydowany sposób przystąpiła do postawienia gospodarki wodnej na odpowiednim poziomie i rozwiązania jej zasadniczych problemów. Bułgarzy rozumieją, że od opanowania żywiu wodnego i właściwego wykorzystania wody zależy przyszłość ich kraju. Zabrali się więc do pracy w sposób planowy i z całą energią.

Jak już wspomnieliśmy, potrzeby gospodarcze kraju wymagają wykorzystania wody pod każdym względem zarówno dla celów energetycznych i nawodnień, jak też dla zaopatrzenia w wodę przemysłu, miast i osiedli. W związku z powyższym, zagadnienia gospodarki wodnej w Bułgarii są rozwiązywane w sposób kompleksowy. Opracowywany jest perspektywiczny plan gospodarki wodnej dla całej Bułgarii, w formie studium techniczno-ekonomicznego. Prace nad planami perspektywicznymi są już daleko zaawansowane; został opracowany plan dla południowej Bułgarii, a w 1956 r. zostanie ukończony dla północnej.

O zainteresowaniu zagadnieniami energetyki i osiągnięciach w tej dziedzinie świadczą następujące liczby:

Ogólna moc elektrowni oddanych do użytku w 1951 r. prawie dorównywała mocy wszystkich elektrowni wybudowanych przed II wojną światową. Rozwój produkcji energii elektrycznej ilustrują cyfry:

	1939 r. —	266	miln. kWh
	1952 r. —	1357	„
plan	1957 r. —	2700	„

W obecnej chwili udział siłowni wodnych w ogólnej produkcji energii elektrycznej wynosi ok. 35%. Ponieważ jednak budowa siłowni wodnych prowadzona jest w znacznie większym zakresie niż ciepłych, stosunek ten w 1957 r. wyniesie 50%. Na budowę siłowni państwo przeznacza ok. 40% wszystkich wydatków przeznaczonych na budownictwo przemysłowe.

W obecnym planie pięcioletnim (1953—1957) przewiduje się budowę siłowni o łącznej mocy 430 MW, z tego 2/3 przywładnie na siłownie wodne. Ogólna moc istniejących siłowni wodnych szacowana jest na ok. 130 MW, co stanowi ok. 3,7% wykorzystania ogólnych zasobów mocy na rzekach Bułgarii.

Obecnie znajduje się w budowie 7 siłowni wodnych, o łącznej mocy 295 MW i rocznej produkcji ok. 1 miliarda kWh. Termin oddania ich do użytku ustalono na 1957 r., a więc w tym czasie wyzyskanie istniejących zasobów energii wodnej wzrośnie do ok. 120%.

Przeważa tereny rolnicze wymagające nawodnień leżą w nizinach, niemal wszędzie istnieje możliwość powiązania budowy siłowni wodnych z nawodnieniami. Woda, po wykorzystaniu jej w górnych partiach rzek dla celów energetycznych, może być następnie ujęta i doprowadzona na tereny wymagające nawodnień.

Z budującego się obecnie kompleksu siłowni wodnych „Batak” zostanie nawodnionych ok. 20 000 ha gruntów uprawnych w kotlinie Sofijskiej. Z będącego w budowie kompleksu siłowni wodnych rzeki Iskir zostanie nawodnionych 46 800 ha gruntów uprawnych, położonych również w kotlinie Sofijskiej. Sprawa nawodnień z kompleksu siłowni wodnych rzeki Ardy jest jeszcze w opracowaniu. Nie można tu podać dokładnych cyfr, w każdym razie chodzi o wielkie obszary południowo-wschodniej Bułgarii, cierpiące na dotkliwy brak wody.

Przed II wojną światową wybudowano w Bułgarii zaledwie jedną niewielką zapórę betonową (długości 101 m i wys. 22,5 m), zbiornik o poj. 2,5 mln. m³ i siłownię o mocy 0,5 MW, tzw. „Złatna Panegę” na rzece Panedze, prawobrzeżnym dopływie Iskiru. Budowę tę wykonała spółka wodna w latach 1936—38, przede wszystkim dla nawodnienia ok. 700 ha gruntów uprawnych. Przed wojną zapoczątkowano również budowę zapory i zbiornika wodnego na rzece Biały Iskir w masywie Rylskim, dla zaopatrzenia w wodę pitną i przemysłową Sofii. Znaczna różnica poziomów wykorzystano dla celów energetycznych, budując na trasie rurociągu, biegnącego przeważnie sztolniami, trzy siłownie wodne. Był to już poważny obiekt. o kubaturze robót betonowych 926 000 m³, większość jednak robót została wykonana za czasów Republiki Ludowej.

Do wielkich budów zapoczątkowanych w czasie wojny należy hydrowieżę „Aleksander Stamboliński” na rzece Rosicy, oraz kompleksy zbiorników i siłowni wodnych „Ryła” na rzece Rylska w masywie górskim Ryła.

Hydroweźel „Aleksander Stamboliński“, składający się ze zbiornika pojemności 220 mil. m³, zapory kamiennej o wysokości 52 m i długości 300 m, oraz siłowni wodnej „Rosica I“ o mocy 7,5 MW został rozpoczęty w 1942 r., a ukończony w 1953 r. Budowa zo-

stała wykonana dla celów retencyjnych, przeciwpowodziowych i nawodnienia ok. 35 000 ha urodzajnych gruntów. Cele energetyczne stały tu na drugim planie. O rozmiarach urządzeń nawodniających świadczą następujące dane: dwa główne kanały nawodniające o początkowych przepływach 5 — 8 i 20 — 22 m³/sek i ogólnej długości ok. 200 km, 1200 km kanałów drugorzędnych i ponad 2000 km rowów rozprowadzających, dwa syfony pod rzeką Rosicą długości 1670 i 2700 m, poza tym 7 tuneli, kilka akweduktów i przepompowni dla podawania wody na wyższe stanowiska, oraz większa ilość mniejszych obiektów.

Kompleks 4 siłowni wodnych „Ryła” na rzece Rylska jest ciekawy z tego powodu, że zostały tu w pełni wykorzystane zasoby energii rzeki, przy ogólnym spadzie 1900 m. Kaskada zaczyna się od 3 bardzo wysoko położonych w górach zbiorników, połączonych ze sobą sztolniami i pracujących jako jedna całość. Roboty wykonano w okresie 1943 — 53. Przy wykonaniu zapór położonych na wysokości ok. 2400 m n.p.m. zostały przewyżczone bardzo poważne trudności związane z warunkami klimatycznymi i komunikacyjnymi. Woda po przejściu przez siłownię zostaje skierowana na nawodnienie ok. 2500 ha gruntów uprawnych w dolinie rzeki Strumy.

Opracowany perspektywiczny plan gospodarki wodnej dla południowej Bułgarii przewiduje budowę kilkudziesięciu zbiorników na licznych ciekach wodnych gór Rodope, oraz gór Stara Planina. Po energetycznym wyzyskaniu wody i częściowym zużyciu na lokalne nawodnienia, ma być ona sprowadzona do wielkiego kanału magistralnego, służącego do nawodnienia dużych obszarów nizin rzeki Maricy. Na trasie tego kanału przewiduje się budowę dwu wielkich zbiorników. Samuilo 280 miln. m³ i Polanowgrad 1000 miln. m³ dla celów retencyjnych, a szczególnie magazynowania wody w okresie zimy dla nawodnień letnich. Kanał magistralny będzie biegł od rzeki Weczy wzdłuż północnych zboczy Rodope w kierunku zachodnim, następnie po przyjęciu zrzuć wody z siłowni wodnych „Batak” skróci na północ, przejdzie syfonem pod rzeką Maricą i dalej, przyjmując kierunek wschodni, pobiegnie wzdłuż południowych stoków Starej Planiny, aż do miejscowości Polanowgrad. Ogólna długość kanału wyniesie 360 km, spad 0,08 — 0,12‰. Objętości przepływów dojdą do 68 m³/s. Przekrój różny, zależny od przepływów w poszczególnych odcinkach. Rozważana jest alternatywa przystosowania kanału dla celów żeglugowych. Poza obszarem nawodnień kanał magistralnego przewiduje się jeszcze budowę kilku bocznych systemów. Ogólna powierzchnia nawodnień wyniesie ok. 900 000 ha.

Obecnie są już w realizacji poszczególne ogniwa tego wielkiego planu wyzyskania zasobów wodnych Południowej Bułgarii dla celów gospodarczych, a mianowicie:

- kompleks zbiorników i siłowni wodnych rzeki Ardy (prawobrzeżny dopływ rzeki Maricy),
- kompleks siłowni wodnych „Batak”,
- kompleks zbiorników i siłowni wodnych rzeki Tundży.

Kompleks siłowni wodnych na rzece Ardzie

Na rzece Ardzie przewiduje się budowę czterech wielkich stopni energetycznych: Sredniogorcy, Kyrdzali, Studen Kładeniec, Swailowgrad (przy granicy z Grecją), o ogólnej pojemności zbiorników przeszło 1 miliarda m³, sumarycznym spadzie 231 m i łącznej mocy siłowni wodnych 175 MW. Poza tym w górnym biegu rzeki przewiduje się budowę jeszcze kilku mniejszych zbiorników wodnych.

Po wykorzystaniu wody dla celów energetycznych będzie ona jeszcze użyta dla nawodnienia dużych obszarów południowo-wschodniej Bułgarii. Ze zbiornika „Studen Kładeniec” ma być nawodnionych ok. 100 000 ha.

Zwiedziliśmy „Studen Kładeniec”. Budowa dopiero w fazie początkowej. Studia i pomiary wykonano w latach 1948—52, projekt wstępny w 1952 r., a techniczny w latach 1953—54. Stopień energetyczny składa się z:

- ciężkiej zapory betonowej, o długości 338 m i wysokości 61,5 m,
- zbiornika pojemności 486 miln. m³,
- sztolni kutej w skale długości 620 m,
- siłowni o mocy 60 MW.

Przewiduje się następujące ilości robót w podstawowych asortymentach:

zapora:	
wykopy fundamentowe (90% kamienia i 10% dyluwium)	145 000 m ³
betony	300 000 m ³
oblicowanie z prefabrykowanych płyt betonowych	100 000 m ²

siłownia ze sztolnią:

roboty górnicze w sztolni	25 000 m ³
wykopy fundamentowe w skale	130 000 m ³
beton i żelbet	60 000 m ³

Zwraca uwagę zastosowanie prefabrykowanych płyt betonowych na oblicowanie zapory, zamiast stosowania deskowań. Przewidywany stan zatrudnienia średnio ok. 1100 ludzi. Ogólny koszt budowy — 350 miln. lewów.

Okres początkowy robót od jesieni 1954 r. do połowy 1955 r. całkowicie poświęcono na urządzenie placu budowy; od połowy 1955 r. przystąpiono do właściwych robót budowlanych, przy czym harmonogram przewiduje wykonanie całości robót w ciągu 2 lat.

Budowa już na pierwszy rzut oka robi wrażenie dobrze przygotowanej. Wybudowano drogi dojazdowe, most na Ardzie, osiedle robotnicze, domki rodzinne dla personelu technicznego, budynki administracyjno-gospodarcze, magazyny i warsztaty mechaniczne. Wszystkie domki rodzinne o charakterze stałym są murowane, kryte dachówką i bardzo starannie wykończone. Hotele robotnicze murowane (częściowo mur pruski) i kilka budynków z drugą kondygnacją drewnianą. Budynki administracyjne, gospodarcze i warsztatowe — murowane. Stołówka i świetlica są starannie urządzone, wyżywienie urozmaicone, posilne i starannie przygotowywane. Dienne utrzymanie robotnika w stołówce wynosi ok. 8 — 10 lewów, przy średnim zarobku 800 do 1000 lewów miesięcznie. Powierzchnia mieszkalna w hotelach robotniczych wynosi 3,5 m² na robotnika. Łóżka w jednej kondygnacji. Woda doprowadzona z pobliskich źródeł grawitacyjnie.

W okresie naszego pobytu na budowie były rozpoczęte już właściwe roboty budowlane; wykonano grodzę betonową i część wykopu fundamentowego pod zapórę, zapoczątkowano roboty w sztolni i rozpoczęto wykop fundamentowy (w skale) pod siłownię. Plac budowy posiadał już następujące urządzenia:

- drogi dojazdowe;
- kolejkę linową długości 2400 m do przewozu piasku z rezerwy materiałowej do magazynu przy centralnej betonowni;
- kolejkę na tor 600 mm do dowozu kamienia z rezerwy materiałowej do kruszarki — sortownika, oraz przenośnik taśmowy długości 300 m dla doprowadzenia kamienia sortowanego z kruszarki do magazynu przy centralnej betonowni;
- magazyn pojemności 4000 m³ do magazynowania kruszywa, złożony z 4 pojemników dla różnych granulacji kruszywa (0 — 5 mm, 5 — 40 mm, 40 — 80 mm i 80 — 120 mm), wyposażony w zespół przenośników do podawania kruszywa, żądanej granulacji, do centralnej betonowni;
- centralną betonownię o 4 kondygnacjach, zaopatrzoną w 4 betoniarke, pojemności po 1250 litrów każda, typu Kaiser; dozowanie kruszywa i wody objętościowe, cementu — wagowe, doprowadzenie cementu z magazynu — pneumatyczne;
- dwa dźwigi linowe (Bleichert, Lipsk), o rozpiętości po 465 m, ustawione wieżami ruchomymi na jednym brzegu i wspólną wieżą stałą na drugim; nośność 9 ton, pojemność kubła 3 m³, szybkość podnoszenia 90 m/min, szybkość wózka 360 m/min., szybkość jazdy wieży przesuwnej 7,5 m/min, najwyższa wysokość podnoszenia 100 m. Osiągana wydajność przy transporcie betonu: 15 — 20 cykli na godzinę, tj. 45 — 60 m³/godz.

Według kalkulacji przeprowadzonej na budowie koszt transportu 1 m³ betonu wyniesie ok. 8 lewów. Kubel do betonu przedzielony jest w środku ścianką na dwie równe części, tworząc jakby dwa rękawy. Beton opróżnia się przez pneumatyczne otwarcie klap. Całość mechanizmu jest tak urządzona, że zapobiega skokowi kubła podczas opróżniania.

Na uwagę zasługują pewne szczegóły centralnej betonowni. Do najwyższej, czwartej kondygnacji kruszywo z magazynu jest doprowadzone przy pomocy dwóch równoległych przenośników taśmowych (szer. 60 cm) do silosu rozrządowego i stamtąd dalej znowu dwoma przenośnikami do silosów ustawionych nad betoniarzami w dwóch szeregach, w ogólnej ilości 10 sztuk. Zrzut kruszywa z taśmy do poszczególnych silosów odbywa się przy pomocy specjalnych, skośnie ustawionych płuków (na każdej taśmie po jednym). W trzeciej kondygnacji umieszczone są silosy z kruszywem oraz dozatory kruszywa, wody i cementu. W drugiej kondygnacji ustawione są betoniarke i wreszcie na pierwszej odbywa się odbiór betonu przy pomocy kubłów podstawianych na platformach torowych. Pierwsza kondygnacja jest żelbetowa, pozostałe drewniane. Całość instalacji wewnętrznej centralnej betonowni jest produkcji fabrycznej.

Poza tym budowa jest wyposażona w samochody oraz wywrotki o napędzie ropnym produkcji węgierskiej (pojemności skrzyni 1,5 m³ i nośności 3 t) specjalnie przeznaczone do transportu materiału skalnego i siemi, samochody wywrotki „Tatra” 10 t, ZIS-585 itp. do dowozu materiałów na plac budowy, ze stacji kolejowej odległej o 45 km, oraz z innych miejscowości. Trans-

port kolejkowy na tor 600 mm przeznaczony jest do transportu ziemi i materiału skalnego, zarówno w sztolni, jak i przy wykonywaniu wykopów fundamentowych siłowni. Koparki „Skoda”-„Menk” używane są do załadunku kamienia w wykopach fundamentowych oraz piasku i kamienia w rezerwach materiałowych, zaś ładowarki kopalniane (produkcji polskiej) do załadunku urobku na wywrotki w sztolni. Poza tym na budowie znajduje się wiele średniego i drobnego sprzętu, jak kompresory, świdry pneumatyczne, spawarki itp. Do przewozu pracowników służą dwa autobusy, po 60 miejsc każdy.

Jak widać z powyższego, budowa została w przewidzianym terminie należycie wyposażona w potrzebne, nowoczesne środki produkcji i przygotowana do wykonania zasadniczych robót w ciągu 2,5 lat (tj. w okresie czasu stosunkowo krótkim). Budowa jest położona z dala od głównych szlaków komunikacyjnych i ośrodków zaopatrzenia.

Istotną rolę w należytych przygotowaniach robót odegrało wcześnie wykonanie projektu organizacji robót i dzięki temu terminowe zamówienie potrzebnego usprzętowania, oraz terminowe właściwe urządzenie placu budowy.

Kompleks siłowni wodnych „Batak”

Największym przedsięwzięciem hydrotechnicznym Bułgarii jest kompleks siłowni wodnych „Batak”. Składa się on z 3 siłowni o łącznej mocy 176 MW, z roczną produkcją 600 miln. kWh. Różnica poziomów między najwyższym, a najniższym stanowiskiem wynosi 1250 m.

O rozmiarach tej budowy świadczą następujące dane: 76 km sztolni kutej w skałę (w tym o swobodnym zwierciadle wody 58,5 km i pod ciśnieniem 17,5 km), 258 km różnych kanałów (przeważnie zbiorczych), 300 sztuk jazów i ujęć wody, 2 pompownię do przepompowywania wody na wyższe stanowiska, 90 km dróg dojazdowych, 170 km linii wysokiego napięcia, 115 km linii telefonicznych itp.

Pierwsze, najwyższe stanowisko tworzy zespół 3 sztucznych zbiorników wodnych: „Wasil Kolarow” pojemność 98 miln. m³, „Begliki” pojemn. 1,5 miln. m³ oraz „Toszkow Czark” pojemn. 1,8 miln. m³. Zbiornik „Wasil Kolarow” jest najwyżej położony. Woda ze zbiornika „Begliki” będzie przepompowywana do zbiornika „Wasil Kolarow” na wysokość 40 m, natomiast z „Toszkow Czark” bezpośrednio do sztolni, prowadzącej ze zbiornika „Kolarow” do siłowni „Batak” na wysokość 120 m. Poza tym sztolnia doprowadzająca wodę do siłowni „Batak” jest zasilana przez trzy kanały zbiorcze. Ogólna długość sztolni zasilającej wynosi 12 km, a rurociągu tłocznego przy siłowni 1050 m.

Zapora „Wasil Kolarow” została ukończona i oddana do użytku jeszcze w listopadzie 1951 r. Jest to pierwsza zapora całkowicie wykonana za czasów Republiki Ludowej. Jest to zapora kamienna, z betonowym ekranem, o wysokości 45 m i długości 200 m. Ponieważ ekran żelbetowy na skutek osiadania uległ spękanu, przeprowadzono remont, przez założenie nowego ekranu, uzbrojonego siatką z żelaza zbrojeniowego.

Zbiornik „Begliki” posiada przegrodę betonową o wysokości 20 m, a zbiornik „Toszkow Czark” przegrodę kamienną o wysokości 22 m i długości 150 m.

Siłownia „Batak” buduje się na głębokości ok. 240 m pod ziemią. Moc siłowni 36 MW.

Drugie stanowisko stanowi zbiornik „Batak” wraz z siłownią „Peszttera”. Zbiornik „Batak”, o pojemności 330 miln. m³, jest zasilany wodą z wyżej położonej siłowni „Batak” oraz trzech kanałów zbiorczych. Zapora „Batak” ziemna posiada długość 270 m, maks. wysokość 33 m i objętość 400 000 m³. Siłownia „Peszttera” o mocy 96 MW leży również pod ziemią, na głębokości ok. 130 m. Doprowadzenie wody ze zbiornika „Batak” przewidziane jest sztolnią długości 3 km.

Trzecie stanowisko stanowi siłownia „Aleko”, wykorzystująca spadek wody odpływającej z drugiego stanowiska. Połączenie tej siłowni z drugim stanowiskiem jest wykonane bezpośrednio przy pomocy sztolni długości 10 km. Siłownia posiada moc 40 MW przy spadzie netto 260 m.

Woda po przejściu przez siłownię będzie doprowadzona do sieci kanałów nawodniających grunty uprawne w dolinie rzeki Maricy. Przewidywany obszar nawodnień — 20 000 ha. Po wykonaniu kanału magistralnego woda zostanie skierowana do niego, a następnie rozprowadzona na tereny nawodniane wg ogólnego harmonogramu nawodnień.

W całym kompleksie „Batak” w podstawowych asortymentach zostaną wykonane następujące ilości robót:

— wykopy w skałę (w tym 800 000 m ³ w sztolni)	2 800 000 m ³
— betony i żelbet	480 000 „
— nasypy ziemne (zapora „Batak”)	350 000 „
Koszt budowy	1 100 miln. lewów

Procentowy udział poszczególnych składników w kosztach całości	
— studia i pomiary oraz projekt	2,00%/o
— wywłaszczenia	0,75%/o
— wykonawstwo	76,00%/o
— produkcja pomocnicza	9,90%/o
— specjalne nielimitowane wydatki	0,80%/o
— kontrola inwestorska	0,30%/o
— przygotowanie kadr eksploatacyjnych	0,50%/o
— urządzenia socjalno-bytowe	3,80%/o
— urządzenia placu budowy wraz z drogami dojazdowymi	13,50%/o
Razem	100,00%/o

Roboty rozpoczęto w 1953 r., a ukończenie ich przewiduje się:

„Batak”	w 1956 r.,
„Peszttera”	w 1957 r.,
„Aleko”	w 1958 r.

Średni stan zatrudnienia 7 000 robotników, maksymalny w 1956 r. — 10 000 robotników.

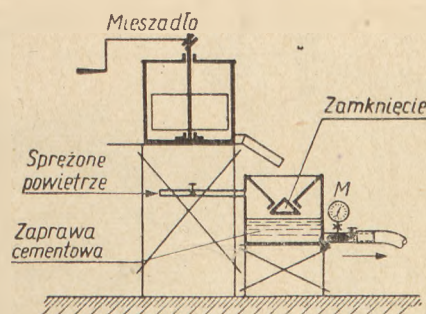
Wartość wszystkich maszyn budowlanych wynosi 110 miln. lewów. Współczynnik wyposażenia maszynowego 0,45 — 0,50 (stosunek wartości maszyn do rocznego przerobu).

W rejonach większych obiektów zainstalowane są wszędzie centralne betonownie, całkowicie zmechanizowane i zaopatrzone we wszelkie urządzenia do podawania żądanych granulacji kruszywa, oraz ich dozowania. Dozowanie kruszywa i wody objętościowo. Podawanie cementu we wszystkich centralnych betonowniach pneumatycznych, a dozowanie wagowe. Nawet niewielka centralna betonownia w Peszterze, wyposażona w 2 betoniarki po 250 l i obliczona na 30 000 m³ betonu, posiadała wszystkie wymienione urządzenia.

Poszczególne rejony budowy posiadają swoje centralne stacje kompresorowe dla obsługi robót, prowadzonych przede wszystkim w sztolniach.

Przy zwiedzaniu poszczególnych obiektów zwracało uwagę staranne przygotowanie placów budów, a szczególnie dróg dojazdowych przed rozpoczęciem właściwych robót.

Do najważniejszych i najbardziej interesujących robót należy budowa sztolni. Odspojenie materiału skalnego prowadzi się metodą kolejnych odstrzałów. Załadunek na transport kolejowy (o prześwicie toru 600 mm) wykonuje się przy pomocy ładowarek polskiej produkcji. Przy budowie siłowni podziemnych używane są do transportu również samochody wywrotki „Tatra” 10 ton i ZIS-585. Betonowanie sztolni prowadzi się mijankowo, w pięciometrowych odcinkach, przy czym beton najpierw układa się w ścianach, potem w zworniku, a w końcu w stopie. Przy słabych skałach betonowanie rozpoczyna się od stopy. Po zabetonowaniu sztolni wykonuje się zastrzyki w dwóch fazach. W pierwszej fazie robi się zastrzyki z zaprawy cementowej pod ciśnieniem do 6 atmosfer, przy pomocy bardzo prostego urządzenia, złożonego z mieszałki i zbiornika do przetłoczenia zaprawy sprężonym powietrzem (rys. 1). W drugiej fazie robót robi się zastrzyki z mleka cementowego pod ciśnieniem do 12 atmosfer, przy pomocy



Rys. 1. Schemat urządzenia do zastrzyków zaprawy cementowej

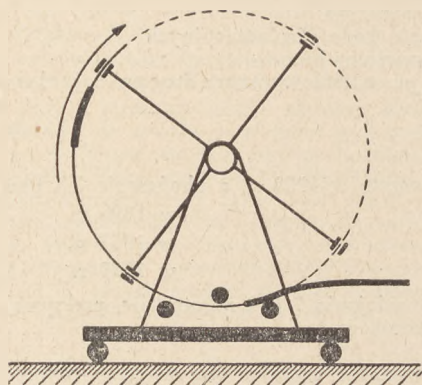
ręcznej pompy ciśnieniowej. Próbę szczelności przeprowadza się przy pomocy wody pod ciśnieniem do 12 atmosfer.

Po wykonaniu prób szczelności z wynikiem dodatnim, przystępuje się do nakucia betonu, zamocowania zbrojenia i torkretowania całości warstwą grubości 8 cm.

Wyginanie żelaza zbrojeniowego do profilu sztolni wykonuje się przy pomocy bardzo prostego urządzenia pokazanego na rys. 2.

Zarówno zbrojenie, jak i torkretowanie sztolni wykonywane jest w 2 fazach: najpierw górna część sztolni, potem dolna. Żelazo zbrojeniowe obu faz łączy się przez spawanie.

Ostateczne wykończenie sztolni wykonuje się przez dwukrotne pociągnięcie powierzchni „Inertolem”. „Inertol” jest to preparat asfaltowy produkcji niemieckiej, wodoszczelny i kwasoodporny; wsiąka on w beton na głębokości 1 cm. Zużycie „Inertolu” na 1 m² wynosi 200 — 300 g.

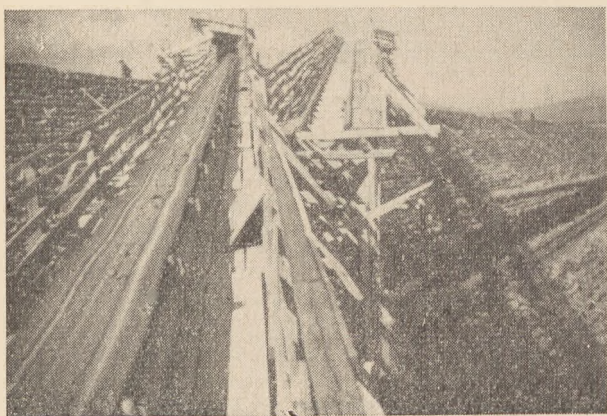


Rys. 2. Schemat gietarki do zbrojenia sztolni

Z pomysłów racjonalizatorskich zasługuje na uwagę zastosowanie na rozjazdach w sztolniach zamiast iglic, trudnych do utrzymania w czystości, przesuwanych końcówek szyn. W sposób również bardzo prosty została tu rozwiązana sprawa opróżniania wywrotek na zwalce, wykonuje to jeden człowiek przy użyciu lewarka pracującego pod sprężonym powietrzem. Lewarek przesuwa się wzdłuż transportu po dodatkowej szynie, zamocowanej na odcinku zwalki.

Służba dyspozytorska na budowie jest zorganizowana podobnie jak u nas, z tym, że zamiast planowania tygodniowo-dobowego wprowadza dekadowo-dobowe, przy czym plan operatywny miesięczny od razu jest rozdzielony na dekady. Szczegółowe opracowanie planów dekadowych jest oddolne, tj. poczynając od brygady.

Interesująca jest organizacja pracy brygad roboczych i system ich wynagradzania. Poszczególne brygady mają wyznaczone stanowiska pracy na dłuższy okres czasu, z tym, że o ile praca jest wielozmianowa, brygada obejmuje wszystkie zmiany, a brygadzieta kieruje i koordynuje pracą poszczególnych zmian, mając w każdej zmianie pomocnika (zastępcę). Brygada posiada swój plan miesięczny i obok wynagrodzenia akordowego jest premiovana za wykonanie i przekroczenie planu. W końcu każdego miesiąca następuje dokładny obmiar robót i przyjęcie ich przez komisję złożoną z przedstawicieli kierownictwa robót, nadzoru inwestorskiego i czynnika społecznego. Brygada otrzymuje premię, o ile komisja stwierdzi wykonanie lub przekroczenie planu i zaopiniuje dodatnio roboty pod względem jakościowym. Wysokość premii jest zależna od stopnia przekroczenia planu i jest wypłacana na podstawie specjalnego regulaminu premiowania.



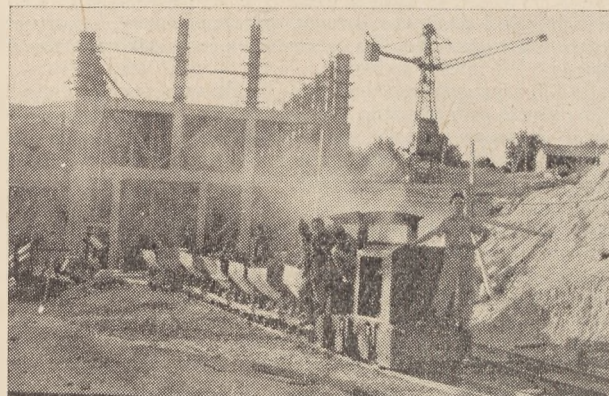
Rys. 3. Zapora kamienna „Georgij Dimitrow” w trakcie budowy. Widoczne przenośniki taśmowe do podawania betonu na koronę zapory

System ten jest w budownictwie wodnym stosowany na szeroką skalę i daje dobre rezultaty, a mianowicie:

- podnosi odpowiedzialność brygady za wykonywane roboty;
- znacznie odciąża majstra, przez zbędność robienia obmiarów ze zmian na zmianę, które to obmiary najczęściej, szczegól-

nie przy robotach ziemnych, są niedokładne i prowadzą, do zupełnej dowolności w wynagradzaniu robotników.

- wzmacnia dyscyplinę plac, zapobiegając wielu nadużyciom w tym względzie;
- ułatwia utrzymanie porządku na placu budowy, gdyż brygada (jako całość) sama jest w tym zainteresowana;



Rys. 4. Budowa siłowni wodnej „Georgij Dimitrow”

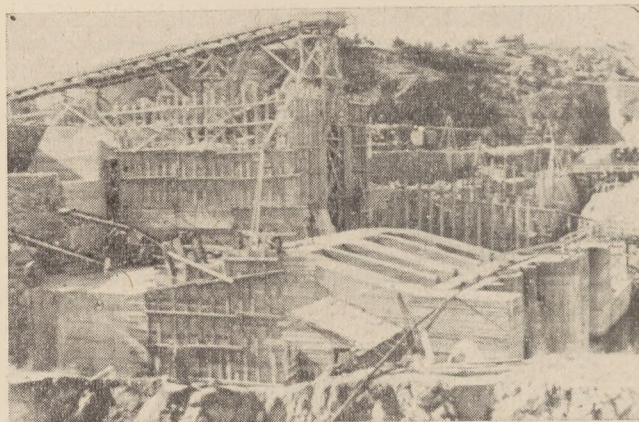
- przez zainteresowanie brygady sprawą wykonania planu skierowuje się wysiłek brygady przede wszystkim w tym kierunku, co oczywiście w konsekwencji przyczynia się do wykonania zadań w terminie;
- zapewnia wyższą jakość wykonawstwa przy zmniejszonym nadzorze.

Kompleks siłowni wodnych rzeki Tundży

W dorzeczu rzeki Tundży przewidziano budowę 11 zbiorników wodnych, o ogólnej pojemności 800 miln m³ i 15 siłowni wodnych, o łącznej mocy ok. 100 MW i rocznej produkcji ok. 250 miln. kWh. Do nawodnienia przewidziano 270 000 ha urodzajnych użytków rolnych.

Do najpilniejszych i najważniejszych pod względem gospodarczym należały zbiorniki „Georgij Dimitrow” w górnym biegu rzeki i „Zrebowo” w środkowym.

W pierwszej kolejności przystąpiono do realizacji hydrowzłazu „Georgij Dimitrow”. Studia i wykonanie projektu zajęło okres 1945 — 1948. Budowę rozpoczęto z początkiem 1949 r., a zakończono w 1955 r. Zbiornik ten został wybudowany przede wszystkim dla celów irygacyjnych, natomiast energetyka wodna stoi na drugim planie. Pojemność zbiornika wynosi 100 miln. m³, a średnia roczna objętość przepływu (w przekroju zapory) — 200 miln. m³. W związku z tym, dla pełnego wyrównania przepływu przewidziana jest budowa jeszcze drugiego zbiornika „Giurli”, zaraz powyżej „Dimitrowa”. Wykonanie tego zbiornika pozwoli podnieść efektywność siłowni i systemów nawodniających. Woda ze zbiornika, po przejściu przez siłownię o mocy 7.5 MW, zostaje skierowana dwoma kanałami na tereny wymagające nawodnień.

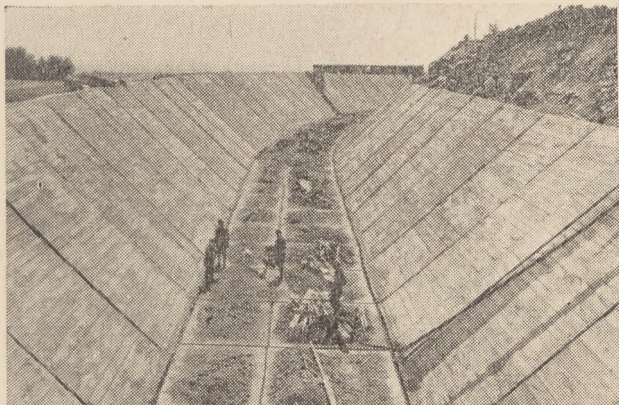


Rys. 5. Budowa siłowni wodnej w Starej Zagorze

Pierwszy kanał nawodnia ok. 10 000 h w rejonie miasta Kazanlyk, drugi natomiast, o długości 38 km (w tym 12 km w sztolni), doprowadza wodę w ilości 22 m³/sek do siłowni „Stara Zagora”. Po przejściu przez siłownię woda zostaje skierowana na nawodnienie ok. 40 000 ha gruntów uprawnych w rejonie miasta Sta-

rej Zagory". Po wybudowaniu uzupełniającego zbiornika „Giurli“, powierzchnia nawodnień w rejonie miasta Kazanlyk wzrosła do 20 000 ha, a poniżej „Starej Zagory“ — do 100 000 ha.

Zapora „Georgij Dimitrow“ została wykonana jako kamienna, z ekranem żelbetowym i częściowo ziemna. Długość części ka-



Rys. 6. Kanał doprowadzający wodę do siłowni w Starej Zagorze

miennej wynosi 430 m, ziemnej 220 m, wysokość 39 m. Siłownia w Starej Zagorze posiada moc instalowaną 22,4 MW, przy spadzie netto 131,8 m.

O rozmiarach tych budowli świadczą następujące ilości robót:

— wykopy (znaczna część w skale)	1 527 000 m ³
— betony i żelbety	330 000 „
— roboty kamienne	387 000 „
— obliczania	205 000 m ²
— zastrzyki	30 500 mb.

Przeciętny stan zatrudnienia — 2 500 robotników, pracowników inż.-technicznych — 120, w tym 15 inżynierów; pracowników administracyjnych — 130. Ogólny koszt budowy wyniósł 403 mln. lewów.

Do bardziej interesujących robót należała budowa rurociągu tłocznego stalowego Ø 2,60 — 2,20 m. Dla zniwelowania naprężeń wewnętrznych na spawach, podgrzewano rury na szwach do temperatury 800°C, przy pomocy specjalnego aparatu produkcji niemieckiej.

Kompleks siłowni wodnych rzeki Iskir

Do najbardziej uprzemysłowionych części kraju należy Bułgaria zachodnia. Ze względów energetycznych oraz zapotrzebowania wody dla celów przemysłowych, pitnych i nawodnień rolniczych zwrócono tu w pierwszym rzędzie uwagę na rz. Iskir, należącą do najdłuższych i najobfitszych w wodę rzek Bułgarii. Iskir bierze początek w Górach Rylskich. Tworzy ją Biały, Lewy i Czarny Iskir. Długość rzeki 400 km. Powierzchnia dorzecza 8400 km².

Rzekę tu wykorzystuje się dla celów gospodarczych poczynając od źródeł i zapory „Biały Iskir“, a kończąc na ujściu do Dunaju. Rzeka ta ma duże znaczenie gospodarcze zarówno ze względów energetycznych, jak i nawodnień. Według obliczeń Iskir może dać po odpowiednim jej zabudowaniu ok. 1 miliarda kWh energii oraz nawodnić ok. 350 000 ha urodzajnych ziem.

Ze względu na warunki orograficzne i hydrologiczne dorzecze rzeki Iskir można podzielić pod względem energetyki i nawodnień na trzy odcinki:

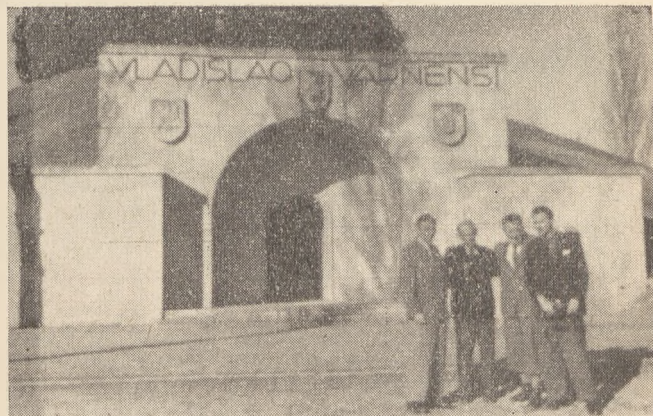
1. górny — od źródeł do doliny Sofijskiej,
2. średni — od doliny Sofijskiej do wyjścia z gór Stara Płania na płaskowzgórze naddunajskie,
3. dolny — od góry Mezdra do ujścia.

Najbardziej odpowiednim dla budownictwa wodnego, ze względów geologicznych, topograficznych i hydrologicznych jest górny odcinek, od zapory „Biały Iskir“ do doliny Sofijskiej, skąd można doskonale zaopatrzyć w wodę i energię miasto Sofię i cały jej rejon. Na tym odcinku zaprojektowano budowę wielkiego zbiornika retencyjnego z 2-letnim wyrównaniem „Stalin“, o pojemności 670 mln. m³, oraz dwóch mniejszych: wyrównawczego „Kukalane“ pojemn. 2,5 mln. m³ i retencyjnego „Panczarowa“ o pojemn. 6,5 mln. m³. Poza tym zostały tu zaprojektowane trzy siłownie wodne: „Pasarel“, „Kukalane“ i „Sofia“, o łącznej mocy 59 MW.

Zaporę na zbiorniku „Stalin“ zaprojektowano jako betonową typu ciężkiego; jest to najwyższa zapora w Bułgarii — wysokość

72 m, długość 200 m. Warunki geologiczne bardzo dobre: dolno-triasowe czerwone piaskowce, zdrowe i nieprzepuszczalne. Czasza zbiornika zupełnie szczelna.

Na zbiorniku „Kukalane“ położonym poniżej siłowni „Pasarel“ została zaprojektowana zapora betonowa o wysokości 22 m i długości 92 m. Zbiornik retencyjny Panczarowo o pojemn. 6,5



Rys. 7. Muzeum Władysława Warneńczyka wzniesione na polu bitwy pod Warną, znajduje się pod pieczołowitą opieką Bułgarów

mln. m³, jako przeznaczony przede wszystkim dla celów irygacyjnych, jest wykonywany przez Min. Rolnictwa. Posiada on zapórę ziemną z ekranem łożowym, o wysokości 23 m i długości 300 m. Czas wykonania całego kompleksu — 1951—56. Średnie zatrudnienie 2000 — 3000 ludzi. Współczynnik wyposażenia maszynowego 0,30. Koszt robót (bez Panczarowa) 417 mln. lewów.

Ze zbiornika w Panczarowie woda pójdzie dwoma kanałami nawadniającymi w kotlinę Sofijską. Zachodni kanał o przepływie 12 m³/sek i dług. 61,5 km nawodni obszar 17 000 ha, a drugi kanał, wschodni, o przepływie 14 m³/s i długości 75 km nawodni obszar o powierzchni 29 800 ha.

Poza tym w tym rejonie przewiduje się budowę większej ilości niewielkich zapór na różnych rzeczkach, spływających z gór. Woda będzie stąd skierowana również dla nawodnień.

*

W końcowej fazie naszej podróży po Bułgarii zwiedziliśmy jeszcze zbiornik Studena w górnym biegu Strumy. Został on wybudowany w latach 1950 — 53, dla zaopatrzenia w wodę 2 wielkich elektrocieplowni, oraz miasta i okręgu przemysłowego Dimitrowo. Woda jest wykorzystana również pod względem energetycznym przez siłownię wodną o mocy 0,8 MW, wybudowaną na trasie rurociągu. Pojemność zbiornika 22 mln. m³. Zapora betonowa o wysokości 45 m, długości 255 m. Podłoże zapory — triasowy piaskowiec kwarcytowy, w wielu miejscach spękany. Były poważne obawy co do szczelności podłoża. Głębokość fundowania — 25 m. Zastrzyki cementowe wykonywano na głębokość do 47 m. Ogólna ilość robót ziemnych — 120 000 m³, betonowych — 110 000 m³. Koszt budowy 102 mln. lewów.

*

Jak widać z powyższego opisu, Bułgaria w ciągu ostatnich kilkunastu lat zrobiła w budownictwie hydrotechnicznym olbrzymi postęp.

Większość budownictwa wodnego koncentruje się w Ministerstwach Energetyki i Rolnictwa. Oba ministerstwa posiadają zarówno swoje biura projektów („Wodprojekt“ i „Energoprojekt“), jak i organizacje wykonawcze („Wodstroj“ i „Hydrostroj“).

Bułgarzy w budownictwie wodnym przestrzegają zasady, żeby jak najstaranniej przygotować dokumentację, następnie na podstawie opracowanego projektu organizacji robót dobrze przygotować plac budowy, a potem dopiero przystąpić do zasadniczych robót, aby je dobrze, szybko i tanio wykonać. Wyrazem troski Bułgarów o wysoką jakość projektów jest dobór do biur projektowych personelu doświadczanego, o wysokich kwalifikacjach. Z zasady nie przyjmuje się do biur projektów ludzi bez co najmniej 3-letniej praktyki budowlanej.

Przy biurach projektów są zorganizowane instytuty studiów technicznych, ekonomicznych i planowania perspektywistycznego oraz dyrekcje badań i studiów: geologicznych, hydrogeologicznych, topograficznych i laboratoryjnych.

Projekty organizacji robót wykonywane są przez biura projektów dla wszystkich faz projektowania równolegle. System ten ma też ogromną zaletę, że nie tylko są projektowane nowoczesne konstrukcje, ale też z góry mogą być przewidziane najbardziej postępowe metody wykonawstwa, zapewniające minimum koszt-



Rys. 8. Osiedle mieszkaniowe przy siłowni „Georgij Dimitrow”

tów wykonania i jakość na wymaganym poziomie. W tych warunkach kosztorys staje się bardziej realny i jest pełne rozeźnienie co do środków potrzebnych dla realizacji budowy.

Zatwierdzenie projektu pociąga za sobą zatwierdzenie również wszystkich środków potrzebnych do realizacji budowy. Sprzęt,

szczególnie specjalny, może być zawczasu zamówiony i budowa dobrze przygotowana do rozpoczęcia właściwych robót. W projekcie technicznym organizacji robót są dokładnie opracowane deskowanie i fazy betonowania. W nietypowym budownictwie wodnym umożliwia to zaprojektowanie najbardziej ekonomicznych i właściwych deskowań. Jeżeli się zważy, że ich koszt wynosi 30 — 50%, a czasem i więcej ogólnego kosztu ułożonego betonu staje się jasne, jak szczególnie w budownictwie hydrotechnicznym, gdzie występuje beton w wielkich ilościach, sprawa przeniesienia zaprojektowania deskowań jest ważna ze względu na koszty budowy. Oczywiście jest, że sprawy tej nie można pozostawić improwizacji majstra lub technika na placu budowy.

Biura projektów ściśle współpracują z budowlami w trakcie wykonawstwa, przysyłając w miarę potrzeby na budowę projektantów, celem uzupełnienia lub poprawienia dokumentacji, względnie rozwiązania wynikłych podczas budowy problemów. Poważnym osiągnięciem biur projektowych jest to, że są w stanie dostarczyć dokumentację na rok przed rozpoczęciem robót.

Należy na zakończenie jeszcze nadmienić, że Bułgarzy otaczają swoje budowy hydrotechniczne szczególną opieką, traktując je jako pierwszą linię boju o wykonanie wielkich planów narodowych, starają się im okazać wszelką pomoc i zabezpieczyć we wszystkie nowoczesne środki potrzebne do realizacji powierzonych im zadań.

INŻ. ROMUALD NOWAKOWSKI

Kilka uwag o budowie stopnia wodnego w Birsfelden na Renie¹⁾

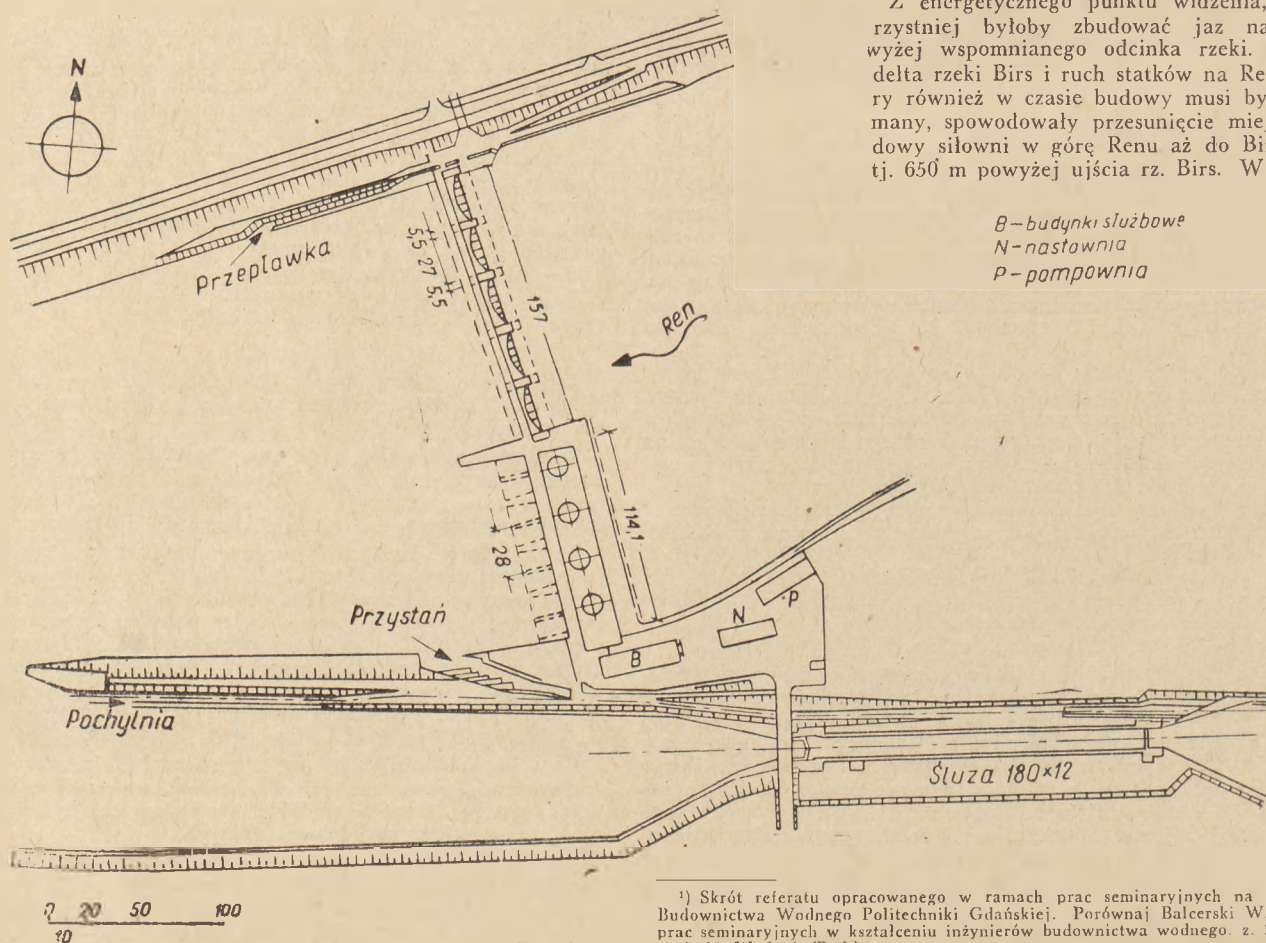
Siłownia Birsfelden położona jest pomiędzy siłowniami Augst-Wyhlen i Kembs na rz. Renie w Szwajcarii (rys. 1). Odcinek rzeki, którego spad postanowiono wykorzystać, ma długość 8,45 km (zaczyna się na dolnej granicy koncesyjnej siłowni Augst-Wyhlen, tj. 600 m poniżej jazu i kończy się 50 m poniżej ujścia rzeki Birs, tj. na górnej granicy koncesyjnej siłowni Kembs). Lewy brzeg rzeki, z wyjątkiem najniższych 50 m, należy do terenów miasta Bazylei, podczas gdy prawy brzeg w najniższej części na długości 1,35 km należy do kantonu miasta Bazylei, a w górnej części na długości 7,1 km należy do Niemiec.



Rys. 1.

Z energetycznego punktu widzenia, najkorzystniej byłoby zbudować jaz na końcu wyżej wspomnianego odcinka rzeki. Jednak delta rzeki Birs i ruch statków na Renie, który również w czasie budowy musi być utrzymany, spowodowały przesunięcie miejsca budowy siłowni w górę Renu aż do Birsfelden, tj. 650 m powyżej ujścia rz. Birs. W miejscu

B — budynki służbowe
N — nastawnia
P — pompownia



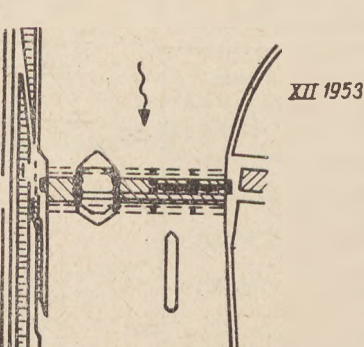
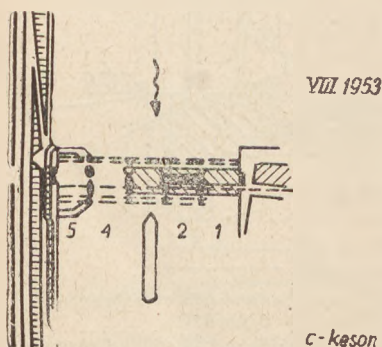
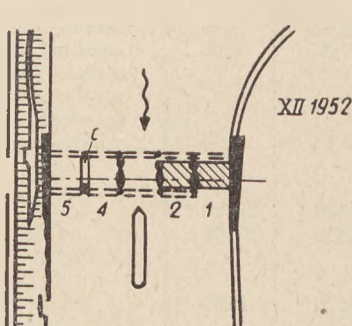
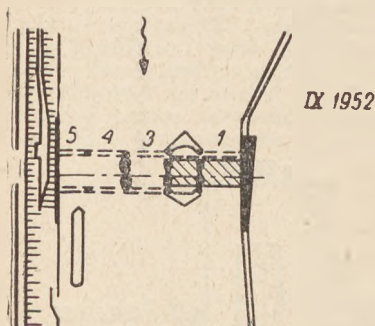
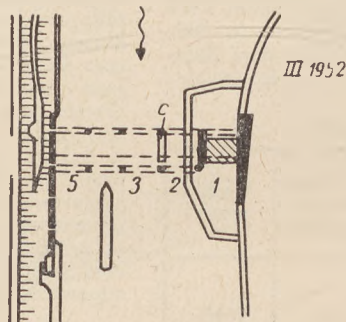
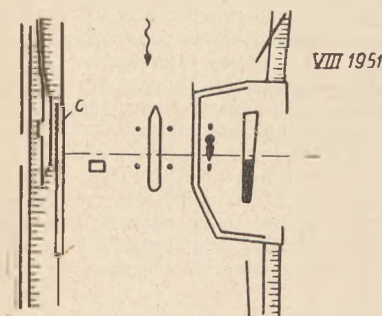
Rys. 2.

¹⁾ Skrót referatu opracowanego w ramach prac seminaryjnych na Wydziale Budownictwa Wodnego Politechniki Gdańskiej. Porównaj Balcerski W. — Rola prac seminaryjnych w kształceniu inżynierów budownictwa wodnego. z. 2/56 Gospodarki Wodnej (Red.).

Budowa jazu nastąpiła po szczegółowym przestudiowaniu planu budowy. Jako pierwsze wykonano: wykop pod filar działowy i pomosty robocze do budowy jazu. Budowa filaru działowego i pierwszego odcinka jazu wraz z filarem była wykonana (pod ochroną grodzy) w wykopie o szerokości 60 m i długości 130 m, który oparto o prawy brzeg. Małe filary pomostu służbowego, leżące na zewnątrz wykopu budowano przy zastosowaniu żelaznych kesonów, które opuszczano z jednostek pływających. Natomiast filary prześel jazu budowano przy użyciu wielkich kesonów żelazobetonowych, w których powierzchnia dna wynosiła $25,2 \times 6,3$ m ($158,76$ m²). Kesonony te opuszczano przy pomocy urządzenia, znajdującego się na pomoście roboczym i przystosowanego do opuszczania ciężarów 300 t. Ostrza kesonów znajdowały się na głębokości 11 — 13,5 m poniżej dzisiejszego zwierciadła wody dolnej. Poszczególne odcinki progu jazu wykonywano pod ochroną grodzy opartych o filary.

Jako ochronę dna rzeki od wymywania przewidziano podczas badań modelowych ułożenie pasa ochronnego z bloków betonowych (zarówno powyżej, jak i poniżej jazu). Nie wykonano jednak tego, gdyż okazało się, że molassa, stanowiąca dno rzeki jest bardziej odporna na erozję niż przypuszczano, co stwierdzono szczególnie podczas wielkiej wody w czerwcu 1953 r. Jednak, gdyby zaobserwowano erozję dna to wyżej wspomnianą ochronę można zawsze założyć.

Prześla jazu, jak już wspomniano, zamykają zasuwy podwójne. Kiedy dolna zasuwa spoczywa na progu jazu, to górna może być opuszczona 4 m poniżej przyjętego poziomu piętrzenia lub też podniesiona 0,5 m poniżej zwierciadła wody spiętrzonej. Zasuwy wykonane są ze stali 37. Cała konstrukcja jest spawana. Zasuwa górna posiada 4 rolki, dolna 8, poruszające się po wspólnym torze. Rolki wykonane są ze stali lanej. Ciężar zasuwy górnej 80 t, dolnej 147 t.



c-keson

Rys. 5.

Przywożone na budowę pojedyncze części ważyły do 20 t. Elementy te ładowane były powyżej siłowni Augst na statek i przewożone pod dźwig montażowy. Urządzenia do podnoszenia zasuw wbudowane są parami w filary i sprzężone mechanicznie za pomocą kołowrotów, znajdujących się na pomoście służbowym. Siła wyciągowa wynosi 160 t dla górnej zasuwy i 186 t dla dolnej, przy szybkości podnoszenia 0,2 m/min i szybkości opuszczania górnej zasuwy maks. 9,0 m/min.

Jako zamknięcia awaryjne służą szandory (konstrukcja spawana — stal 44) o wadze ok. 30 t każdy. Zamknięcia te mogą być zakładane zarówno przy spiętrzonej, jak i nie spiętrzonej Renie, przy pomocy dwu dźwigów pływających.

Walka z rdzą. Powstałe na budowie laboratorium doświadczalno-badawcze miało między innymi za zadanie opracowanie danych co do ochrony konstrukcji stalowych przed rdzewieniem. Stałe doświadczenia na Renie, opracowywanie danych z innych siłowni i analiza przypadków znanych z literatury doprowadziły do przyjęcia następującego sposobu ochrony przed rdzą:

- odrdzewianie konstrukcji przy pomocy strumienia piasku aż do gładkiego metalu,
- czterokrotne malowanie Polyurethlackiem,
- pokrywanie konstrukcji cynkiem przy pomocy rozpylacza — warstwą o grubości 0,2 mm (przed malowaniem).

Polyurethlack okazał się najlepszym z wymienionych sposobów. Wykonanie tego zabiegu wymaga dużej staranności i wysokich kwalifikacji personelu. Zabezpieczenie przed rdzą jest b. kosztowne i wynosi 23% ogólnych kosztów zasuw stalowych.

Siłownia jest położona na przedłużeniu jazu. Jej długość wynosi 121 m, szerokość 21 m. W hali maszyn są 4 turbopozpły (o osiach pionowych), składające się z turbin Kaplana — 30 000 KM każda, generatorów — 26 000 kVA każdy, o ilości obrotów 68,2 na minutę. Średnice wirników turbin wynoszą po 7,2 m (rys. 5). Najcięższą część — montażową ma wagę 300 t (wirnik turbiny). Z każdym generatorem sprzężony jest transformator, transformujący prąd 6,6/50 kV.

Wszystkie przewody urządzeń pomocniczych i sanitarnych znajdują się w odpowiednich kanałach. Przy montażu posługiwano się dwoma dźwigami, o nośności 150 t każdy oraz pomocniczymi uchwytami o udźwigu 8 t. Dźwigi te mogą być sprzęgane.

Do oczyszczania krat (odległość między prętami 15 cm) służą dwie maszyny poruszające się po torach. Jedna z tych maszyn wyposażona jest w dźwig do zakładania szandorów. Do zakładania szandorów od strony wody dolnej służą specjalne urządzenia dźwigowe. Szandory przechowywane są w pomieszczeniach zamkniętych.

Rozwiązanie architektoniczne siłowni jest oryginalne, przy czym główną troską architektów było dostosowanie budowli do krajobrazu. Pozostałe budynki konieczne do pracy siłowni zbudowane są pomiędzy halą maszyn, a dolną głową śluzy.

Budynek służbowy połączony jest z siłownią wąskim przejściem. Wymiary budynku ok. 45×12 m. Znajdują się w nim: pomieszczenia dla kierownika siłowni i załogi, biura, stołówka, warsztat mechaniczny, magazyn i pomieszczenia dla urządzeń sanitarnych.

W budynku pompowni znajduje się 5 pomp, dostarczających wodę do chłodzenia generatorów i łożysk. Wodę do chłodzenia pobiera się z Renu. Również i woda gruntowa może być dostarczana do pompowni. W szczególnych wypadkach można używać do chłodzenia wodę doprowadzoną z wodociągu z Birsfelden.

Przepławka dla ryb znajduje się na prawym, słonecznym brzegu rzeki. Jej położenie uzgodniono z bańskim i szwajcarskim związkiem rybackim. Długość przepławki wynosi 145 m.

Przystań dla łodzi znajduje się na lewym brzegu rzeki, poniżej hali maszyn. Łodzie ze stanowiska dolnego do górnego mogą być przenoszone lub przewożone przy pomocy specjalnych, lekkich wózków wypożyczanych z sitowni. Przy dużym nasileniu ruchu (święta), przewiduje się specjalne służowanie małych łodzi.

Dla ruchu małych statków przewidziano pomiędzy halą maszyn a śluzą pochylnię, która umożliwia połączenie między dolną a górną wodą. Jej założenia zostały uzgodnione z interesantami. Oprócz pochylni, małym statkom służy również śluza, a mianowicie wtedy, gdy duża grupa tych małych statków jednocześnie znajduje się przy stopniu i poprzednio zgłosi swoje przybycie.

Śluza a. Komora śluzy (rys. 6) ma długość 180 m i szerokość 12 cm. Ściany śluzy zbudowane są jako ciężki mur. Przy wykonywaniu wykopu okazało się, że w pokładach margli znajdują się wkładki z kryształków gipsowych. Pokłady, w których znajduje się gips, są oddzielone pokładami margli bez gipsu i wapieni. Aby zapobiec ewentualnemu osiadaniu śluzy, posadowiono ją na warstwach nie zawierających gipsu. Fundament śluzy wykonano z betonu „300“, miejsca zetknięcia się fundamentu ze skałą pokryto betonem „350“. Pionowe ściany fundamentu śluzy pokryto dodatkowo warstwą bitumu. Dno komory stanowi betonowa, zbrojona płyta o grubości 0,8 m. Ściany komory składają się z pojedynczych bloków betonowych, o długości 13,6 m.

Śluza i awanport są bogato wyposażone w urządzenia potrzebne do cumowania statków w czasie służowania.

Zamknięcie śluzy w głowie dolnej stanowią wrota bez kanałów obiegowych. Opróżnianie śluzy następuje przy pomocy zasuw znajdujących się we wrotach.

Górna głowa posiada wrota poruszające się w kierunku pionowym, które w celu napełnienia śluzy zostają trochę podniesione i woda wpływa pod nimi do komory, niszczącej energię, skąd uspokojona wpływa do komory śluzy. Po napełnieniu śluzy, wrota opuszczają się poniżej dna komory i następuje wjazd statku do śluzy.

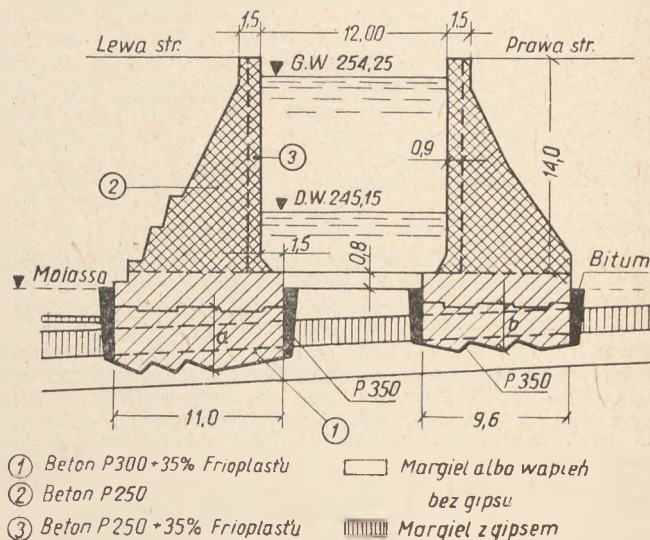
Na Politechnice w Karlsruhe wykonano szereg doświadczeń związanych z napełnianiem komory śluzy, przy zastosowaniu wspomnianych wrót pionowych. W wyniku doświadczeń otrzymano następujące dane:

	Niska woda	Wielka woda
Czas napełniania śluzy	9,5 min	7,0 min
Czas opróżniania śluzy	8,5 min	6,0 min
Czas służowania		
ze stanowiska dolnego	35 min	33 min
ze stanowiska górnego	25 min	22 min

Szybkie zamknięcie turbin (gwałtowne odciążenie generatora), które może nastąpić w ciągu 5 s, powoduje powstawanie fali na stanowisku górnym i dolnym. Aby tych fal uniknąć, zasuwę jazu są zaopatrzone w urządzenia, które z chwilą zamknięcia turbin automatycznie opuszczają górną zasuwę (maks. do 3,7 m), z szybkością 15 cm/s. Każdy turbozespoł ma podporządkowaną jedną zasuwę. Współdziałanie zasuw z turbiną przy gwałtownym wyłączeniu zostało zbadane na Politechnice w Karlsruhe na wielkim modelu, ponieważ ma to wielkie znaczenie dla żeglugi na Renie w okolicy Birsfelden. Okazało się, że przy szybkim opuszczeniu zasuw redukuje się w znacznym stopniu powstające fale. Fala na górnym stanowisku powstaje skutkiem gwałtownego podniesienia się poziomu wody, w dolnym natomiast przez szybkie obniżenie się zwierciadła wody.

Zaopatrzenie w kruszywo. Badania materiału. Przyjęty rodzaj betonu. Z ogólnej ilości wykopów ok. 2 miln. m³ do końca stycznia 1954 r. wykonano 1,7 miln. m³ (z tego 833 000 m³ żwiru z Renu). Przydatny do produkcji betonu żwir transportowano w ilości — średnio 80 m³/godz. na odpowiednie miejsca składowe. Następnie kruszywo myto i przesiewano na następujące frakcje: 0 ÷ 3; 3 ÷ 8; 8 ÷ 30; 30 ÷ 60 mm. Ażeby wyrównać małą ilość frakcji 3 ÷ 8 i dla polepszenia składu frakcji 0 ÷ 3, przerabiano materiał frakcji 60 ÷ 90 w dwu kruszarkach (młynach młotowych), których wy-

dajność wynosiła 2 × 9 m³/godz. Materiał frakcji 90 ÷ 120 mógł być przerabiany na tłuczeń. Ogólnie 2-letnia produkcja wyniosła 285 000 m³ materiału frakcji 0 ÷ 60 mm i 19 000 m³ 25 ÷ 40 lub 40 ÷ 70 mm. Pozostała część materiału żwirowego została dostarczona ze żwirowni w Birsfelden, podczas gdy



Rys. 6

716 000 m³ materiału różnych frakcji zostało zużyte na wały ochronne portu.

Dla zaopatrzenia budowli w beton, zbudowano na lewym brzegu fabrykę betonu. Beton do budowy jazu i zabudowania prawego brzegu był dostarczany z drugiej fabryki betonu stojącej na prawym brzegu. Dozowanie było wagowe. Beton transportowano b. suchy, a następnie wibrowano.

Od razu po zaczęciu budowy, zorganizowano laboratorium doświadczalno-badawcze. Chodziło o utrzymanie betonu o dużej wytrzymałości, przy małym dozowaniu wody, betonu który byłby odporny na czynniki atmosferyczne, szczególnie na mróz. Wykonano ponad 300 prób i uzyskano dobre wyniki. Części budowli stałe lub czasowo zanurzone wykonano z betonu, do którego dodano Frioplastu. Badaniu poddawano próbki betonu o wym. 20 × 20 × 20 cm; w próbkach tych beton wibrowano wibratorem iglicowym, o ilości drgań 8500 na minutę. Przy badaniach uzyskano (dla zastosowanego głównie dozowania 300 kg cementu/m³ średnią wytrzymałość na ściskanie 390 kg/cm² (badano 2500 prób betonowych). Podjazie wykonano z betonu wysokiej jakości, przy użyciu marki „350“ z 1% dodatkiem Plastimentu, o średniej wytrzymałości 510 kg/cm². Wykonano dłuższe badania nad ścieralnością betonu. Chodziło o stwierdzenie, czy granit można zastąpić betonem przy wykonaniu podjazia i filarów. Po- stanowiono zastąpić granit betonem, biorąc pod uwagę b. mały ruch rumowiska, spowodowany dużą ilością zbudowanych stopni na Renie.

*

Powódź w dniu 26 czerwca 1953 r. W wyniku wielkiej wody, wykop budowlany pod siłownią wodną i teren przysięcy śluzy został zalany wodą. Wdarcie się wody nastąpiło od strony wody dolnej. Grodzie były zbudowane na przepływie 3 300 m³/s i nie zostały zniszczone. Maksymalny przepływ Renu wynosił 3 700 m³/s. Zalanie wykopu nie spowodowało szkód. Konieczne było zwiększenie ilości godzin pracy, aby w ciągu miesiąca wypompować wodę z wykopu i oczyścić go ze szlamu i drzewa. Harmonogram budowy uległ małym zmianom, co jednak nie miało wpływu na ostateczny termin wykonania obiektu.

LITERATURA

„Wasser — und Energiewirtschaft“ nr 5 — 7 z 1951 r.
Broszura „Das Kraftwerk Birsfelden“.

INŻ. TYTUS BARTOSZEK

O węgierskiej metodzie Molda wykonywania kanałów nawodniających na gruntach ornych

W 1955 r. grupa polskich inżynierów wyjechała do Węgier, celem rozpoznania się i osiągnięciami w dziedzinie techniki projektowania i wykonawstwa robót melioracyjnych, a w szczególności nawodnień użytków rolnych. Poniższy, wycinkowy artykuł, podaje opis metody wykonywania robót ziemnych przy budowie urządzeń nawodniających groblek i doprowadzalników. Sama zasada jest bardzo prosta i zapewne znana niektórym fachowcom w Polsce, nie stanowiąc jakiegos zasadniczego zwrotu w tej dziedzinie, jednakże ze względu na efekty ekonomiczne uzyskane przy zastosowaniu jej na Węgrzech, wydaje się, że powinna być wypróbowana w naszym kraju.

Redakcja

Zagadnienie nawodnień rolniczych na Węgrzech przedstawia się inaczej niż w naszym kraju. Warunki glebowe i klimatyczne, jak również potrzeby zwiększenia produkcji rolnej powodują, że Węgrzy poświęcają dużo uwagi nawodnianiu pól ornych, nawodnianie trwałych użytków zielonych jest zagadnieniem drugorzędnym z braku znaczniejszych obszarów łęgów stanowiących naturalną bazę łąk i pastwisk. Stąd trwałe urządzenia melioracji szczegółowych (jak doprowadzalniki) dostosowywane są do układu pól w płodozmianie 7—9-letnim. Niezależnie od trwałych doprowadzalników, prowadzonych w zasadzie w groblekach, na samych polach woda jest rozprowadzana za pomocą czasowych urządzeń, jak bruzdy, grobleki ograniczające smugi (nawodnienie pasowe) itp. Urządzenia czasowe budowane są w ramach zabiegów agrotechnicznych, przy pomocy narzędzi rolniczych, a ich rodzaj jest zależny od rodzaju kultury w danym roku. Przy uprawie okopowych, stosowane są bruzdy, przy trawach (mieszankach) wchodzących w skład płodozmianu stosuje się bardzo małe grobleki, pozwalające na nawodnienie pasami o szerokości pasów 8—10 m, długości 80—100 m, przy wielkości spadków od 1‰ wwyż, przy czym poświęca się dużo uwagi wyrównaniu powierzchni pól nawodnianych. Wg danych orientacyjnych, uzyskanych z Instytutu Badawczego Nawodnienia i Poprawy Gleby w Szarwas, koszt 1 m³ ziemi przy wyrównaniu powierzchni pól, przy przemieszczeniu na odległość 100—150 m wynosi ok. 8 forintów, a na powierzchni 1 kh (1 kh = 0,56 ha) przeciętnie trzeba poruszyć 200—300 m³ ziemi. Roboty te są opłacalne, jeśli koszt wyrównania nie przekracza 10 000 forintów/kh i wówczas amortyzacja następuje: przy uprawie ryżu w ciągu 2—3 lat, przy innych kulturach w ciągu 5—10 lat. Należy pokreślić, że powierzchnia pól ryżowych na Węgrzech wynosiła w 1954 r. ok. 73 000 kh, a w 1955 r. miała wzrosnąć do 85 000 kh. Problem obniżenia kosztów melioracji jest przedmiotem badań wymienionego Instytutu, a inż. Oroszlány István, kierownik Oddziału Nawodnień, ogłosił niektóre wyniki prac w tym kierunku.

Rosnące potrzeby budowy urządzeń nawodniających, przy ograniczonej ilości wolnych rąk do pracy, postawiły przed węgierską służbą melioracji rolnych zadanie znalezienia metod wykonania b. pracochłonnych robót ziemnych przy użyciu możliwie prostych narzędzi i małym zaangażowaniu siły roboczej.

W dalszym ciągu artykułu podany będzie opis bardzo prostej metody wykonywania doprowadzalników, groblek, a nawet dużych stosunkowo kanałów (ok. 2 m w dnie), którą wprowadził do praktyki pracownik kierownictwa robót w Szabadszallas — Bela Mold. Przy zakładaniu pól ryżowych, gdzie kubatura potrzebnych robót ziemnych (doprowadzalniki, groble) wynosi ok. 100—120 m³/kh, osiągnięto po zastosowaniu tej metody obniżkę kosztu wykonawstwa z 2000—2200 forintów/kh na 700—800 forintów/kh; taki rezultat ekonomiczny zasługuje niewątpliwie na uwagę i zainteresowanie wykonawców urządzeń wodno-melioracyjnych.

Po przeprowadzeniu szeregu robót omawianą metodą, sprawą tą zainteresowało się Ministerstwo Rolnictwa, które m. in. w celu propagandowym wydało broszurkę, zaopatrzoną w szereg zdjęć z wykonawstwa¹⁾.

Poniższy opis metody Molda podaje 3 warianty, z których 2 stosowane są w zależności od rodzaju budowanych urządzeń i od posiadanych do dyspozycji narzędzi oraz trzeci wariant, stanowiący zmechanizowanie prac odpajania gruntu i przemieszczanie odspojonego urobku przy użyciu mechanicznego zgarniacza.

Wariant I. Do wykonawstwa służą następujące narzędzia: 1 plug ciągnięty przez konie, 1 wał zwykły, 1 wał stalowy trójdzielny i 1 płużek.

Przy użyciu wymienionych narzędzi, 2—3 ludzi może spąć grobleki bądź doprowadzalniki wyniesione nad teren ok. 40 cm. Wymiary doprowadzalników są następujące:

- szerokość dna 0,20 do 0,30 m.
- nachylenie skarp zewnętrznych 1:1,5, wewnętrznych 1:1,
- wysokość groblek mierzona w stosunku do dna 0,35—0,45 m,
- szerokość korony grobli 0,30 m.

W doprowadzalnikach tych osiąga się napelnienie 0,20 do 0,30 m, ilość prowadzonej wody wynosi zależnie od spadku od 15 do 100 l/s, przy czym dąży się do nieprzekraczania prędkości 50 cm/s. Minimalnie osiągnięta prędkość powinna wynosić 15 cm/s. Doprowadzalniki te nie są darniowane. Kubatura groblek doprowadzalnika tej wielkości wynosi średnio 0,65 m³/mb. Podane wymiary są oczywiście orientacyjne, ponieważ tak szerokość dna, jak i wysokość nasypu ponad terenem ulegają zmianom, stosownie do konkretnych potrzeb.

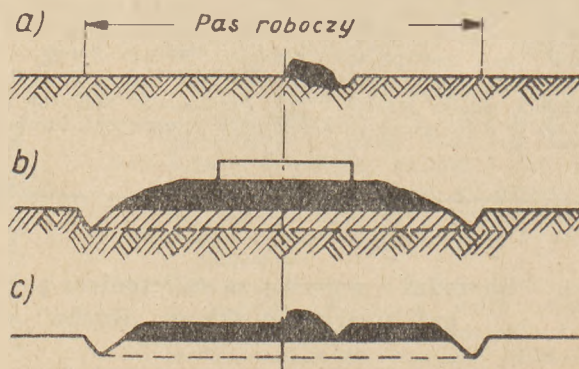
Opisywana metoda w swej istocie polega na wykorzystaniu pluga do odpajania i przesuwania odspojonego gruntu, jako skiby, w kierunku prostopadłym do osi budowanego doprowadzalnika. Wały używane są do ugniatania wznoszonego nasypu i nadawania mu pożądanego profilu. Płużek służy do wykonania rowka, którym ma być prowadzona woda.

Doprowadzalnik sypie się odcinkami różnej długości, zależnie od częstotliwości, z jaką zmienia on zaprojektowany kierunek. Po wytyczeniu osi tyczy się skraje pasa roboczego, z którego drogą orki będzie pobrana ziemia na nasyp. Szerokość pasa zależna jest od kubatury doprowadzalnika (grobli) przy założeniu, że orka (pobór ziemi) nastąpi na głębokości 10—12 cm od powierzchni terenu. Przy podanych wyżej wymiarach doprowadzalnika, szerokość pasa roboczego wyniesie ok. 8,5 m, gdyż szerokość stopy samego doprowadzalnika wynosi ok. 3 m. Przy częściowym zagłębieniu doprowadzalnika w teren, szerokość pasa roboczego będzie nieco mniejsza. Pas zostaje wytyczony wzdłuż osi budowanego urządzenia.



Rys. 1.

Orkę rozpoczyna się przy osi doprowadzalnika, nieco z boku, tak aby skraj odkładanej skiby znalazł się przy tejże osi. W dalszym ciągu orka prowadzona jest okrężnie w stosunku do osi aż do osiągnięcia skraju pasa roboczego. Na świeżo zorany pas wprowadza się z kolei wał, który ubija poruszoną ziemię i orkę rozpoczyna się od nowa. Po kilkakrotnym powtórzeniu orki na przemian z wałowaniem powstaje nasyp formowany, przez stosowanie trójdzielnego wału. Wał ten jest tak ciągnięty, aby jego część środkowa była wysunięta w przód i posuwała się po koronie nasypu; dwie dalsze (boczne) jego części toczą się po skar-

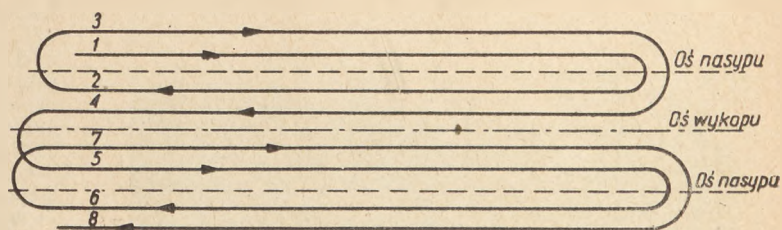


Rys. 2. a — pierwsza skiba, b — wałowanie, c — powtórna orka

¹⁾ Tytuł broszurki brzmi: „Jak Spółdzielnia Produkcyjna „Pokój” zbudowała kanał nawodniający”.

pach nasypu. Przy budowie doprowadzalnika rowek mający prowadzić wodę kształtowany jest przy pomocy pluźka (radła), służącego do obrabiania kultur okopowych. Rowek ten może być następnie uklepany łopatą.

Orka w gruncie nieporuszonym jest oczywiście najbardziej ciężka, dalsze oborywanie pasa roboczego, po zastósowaniu wału do ubicia odsposowanej ziemi, jest daleko lżejsze i może być wykonywane prędzej niż na początku w nieporuszonym gruncie. Załączone rysunki 1 i 2 ilustrują schematycznie tor orki. Poszczególne odcinki wykonane przy pomocy opisanej metody łączy się ze sobą ręcznie. Rysunki 3, 4 i 5 ilustrują przebieg wykonania.



Rys. 6.



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

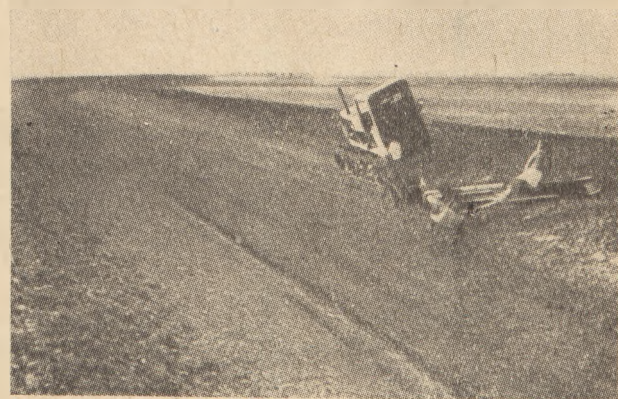
nica między dnem a koroną nasypu może wynosić 80 cm, przy szerokości dna 40 — 60 cm.

Pluż konny przy wariantcie II jest zastąpiony plużem traktorem, dwuskbowym, reszta narzędzi pozostaje bez zmian.

Również technika pracy pozostaje bez zmian. Zależnie od położenia dna doprowadzalnika względem powierzchni terenu zmieniany jest kierunek orki. Metodą tą można wykonywać oczywiście i same groble, gdzie kierunek orki jest taki sam, jak przy wariantcie pierwszym. Przy wykonywaniu doprowadzalnika, gdy dno jest wcięte w teren, orka prowadzona jest oddzielnie wokół osi grobli lewej i prawej, wytyczonych obok osi głównej. Orkę rozpoczyna się od strony zewnętrznej jednej z grobli. Po nawrocie orze się ziemię obok tejże osi od strony wewnętrznej, a po wykonaniu jeszcze jednego pełnego obrotu wokół osi na długości odcinka roboczego (nie przekraczając połowy doprowadzalnika), przechodzi się z orką do drugiej grobli. Po ugnieceniu poruszonej ziemi, orkę ponawia się, wyorując pośrodku coraz głębszy rów i przemieszczając odsposoną ziemię ku osiom grobelek. Do należytego oprofilowania grobelek używany jest omówiony już trójdzielny wał. Rys. 6 pokazuje schematycznie porządek orki.



Rys. 7.



Rys. 8.

Wydajność pracy przy powyższej metodzie wynosiła na Węgrzech 120 m³ masy ziemi w ciągu 10 godzin, co daje 12 m³ na 1 godz. i 96 m³/8 godz. Przy założeniu, że 1 robotnik wykoną ręcznie 3,5 m³ gotowego nasypu w 8 godz., otrzymamy, że metodą tą zastąpić można pracę 27 robotników (96 : 3,5 = 28).

Wariant II. Stosowany jest przy wykonywaniu doprowadzalników o większej szerokości dna i wysokości nasypu. Tu róż-

Wariant III znajduje zastosowanie przy budowie dużych, obwałowanych doprowadzalników, bądź samych grobel. W wariantcie tym sprzęt stanowią: 1 ciągnik gąsienicowy z plużem dwuskbowym oraz 1 ciągnik gąsienicowy z przyczepionym zgraniaczem b. prostej konstrukcji, obsługiwanym przez 1 — 2 ludzi. Te zespoły maszyn tworzą brygadę.

Rolą zespołu pierwszego jest odsapajanie ziemi z przemieszcz-



Rys. 9.

niem jej, jako skiby; drugi zespół (ciągniony zgarniacz) ma za zadanie przesuwanie ziemi. Na rysunku 7 i 8 widoczny jest zgarniacz w czasie pracy, a na rysunku 9 brygada robocza składająca się z ciągnika z plugiem i ciągnika ze zgarniaczem.

Przy dużych ilościach robót można użyć do pracy kilku brygad. Wydajność pracy jednej brygady podawana przez wykonawców węgierskich wynosi około 5,4 kh pól ryżowych na 1 dzień roboczy (10 godzin). Ponieważ przygotowanie 1 kh pola ryżowego oznacza przemieszczenie 100 do 120 m³ ziemi, opisana brygada przemieszcza dziennie ok. 590 m³ ziemi, wykonując zarówno doprowadzalniki, jak i groble. Dodać należy, że pola ryżowe wykonuje się w ciężkich glebach zasolonych, odpowiadających III kategorii gruntu, który przy nadmiernym uwilgotnieniu jest ciężko urabialny.

Dzięki uprzejmości kolegów węgierskich mieliśmy możliwość zwiedzenia obiektu, na którym część urządzeń już wykonano. dalsza część była w toku wykonania metodą wg wariantu III. Zarówno doprowadzalniki główne, jak i groble były wykonane

niezwykle starannie i nasuwało się przypuszczenie, że przy budowie tych urządzeń użyto wyłącznie siły ręcznej wykwalifikowanych robotników. Oczywiście skrzyżowania grobel i doprowadzalników były wykonywane ręcznie, stanowi to jednak niecałe 10% ogólnej masy robót ziemnych. Brygada, którą widzieliśmy przy pracy, wykazywała wielką wprawę; wykonała ona w ciągu lat 1953 i 1954 kilkadziesiąt hektarów pól ryżowych.

Opisane metody wykonywania robót ziemnych posiadają następujące zalety:

- wykonanie nie wymaga użycia specjalnych maszyn czy narzędzi z wyjątkiem wariantu III, do którego należy skonstruować, nieskomplikowany zresztą, zgarniacz;
- dzięki użyciu prostych narzędzi rolniczych i koni (wariant I i II metody Molda) prace te mogą być wykonywane przez zainteresowanych rolników pod nadzorem i przy fachowej pomocy personelu technicznego;
- można osiągnąć znaczne oszczędności w kosztach i w nakładzie pracy ręcznej, jak również przez skrócenie czasu wykonawstwa;
- wykonanie kanałów wg wariantu III zwiększa współczynnik wykorzystania ciągników.

*

Na podstawie powyższych informacji można dojść do wniosku, że opisana metoda nie jest dostatecznie nowoczesna, a raczej prymitywna; nie imponuje tak, jak np. zastosowanie nowoczesnej, specjalnej koparki. Pominąwszy jednak nawet szereg wymienionych wyżej zalet, należałoby podkreślić sprawę bardzo ważną. Otóż wykonanie robót w opisany sposób jest niewątpliwie postępowe w stosunku do pracy ręcznej, tak powszechnie jeszcze u nas stosowanej, a poza tym metoda ta, a zwłaszcza wg wariantu I i II, może pozwolić na szersze wykorzystanie udziału zainteresowanych w robotach inwestycyjnych. Prace wg wariantu III mogłyby być wykonywane przez przyszłe brygady łąkarskie POM, czy obecne RKRWM, które w ten sposób miałyby zapewnione pełne zatrudnienie w sezonie roboczym. Są to argumenty, które zasługują niewątpliwie na rozważenie, a same metody na wypróbowanie przez kierowników robót, interesujących się postępowem w technice wykonawstwa robót wodno-melioracyjnych.

INŻ. KAROL GIERCUSZKIEWICZ

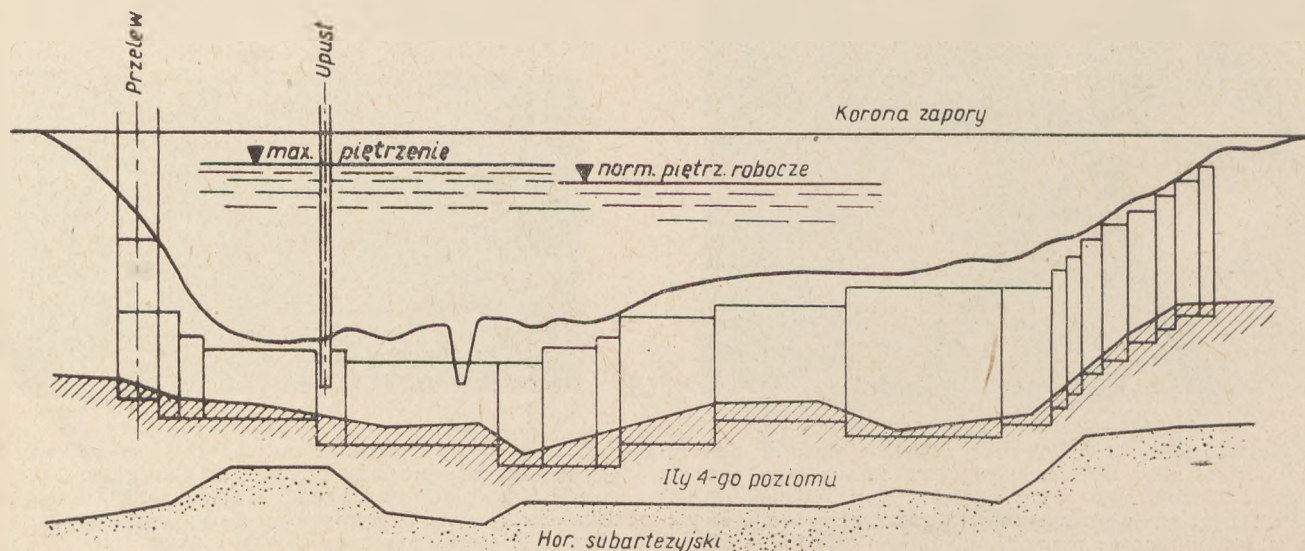
Ścianka szczelna zapory goczałkowickiej

Konieczność zabicia ścianki szczelnej przy budowie zapory na Wiśle w Goczałkowicach wynika już z wierceń badawczych, przeprowadzanych przez Państwowy Instytut Geologiczny w ramach wstępnego badania dna i stoków przyszłego zbiornika. Z orzeczenia geologicznego wynikały dwie zasadnicze dla przyszłej budowy sprawy:

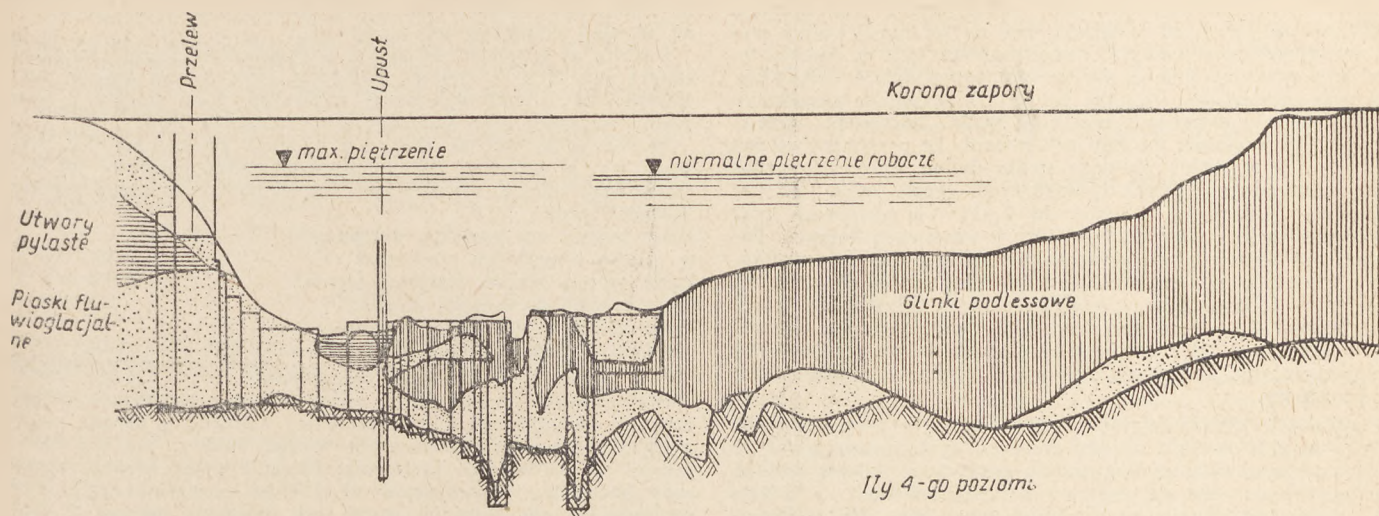
- stoki zbiornika oraz wododziały odgraniczające zwierciadło wody spiętrzonej od sąsiednich dolin są dostatecznie szczelne;
- w osi przegrody i pod dnem zbiornika, w różnej, lecz zupełnie możliwej technicznie do osiągnięcia głębokości, zalega gruba

warstwa ilów, które, związane z korpusem budowli, zapewnią potrzebną szczelność.

Dalej badania PIG na terenie zbiornika potwierdziły, że ility tzw. „czwartego poziomu”, rozpościerają się pod całą czaszą zbiornika oraz, że na przyszłym terenie zalewowym nie mają wychodnych, a tym samym, że nawiercona pod ility woda, znajdującą się w zalegającej tam warstwie żwirów karpaccich w przekroju całej pradoliny rzeki, nie będzie miała kontaktu z wodą spiętrzoną w zbiorniku. Znajdując się nad ility, młodsze formacje geologiczne, złożone z glinek podlessowych, utworów py-



Rys. 1. Iły czwartego poziomu i stalowa ścianka szczelna według projektu wstępnego



Rys. 2. Wynik szczegółowych wierceń i ścianka szczelna według projektu technicznego

lastych, a także piasków, posiadają b. różne współczynniki filtracji ($K = 10^{-2} \div 10^{-8}$ cm/s).

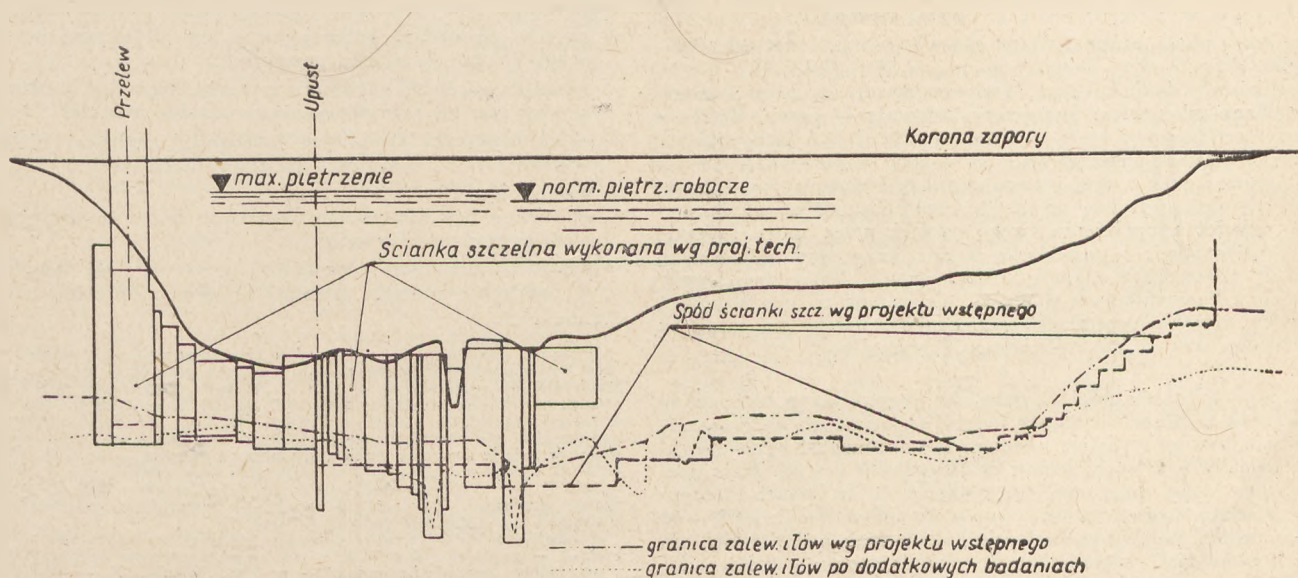
Dla projektu wstępnego budowy zapory zostały wykonane wiercenia w osi projektowanej ścianki szczelnej, oraz przeprowadzone badania gruntu przez Laboratorium AGH w Krakowie oraz Politechniki Gdańskiej. Odtworzony na podstawie tych wierceń profil geologiczny potwierdził zasadniczą tezę orzeczenia geologicznego co do zalegania na całej szerokości pradoliny iłów „czwartego poziomu” na głębokościach od 7,5 — do 14,0 m od powierzchni terenu, przy czym minimalna grubość warstwy tego iłu wynosiła 3,0 m. Nawiercona w żwirach zalegających pod iłami, na głębokości ok. 15,0 m pod terenem doliny, woda „horyzontu subartezyjskiego” stabilizowała się na wysokości ok. 1,0 m ponad terenem, a ok. 3,5 m ponad zwierciadłem wody w rzece. Odtworzony na podstawie wierceń profil geologiczny wykazał, że warstwa iłów „4 poziomu”, posiadająca w zasięgu pradoliny różnorodną grubość, zwiększa się wybitnie przy stokach, a zalegające nad iłami młodsze formacje, bardzo różnorodne na lewej części doliny, przechodzą w bardziej jednolite i o znacznej grubości warstwy gliny lessowe bliżej prawego stoku doliny.

Zaprojektowana w projekcie wstępnym dla uzyskanego profilu geologicznego stalowa ścianka szczelna zapory, o długości całkowitej 2855 m i głębokości zabicia od 4,5 do 12,0 m miałaby powierzchnię 19 365 m² i byłoby potrzeba na nią ok. 2480 t

sypunktu „Larsen 2 rz.”, a koszt jej wyniósłby według warunków miejscowych 6 565 000 zł. Profil z projektowaną ścianką szczelną przedstawiono na rys. 1.

Rzeczoznawca, prof. W. Balcerski, opiniujący projekt wstępny, zwrócił m.in. uwagę na fakt niewystarczającego obrazu geologicznego dla projektu ścianki w okolicy koryta rzeki oraz stosunkowo dobrych warunków geologicznych na prawym stoku, słusznie wnioskując, że dla projektu technicznego zapory konieczne są możliwie najdokładniejsze badania geologiczne i gruntowe, że ukształtowanie i grubość warstw glin podlessowych nie wskazuje na konieczność stosowania ścianek szczelnych w projektowanej ilości oraz że w wyniku dalszych badań da się uzyskać poważne oszczędności, zarówno w deficytowym (importowanym wówczas) materiale, jak i kosztownej robociznie.

W wyniku ustaleń Komisji Oceny Projektów Inwestycyjnych zalecono wykonanie dodatkowych wierceń i badań gruntów, które przeprowadzono już po rozpoczęciu robót, pod nadzorem i wg wskazówek ówczesnego Państwowego Kierownictwa Budowy Zbiornika Goczałkowice. Uzyskany na ich podstawie profil geologiczny, aczkolwiek w głównych zarysach zgadzał się z dotychczas posiadanymi materiałami, to jednak wykazał, że w okolicy koryta Wisły działanie erozyjne rzeki poważnie naruszyło i zniekształciło regularność warstwy iłów „4 poziomu”, dalej, że piaski fluwioglacjalne lewego stoku, o współczynniku filtracji od $2 \cdot 10^{-4}$



Rys. 3.

do $2 \cdot 10^{-5}$ kontaktują z piaskami zalegającymi pod korytem rzeki, oraz że głębokość zalegania ilów na tej partii doliny wynosi w najniekorzystniejszych wypadkach do 12,5 m poniżej terenu, lecz prawdopodobnie nie są one poprzecinane całkowicie, gdyż przy nawiercaniu na głęb. $1,0 \div 1,5$ m, po ich napotkaniu nie występowała zalegająca pod nimi woda „horyzontu subartezyjkiego”. Niezależnie od tego stwierdzono, że począwszy od km ok. $1 + 250$ w stronę prawego stoku, dolinę wyścielają grube złoża jednorodnych glinek polessowych (grub. min. 5,0 m) o współcz. filtracji od $2 \cdot 10^{-6}$ do $4 \cdot 10^{-7}$ w warstwach przy powierzchni, a $3 \cdot 10^{-7}$ do $5 \cdot 10^{-8}$ w warstwach dolnych. Poza tym, porównanie nowo uzyskanego profilu z profilem uzyskanym z wierceń wykonanych o 150 m powyżej osi ścianki szczelnej wskazywało, że napotkane w profilu osiowym żyły piasku, leżące na głębokości 6 — 7 m pod terenem, o współczynniku filtracji od $9 \cdot 10^{-4}$ do $1 \cdot 10^{-8}$, mają odpowiedniki w profilu równoległym i raczej nie kontaktują z wodą zbiornika w bezpośrednim pobliżu zapory.

W rezultacie dokładniejszych badań została w projekcie technicznym zaprojektowana ścianka szczelna, dostosowana ściśle do istniejących warunków geologicznych, przy czym stalową ściankę szczelną zabito tylko do km $1 + 050$, zaś od km $1 + 050$ do $1 + 226$ w początkowej partii zalegających tam glin podlessowych zastosowano ściankę drewnianą, o głębokości zabicia $8 \div 4$

m. Ostatecznie ustalony profil geologiczny oraz wykonaną ściankę szczelną przedstawiono na rys. 2.

Różnice w projekcie wstępnym i technicznym ścianki szczelnej zapory przedstawia rysunek zestawczy (rys. 3), na którym niezależnie od ścianki wykonanej naniesiono spod ścianki z projektu wstępnego oraz rozbieżności w zaleganiu ilów.

Warto podkreślić, że dokładne badania geologiczne dla projektu ścianki szczelnej dały, poza uzyskaniem pewności jej dostatecznego zabicia, również poważną oszczędność w etapie projektowania, gdyż:

koszt ścianki wg projektu wstępnego,	6 565 000 zł
w cenach aktualnych wyniosłoby	
koszt zabitej ścianki stalowej wynosi	2 581 000 zł
koszt zabitej drewnianej ścianki	169 000 zł
koszt dodatkowych wierceń geologicznych i badań	315 000 zł
	3 065 000 zł

Użykana oszczędność: 3 500 000 zł

Należy również nadmienić, że mimo wybitnie oszczędnościowego projektu technicznego ścianki szczelnej, zarówno w okresie próbnych piętrzeń przeprowadzonych wiosną 1955 r. jak też trwającego obecnie stałego piętrzenia, filtracja przez korpus zapory przy piętrzeniu wynoszącym ok. 70% piętrzenia roboczego praktycznie nie istnieje, gdyż na długości ponad 2 km wynosi ona $2 \div 3$ l/s.

KRONIKA

W SPRAWIE ROZSZERZENIA WYDZIAŁU BUDOWNICTWA WODNEGO POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

Dnia 2 marca 1956 r. na posiedzeniu Rady Wydziału Budownictwa Wodnego Politechniki Warszawskiej, poświęconemu m. in. dyskusji nad założeniami do planu 5-letniego ustalonymi przez Ministerstwo Szkolnictwa Wyższego, w odniesieniu do zagadnień tego Wydziału, stwierdzono, że przedstawiony plan nie jest pełny, brak w nim bowiem zamierzeń inwestycyjnych i określenia wielkości funduszy na prace naukowo-badawcze na Wydziale (np. brak laboratorium wodnego). Głównie jednak dyskusja dotyczyła utrzymania przez Ministerstwo w założeniach do planu tylko jednego kierunku na Wydziale, a mianowicie kierunku: Budownictwo Wodne Śródlądowe. Stanowisko Rady Wydziału można ująć następująco: Na tle 5-letniego planu gospodarczego 1956 — 1960, obecnie dyskutowanego, jak i na tle perspektywicznego planu gospodarki wodnej opracowywanego przez Komitet Gospodarki Wodnej PAN, okazuje się wyraźnie konieczność kształcenia innych¹⁾ profili inżyniera budownictwa wodnego niż dotychczas, a które były sygnalizowane przez użytkowników. Punkt ciężkości budownictwa wodnego przesunął się na zagadnienia takie, jak ujęcia wody, zaopatrzenie i gospodarowanie wodą w przemyśle i rolnictwie itd. Dla dostosowania się do tych potrzeb Rada Wydziału stwierdza konieczność utworzenia nowego kierunku, a to gospodarki wodnej i hydrologii, oraz specjalizacji budownictwa wodnego w przemyśle i rolnictwie.

Na konferencji uczelnianej w sprawie planu 5-letniego Politechniki Warszawskiej, odbytej w dniach 26 — 30.IV.56 r. postulaty Wydziału Budownictwa Wodnego zostały w pełni uznane. Podkreślono mianowicie (cytujemy dosłownie — przyp. Red.) — „potrzebę rozbudowy mało rozwiniętego Wydziału Budownictwa Wodnego, nastawionego głównie na wielkie budowle zapór wodnych regulacji rzek, z pewnym zapoznaniem budownictwa wodnego w zakresie obsługi potrzeb przemysłu i rolnictwa; Wydział ten wymaga również uzupełnienia swego profilu przez nową specjalność — hydrologię i gospodarkę wodną, przy czym potrzebę tę wyraźnie stwierdzają zakłady produkcyjne i biura projektowe, związane z budownictwem wodnym; specjalność ta, nie istniejąca w innych naszych uczelniach technicznych, byłaby na początek prowadzona jedynie na Politechnice Warszawskiej”.

*

Podając do wiadomości Czytelników czasopisma o rozpoczęciu przez jedną z naszych wyższych uczelni technicznych akcji rozszerzenia studiów na wydziale budownictwa wodnego i przystosowania kierunków oraz specjalizacji do aktualnych potrzeb życia gospodarczego kraju, pragniemy przypomnieć, że na łamach „Gospodarki Wodnej” szereg autorów wysuwało już w latach 1953 — 54 kilka koncepcji nowych kierunków szkolenia kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej²⁾, jak również przeprowadziło w latach 1954 — 1956 dyskusję na temat ustalenia programu wykładów z przedmiotu „gospodarka wodna”³⁾. Do tej ostatniej dyskusji przyłączył się w niniejszym zeszycie (str. 277) dr Karel Ruzicka,

podając zarysy zagadnienia kształcenia kadr z zakresu gospodarki wodnej w Czechosłowacji.

MIĘDZYNARODOWY KONGRES POŚWIĘCONY PAROWANIU

W dniach 7 — 13 września 1955 r. odbył się we Wageningen (Holandia) międzynarodowy kongres poświęcony zagadnieniu parowania pod kątem widzenia potrzeb rolnictwa.

Wygłoszono 12 referatów obrazujących ostatnie zdobycze nauki w dziedzinie parowania, po czym odbyła się dyskusja. W podsumowaniu obrad podkreślono następujące zagadnienia (w skrócie):

- parowanie jest ograniczone: a) ilością wody, która może zostać wyparowana, b) ilością energii rozporządzalną dla parowania;
- maksymalne parowanie jest w pierwszym rzędzie wynikiem przebiegu pogody;
- z pewnymi ograniczeniami maksymalne parowanie jest niezależne od rodzaju roślinności i gleby, na której ta roślinność się znajduje.

W tych warunkach słuszne jest nazwać maksymalne parowanie parowaniem potencjalnym lub ewapotranspiracją.

Potencjalne parowanie jest to parowanie z większej powierzchni, pokrytej niską wyrównaną roślinnością w pełnym rozwoju, całkowicie zacieniającą glebę i przy dostatku wody.

- pojęcie parowania potencjalnego jest użyteczne nawet przy jakościowym określaniu parowania;
- ustalenie wielkości parowania potencjalnego jest bardzo trudne ze względu na niedoskonałość pomiarów wartości fizycznych;
- prócz trudności fizycznych występują trudności biologiczne wynikające z morfologii poszczególnych roślin, aktywności rośliny itp.
- parowanie jest zjawiskiem fizycznym, mimo że podlega wpływom organizmów żywych;
- dzięki precyzyjnym przyrządom, przy wielkiej umiejętności w pomiarach i dzięki skomplikowanym obliczeniom udaje się

¹⁾ Porówn. Puczyński K. — W sprawie kierunków szkolenia i właściwych profili technicznych kadr inżynierskich dla potrzeb gospodarki wodnej — nr 1/53 Chudzyński M. — O organizacji kształcenia kadr inżynierskich w zakresie gospodarki wodnej — nr 1/53. Kollis W. — Organizacja szkolnictwa wyższego w zakresie gospodarki wodnej w ZSRR — nr 3/53. Zdunek M. Sylwetki kadr inżynierskich w hydrotechnice — nr 5/53. Szczawiński A. — Inżynierskie kadry wodne w świetle nowych potrzeb gospodarczych Państwa — nr 8/53. Wierzbicki J. — O potrzebie specjalizacji w kształceniu meliorantów — nr 11/53. Zaczynski E. — W sprawie studiów inżynierskich i magisterskich dla potrzeb inżynierii sanitarnej — nr 1/54. Kollis W. — Zagadnienie kształcenia kadr inżynierskich dla melioracji wodnych — nr 6/54.

²⁾ Lambr J. — W sprawie ustalenia wykładów z przedmiotu „gospodarka wodna” — nr 11/54. Tuszo A. — W sprawie ustalenia programu wykładów z przedmiotu „gospodarka wodna” — nr 7/55. Mikulski Z. — Wykłady „gospodarki wodnej” dla specjalizacji geograficznych — nr 8/55. Dziwowski Z. — W sprawie programu wykładów „planowanie gospodarki wodnej” — nr 1/56. Kajetanowicz Z. — Kilka uwag o wykładach „gospodarki wodnej” w programie studiów politechnicznych — nr 1/56.

- określić wielkość parowania. Ma to podstawowe znaczenie dla meteorologii, oraz dla nauki rolnictwa i praktyki rolniczej;
- poczyniono dostatecznie dużo obserwacji w skali połowej, aby móc stwierdzić, że wielkości parowania określone przy pomocy pomiarów mogą być użytkowane dla projektowania urządzeń nawodniających;
- obliczenie parowania z większych powierzchni wodnych wydaje się być wystarczająco dokładne;
- ustalanie bilansu wodnego w okręgach o niedostatecznych opadach wymaga określenia różnicy pomiędzy potencjalną i rzeczywistą stratą wody;

— aczkolwiek znaczenie wody dla ludności jest ogólnie doceniane, tym niemniej dotychczasowe prace badawcze, mające na celu ujęcie obiegu wody pod kontrolą człowieka, nie odpowiadają wielkości zagadnienia.

Wykrycie i ustalenie praw rządzących obiegiem wody powinno być pozostawione fizykom pracującym na tym polu.

(Netherlands Journal of agricultural Science. N 1. 1956).

Jan Zakrzewski

PRZEGŁĄD WYDAWNICTW

Inż. Władysław Sawicki. **ZAOPATRZENIE OSIEDLI WIEJSKICH W WODĘ**. Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne. Warszawa 1956 r.

Praca inż. W. Sawickiego, przeznaczona jest dla celów szkolenia techników wodno-melioracyjnych. Jednak szereg praktycznych wskazówek i szczegółowe opisy wykonania robót, związanych z budową urządzeń dla zaopatrzenia osiedli wiejskich w wodę, czynią ją nader użyteczną dla wykonawców tych robót.

Podręcznik zawiera 16 rozdziałów, z których 15 omawia główny temat, a XVI podaje w wielkim skrócie ogólne pojęcia o kanalizacji osiedli i oczyszczaniu ścieków.

W rozdziale I omówiono występowanie wody w przyrodzie oraz właściwości skał i gruntów warunkujących obecność i ruch wody. Klasyfikację granulometryczną najczęściej występujących gruntów podano według PNB — 184.

W rozdziale II omówiono pochodzenie, klasyfikację i występowanie wód głębinnych. Rozdział zawiera również krótkie omówienie formacji geologicznych i możliwości występowania w nich wód głębinnych. Występowanie wód gruntowych w Polsce ilustrują mapki: 1) układu dolin dyluwialnych i 2) hydrogeologicznej. Poza tym omówiono ruch wody w gruncie, podając wzory na jego obliczenie, jak również metody bezpośredniego pomiaru prędkości przepływu wody gruntowej.

W rozdziale III podano metody poszukiwania wody i ustalania wydajności studzien, tak bezciśnieniowych jak i artezyjskich. Autor podkreśla ważność badań terenowych, szczególnie istniejących studzien i zebrania materiału geologicznego i hydrologicznego, dotyczącego okolicy. Sposoby obliczania wydajności studzien, ewentualnie zasięgu depresji podano dla studzien o całkowitym zagłębieniu w warstwie wodonośnej (tylko z dopływem bocznym), częściowo zanurzonych z dopływem bocznym i dennym, częściowo zanurzonych z dopływem dennym oraz dla studzien artezyjskich. W końcu rozdziału omówiono wybór źródła wody dla celów zaopatrzenia osiedla wiejskiego, wskazując, że należy dążyć do ujęcia takiej wody, dla której nie trzeba przewidywać urządzeń oczyszczających.

W rozdziale IV omówiono właściwości fizyczne i chemiczne wód występujących w przyrodzie oraz ich cechy twardości, utlenialności i wskaźniki bakteriologiczne. W końcu rozdziału podano najważniejsze przepisy z zarządzenia Ministra Opieki Społecznej i Min. Spraw Wewnętrznych z dn. 27.VIII.1933 r. dotyczące wody pitnej i dla potrzeb gospodarskich, do dziś u nas obowiązujące. Podano również najważniejsze wskazania z instrukcji Państwowego Zakładu Higieny, wydanej w 1946 r., a zawierającej wskazówki dotyczące pobierania i nadsyłania próbek wody do badania sanitarnego.

Rozdział V zawiera omówienie norm zużycia wody w osiedlach wiejskich, wahańa roczne i dobowe oraz metody obliczania zapotrzebowania wody, z uwzględnieniem przyrostu ludności i inwentarza. Podane normy zużycia wody obejmują: zapotrzebowanie wody dla celów gospodarstwa domowego, publicznych, pojenia zwierząt gospodarskich, obsługi maszyn rolniczych i warsztatów, przemysłu przetwórczego, zieleńców, placów i gospodarstw ogrodniczych, wreszcie dla celów przeciwpożarowych.

W rozdziale VI omówiono sposoby budowy studzien kopanych, ze szczególnym uwzględnieniem studzien z kregów betonowych, jako, jeszcze obecnie, najczęściej wykonywanych w warunkach wiejskich. Również podano sposoby budowy studzien kopanych oraz ich eksploatacji i utrzymania. Duży nacisk położono na należyte zabezpieczenie studzien przed zanieczyszczeniem i zakażeniem oraz konieczność ich okresowego odkażania.

Najobszerniejszy rozdział VII podaje sposoby wykonania i eksploatacji studzien wierconych (rurowych). Osobno omówiono bu-

dowę studzien tzw. abisyńskich, które w wielu wypadkach będą mogły zastąpić studnie kopane najbardziej rozpowszechnione na naszych wsiach, a przeważnie nienależycie zabezpieczone przed zanieczyszczeniem czy zakażeniem. W rozdziale tym szczegółowo opisano sprzęt i narzędzia potrzebne do wiercen oraz metody ich prowadzenia. Dużo miejsca poświęcono opisowi stosowanych filtrów oraz ich zakładania, połączenia z kolumną rur i uszczelnieniu połączenia. Dział ten został opracowany szczegółowo i niewątpliwie przyczyni się do większego rozpowszechnienia studzien rurowych na wsi.

Rozdział VIII omawia ujęcia płytko zalegających wód gruntowych, źródeł i sztucznych wód gruntowych.

Ujęcia wód powierzchniowych omówiono w rozdziale IX, w którym przytoczono ustęp Ustawy Wodnej z dn. 19.IX.1922 r., dotyczący obszarów ochronnych wokół miejsc ujęcia wód oraz odpowiednie przepisy obowiązujące w Związku Radzieckim. W końcu rozdziału podano schematy podstawowych urządzeń wodociągowych.

W rozdziale X podano opisy urządzeń do podnoszenia wody, a więc pompy tłokowe i wirnikowe, podnośniki powietrzne (marmutowe) i tarany hydrauliczne, jak również sposoby ich obliczenia. Omówiono typy pomp od najprostszyszych skrzydełkowych i żerdzinowych do głębinowych wielostopniowych. Rozdział zawiera również dane techniczne szeregu rodzajów pomp, przeważnie według katalogów firm krajowych. Zawiera on wszystkie dane potrzebne dla doboru typu i rodzaju pompy do warunków podnoszenia, które mogą się zdarzyć przy budowie wodociągów wiejskich.

Rozdział XI zawiera opis przewodów używanych w sieci wodociągowej oraz ich rodzaje, sposoby połączeń i uszczelnienia. Podano również wymiary rur oraz używanych kształtek. Rozdział zawiera również opis uzbrojenia sieci wodociągowej, jak zawory, spusty, urządzenia kontrolne i czerpalne. W paragrafie 4 omówiono roboty wykonawcze przy budowie wodociągów, próby szczelności wykonanych odcinków i dezynfekcję przewodów.

Rozdział XII poświęcony jest zasadom i metodom obliczania sieci wodociągowej przy różnym ich układzie i przy różnym usytuowaniu zbiornika wyrównawczego. Również podano wymagane wysokości ciśnienia w sieci, w zależności od potrzeb gospodarczych i przeciwpożarowych.

W rozdziale XIII omówiono budowę zbiorników wyrównawczych i dla magazynowania wody. Duży ustęp poświęcono zbiornikom hydroforowym, które przy szybko postępującej elektryfikacji wsi, będą znajdowały coraz większe zastosowanie w wodociągach wiejskich, obejmujących bądź dojedyncze zabudowania, bądź ich większe grupy. Podane zasady obliczania urządzeń hydroforowych pozwalają na ich racjonalne zaprojektowanie.

Instalacje wewnętrzne w budynkach mieszkalnych jak i inwentarskich zostały pokrótce omówione w rozdziale XIV. Również podano średnice rur używanych dla poszczególnych instalacji. Nie wskazano jednak, że instalacje domowe powinny być budowane w wypadku jednoczesnej budowy instalacji kanalizacyjnych. Przy braku kanalizacji należy stosować tylko studzienki czerpalne na zewnątrz budynku mieszkalnego.

Rozdział XV zawiera krótki opis metod i sposobów oczyszczania wody z zanieczyszczeń mechanicznych i chemicznych, jej odkażania i zmiękczania.

W rozdziale XVI podano ogólne pojęcia o kanalizacji, oczyszczaniu i użytkowaniu cieków.

W końcu podkreślić należy, że książka na ogół wyczerpująco traktuje całość zagadnienia, zawiera bardzo dużą ilość dobrze opracowanych schematycznych i konstrukcyjnych rysunków oraz szereg tablic liczbowych i przykładów ułatwiających zrozumienie niezbędnych przy projektowaniu obliczeń. Niektóre tylko zagadnienia, jak np. oczyszczanie wody dla celów pitnych zostały po-

dane w skrócie, co spowodowane zostało prawdopodobnie potrzebą ograniczenia rozmiarów podręcznika.

Autor uniknął nadmiernego podania teoretycznych wywodów; styl jest jasny i zrozumiały dla licealistów, a zawarty materiał będzie również chętnie wykorzystywany przez inżynierów i techników rozwiązujących w praktyce zagadnienia zaopatrywania wiejskich osiedli w wodę.

Inż. Henryk Jankowski

PRZEPUSTOWOŚĆ ŚLUZ

Teoretyczną przepustowość śluzy można obliczyć stosując wzory podane przez Mistolą:

$$Q = \frac{b}{(m+n) \cdot ST + n \cdot SK} \cdot Z_m \quad (\text{statków}) \quad [1]$$

$$Q = \frac{b \cdot Z_m \cdot L_m \cdot \frac{PT + PB}{200}}{(m+n) \cdot ST + n \cdot SK} \quad (\text{ton ładunku}) \quad [2]$$

We wzorach przyjęto następujące oznaczenia:

Q = przepustowość śluzy (wyrażona w ilości statków lub ton ładunku),

b — czas pracy na dobę w minutach,

m = stosunek ilości statków śluzowanych w dół do całkowitej ilości śluzowanych statków,

n = stosunek ilości statków śluzowanych w górę do całkowitej ilości śluzowanych statków,

ST = czas śluzowania w dół w minutach,

SB = czas śluzowania w górę w minutach,

SK = czas śluzowania przy ruchu dwukierunkowym w minutach,

Z_m = średnia ilość statków śluzowanych jednocześnie,

L_m = średnia ładowność wszystkich śluzowanych statków,

T_p = wykorzystanie ładowności przy ruchu w dół w %,

P_p = wykorzystanie ładowności przy ruchu w górę w %.

Gdy $n > m$, wówczas w mianownikach wzorów [1] i [2] należy zamiast $(m-n) \cdot ST + n \cdot SK$ postawić wyraźnie $(n-m) \cdot SB + m \cdot SK$.

Dr Poggensee w artykule pt. „Podstawowy wzór dla określenia przepustowości śluz” stwierdza, że wzór Mistolą [2] z powodu niedopuszczalnych uproszczeń daje błędne wyniki dla wypadków, w których $m \neq n$ lub $T_p \neq P_p$.

Autor podaje wzór na przepustowość śluzy w postaci poprawionej, przyjmując następujące oznaczenia:

Z = przepustowość śluzy (wyrażona w ilości śluzowanych statków),

Q = przepustowość śluzy (w tonach ładunku).

Pozostałe oznaczenia są takie same jak poprzednio.

1). Wyłączny ruch w dół ($m=1$; $n=0$)

$$Z = \frac{b}{ST} \cdot Z_m \quad [3]$$

$$Q = \frac{b}{ST} \cdot Z_m \cdot L_m \cdot m \cdot \frac{PT}{100} \quad [4]$$

2). Wyłączny ruch w górę ($m=0$, $n=1$)

$$Z = \frac{b}{SB} \cdot Z_m \quad [5]$$

$$Q = \frac{b}{SB} \cdot Z_m \cdot L_m \cdot n \cdot \frac{PB}{100} \quad [6]$$

3). Równoczesny ruch w obu kierunkach.

Jeżeli ilość śluzowanych statków w dół jest większa od ilości statków śluzowanych w kierunku przeciwnym ($m > n$), wówczas stosunek śluzowań w dół do śluzowań przy ruchu dwukierunkowym przyjmie postać:

$$\frac{m-n}{n}$$

W czasie $(m-n) \cdot ST$ zostanie prześluzowanych w dół $(m-n) \cdot Z_m$ statków. W czasie $n \cdot SK$ zostanie przy ruchu dwukierunkowym prześluzowanych $n \cdot 2 \cdot Z_m$ statków. W czasie $(m-n) \cdot ST + n \cdot SK$ ilość prześluzowanych statków wyniesie $(m-n) \cdot Z_m + n \cdot 2 \cdot Z_m = (m-n+2n) \cdot Z_m = (m+n) \cdot Z_m$. Przy $m+n=1$, ilość statków = Z_m .

Całkowita dzienna przepustowość śluzy wyrażona w ilości prześluzowanych statków wynosi:

$$Z_1 = \frac{b}{(m-n) \cdot ST + n \cdot SK} \cdot Z_m \quad [7]$$

$$Z \text{ tego w dół przechodzi } ZT = m \cdot Z_1 \quad (\text{statków}) \quad [8]$$

$$QT = m \cdot Z_1 \cdot L_m \cdot \frac{PT}{100} \quad (\text{ton ładunku}) \quad [9]$$

$$\text{natomiast w górę } ZB = n \cdot Z_1 \quad (\text{statków}) \quad [10]$$

$$QB = n \cdot Z_1 \cdot L_m \cdot \frac{PB}{100} \quad (\text{ton ładunku}) \quad [11]$$

Wobec tego przepustowość dzienna śluzy wyrażona w tonach ładunku wyniesie

$$Q_1 = QT + QB = Z_1 \cdot L_m \left(\frac{m \cdot PT + n \cdot PB}{100} \right) \quad [12]$$

Podstawiając zamiast Z_1 wartość ze wzoru [7] otrzymamy

$$Q_1 = \frac{b \cdot Z_m \cdot L_m}{(m-n) \cdot ST + n \cdot SK} \cdot \left(\frac{m \cdot PT + n \cdot PB}{100} \right) \quad [13]$$

Dla określenia rocznej przepustowości śluzy Q_2 należy Q_1 pomnożyć przez ilość dni okresu nawigacyjnego.

Wzór [13] uważa dr inż. Poggensee za wzór podstawowy dla określenia przepustowości śluzy, podczas gdy wzory [4] i [6] przedstawiają tylko wypadki wyjątkowe. Wzór ten różni się od wzoru

[2] wyrażeniem $\frac{m \cdot PT + n \cdot PB}{100}$, które we wzorze Mistolą jest śred-

nią arytmetyczną $\frac{PT}{100}$ i $\frac{PB}{100}$ i ma postać $\frac{PT + PB}{200}$. Wzór podany

przez Poggensee podaje maksymalną możliwą przepustowość przy pełnym wykorzystaniu komory bez uwzględnienia strat czasu. Rzeczywista przepustowość śluzy zależy od wielu innych czynników i na ogół przy jej określaniu zadowalamy się większym lub mniejszym przybliżeniem. Jeżeli jednak potrzebne nam są dokładne wyniki, to staramy się nie pominąć żadnego z czynników wpływających na wynik. Warunkiem zasadniczym jest wówczas prawidłowość wzoru podstawowego. W przytoczonej tablicy pokazano na przykładzie, jakie błędy można popełnić stosując niepoprawiony wzór Mistolą [2].

Wypadek	m	n	PT w %	PB w %	Wsp. Mistolą $\frac{PT + PB}{200}$	Prawidłowy współczynnik $\frac{m \cdot PT + n \cdot PB}{100}$
I	0,5	0,5	30	80	0,55	0,55
II	0,7	0,3	50	50	0,50	0,50
III	0,8	0,2	80	10	0,45	0,66
IV	0,8	0,2	10	80	0,45	0,24
V	0,99	0,01	100	1	0,505	~0,99
VI	0,99	0,01	1	100	0,505	~0,02

Jeżeli np. w wypadku VI prześluzowano 100 statków, to 99 z nich śluzowano w dół, a tylko 1 śluzowano w górę. Statek idący w górę jest załadowany ($PB=100\%$), załadowany jest także jeden ze statków idących w dół. Przy średniej ładowności statku 800 t, rzeczywista przepustowość wynosi tylko 1600 t, podczas gdy przy obliczaniu według wzoru Mistolą wyniesie ona

$$100 \cdot 800 \cdot \frac{1 + 100}{200} = 100 \cdot 800 \cdot 0,505 \cong 40.400 \text{ t}$$

Na drogach wodnych ruch w dół i w górę wyrównuje się zwykle w dłuższych okresach czasu, tak że można prawie przyjąć $m=n$. Określenie przepustowości rocznej można w tym wypadku przeprowadzić bez błędów posługując się wzorem Mistolą [2]. Jeżeli się jednak rozpatruje krótkie okresy czasu, np. po powodziach lub po przerwach w ruchu, wówczas stosunek $m:n$ może ulec dużej zmianie. Aby wtedy otrzymać prawidłowe wyniki, należy stosować wzór [13] podstawiając do niego pomierzony stosunek $m:n$.

T. M.

(„Die Wasserwirtschaft“ nr 8/55)