

TREŚĆ: Przemówienie Pana Ministra Robót Publicznych na konferencji Dyrektorów Robót Publicznych i Dróg Wodnych. — Prof. Inż. M. Rybczyński: Wstępne studia dla założenia schroniska rybackiego na pełnym morzu. — Dr. T. Kluz: O budowie dróg powietrznych. (Ciąg dalszy). — Inż. Dr. Al. Pareński: Zbiorniki powodziowe i użytkowe w dorzeczach Świcy i Łomnicy. (Dokończenie). — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Nadesłane. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie. — Sprawy Towarzystwa.

Przemówienie Pana Ministra Robót Publicznych na konferencji Dyrektorów Robót Publicznych i Dróg Wodnych.

W dniach 21 i 22 listopada b. r. odbyła się w Warszawie konferencja Dyrektorów Robót Publicznych i Dyrektorów Dróg Wodnych z całego Państwa, zwołana przez P. Ministra Robót Publicznych i pod Jego przewodnictwem. W obradach uczestniczyli również Podsekretarz Stanu inż. Górski, Dyrektorzy Departamentów i Naczelnicy Wydziałów Ministerstwa Robót Publicznych. Konferencję otworzył P. Minister Robót Publicznych, Dr. M. Matakiewicz następującem przemówieniem:

„Witając dziś Panów, mam zaszczyt zaznaczyć, że do zwołania dzisiejszej konferencji skłoniły mię tak względy natury ogólnopństwowej jak i potrzeby naszego resortu. Panowie, jako Dyrektorowie Robót Publicznych, względnie Dyrektorowie Dróg Wodnych, macie w ręku nie tylko wykonanie państwowych robót publicznych, ale uczestniczycie także w nadzorze nad robotami samorządów, oraz nad budownictwem prywatnem. Gdy zaś ten dział gospodarstwa Państwa naszego związany jest z olbrzymimi wydatkami, które w miarę rozwoju sił finansowych kraju stale będą wzrastać — ciąży na resorcie naszym wielka odpowiedzialność.

Tu zaraz zwrócę uwagę na to, że do obowiązków naszych należy nie tylko samo budowanie i konserwowanie budowli — inżynier państwowy, zwłaszcza w Państwie polskiem, mającym ogromne potrzeby, skutkiem zaniedbania w latach ubiegłych, a narazie ograniczone środki, musi nie tylko budować dobrze i ekonomicznie, ale musi przede wszystkim zgłębić gospodarczą część zagadnienia. Nasz resort nie może zatem być czystym wykonawcą, czyli budować „na zamówienie“, lecz tak co do własnego, bezpośredniego zakresu działania, jak i przy rozpatrywaniu spraw z tytułu nadzoru, musi przede wszystkim i na pierwszym miejscu badać całość sprawy pod kątem widzenia ogólnego interesu państwowego. Zwracam uwagę, że chodzi tu nie tylko o zamierzenia i objekty finansowe z budżetu państwowego, ale także o zamierzenia i projekty samorządów, mających również rozległe zadania techniczno-gospodarcze, o bardzo znacznych kosztach realizacji, przy których inżynier państwowy ma ważki głos, który powinien poprzeć wszelką celową i pożyteczną inicjatywę, a zapobiec wszelkim lekkomyślnym poczynaniom, które niestety w Państwie naszym nie należą jeszcze do wyjątków.

Na to oglądnięcie każdej sprawy ze stanowiska korzyści, względnie niekorzyści dla Państwa, pragnę jeszcze raz zwrócić Panów uwagę, prosząc, abyście w podwładny personel wpajali zasadę, że nie mamy budować dla budowania, lecz że nasze dzieła muszą przynieść istotne korzyści Państwu.

Wprawdzie możemy z ulgą stwierdzić, że minęły już w Polsce czasy, kiedy to różnym szefom urzędów, często o domowem wykształceniu, wydawało się, że zasłużą się tem więcej im większe „zdobycze budżetowe“ poczynią, kiedy zakłady państwowe „uciekały z dochodami“ wkładając je w inwestycje, aby tylko nie oddać ich kasie państwowej, lecz mimo to mam przekonanie, że istnieje w Państwie jeszcze mnóstwo zakładów, przedsiębiorstw i interesów, które się konserwuje z roku na rok, a do których Państwo dobrze dopłaca. Proszę państwa o tem, że Państwo jest wielkiem gospodarstwem,

w którem suma wielu niekorzystnych interesów, lub niepotrzebnych wydatków, wywołuje straty idące w setki milionów złotych.

I w naszym resorcie, zdarzają się tego rodzaju wypadki; dostaję jeszcze od Dyrekcyj wnioski na kontynuowanie zamierzeń nierentownych, kosztorysy i wnioski na przedsięwzięcie kosztem Państwa rekonstrukcyj i napraw budowli i zakładów, wydzierżawionych przedsiębiorcom, którzy, albo płacą czynsz bardzo niski, albo go zupełnie nie płacą. Te rzeczy powinny wreszcie ustać — zakłady państwowe nie mogą być nadal miejscami przytułku dla zbankrutowanych przedsiębiorstw lub personelu, opłacanego przez Państwo, który można znacznie lepiej użyć, gdyż nie mamy go w naszym resorcie zawiele. Każdy zakład, każdy interes państwowy musi mieć swą rację bytu, musi dawać realne wartości — inne muszą być natychmiast zlikwidowane.

Na tem miejscu parę słów muszę powiedzieć o czynnym udziale Państwa w życiu przemysłowem — tylko o tyle jednak, o ile to wiąże się bezpośrednio z naszym resortem. Jestem zdania, że Państwo poza dziedziną zarządu własnym majątkiem i monopolami i prowadzeniu przedsiębiorstw z tem związanych, powinno ograniczyć występowanie jako przedsiębiorca do wypadków najzupełniej wyjątkowych i to tylko takich, w których inicjatywa prywatna nie spełnia zadania, bądź to z braku zainteresowania, bądź też braku fachowości, lub potrzebnych środków. O ile chodzi o budownictwo państwowe, to budowanie we własnym zarządzie jest uzasadnione tylko tam, gdzie istnieje pewność: 1. że niema przedsiębiorstw prywatnych, któreby dawały gwarancję należytego wykonania; 2. że własny zarząd da rzeczywistą, wydatną oszczędność. Takie warunki mogą zajść przy podjęciu robót niewykonywanych dotąd w kraju, dalej w razie wniesienia przez przedsiębiorców ofert niekorzystnych, lub wreszcie w wypadkach, gdzie w czasie wykonania budowy mogą zajść pewne trudne do przewidzenia okoliczności, przede wszystkim może nastąpić przy budowlach wodnych, fundamentowaniu itp.

Nie potrzebuję Panom bliżej wyjaśniać, że obowiązkiem naszym jest budować dobrze i ekonomicznie, a do tego potrzeba, żeby każda budowla przed wykonaniem opracowana była we wszystkich szczegółach, aby także rozprawy ofertowe ogłaszane były na czas, aby wreszcie wybierano tylko firmy fachowe o najlepszej konducie, aby wreszcie, co szczególnie pragnę podkreślić — przy wszystkich robotach i dostawach państwowych bezwzględnie nie dopuszczano pośredników, lecz oddawano je bezpośrednio producentom. Odnosi się to przede wszystkim do dostaw kamienia i tłuczni do budowy dróg, materiałów faszynowych i kamiennych do regulacji rzek i t. p. Producentów należy jednak zawiadamiać na czas, tak, aby mogli zorientować się w warunkach robót i dostaw, a nie zostawiać wszystkiego na los i przypadek rozprawy ofertowej.

Sądzę, że w ten sposób uzyskać można będzie duże oszczędności w kosztach robót i dostaw i dużą poprawę systemu.

Szczególną uwagę Panów pragnę zwrócić na inwestycje miejskie. Zarządy dużych miast mają przeważnie

odpowiedni personel do fachowego załatwiania tych spraw, natomiast miasta średnie i mniejsze niejednokrotnie personelu takiego nie mają i poczynania ich wymagają troskliwego zajęcia się nimi, przyczem w pierwszej linii musi być badana celowość przedsięwzięcia, opłacalność i zdolność płatnicza miasta. Ostatnie lata przyniosły wiele zawodów pod tym względem, skąd wnioski, że przedsięwzięcia te nie były należycie przygotowane. I obecnie zdarza się, że Magistraty miast średnich i małych projektują inwestycje ponad stan, albo znowu zamiast przystosować tempo inwestycji do warunków aktualnych, dążą zbyt pospiesznie do oddania tych inwestycji do wykonania i eksploatacji firmom postronnym w drodze koncesyj, nie bacząc na to, że za to będą przez długie lata płacić i to nieraz wygórowane ceny, z kieszeni obywateli.

Wreszcie pragnę zwrócić się do Panów, abyście poświęcili szczególną uwagę na dobór personelu i jego kształcenie. Dotychczas na wielu jeszcze ważnych postępkach brak sił o ukończonych studiach akademickich, lub też wykazujących niedostateczne wykształcenie praktyczne.

Obecnie stosunki pod względem napływu młodych sił z obu naszych Politechnik się poprawiły i można mieć nadzieję, że dopływ ten w przyszłości pokrywać będzie nasze zapotrzebowanie. Temi młodymi siłami trzeba się jednak troskliwie zająć — nie można np. świeżo ukończonego absolwenta Politechniki dać na samodzielne stano-

wisko kierownika państwowego Zarządu drogowego, lecz musi on najpierw odbyć dłuższą praktykę pod kierunkiem doświadczonego inżyniera. To samo tyczy się służby wodnej i budowlanej. Powtóre, trzeba w młodych inżynierach rozwijać dążność do specjalizacji — dziś inżynier uniwersalny nie daleko zajdzie ze swymi wiadomościami. Przytem należy kształcenie ułatwiać — kupować do bibliotek czy to Dyrekcyj, czy to Zarządów, najnowsze dzieła ogólne i specjalne i prenumerować czasopisma fachowe. W każdej Dyrekcyj powinien jeden z urzędników, specjalnie wyznaczony, być w ciągłym kontakcie z Zarządami bibliotek obu Politechnik i informować się o najnowszych wydawnictwach. Musimy pamiętać o tem, że minęła już wojna, minęło zaniedbanie powojenne i trzeba zacząć pracować wedle najlepszych zasad organizacyjnych i naukowych.

Tyle co do ogólnych wskazań; przechodząc do szczegółów, oznajmiam, że rozprawy nasze odbędą się według programu, który podaliśmy Panom do wiadomości, a referentami będą pp. Dyrektorzy Departamentów i Naczelnicy Wydziałów“.

Na konferencji, której obrady odbyły się według szczegółowo przygotowanego programu, omówiono cały szereg spraw resortowych, jak również kwestyj ogólnego znaczenia, jak sprawy rozbudowy miast, inwestycji komunalnych, regulacji osiedli, nadzoru budowlanego, miejscowych przepisów budowlanych, ruchu samochodowego etc.

Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.

Wstępne studia dla założenia schroniska rybackiego na pełnym morzu.

W ciągu roku 1929 wykonywałem dla morskiego Instytutu rybackiego w Gdyni przy pomocy dyplomantów Politechniki Warszawskiej wstępne studia, mające na celu określenie najkorzystniejszego położenia dla schroniska rybackiego na pełnym morzu, które ułatwiłoby naszym rybakom wyjazd na dalsze połowy.

Badania te, które obok zdjęć terenowych i sondowań, obejmowały kilkumiesięczne obserwacje zmian stanów wody, amplitudy fal, kierunku prądów i o ile to było możliwe ruchów rumowiska, nie dały żadnych nowych lub nieoczekiwanych rezultatów, potwierdziły raczej to, o czym z góry przypuszczano było można na podstawie badań wykonywanych w innych okolicach morza Bałtyckiego, ponieważ jednak na wybrzeżu pełnego morza Polskiego były wykonane po raz pierwszy, a w polskim piśmiennictwie technicznym artykuły z dziedziny studjów morskich są wogóle rzadkością, przeto sądzę, że krótkie sprawozdanie z przebiegu tych studjów może zaciekać czytelników.

Przed przystąpieniem do studjów należało ściślej sprecyzować ich rozmiary i miejsca na wybrzeżu, na które miałyby się rozciągać.

Celem schroniska miałyby być ułatwienie wyjazdów naszym rybakom na połowy na zachód na t. zw. Stolpe-Bank i inne, ażeby w razie konieczności nagłego powrotu, nie potrzebowali dojeżdżać do głównej bazy przyszłego ruchu rybackiego w Polsce t. j. do Gdyni, wykonując od granicy polskiej około 50 mil morskich w czasie burzy. Dziś mogliby się w razie konieczności posługiwać bądźto schroniskiem niemieckim przy ujściu Słupi lub Leby położonym o 33 względnie 85 km na zachód od naszej granicy, bądź też schroniskiem na cyplu półwyspu Hel, które jednak leży o 63 km na wschód od naszej granicy, a zresztą będzie niebawem nawet dla potrzeb miejscowych niewystarczającym.

Ze studjów należało w każdym razie wyłączyć wybrzeża półwyspu helskiego, jako położone zbyt blisko istniejącego portu.

Pozostały brzeg morza pełnego mimo swej krótkości (24 km) posiada jednak rzeźbę bardzo urozmaiconą, skut-

kiem czego warunki założenia portu mogą być dość różnorodne. Jako miejsca przyszłego schroniska wymieniane były dotąd licząc od zachodu: jezioro żarnowieckie, Karwia i Chłapowo. Określając ściślej miejsca studjów należało przedewszystkiem rozstrzygnąć kwestję, czy całe wybrzeże polskie jest pod względem prądów i ruchu piasku jednolite.

Otóż posługując się 60-letnimi obserwacjami kierunków i siły wiatrów w Heli otrzymałem rozkład procentowy różnych kierunków w ciągu roku z uwzględnieniem siły, który przedstawia się w sposób następujący:

N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
10.7	11.0	7.5	9.3	19.2	11.3	12.7	18.3

Wypadkowa ma kierunek prawie wyraźnie czysto zachodni. W poszczególnych porach roku w jesieni i zimie dominuje kierunek południowy i północno-zachodni, na wiosnę północno-wschodni, zaś w lecie północno-zachodni.

Wytwarzanie się prądu przybrzeżnego i ruch cząstek piasku przy brzegu i na plaży jest następstwem ukośnego uderzenia fal, które przenoszą cząstki wody i piasku po linii skośnej do brzegu, gdy powrót ich do morza odbywa się po linii prostopadłej. Ponieważ kierunek uderzenia fal o brzegi jest do pewnego stopnia w związku z kierunkiem wiatrów, przeto z tych ostatnich możnaby wnioskować o ruchu piasku wzdłuż brzegu. Naturalnie brać można pod uwagę tylko wiatry wytwarzające fale w pewnych określonych kierunkach i uwzględniać tylko część ich siły, t. j. składowe równoległe do brzegu. Tu zatem musi grać rolę różnica kierunków brzegu na zachód i na wschód od Rożewa.

Przeprowadzając szczegółową analizę obaczymy, że z wyjątkiem wiosny, w czasie której przeważa nieznacznie wschodni kierunek ruchu, prąd od zachodu ma stałą przewagę, podczas gdy jednak na zachód od Rożewa ilość toczonych ziarn ku wschodowi powinna być co najmniej dwukrotnie większą od ilości toczonych ku zachodowi, to na wschód od Rożewa nie powinna ta różnica przekroczyć jakich 50%. Wynikałoby stąd znacznie korzystniejsze usytuowanie schroniska w tej części wybrzeża, tak ze względu na zapiaszczanie portu, jak i na bezpieczeństwo sąsiedniego wybrzeża.

Ponadto przy wyborze miejsca na schronisko należało zwrócić uwagę na fakt stwierdzony przy wielu budowach tego rodzaju, a mianowicie, że każde schronisko przeradza się z czasem na port rybacki, i powoduje w sąsiedztwie duży rozrost osad rybackich. Wybór terenu winien zatem uwzględniać tę okoliczność.

Przechodząc po kolei różne możliwości wykonania schroniska, wykluczyłem alternatywę urządzenia takiego w jeziorze żarnowieckim, nie tylko ze względu na sąsiedztwo granicy niemieckiej, ale przede wszystkim ze względu na konieczność budowy niezależnie od schroniska, kosztownego *avant-portu*, który sam mógłby być schroniskiem, oraz prawie 5-kilometrowego kanału łączącego. Pozostały zatem do rozpatrzenia miejsca następujące: Dąbek przy ujściu Piaśnicy, Karwia przy ujściu Czarnej, wybrzeże pod Chłapowem, oraz pod Wielką Wsią u nasady półwyspu Helskiego. Wszystkie przedstawiają pewne dobre, ale także i złe strony.

Korzyścią założenia schroniska przy ujściu Piaśnicy, jest położenie jego wysunięte najbardziej na zachód, oraz możliwość utworzenia nowej osady rybackiej.

Natomiast jako ujemne cechy należy uważać: położenie tuż przy granicy niemieckiej, bardzo małą ilość miejscowych rybaków, błotniste i torfiaste wybrzeże nie przedstawiające zbyt korzystnych warunków budowy, brak komunikacji, gdyż najbliższa stacja kolejowa (Krokowo) położona jest w odległości 10 km, wreszcie prawdopodobnie silny ruch piasku w kierunku na wschód.

O wiele korzystniej przedstawia się założenie schroniska w Karwi przy ujściu Czarnej. Przesunięcie o 11 km na wschód nie może odegrać wielkiej roli w czasie przejazdu z miejsc połowu, natomiast znajduje się już tu poważny ośrodek rybacki w Karwi i Ostrowie (54 rodzin rybackich, z ogólną liczbą mieszkańców gmin nadbrzeżnych w ilości 1000 dusz); zmeliorowane grunty przybrzeżne, pozwalają tuż przy ujściu Czarnej, przyczem sąsiedztwo Czarnej i dawnego jeziora Ostrowskiego pozwoliłoby w przyszłości na założenie portu wewnętrznego bez potrzeby przekopywania wydm. Natomiast niekorzystne są stosunki komunikacyjne (przystanek Sławoszyn w odległości 6 km) jak również i warunki budowy wobec sąsiedztwa doliny torfowej nie przedstawiają nadzwyczajnych horoskopów. Warunki ruchu piasku pozostają te same, co przy ujściu Piaśnicy.

Duże korzyści mogłoby przedstawiać założenie schroniska na wybrzeżu pod Chłapowem. Pod ochroną przyładka Rożewskiego już obecnie niejednokrotnie znajdują rybacy naturalne schronisko, jakkolwiek żegluga na tej przestrzeni nie należy do bezpiecznych wobec rozsianych na dnie głazów granitowych. Orientację ułatwia bliskość silnej latarni w Rożewiu. Geologiczny skład wysokiego brzegu pozwala wnioskować o dobrej podłożu do budowy. Schronisko leżałoby też w pobliżu dużego ośrodka rybackiego (Chłapowo, Swarzewo i Wielka Wieś mają razem 2000 przeszło mieszkańców i 212 rodzin rybackich). Teren sąsiedni pozwala też na dalszą kolonizację. W końcu położenie na wschód od Rożewa przedstawia omawiane poprzednio korzyści pod względem ruchu piasków i możliwości zapiaszczania wjazdu do portu.

Natomiast do niekorzyści zaliczyć należy wielką trudność rozbudowy portu, a zwłaszcza umieszczenia różnych urządzeń pomocniczych, wobec bardzo wysokiego brzegu (zwyż 30 m), porty zaś rybackie wymagają na ogół terenów lądowych kilkakrotnie większych od pow. wodnej, tudzież brak urządzeń komunikacyjnych, gdyż stacja kolejowa Hallerowo znajduje się w odległości 6 km. Nadto odległość od miejsc połowu staje się już nieco większą.

Ostatnim miejscem, w którym można mówić o założeniu schroniska jest Wielka Wieś. Z wyjątkiem jeszcze dalszego położenia wobec miejsc połowu, posiada miejsce to wszystkie zalety poprzedniego, a nadto brzeg względnie

niski ułatwia budowę urządzeń dodatkowych. Położenie w centrum osad rybackich ułatwia ich wykorzystanie i rozbudowę, zaś bezpośrednie sąsiedztwo kolei, bliskość stacji i dróg bitych czyni warunki komunikacyjne wprost idealne. Do tych zalet dochodzi bliskość zatoki i możliwość w przyszłości bezpośredniej z nią komunikacji.

Powyższe względy skłoniły mnie do zaproponowania Instytutowi Rybackiemu wykonania studjów jedynie w Karwi i w Wielkiej Wsi, co też zostało zaakceptowane.

Studja objęły przede wszystkim szczegółowe zdjęcie terenu przybrzeżnego, które zresztą nie przedstawiało ciekawszych momentów. Oparto je na bazach założonych wzdłuż brzegu i złączonych z trjangułacją wybrzeża wykonywaną obecnie przez Ministerstwo Robót Publicznych.

Ta sama baza służyła za podstawę do wykonania drugiej części pomiarów, a mianowicie sondowania dna morskiego. W tym celu wytyczono w odstępach od 100 do 200 m prostopadłe, wzdłuż których wykonywano sondowanie sondówką drewnianą do głębokości 5 m, powyżej zaś zwykłą ołowianką. Przeważną ilość sondowań zakończono na głębokości 5 do 6 m, doprowadzając tylko kilka profili do głębokości poniżej 10 m.

Rezultat sondowań jest dość ciekawy. Przedstawia on w ukształtowaniu dna dwie odrębne dziedziny: w pasie przybrzeżnym aż do izobaty 6 m, która przebiega w Wielkiej wsi w odległości 350 do 400 m od brzegu, zaś w Karwi nieco ponad 400 m. mamy dno silnie pofałdowane, a kształt jego nawet w okresie niewielkich fal ulega ciągłym zmianom. W przestrzeni tej da się zauważyć wyraźne wzniesienie dna (rewa) w odległości około 200 m od brzegu, na której głębokości wynoszą niespełna 2 m. Głębokości między rewą a brzegiem dochodzą do 4 m, a w Karwi nawet do 5 m. Tuż przy brzegu da się zauważyć druga rewa o bardzo nieznacznej głębokości. Na niektórych odcinkach skonstruowano trzy linie rew. Rewy te są w związku z rozbijaniem się fal przy brzegu i z dużą różnicą między amplitudą fali burzowej i zwykłej.

Z tego związku pochodzi też ciągła zmienność w układzie dna w zależności od wielkości i kierunku uderzenia fal. Zmienność tę skonstruowano w czasie pomiarów powtarzając sondowanie tych samych profili po kilkudniowej silnej fali.

W drugiej części poniżej izobaty 6 m skonstruowano łagodne i jednostajne pochylenie dna, a znalezione głębokości nie różnią się prawie zupełnie od głębokości znanych na dawnych mapach niemieckich. Świadczyłoby to o tem, że poniżej izobaty 6 zmiana konfiguracji dna już się nie odbywa i że największa amplituda fal prawdopodobnie nie przekracza 4 m.

Wspomnieć tu należy, że niemieckie badania ustalają granicę ruchomego dna między izobatą 7 a 9 m, wobec tego projektowane miejsca schroniska znajdowałyby się w warunkach stosunkowo korzystnych.

Porównanie wyników sondowań w Karwi i Wielkiej Wsi wykazuje korzystniejsze położenie tej ostatniej, ponieważ wjazd do portu może być założony bliżej brzegu, a zatem i długość moli może być o kilkadziesiąt metrów krótsza.

Przy sondowaniu badano jakość dna, przyczem w Wielkiej Wsi znaleziono wszędzie piasek z rozsianymi bliżej brzegu otoczkami granitowymi, natomiast w Karwi pomiędzy pierwszą a drugą rewą znajduje się na dnie ił a bliżej brzegu ślady torfu. Badania te uzupełniono wierceniami wykonanymi na plaży tuż nad brzegiem. Wiercenia te wykazały w Wielkiej Wsi aż do głębokości 20 m wyłącznie pokłady piasku, przerwane tu pod powierzchnią wody pół metrową warstwą grubych kamieni, albo też grubszą warstwą żwiru z kamieniami. Natomiast w Karwi wykazało wiercenie na zachód od ujścia Czarnej pod 4 m warstwą piasku 10 m pokład iłu, a pod nim kurzawkę, na wschód od ujścia Czarnej pod 2 m warstwą piasku

znaleziono 1 m pokład piasku z torfem, poczem pod 3 m warstwą iłu mniej twardego, kurzawkę.

Porównanie wyników okazuje wybitną przewagę wybrzeża pod Wielką Wsią ponad wybrzeżem w Karwi dla fundacji budowli portowych wszelkiego typu.

Badania te zostały uzupełnione w roku 1930 wierceniami wykonanymi na morzu Wielkiej Wsi, które również wykazały wyłącznie pokłady piasku. Nieznaczna warstwę torfu znaleziono dopiero poza linią wydm od strony zatoki.

Z kolei należało bliżej rozpatrzyć ruch dna ze względu na znaczenie jego dla zapiaszczenia portu jak też stałości brzegu.

Pewne wskazówki dawały powtórne sondowania dna po kilkudniowych silnych falach. Sondowania te wykazały różnice w głębokości na rewach zaledwie kilku centymetrowe, na zboczach rew kilku decymetrowe, zaś blisko brzegu różnice te dochodziły do 1 m. Przesunięcia poziome najpłytszych i najgłębszych miejsc sięgały kilkunastu metrów w kierunku prostopadłym do brzegu. Obserwacje te świadczą o poruszaniu dużych mas materiału mimo, że fale nie należały do zbyt silnych, gdyż amplituda ich nie przekraczała zwykle pół metra, a wiatr dochodził zaledwie do 6° skali Beauforta.

O dużej ilości poruszanego rumowiska świadczyły też obserwacje poruszających się cząstek piasku na brzegu pod wpływem ukośnego uderzenia fali. Prędkość posuwania się po składowej równoległej do brzegu wynosi przy średniej fali od 0,1 do 0,15 m/sek. Wprawdzie w ruchu tym bierze udział tylko wierzchnia warstewka piasku od miejsca rozbicia się fali, to jednak wobec ciągłości zjawiska, ilości przesuwanego materiału będą znaczne i można je oszacować conajmniej na dziesiątki tysięcy m sześciennych rocznie przechodzących przez badany profil.

Dalej od brzegu cząstki piasku mogą brać udział w ruchu tylko pod wpływem prądu wytworzonego ukośnym uderzeniem fali o brzeg. Należało sobie zdać zatem sprawę z siły tego prądu i możliwości poruszania przezeń cząstek dna. Wobec tego wykonano pomiary prądu za pomocą specjalnie skonstruowanego pływaka umożliwiającego pomiar w różnych głębokościach i odległościach od brzegu. Pomiary wykazały największą siłę prądu w pobliżu brzegu tam, gdzie uderzenie ukośne fali działa bezpośrednio i to na powierzchni. Największą prędkość na powierzchni przy brzegu przy średnio silnej fali skonstruowano w granicach 0,5 do 0,66 m/sek. Dalej od brzegu w głębokości 2 do 4 m przy głębokości morza 3 do 5 m wynosiły prędkości od 0,24 m/sek. przy średniej fali do 0,07 m/s przy fali słabej. Są to zatem prędkości, które w żadnym wypadku nie mogą same przez się wywołać ruchu piasku na dnie. Nie miano wprawdzie sposobności wykonać pomiarów przy większej fali, a tem bardziej w czasie burzy, kiedy prawdopodobnie siła prądu powstałego jest znacznie większą i być może wystarczającą do poruszenia ziarn piasku, ale zauważyć należy, że ilość dni w roku z tak silnym prądem jest stosunkowo nieznaczna, a zatem i ogólna ilość w ten sposób transportowanego piasku nie może być duża.

Prądów niezależnych od kierunku uderzenia fal do odległości 400 m od brzegu nie skonstruowano w zupełności. Wobec tego cały ruch piasku na dnie i na plaży w obrębie przyszłego schroniska musi być związany z kierunkiem uderzenia fal o brzegi, a tem samym z kierunkiem wiatrów. Chcąc pod tym względem zebrać wystarczające dane, zarządzoną stałą obserwację kierunku wiatru, kierunku posuwania się fal, oraz uderzenia ich o brzegi przez strażników wydmowych w Karwi i Wielkiej Wsi, które wykonywano od lipca 1929 do końca kwietnia 1930 t. j. do czasu ostatecznego zestawienia wyników studjów. Niezależnie od tego poddano porównaniu obserwacje wiatrów z pięcioletnich obserwacji powojennych w Karwi i na Helu, w braku bezpośrednich obserwacji w Wielkiej Wsi. Z zużytkowania obserwacji w Rożewiu musiano

zrezygnować wobec ich niepewności. Bliższe zbadanie wiatrów było ponadto potrzebne dla ustalenia położenia wjazdu do schroniska.

Wyniki otrzymane ze statystyki wiatrów są następujące: Stosownie do położenia brzegu w Karwi i Wielkiej Wsi podzielono wiatry na grupy tworzące fale względnie prąd od zachodu, od wschodu oraz na grupę wiatrów lądowych, które bądźto nie wzbudzają prądu zupełnie, bądź też wytwarzają prąd zupełnie nieznaczny. Dla należytego zobrazowania siły prądu uwzględniono w statystyce także siłę wiatrów, wprowadzając jego prędkość jako wagę do obliczenia.

Wyniki podaje następująca tabela, w której uwzględniono tylko grupy wiatrów, tworzących prądy, oraz podano różnicę obu grup, gdyż cyfra ta jest wskaźnikiem wypadkowego kierunku ruchu piasku. Wyniki podzielono według pór roku.

Grupa wiatrów	Karwia			Wielka Wieś (Hel)		
	Zachodnich	Wschodnich	Z-W	Zachodnich	Wschodnich	Z-W
Zima . . .	186,0	88,6	97,4	124,0	142,1	-18,1
Wiosna . . .	157,8	88,3	69,5	94,3	84,0	10,3
Lato . . .	198,3	51,6	146,7	133,0	61,0	77,0
Jesień . . .	221,8	52,4	159,4	137,0	87,0	50,0
Rok . . .	763,9	290,9	473,0	495,3	374,0	119,3
Suma wiatrów tworzących prądy	1054,8			867,3		

Ponieważ cyfry powyższe przedstawiają rzuty wypadkowych na linię brzegu, zatem wyrażają one wprost sumę sił działających na wytworzenie prądu. Suma ta na ogół jest w Karwi o 20% większą. Nadto stosunek sił tworzących prądy z zachodu do wschodnich wyraża się dla Karwi cyfrą 2,62, gdy dla Helu 1,32. W końcu stosunek różnic przedstawia w Karwi cyfrę czterokrotnie prawie większą. Wszystko to nakazuje przypuszczać znacznie silniejszy ruch piasku w Karwi niż w Wielkiej Wsi i w dodatku ze znaczną przewagą dla Karwi ruchu w kierunku z zachodu ku wschodowi.

Również ze względu na bezpieczeństwo wjazdu przedstawia się statystyka wiatrów zwyczajnych i t. zw. sztormowych dla Karwi mniej korzystnie.

Wyniki tych obliczeń wykonanych na podstawie statystyki wiatrów, potwierdziły następnie w zupełności obserwacje bezpośrednie prądów. W ciągu 10-cio miesięcznych obserwacji w Karwi jedynie w listopadzie, lutym i kwietniu, dając również w ogólnej sumie z dziesięciu miesięcy przewagę prądom ze wschodu. Zaznaczyć jednak wypada, że prądy wschodnie na ogół są słabsze i że w rezultacie należy się przy ruchu piasku w Wielkiej Wsi liczyć z pewną nadwyżką jego transportu z zachodu ku wschodowi.

Cyfrowo przedstawiają się wyniki obserwacji jak następuje:

Ilość dni	z prądem z zachodu	ze wschodu	bez prądu	Z-W
W Karwi . . .	138	92	51	1,5
W Wielkiej Wsi . . .	113	129	47	0,9

Rozdzielając obserwacje na dwa okresy otrzymamy od lipca do stycznia:

W Karwi . . .	110	43	2,5
W Wielkiej Wsi . . .	98	72	1,3

Zaś od lutego do kwietnia włącznie:

W Karwi . . .	28	49	0,5
W Wielkiej Wsi . . .	15	55	0,3

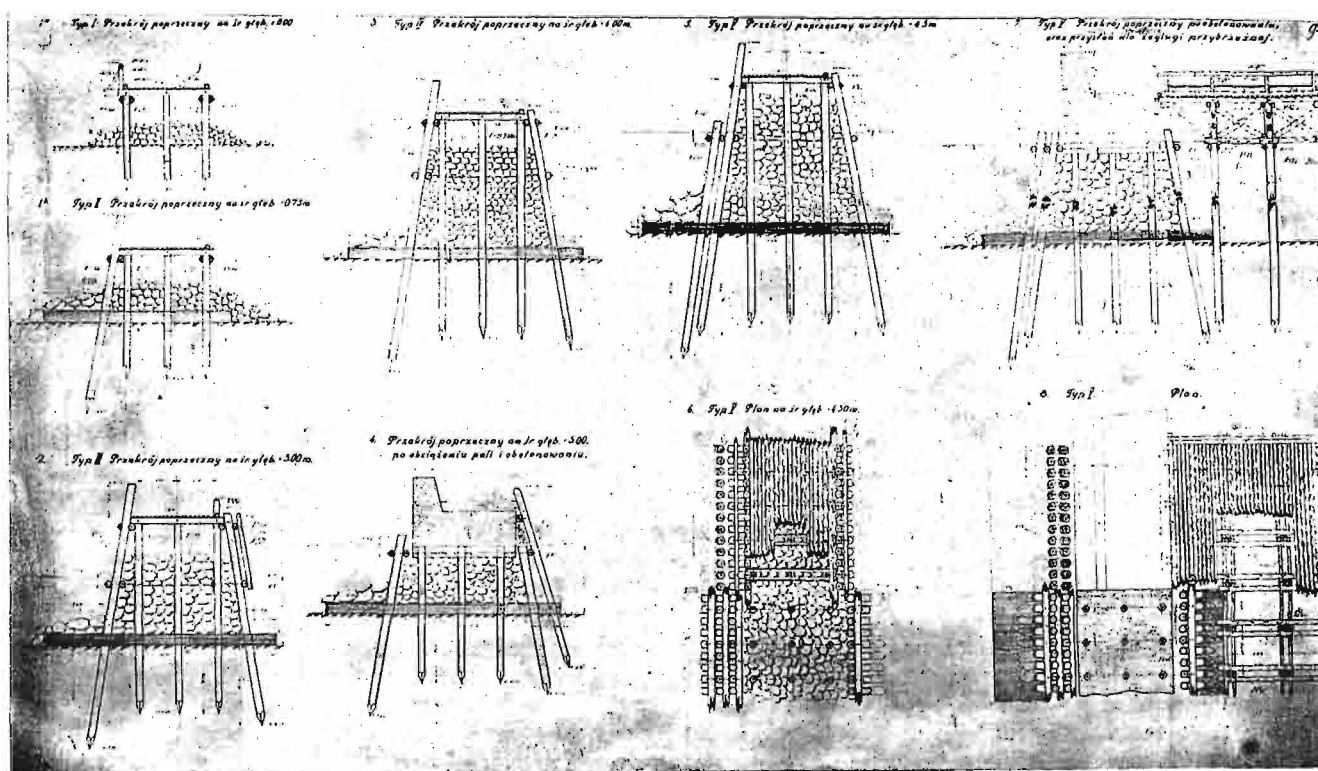
W każdym razie należy zatem uważać położenie schroniska pod Wielką Wsią ze względu na ruch piasków jako znacznie korzystniejsze.

Równocześnie z pomiarami prądów wykonywano obserwacje stanów wody na dwóch prowizorycznych wodoskazach założonych dla Karwji w ujściu Czarnej, zaś dla Wielkiej Wsi na zachód od przylądka Rożewa. Na tym ostatnim wodoskazu odczytywano też amplitudę fal wyższych ponad 0,4 m. Wyniki obserwacji przedstawiono na rys. 1. Amplituda wahań w Rożewiu 113 cm, zaś w ujściu Czarnej 92 cm, prawdopodobnie skutkiem oddalenia wodoskazu od ujścia i zapiaszczenia tegoż. Wartości średnie z okresu obserwacji zgadzają się prawie dokładnie z zerem morza otrzymanem drogą niwelacji z istniejącymi reperami, zwłaszcza w Rożewiu, gdzie różnica wynosi zaledwie 5 m/m. Najwyższy stan średni miesięczny otrzymano w Karwji we wrześniu (39 cm nad zerem) najniższy w kwietniu (-11 cm). Natomiast w Rożewiu najwyższy w październiku (+19 cm), najniższy również w kwietniu (-16 cm). Ponieważ w okresie obserwacji nie było wiatrów sztormowych prawie zupełnie, przeto wyników obserwacji nie można było uznać za wystarczające. Kilkudziesięcio-

przeto wyniki należy również uznać za niewystarczające i oprzeć się na spostrzeżeniach wykonywanych w innych miejscach na brzegach Bałtyku, a które przewidują amplitudę fal 3-metrową, a w niektórych okolicach nawet 4-metrową. Kontynuowanie rozpoczętych obserwacji przynajmniej w jednym punkcie naszego wybrzeża na pełnym morzu należałoby uważać jako bardzo pożądane.

W wyniku powyższych studjów zaproponowałem morskemu instytutowi rybackiemu Wielką Wieś jako najodpowiedniejsze moim zdaniem miejsce do budowy schroniska rybackiego, mimo względnie dużego oddalenia od miejsc połowu. Różnica bowiem około 6 mil morskich odległości nie może przeważać dużych korzyści, jakie budowa schroniska w tem miejscu wobec innych przedstawia.

Na podstawie zdjęć i studjów, w terenie wykonane zostały jako prace dyplomowe projekty schroniska w Karwji i w Wielkiej Wsi, z uwzględnieniem przyszłego rozwoju schroniska jako portu rybackiego. Kilka rysunków z projektu pod Wielką Wsią, który stał się podstawą rzeczy-



Rys. 4.

letnie obserwacje zmian stanów wody w Nowym Porcie w Gdańsku notują maksymalne wzniesienie nad stanem średnim +165 cm, zaś maksymalne obniżenie -96 cm, w sumie zatem amplituda wahań wyniosła 261 cm i z taką co najmniej należy się liczyć w Wielkiej Wsi.

Obserwacje zmian poziomu morza potwierdziły znaną skądinąd zupełną zgodność tych zmian z kierunkiem panujących w danym czasie wiatrów. W czasie wiatrów grupy zachodniej, względnie w okresie prądów od zachodu ku wschodowi poziom morza utrzymuje się stale ponad stanem średnim, natomiast w okresie wiatrów i prądów wschodnich, obniża się poziom morza poniżej stanu średniego. Związek ten uwidocznił na rysunku 1, oznaczając kierunki prądów.

Na wykresie stanów wody w Rożewiu zaznaczono również amplitudę fal ponad 40 cm. W ciągu 6 miesięcy skonstatowano 41 razy falę o amplitudzie 50 cm i wyżej, zaś 6 razy falę o amplitudzie 100 cm i wyżej. Największą amplitudę zanotowano 6 marca 1930 r. o wysokości 130 cm. Przeważająca ilość wielkich fal przypada na koniec zimy i początek wiosny. Ponieważ jednak w okresie czynionych spostrzeżeń nie było zupełnie fal sztormowych,

wistego projektu, opracowanego obecnie w Ministerstwie Przemysłu i Handlu dołączam do obecnego opisu.

Na zakończenie wspomnieć muszę o obawach, jakie nasuwała budowa portu pod Wielką Wsią, ze względu na niebezpieczeństwo niszczenia brzegu w pewnym oddaleniu od portu, co zwłaszcza dla stałości półwyspu Helskiego przedstawiałyby się dość groźnie. Niebezpieczeństwo to polega na tem, że mola portowe mogą wstrzymać naturalny pochód piasku w pewnym kierunku, w danym wypadku z zachodu na wschód, a w następstwie tego fale nie znajdując nowych zapasów piasku mogłyby niszczyć brzeg transportując materiał z niego uzyskany dalej ku wschodowi bez żadnej w to miejsce rekompensaty.

Dla zapobieżenia temu niebezpieczeństwu przyjęto odpowiednią formę założenia moli, nadając molu zachodniemu położenie silnie ukośne do brzegu i zaokrąglone, ażeby w ten sposób ułatwić pochód piasków wzdłuż moli dalej ku wschodowi. Przyjęta forma w wykonanych już portach na wybrzeżach piaszczystych dała dobre rezultaty. Niezależnie od tego przy koniecznym pogłębianiu wejścia w miarę zapiaszczenia może być materiał z pogłębiarek usuwany na wschód od portu i stanowić w ten

sposób pewien zapas dla pracy fal. W końcu należy się na wszelki wypadek zabezpieczyć przed ewentualnymi niespodziankami przez ochronę wybrzeża na wschód od portu. Ochronę tę proponowałem wykonać zapomocą tam prostopadłych do brzegu, ażeby w ten sposób wytworzyć możliwie łagodną linię drogi dla przesuwających się piasków, a równocześnie umożliwić pewne zamagazynowanie materiałów wzruszanych przez fale, na możliwie dużej odległości od brzegu. Ten potrójny niejako sposób zabezpieczenia, powinien zdaje mi się wszelkie obawy uczynić iluzorycznymi.

Schronisko w Wielkiej Wsi będzie obok Gdyni, Helu i Jastarni czwartym portem rybackim w Polsce. Na dowód, że ta ilość nie jest zbyt wielką, wystarczy przytoczyć, że Szwecja w r. 1906 miała 177 portów rybackich t. j. przeciętnie jeden na 25 km brzegu, mimoto po wojnie rozpoczął rząd budowę całej serji nowoczesnie urządzonych portów i schronisk w ogólnej liczbie 33, z których do roku 1925 wybudowano 16. Dzięki temu z rybołówstwa żyje tam 23.300 rodzin, a wartość połowu wyniosła w r. 1923 22,8 milionów koron.

Inż. Dr. Tomasz Kluz,

kierownik budowy lotnisk i dróg powietrznych w Minist. Kom.

O budowie dróg powietrznych.

(Ciąg dalszy).

Do stosowanych nawierzchni do dróg startowych na lotnisku należą:

1. bruki z kamieni naturalnych i sztucznych;
2. nawierzchnia z makadamu i żużli;
3. nawierzchnie z betonu cementowego, makadamu smołowego i warstwy żużli maziowanych;
4. nawierzchnie asfaltowe i z betonu asfaltowego.

Powyżej ujęte cztery kategorie nawierzchni dróg startowych zestawiono od najmniej odpowiednich do najlepszych, przyczem wzięte były pod uwagę względy techniczne, a nie koszt budowy.

Nawierzchnie z kamieni naturalnych (dużych i małych) sztucznych (cegła, klinkiery, płyty betonowe) układane na podkładzie betonowym są najmniej odpowiednie, a to przedewszystkiem dla braku sprężystości, bardzo znacznego kosztu i trudności odprowadzenia wody. Używane są za to częściej na nawierzchnie manipulacyjne (rampy przedhangarowe).

Kamienie sztuczne, jak cegła, a przedewszystkiem płyty cementowe, ułożone bezpośrednio na wybitnie piaszczystym podłożu, nadają się już znacznie lepiej do dróg startowych, o ile podłoże zostało odpowiednio przygotowane (ubite). Gruba warstwa piasku pod płytami tworzy pewnego rodzaju poduszkę, tak, że dana nawierzchnia jest w pewnym stopniu podatną i sprężystą. Pozatem, nawierzchnię tego rodzaju wykonuje się szybko, koszt jej jest znacznie tańszy od bruków i w razie potrzeby można daną nawierzchnię przenieść łatwo w innemiejscie. Stosować ją jednak można z dobrymi wynikami na podłożu piaszczystym, które łatwo odprowadza wodę powierzchniową, która przedostaje się przez fugi do podłoża. Na podłożu gliniaste nawierzchnia ta nie nadaje się. Przykładem wykonanej jezdni z płyt betonowych są dwie drogi startowe na lotnisku cywilnym w Poznaniu, ułożone na próbie. Nawierzchnia ta z 5 cm płyt cementowych ułożona bezpośrednio na piasku silnie ubitym (pole wzlótów wybitnie piaszczyste) zachowuje się dotychczas bardzo dobrze oddając doskonałe usługi (koszt 1 m² 8 do 10 zł.).

Nawierzchnie z makadamu i żużli posiadają bardzo poważne wady, do których należą: a) obecność kurzu, błota i wolnych cząstek, które wrywane są z nawierzchni ruchem śmigła wpływając bardzo szkodliwie na silniki lotnicze; b) trudność a czasem niemożliwość odpowiedniego odprowadzenia wody; c) powstawanie bruzd i zagłębień wywołanych śmigłem, działaniem wody, które czynią powierzchnię nierówną a często niebezpieczną. Nawierzchnia ta nadawać się może przy niezbyt silnym ruchu lotniczym i dla lekkich samolotów. Budowana jest obecnie chętnie, a to dlatego, że przedstawia pierwszy typ przy stopniowej rozbudowie. W przyszłości bowiem nawierzchnia tego rodzaju może być użyta jako podkład pod górną warstwę nawierzchni z betonu i asfaltu.

Ta sama nawierzchnia z makadamu lub żużlu, ale smołowana wgłębnie (a nawet czasem powierzchniowo) daje dobrą jezdnię dróg startowych. Brak tu już kurzu, pyłu i błota, woda nie przenika przez nawierzchnię, lecz spływa mając równiejszą powierzchnię. Trwałość nawierzchni jest duża, koszt konserwacji znacznie mniejsze, niż konserwacji makadamu niesmołowanego mimo konieczności stosowania co jakiś czas dodatkowego polewania emulsjami bitumicznymi. Grubość warstwy makadamu lub żużlu nie powinna być mniejszą od 15 do 20 cm. W wyjątkowych tylko wypadkach (na odpowiednim terenie) można zejść z grubością do 10 cm, jeśli chodzi o zastosowanie jak największych oszczędności przy budowie. Wykonanie makadamu smołowanego przy minimalnej grubości odbywa się w Stanach Zjednoczonych w sposób następujący: na przygotowanym podłożu układa się 6 do 8 cm warstwę kamienia lub grubszego żwiru jednolitej wielkości; po lekkim zwałowaniu tej warstwy polewa się ją na całej powierzchni gorącym asfaltem (cementowym) w ilości 3,5 lt na 1 m², na napojoną asfaltem warstwę układa się warstewkę drobnego tłuczniaka lub żwirku, którą się dokładnie wałuje, następnie polewa się zwałowaną powierzchnię jeszcze raz asfaltem w ilości 2,5 lt/m², posypuje drobnym żwirkiem i po raz trzeci wałuje. Podobnie postępuje się również i przy użyciu żużlu. Warstwa żużlu powinna być grubsza niż warstwa makadamu. Jezdnie o 20 cm grubości wykonano na lotnisku Newark (St. Zjedn.) z dwu warstw żużlu po 10 cm grubości. Każdą warstwę polano silnie asfaltem w normalnej temperaturze rozpuszczonym w benzynie. Płynna ta mieszanina przesiąknęła łatwo warstwę na całej grubości, a po ulotnieniu się rozczynnika pozostały asfalt spajał całą warstwę żużlu, tworząc jednolitą powierzchnię.

Beton cementowy używany do budowy jezdni startowych posiada poważne wady, a to: małą podatność i sprężystość, oraz skłonność do pękania. Mimo tych stron ujemnych bywa chętnie stosowany, bowiem w przyszłości może być użyty jako podkład pod asfalt, który w chwili obecnej należy do najwyższego typu nawierzchni.

Asfaltowe nawierzchnie startowe są bardzo rozpowszechnione w Ameryce, tembardziej, że są tam tańsze niż inne bite nawierzchnie (beton). Ogólnemu zastosowaniu ich w Europie stoi na przeszkodzie znaczny koszt, przewyższający poważnie koszt innych nawierzchni. Asfalt stosuje się przy nawierzchni w dwu postaciach, a to: jako asfalt prasowany i jako beton asfaltowy. Asfalt prasowany przedstawiający mieszaninę piasku, pyłu kamiennego do wypełnienia, cementu i asfaltu układa się zwykle w dwu warstwach po 4 cm grubości na odpowiednim podkładzie. Beton asfaltowy zawierający, prócz składników, jakie obejmuje asfalt prasowany, tłuczeń kamienny lub żwirów (powyżej 25%, całej mieszaniny) stosuje się zwykle

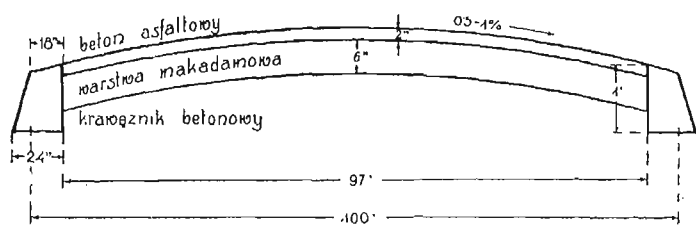
w jednej warstwie o grubości 5 do 8 *cm*. Na odpowiednim podkładzie wystarcza grubość 4 i 5 *cm*. Beton asfaltowy układa się często bezpośrednio na należycie zdrenowanym i przygotowanym podłożu zwartej (odpowiednio ubitej) naturalnej gleby. Wtedy grubość naniesionej warstwy betonu asfaltowego po skompromowaniu przez walcowanie wynosi 6 do 8 *cm*. W razie, gdy podłoże naturalne posiada wybitnie dobre warunki można zejść z grubością warstwy betonu asfaltowego do 5 i 6 *cm*.

Beton asfaltowy posiada w wysokim stopniu zalety wymagane przy nawierzchni startowej. Jest gładki i równy, przez swą podatność i sprężystość odporny na uderzenia, nie przepuszcza wilgoci w głąb podłoża, odprowadza łatwo wodę powierzchnią, nawet przy małych spadkach, nie pęka, jest nadzwyczaj tani w konserwacji. Ewentualne naprawy uskutecznią się szybko tak, że w kilka godzin po wykonaniu może być oddany do użytku. Jako wady betonu asfaltowego wymienić należy, wysoki koszt wykonania i konieczność, w chwili obecnej, stosowania materiałów obcych.

Dla zapewnienia szorstkości powierzchni betonu asfaltowego rozrzuca się równomiernie po powierzchni świeżo zwałowanej warstwy żwirku i wbija się ją częściowo w masę betonu asfaltowego przez dalsze walcowanie.

Wynikiem takiego postępowania jest szorstka powierzchnia, posiadająca odpowiednią adhezję niedopuszczającą do zarzucania i ślizgania się kół samolotu przy starcie i lądowaniu. Próby, przeprowadzone w tej sprawie w Stanach Zjednoczonych na różnych typach nawierzchni startowych okazały bezsporną wyższość tak przygotowanej nawierzchni asfaltowej nad innymi rodzajami. Samochód, użyty do prób, zaopatrzony w hamulce na wszystkich czterech kołach i w opory wygładzone, zatrzymał się szybko i pewnie przy nagłym zastosowaniu hamulców, na drodze startowej z betonu asfaltowego, wysypanej żwirkiem, przy szybkościach dochodzących do 90 *km/godz.* i podczas ustawicznego deszczu. Natomiast na innych nawierzchniach ślizganie się i zarzucanie miało miejsce nawet przy szybkościach znacznie niższych, bo wynoszących 40 *km/godz.*

Nawierzchnia asfaltowa wyróżnia się wybitnie na terenie i dlatego jest łatwo widzialną tak przy dziennych jak i przy nocnych lotach. Przedstawia ona bardzo dobre tło dla napisów, nazw i znaków, wykonanych w kolorze białym lub pomarańczowym, które odcinają się na nim w sposób ostry i kontrastowy. Nawierzchnia wykonana z betonu cementowego jest wprawdzie lepiej widzialną niż beton asfaltowy, ale tylko w początkach, z biegiem czasu jasny kolor betonu cementowego nabiera plam i ciemnieje, przez co zmniejsza się znacznie jego widzialność.



Rys. 39.

Dlatego też beton asfaltowy bywa bardzo chętnie stosowany przy drogach startowych. W Stanach Zjednoczonych beton asfaltowy ułożony na podkładzie makadamowym uchodzi za najwyższy typ nawierzchni startowej. Sposób przeprowadzenia budowy takiej nawierzchni charakteryzuje się drobiazgowym opracowaniem (rys. 39).

Droga startowa wykonana według powyższego systemu składa się z podłoża makadamowego o grubości około 6 cali (15 *cm*), z warstwy wierzchniej z betonu as-

faltowego o grubości około 2 cale (5 *cm*), oraz z krawężników z betonu cementowego o wysokości około 1 stopy (30 *cm*).

Podłoże makadamowe składa się z kamienia łamanego i tłucznia drobnego. Kamień łamany o różnej wielkości winien przechodzić przez siatkę o oczkach okrągłych średnicy 9 *cm*, a zatrzymywać się w całości na siatce o oczkach o średnicy 3 *cm* centymetrów. Tłuczeń ten powinien być czystym, kamienie wydłużone winny być odrzucone.

Bardzo ważnym składnikiem podłoża jest drobny tłuczeń otrzymany przez przesianie przy łamaniu twardych kamieni o własnościach spajających się. Wysiewki te przechodzące przez siatkę o oczkach średnicy 1,5 *cm* winny być wolne od wszelkich zanieczyszczeń i ciał obcych. Wysiewki winny zawierać tak większe jak i drobniejsze cząstki, przyczem ilość tych ostatnich powinna się mieścić w granicach od 8 do 12% w stosunku ciężarowym,

Gruby tłuczeń, oczyszczony z obcych substancji, rozłożony zostaje w warstwie równej grubości na odpowiednio splantowanym i odwodnionym terenie. Warstwa ta zostaje następnie wywalcowana walcem trójkołowym o wadze 10 *t*. Walcowanie rozpoczyna się od obydwu stron zewnętrznych i postępuje ku środkowi.

Na wywalcowaną warstwę tłucznia przychodzi następnie cienka warstwa wysiewek, którą się walcuje i wciska w ten sposób w próżnię dolnej warstwy. Po pierwszym przewalcowaniu rozsiewa się powtórnie warstwę wysiewek, walcuje i powtarza powyższe czynności aż do chwili, gdy próżnie w warstwie tłucznia zostaną całkowicie wypełnione i wysiewki nie dadzą się już wcisnąć w warstwę podkładu. Równocześnie w czasie walcowania polewa się podkład ciągle wodą, aż do chwili, gdy woda zacznie spływać po powierzchni.

Przygotowany w ten sposób podkład tworzy związłą, twardą i jednostajną masę, na którą po wyschnięciu nakłada się górną warstwę z betonu asfaltowego. Beton ten jest mieszaniną drobnego tłucznia, piasku i często jeszcze innych drobnoziarnistych składników, oraz specjalnego cementu asfaltowego. Mieszanina z tych składników złożona tworzy nieprzepuszczalną dla wody, zbitą, wytrzymałą, niepękającą i sprężystą nawierzchnię, która odpowiada w zupełności warunkom wymaganym od dróg startowych. Tłuczeń, wchodzący w skład betonu asfaltowego, winien być z twardego kamienia, jak wapniak lub innego gatunku o twardości co najmniej 6 skali francuskiej. Wielkość ziarn winna wynosić 1,8 *cm*. Procentowy skład mieszaniny jest następujący:

drobny tłuczeń lub żwirek	40 do 50%
piasek	40 " 50 "
bituminy	6 " 8 "
materiał wypełniający (cement)	4 " 6 "

Materiałem wypełniającym jest zwykle cement portlandzki lub był kamienny, którego 80% przechodzi przez siatkę o 200 oczkach.

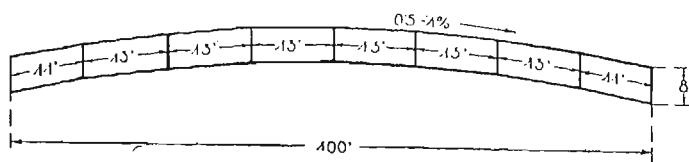
Asfalt cementowy zostaje podgrzewany w specjalnych kotłach do temperatury 150° C, maximum 163° C, przy ciągłym równomiernym mieszaniu (zwykle mechanicznym). Natomiast żwirek i piasek ogrzewa się do temperatury od 120 do 180° C.

Dotowanie żwirku, piasku i materiału wypełniającego odbywać się musi bardzo dokładnie, domieszanie asfaltu w wyżej wskazanych ilościach odbywa się w mechanicznej mieszarce w ciągu 45 sekund. Mieszanina tworząca jednostajną masę, w której każde ziarno jest otoczone asfaltem, zostaje dowieziona na miejsce budowy i rozłożona na oczyszczonym i suchym podłożu w jednej warstwie grubości przekraczającej nieznacznie 5 *cm*. Miejsca takie, jak załamania i zagłębienia smaruje się przed ułożeniem warstwy betonu asfaltem, podobnie jak i miejsca

przerw dla lepszego związania. Temperatura kładzonej mieszanki powinna wynosić od 100 do 160° C. Bezpośrednio na ułożoną warstwę wjeżdża walec o wadze 8 t. Wagę walca powiększa się jeszcze zwykle do 10 t. Końcowe walcowanie następuje wreszcie przy ciężarze walca 6 t, i trwa tak długo, aż utworzoną zostanie jednostajna równa powierzchnia, a grubość wierzchniej warstwy wyniesie 5 cm.

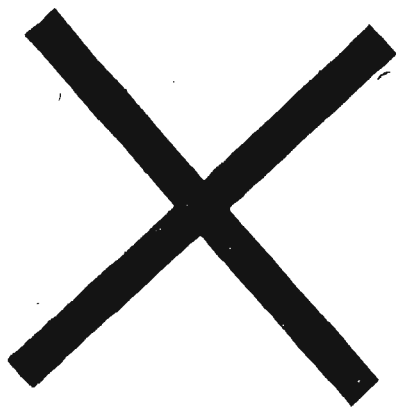
Krawężniki powyższych dróg startowych wykonywane są z betonu cementowego 1:2:4. Wysokość krawężnika wynosi zwykle 30 cm, szerokość podstawy 60 cm, a szerokość górna 45 cm (por. rys. 39).

Koszt jednostkowy 1 m² powyższej nawierzchni asfaltobetonu wynosi w Stanach Zjednoczonych około 21,5 zł. (2,40 dol.), w czym koszt podkładu makadamowego 9,6 zł., koszt warstwy wierzchniej 10,50 zł., koszt krawężnika 1,40 zł. Powyższa nawierzchnia jest w Stanach Zjednoczonych tańszą od nawierzchni betonowej o 20 cm grubości, odwrotnie niż u nas.



Rys. 40.

Nawierzchnie betonowe z cementu portlandzkiego wykonywane są dla dróg startowych w Ameryce o grubości około 20 cm. Normalnie bywa stosowaną mieszanką 1:5. Ponieważ większe płaszczyzny z betonu zawsze pękają pod wpływem zmian temperatury, więc beton układany w Ameryce posiada gęsto szwy dylatacyjne. Rys. 40 przedstawia przekrój drogi startowej betowej stosowanej w Ameryce. Droga startowa 100 stóp szeroka (30,5 m) posiada w przekroju poprzecznym 7 szwów pionowych (w odstępach co 31 cm) tak, że podobną jest do nawierzchni z płyt betonowych, stosowanych chętnie u nas. W kierunku podłużnym szwy dylatacyjne znajdują się co 1,50 m. Grubość szwów dylatacyjnych wynosi 1 do 1,5 cm.

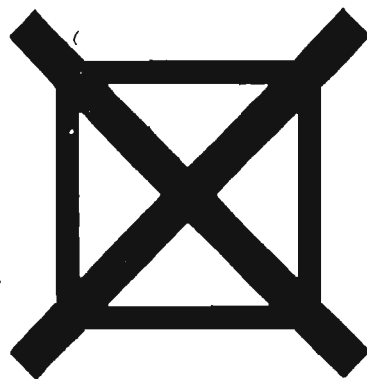


Rys. 41.

Koszt jednostkowy takiej nawierzchni betonowej grubości 20 cm wynosi przeciętnie 24 zł. za 1 m² (2,7 dol.), a więc jest wyższy o 2,5 zł. niż koszt nawierzchni z betonu asfaltowego na podkładzie makadamowym.

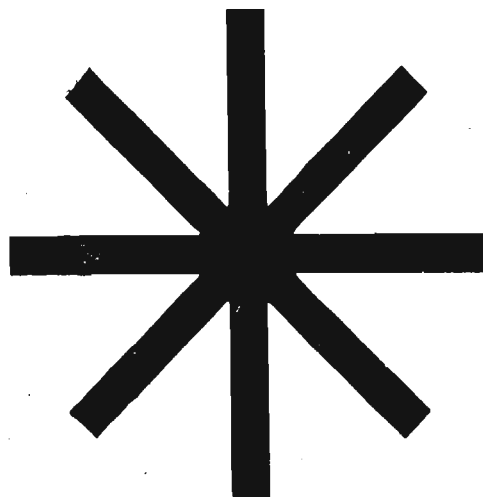
Układ dróg startowych na danym lotnisku powinien być tak zaprojektowany, by start mógł się odbywać z odchyleniem co najwyżej 22,5° od kierunku wiejącego wiatru. Temu odpowiada zasadniczo ośm kierunków układu tychże dróg (por. rys. 43 i 48). Nie zawsze jednak stosuje się układ dróg startowych na ośm kierunków. Zdarzają się bowiem miejscowości, które mają do czynienia niemal wyłącznie z dwoma tylko lub czterema zasadniczymi kierunkami wiatrów. Wtedy buduje się tylko dla

tych kierunków drogi startowe. Dlatego też ma się często do czynienia z dwoma lub trzema drogami, które zabezpieczają start w 4 lub 5 kierunkach.



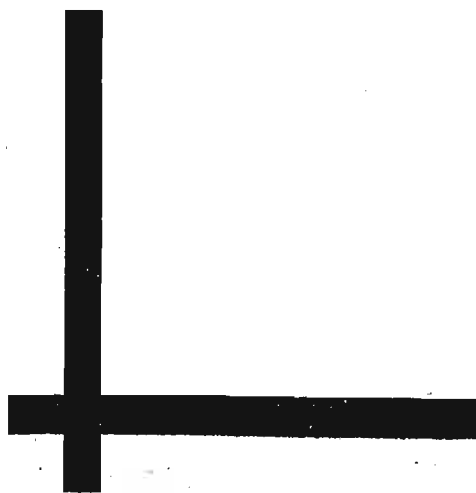
Rys. 42.

Rysunki 41 i 42 przedstawiają typowe przykłady układu 2 dróg startowych na cztery kierunki startu. Punkt przecięcia się tych dwu dróg schodzi się zwykle ze środ-



Rys. 43.

kiem pola wzlotów. Boczne drogi na rysunku 42 służą jako drogi manipulacyjne dla szybszego dostania się samolotu na start.

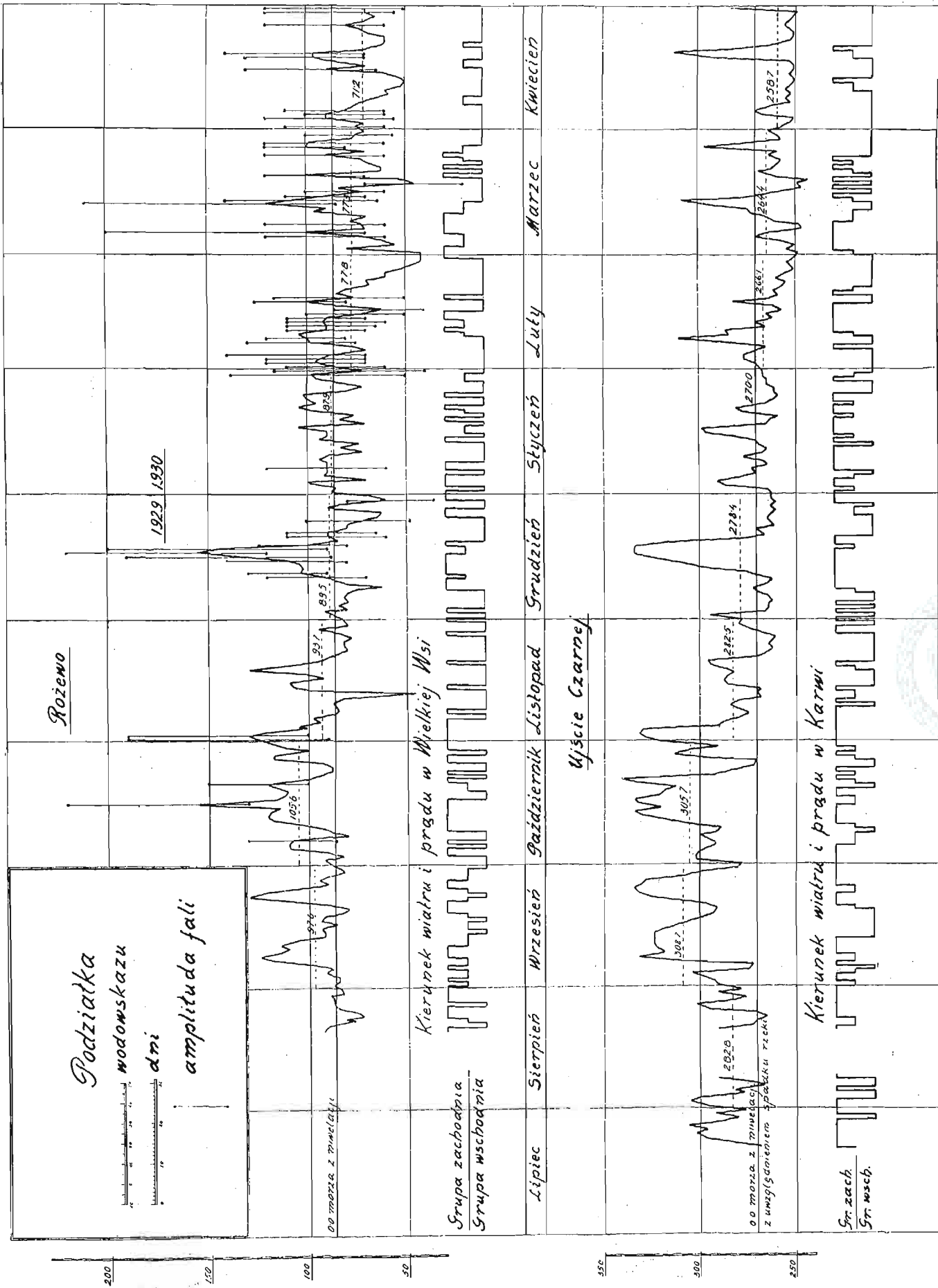


Rys. 44.

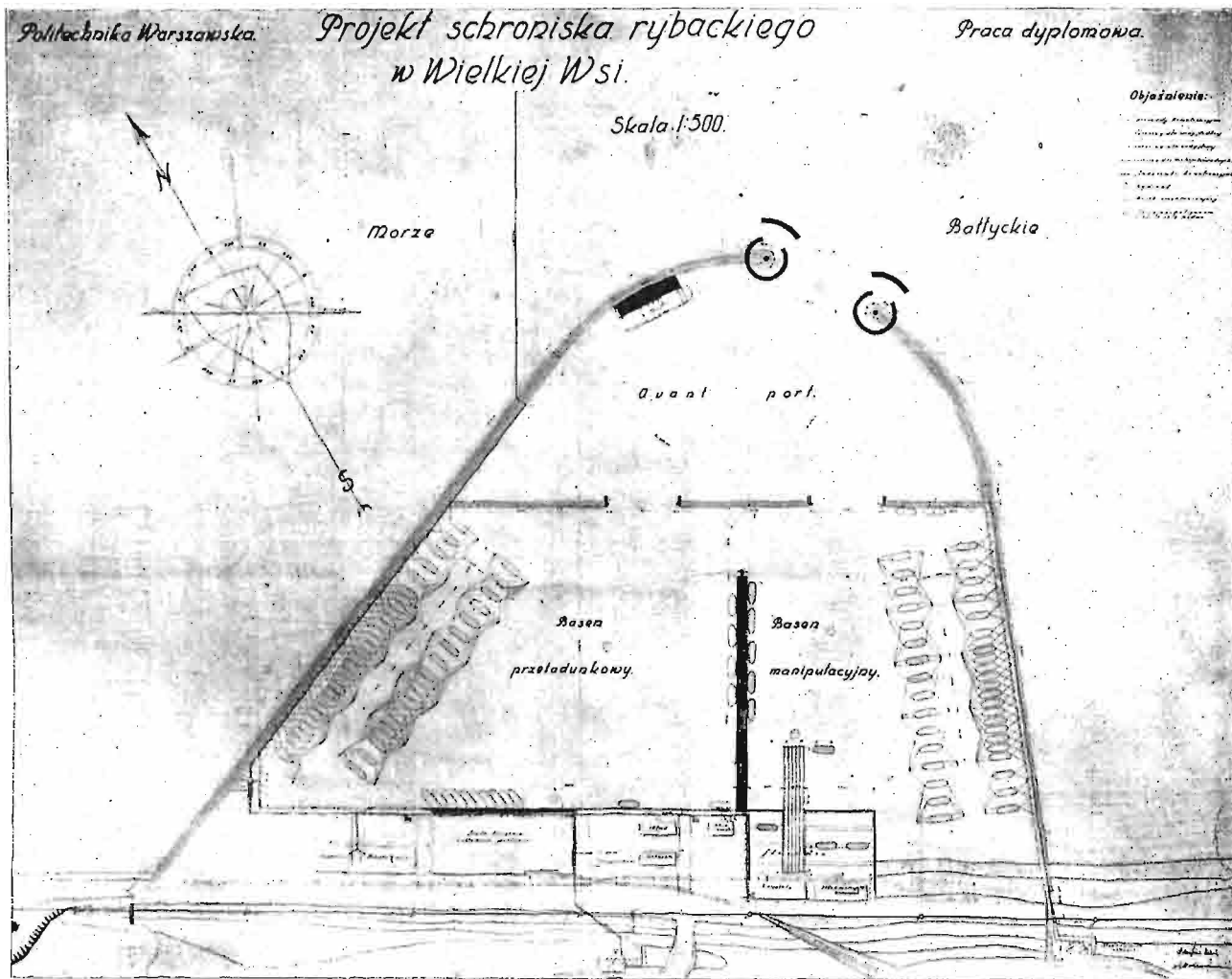
Rysunek 43 podaje układ dróg startowych na ośm kierunków. Cztery drogi startowe przecinają się w jednym punkcie w środku pola wzlotów.

Powyższe trzy układy dróg startowych należą do układu gwiaździstego. Dla danego kierunku układy te posiadają jedną tylko drogę startową. Układ gwiaździsty

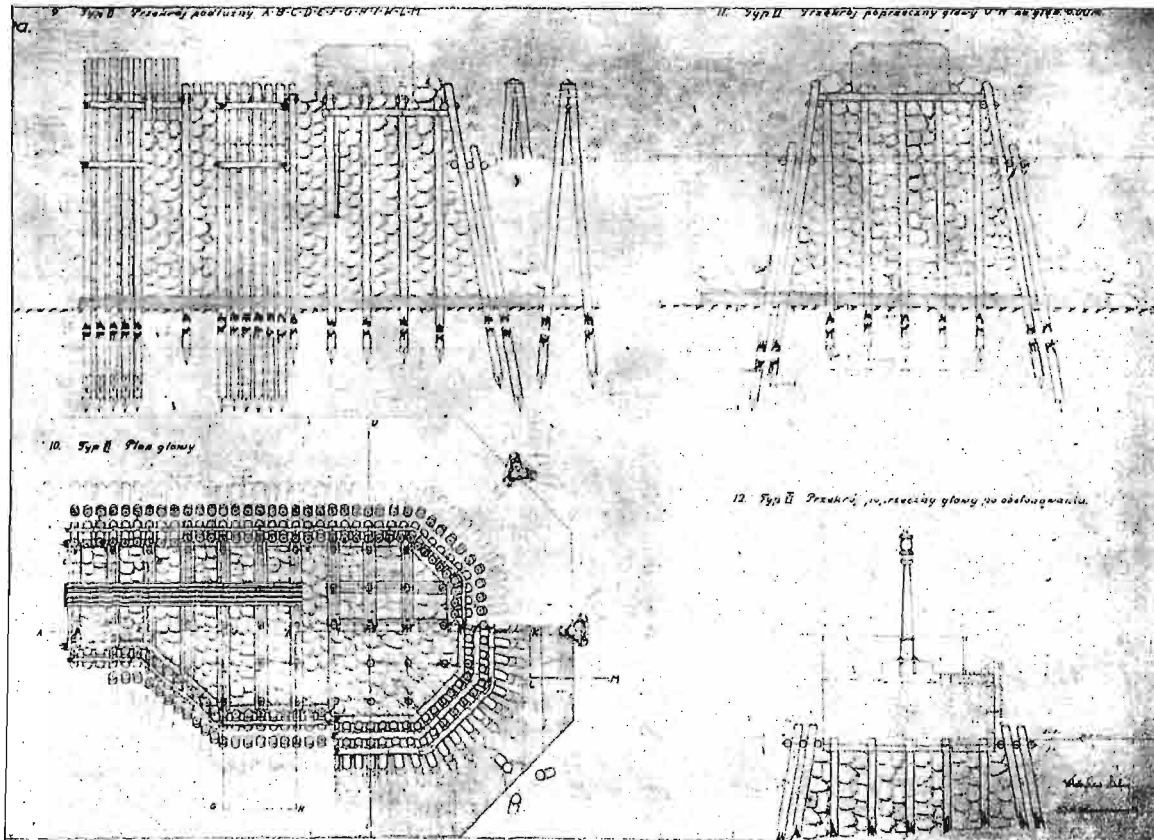
Wahania zwierciadła morza



Rys. 1.

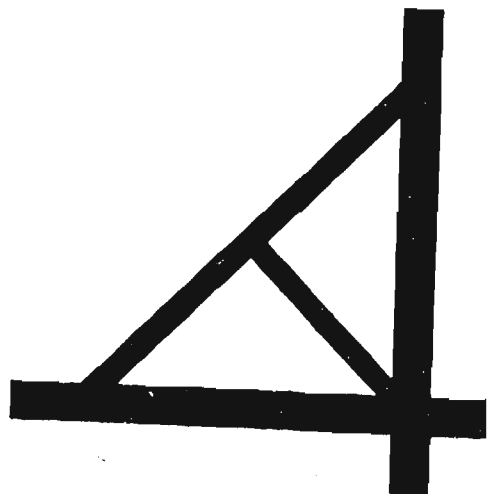


Rys. 2.



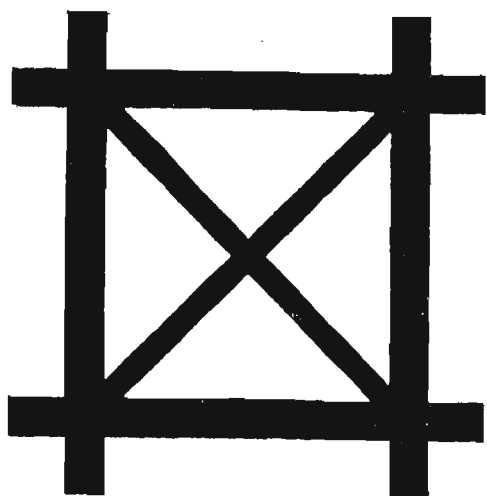
Rys. 3.

posiada wady, do których należy przedewszystkiem niemożność dalszej budowy układu, skupienie środków dróg



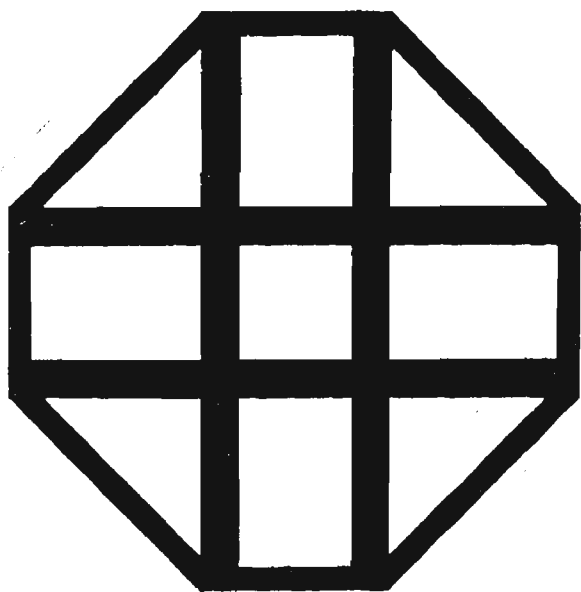
Rys. 45.

w jednym punkcie zmniejszającym przez to przelotność, niemożność wykonania właściwych pasów lądowania



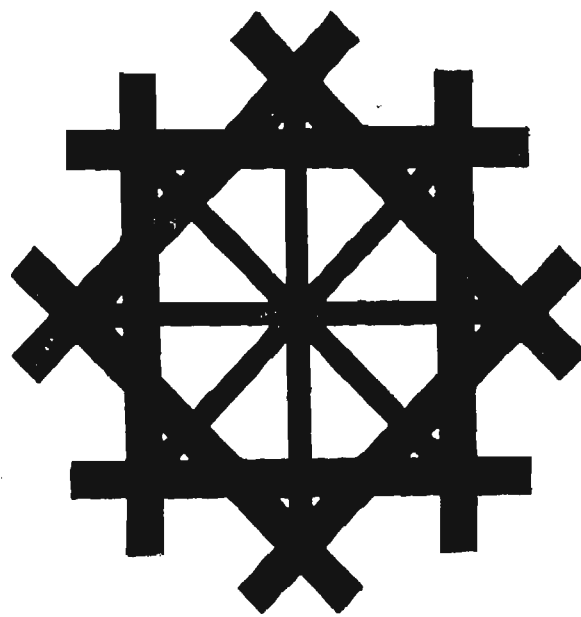
Rys. 46.

i nieekonomiczność układu, wymagającego dużej powierzchni nawierzchni startowej.



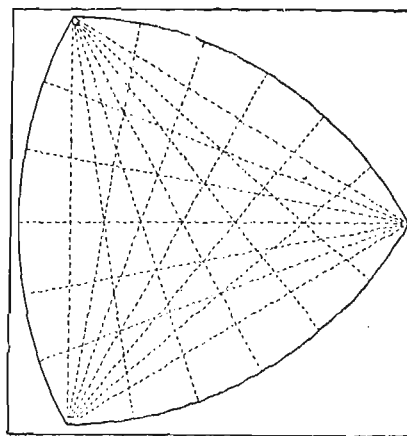
Rys. 47.

Rysunki 44, 45, 46, 47 i 48 przedstawiają kilka przykładów układu równoległego. Rys. 44 podaje pierwszy etap budowy układu, który przez etapy pokazane na rysunkach 45 i 46, uzyskuje ostateczny kształt według rysunku 48, zabezpieczający start płatowców w ośmiu kierunkach. Układ równoległy posiada w porównaniu z układem gwiaździstym dwa razy większą przelotność lub też umożliwia start i równoczesne lądowanie na dwu drogach startowych niezależnych. Do zalet tego układu zaliczyć trzeba: 1. możliwość stopniowej rozbudowy układu w związku z postępującym zwiększeniem ruchu; 2. możliwość powiększenia lotniska w dowolnym kierunku i dostosowania się z układem do tejże rozbudowy, począwszy od pierwszego i drugiego etapu budowy (rys. 44 i 45); 3. lepszy rozkład ruchu na lotnisku.



Rys. 48.

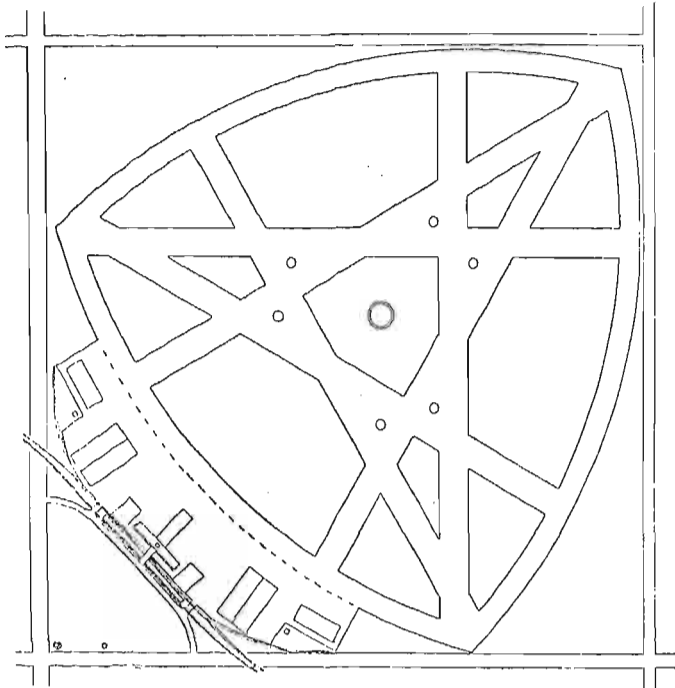
Układ wiązkowy dróg startowych, pokazany na rysunkach 49 i 50 przedstawia najwięcej zalet z pośród wyżej wspomnianych układów. Jest bardziej ekonomiczny



Rys. 49.

niż układ równoległy (podwójny), posiada przelotność nie wiele mniejszą, niż przelotność układu równoległego (równocześnie odbywać się może start i lądowanie na leżących obok siebie, a schodzących się na obwodzie pola wzlotów drogach z pewnym bocznym wiatrem), i umożliwia bardzo dobry rozkład ruchu. Ponieważ drogi startowe nie przecinają się we wspólnym punkcie, lecz w szeregu punktów, więc ogólna powierzchnia nawierzchni startowej jest o kilkanaście (i więcej nieraz) procent mniejszą niż

powierzchnia tych samych dróg startowych przy układzie gwiazdzistym (por. rys. 50).



Rys. 50.

Szerokość dróg startowych jest uzależniona od tego, czy droga startowa ma służyć równocześnie do startu i lądowania, czy tylko jedynie do startu. W pierwszym wypadku szerokość drogi musi być znacznie większą, niż w wypadku drugim. Szerokość dróg startowych w Sta-

nach Zjednoczonych ustalono przepisami na 100 stóp (30 m). Mają one służyć tylko do startu, w rzeczywistości jednak odbywa się na nich często i lądowanie. Jeżeli drogi przeznaczone są tylko do startu, to szerokość 10 do 12 m jest zupełnie dostateczną, w pewnych wypadkach zejść można nawet do 8 m (szerokość drogi startowej w Poznaniu). Najbardziej racjonalnym byłoby stosowanie mniejszej szerokości (n. p. 10 m) przy układzie równoległym, a szerokości większej (20 do 30 m) przy układzie gwiazdzistym. W układzie wiązkowym należałoby zastosować szerokości pośrednie (15 do 30 m) dróg startowych.

Specjalny układ dróg startowych zastosowano w Polsce na lotnisku w Katowicach. Układ typu gwiazdzistego składa się z pięciu dróg startowych na sześć kierunków o szerokości 12, 20 i 30 m, oraz z koła startowego średnicy 170 m, z którego wychodzą powyższe drogi startowe. Koło startowe, wykonane z żużlu na grubym podkładzie grubego żużlu i kamienia łamanego, ma za zadanie zabezpieczyć przedewszystkiem lądowanie, a następnie start.

Dlatego też górna warstwa żużlu została ułożona na podkładzie z takiej grubości, że płoza samolotu lądującego zagłębia się w niej, działając tem samym hamującą na dalszy bieg płatowca.

Natomiast same drogi startowe są wykonane przede wszystkim dla stworzenia jak najlepszych warunków dla startu. Na podkładzie z grubego kamienia (tłuczeń dolomitowy) o grubości około 10 cm, ułożono tłuczeń drobny 10 cm grubości, dając na sam wierzch 3-centymetrową warstwę popiołu z wielkich pieców, posiadającą własności lepiszcza. Uzyskano gładką i równą nawierzchnię, dostatecznie twardą i podobną w wyglądzie i sprężystości do nawierzchni asfaltowej. Długość dróg startowych wraz z kołem startowym wynosi 350 do 500 m i jest zupełnie wystarczająca dla ruchu obecnego. W przyszłości drogi te będą przedłużone w miarę potrzeby. (C. d. n.).

Inż. Dr. Aleksander Pareński.

Zbiorniki powodziowe i użytkowe w dorzeczu Świcy i Łomnicy.

(Dokończenie).

Dolina rzeki Świcy jakoteż dolina jej dopływu rzeki Mizunki posiadają pod względem topograficznym bardzo korzystne warunki do zamknięcia przegradami. Wielkość dorzecza objętego zbiornikami wynosi na Świcy 266,3 km² a na Mizunce 294 km², przyczem pierwszemu dorzeczu odpowiada uzyskana objętość zbiorników 130,300.000 m³, a drugiemu objętość 132,800.000 m³.

Na uwagę zasługuje tu jeszcze lewobrzeżny dopływ Świcy mianowicie rzeka Sukiel, która w górnym swoim biegu od miejscowości Brzaża nosi nazwę Brzaża. Warunki założenia zbiornika retencyjnego (rys. 24) są tu trudniejsze ze względu na stosunkowo nie wielkie dorzecze 40,5 km², wąską dolinę i znaczny spad 20‰ (tabela VI). Z tych powodów pomimo zaprojektowanej znacznej wysokości muru 66 m, uzyskano stosunkowo nie wielką objętość zbiornika, bo tylko 15,400.000 m³. Mimo jednak tych dość niekorzystnych warunków, zbiornik ten należałoby wykonać ze względu na jego ważność jako jedyne na rzece Sukielu.

Odmienne przedstawia się dorzecze rzeki Łomnicy. Jak już wspomniano, posiada ona w górnym biegu dorzeczu kształtu wachlarzowego, z którego wynika inny układ zbiorników (rys. 1). Oprócz tego poniżej miejscowości Podlute w km 77 rzeki w okolicy osady Aniełów występują także dość korzystne warunki zamknięcia doliny Łomnicy przegradą. Przegrada ta utworzyłaby zbiornik o pojemności około 90,000.000 m³ i obejmowałaby około 450 km² dorzecza.

W niniejszym projekcie nie uwzględniono jednak tej alternatywy ze względu na znaczny jej koszt wyko-

nia. Objętość muru tej przegradz wynosiłaby bowiem około 600.000 m³ a koszt wykupna trzech osad (Ostodor, Podlute i Osmołoda) leżących w terenie zalewu byłby także bardzo znaczny. Zysk zatem na wielkości dorzecza i objętości zbiornika nie odpowiadałby nadwyżce kosztów budowy w stosunku do zbiornika w km 87,2 rzeki (Osmołoda-Podlute, rys. 26), który ma tylko 296.000 m³ objętości muru a pojemność jego wynosi 56,800.000 m³ i obejmuje 394,3 km² dorzecza.

Ważnym górskim dopływem Łomnicy jest rzeka Czeczwa wraz z Ilenką. Doliny obu tych rzek przedstawiają pewne trudności do zamknięcia przegradami. Są bowiem w dolnych i średnich biegach za szerokie a w dorzeczu źródłiskowych — w których znajdują się dość wąskie miejsca nadające się do zamknięcia przegradami — zamknięcia te obejmują stosunkowo nie wielkie dorzecza, dochodzące tylko do 60 km². Ponieważ w tych górnych biegach spady rzek są już znaczne, przeto pojemności zbiorników pomimo dość wysokich przegrad wypadają nieznaczne.

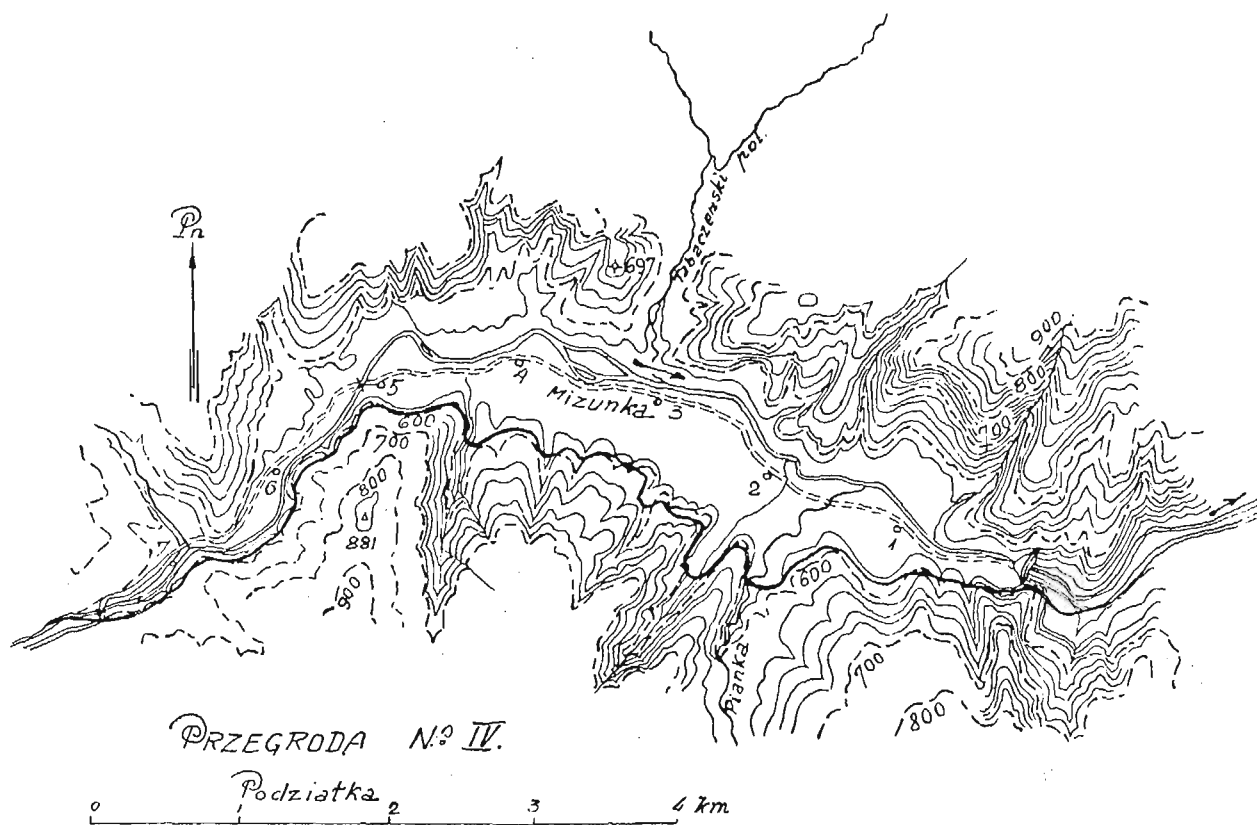
Na Czeczwie pojemność ta wynosi 18,800.000 m³ (tabela VI, rys. 28) a na Ilence 15,700.000 m³ (tabela VI, rys. 29).

Pomimo tych stosunkowo małych pojemności zbiorników i niewielkich dorzeczy objętych nimi zrealizowanie obydwóch ostatnich projektów jest wskazane ze względu na ich ważność tak powodziową jak i gospodarczą.

Obydwie te rzeki w miejscach projektowanych zamknięć płyną głębokimi jarami a przekrój poprzeczny zamknięcia składa się z dwóch części. Wysokość muru

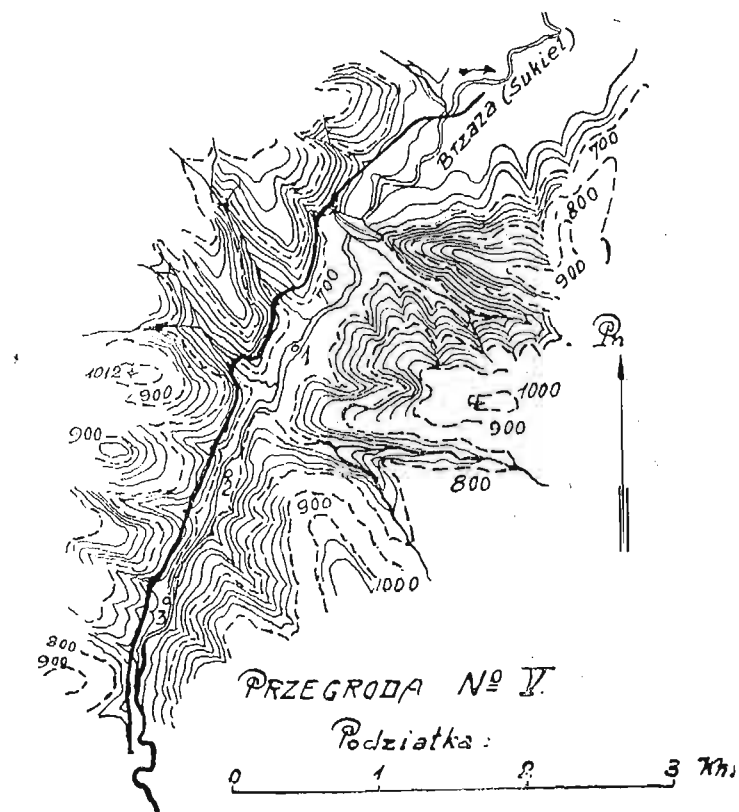
przegrody IX na Czezwie wynosi 55 m z czego na fundament przypada 6 m, na jar o szerokości około 20 m

przegrodę zamykającą dolinę — przy wysokości całkowitej muru wynoszącej 56 m — około 25 m. — Są to dla bu-



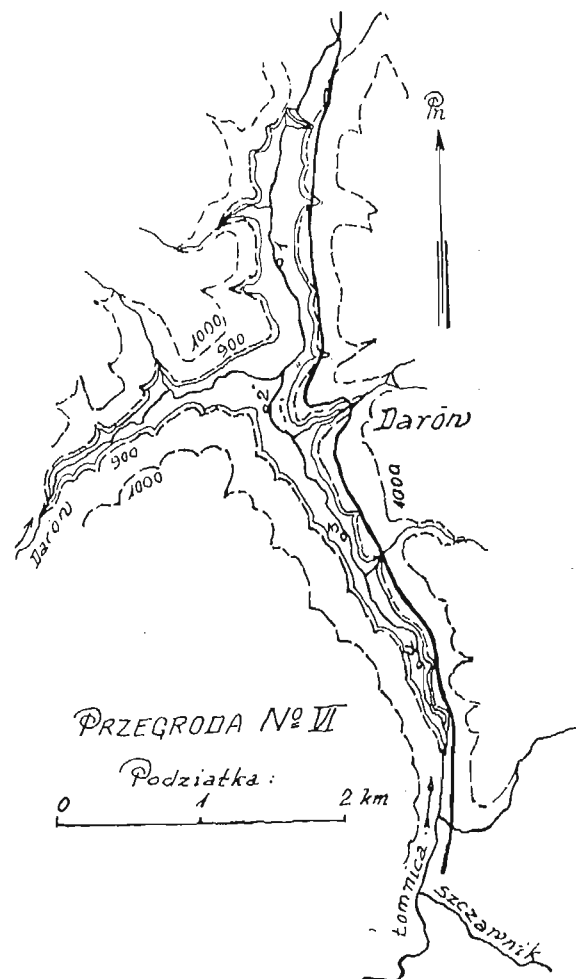
Rys. 23.

wypada 16 m wysokości a właściwą dolinę o szerokości od 200 do 400 m zamykałaby reszta muru o wysokości 33 m.



Rys. 24.

Podobnie ma się sprawa z przegrodą Nr. X na Ilence. W miejscu zamknięcia głębokość jaru wynosi około 25 m a szerokość jego stopy 20 m. Wypada zatem na właściwą

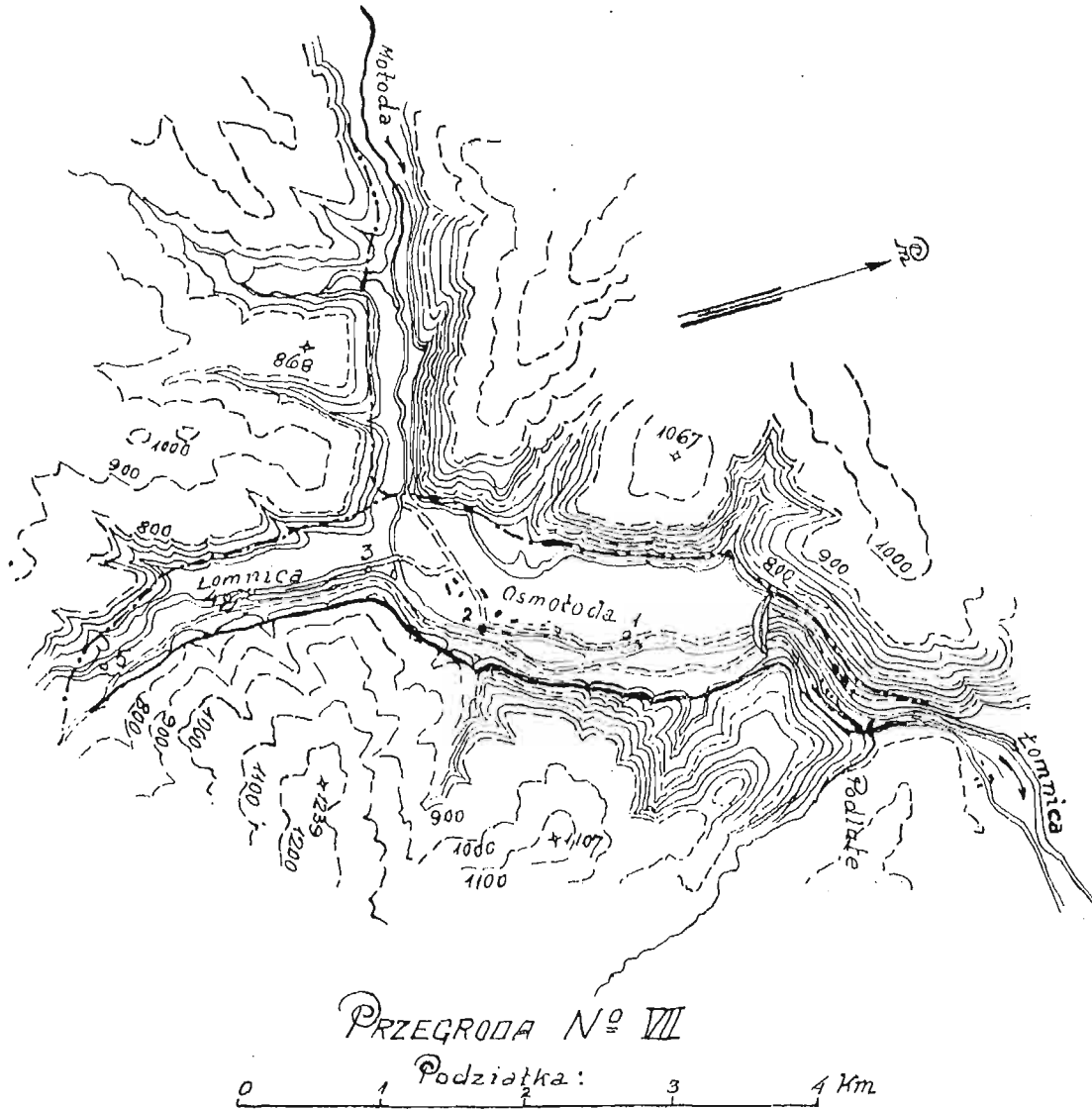


Rys. 25

dowy okoliczności dodatnie względnie sprzyjające i zmniejszające koszty samej budowy.

Zaprojektowane zbiorniki możemy podzielić pod względem hydrologicznym na trzy główne grupy a mia-

różne przy zrealizowaniu całego projektu budowy. Pierwsza grupa zbiorników służyłaby tylko — mając w dalszych biegach rzeki zbiorniki wymienione w grupie drugiej, o znacznej pojemności (Nr. II 87 mil. m^3 , Nr. IV 64 mil. m^3



Rys. 26.

nowicie: 1) zbiorniki górne obejmujące górne dorzecza rzek, które poniżej posiadają 2-gą grupę zbiorników dolnych, wreszcie 3-cia grupa obejmowałaby zbiorniki pojedyncze.

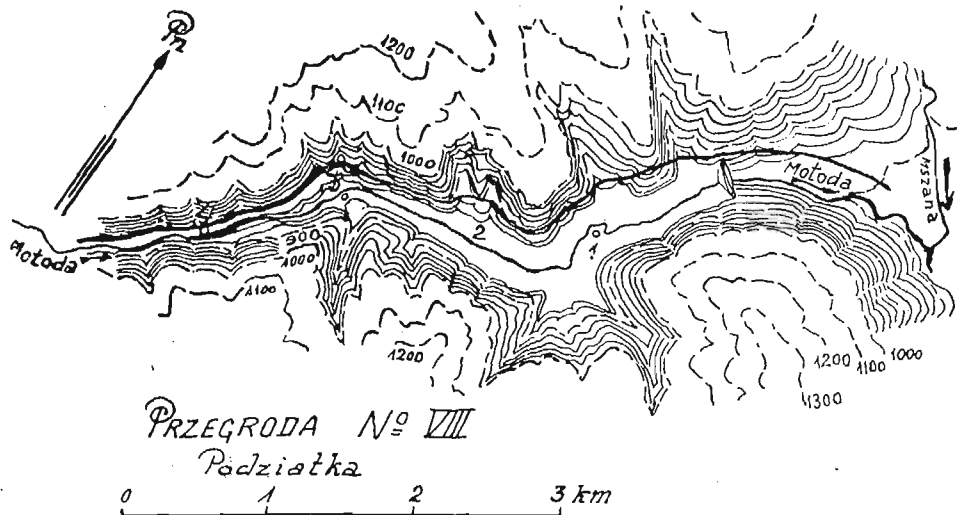
Do pierwszej grupy należą tu zbiorniki Nr. I, S_1 na Świcy w Josefstalu (rys. 20), Nr. III, S_3 na Mizunce w Sołotwinie Mizuńskiej (rys. 22), Nr. VI, L_1 na Łomnicy w Darowie (rys. 25) i Nr. VIII, L_3 na Mołodzie pod Mszaną (rys. 27).

Na drugą grupę składają się zbiorniki Nr. II, S_2 lub S_1+S_2 na Świcy pod Żakłą (rys. 21), Nr. IV, S_4 lub S_3+S_4 na Mizunce pod Mizuniem Nowym (rys. 23) wreszcie Nr. VII, L_2 lub $L_1+L_2+L_3$ na Łomnicy pod Osmołodą (rys. 26).

Trzecia grupa obejmuje zbiorniki pojedyncze Nr. V, S_5 na Brzazie (Sukielu) pod Brzazą (rys. 24), Nr. IX, L_4 na Czeczwie pod Lipowicą (rys. 28) oraz zbiornik Nr. X, L_5 na Ilence pod Ilenią (rys. 29).

Oczywiście, że wszystkie zbiorniki wymienione w grupie pierwszej i trzeciej są zbiornikami górnymi, ujęto je jednak w dwie grupy, ponieważ zadanie ich jest

a Nr. VII 57 mil. m^3) — jako grupa pomocnicza dla retencji względnie rezerwa dla użyteczności zbiorników, nato-



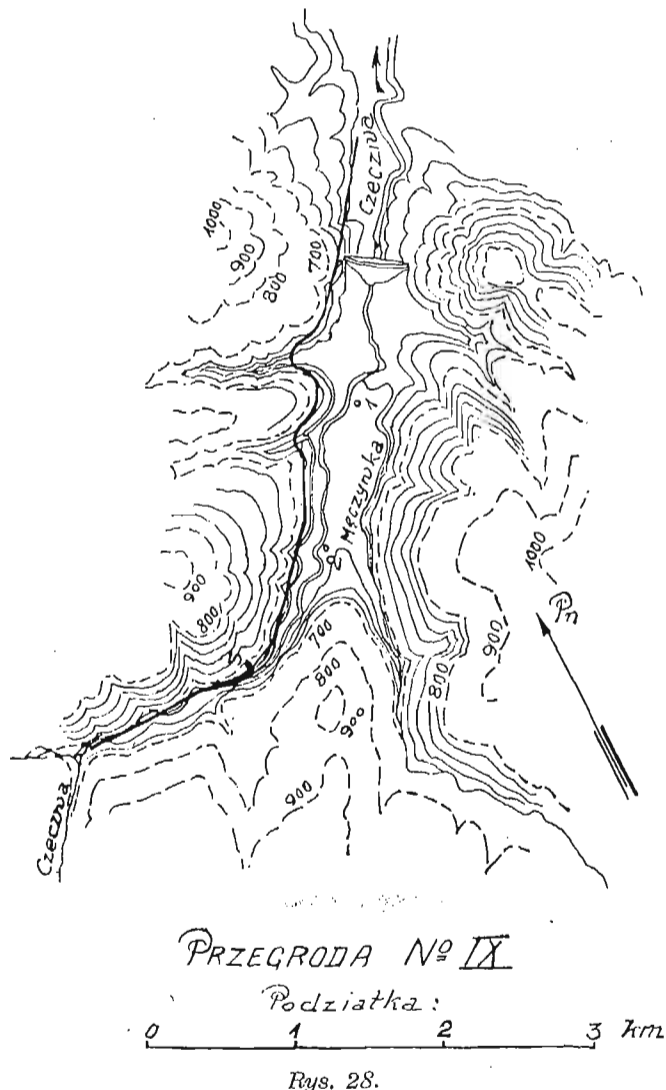
Rys. 27.

miast każdy pojedynczy zbiornik wymieniony w grupie trzeciej obejmuje pewną całość tak pod względem hydro-

Tabela VI.

Przegroda	Wysokość spiętrzenia		Spad rzeki na długości zbiornika	Długość zbiornika	Powierzchnia zalewu	Objętość zbiornika	Km rzeki	Długość przegrody w koronie	Całkowita wysokość muru	Najw. szerokość muru w stopie	Objętość muru przegrody	Przełożenie dróg	Przełożenie kol. wąskotorowych	Rzeka
	n. p. m. A.	m												
I	725—780	55	7,86	7,00	237	43,500.000	83 — 90	325	61	51,8	304,000	10,4	12,5	Świca
II	597—649	52	6,05	8,60	501	86,800.000	70,3—78,6	410	58	49,5	348,000	10,7	11,8	Świca
III	593—652	59	6,82	8,50	350	68,800.000	21,5—30,0	375	65	55,2	396,000	10,8	12,2	Mizunka
IV	532—582	50	6,67	7,50	384	64,000.000	11,9—19,4	250	56	47,6	199,000	9,8	10,3	Mizunka
V	640—700	60	20,00	3,00	77	15,400.000	5,6—8,6	350	66	56,0	381,000	3,4	5,3	Brzaza (Sukiel)
VI	840—890	50	11,11	4,50	128	21,300.000	98,8—103,3	200	56	47,6	159,000	4,2	5,8	Łomnica
VII	685—736	51	9,11	5,60	334	56,800.000	87,2—92,8	350	57	48,5	296,000	6,3	10,0	Łomnica
VIII	810—868	58	13,81	4,20	94	18,200.000	7,9—12,1	255	64	54,4	262,000	5,5	5,6	Mołoda
IX	599—648	49	15,31	3,20	115	18,800.000	42,7—45,9	425	55	46,7	326,000	4,8	5,2	Cieczwa
X	538—588	50	14,38	3,50	94	15,700.000	7,1—10,6	450	56	47,6	357,000	4,0	5,0	Ilenka

logicznym jak i techniczno-gospodarczym. Ponieważ pojemności zbiorników grupy drugiej są zupełnie wystarczające dla celów powodziowych dla odpowiednich wielkości dorzeczy, przeto budowa zbiorników wymienionych w grupie pierwszej a będących tylko zbiornikami posilkowymi, mogłaby w pierwszym programie budowy odpaść zupełnie.



Rys. 28.

Uwzględniając każdy zbiornik jako samoczną całość, otrzymano daty zestawione w tabeli Nr. VI, które się nie zmieniają także przy ugrupowaniach zbiorników podanych powyżej, natomiast wartości zmienne odnoszące się do wielkości powierzchni dorzecza — zależnie nie tylko od programu wykonywania budowli, ale także od wza-

jemnego współdziałania zbiorników — odnoszące się do poszczególnych przegród podano w tabeli Nr. VII.

Z zestawienia podanego w tabeli VI wynika, że objętości zbiorników głównych Nr. II na Świcy, Nr. IV na Mizuncie i Nr. VII na Łomnicy są dość znaczne i dla celów retencyjnych odpowiednich dorzeczy wystarczające, pomimo nieznacznych powierzchni zalewu wynoszących średnio około 300 ha a przy największym zbiorniku posiadającym 86,800.000 m³ pojemności, powierzchnia ta wynosi tylko 501 ha.

Wysokości spiętrzeń obrano znaczne celem uzyskania pewnej użyteczności zbiornika do wytwarzania mocy, która w sumarycznym zapasie pracy — po wykonaniu całego programu budowy i po odjęciu górnej warstwy potrzebnej dla retencji wód powodziowych — wyniesie około 30000000 KWh. Jest to tylko zapas nagromadzony w zbiornikach, przyczem nie uwzględniono tu szczegółowego wyzyskania tego zapasu przez odpowiednie usytuowanie zakładu elektrycznego oraz znacznego powiększenia wysokości (różnicy poziomów wody).

Oczywiście ten zapas pracy zależny jest również od programu wykonania niniejszego projektu. W razie nie wykonania zbiornika Nr. I wyniesie zapas pracy dla Świcy 17681000 KWh a wraz z Łomnicą 24973000 KWh.

Bez zbiorników I i III będzie: 10348000 KWh
a wraz z Łomnicą 17640000 „
odejmując jeszcze zbiorniki Nr. VI
i VIII otrzymano sumarycznie dla
Świcy i Łomnicy. 14204000 KWh

t. zn. w razie wykonania minimalnego programu budowy (zbiorniki II, IV, V, VII, IX i X) uwzględniającego całą retencję powodziową zapas pracy w nich nagromadzony zmniejszyłby się do połowy zapasu pracy objętego maksymalnym programem.

Przy zakończeniu niniejszej pracy nasuwa się porównanie warunków budowy zbiorników retencyjnych i użytkowych w dorzeczach sąsiadujących ze sobą rzek beskidzkich a to: Sanu, Stryja wraz z Oporem, Świcy i Łomnicy.

W dorzeczu Sanu zaprojektowano¹⁾ dwa główne zbiorniki mianowicie: 1) na Sanie w km 349 pod Rajskim o pojemności 106,100.000 m³ i zapasie pracy 4176000 KWh oraz 2) na Solince w km 4-tym pod Polańczykiem o pojemności 104,200.000 m³ i zapasie pracy 5638000 KWh. Oba te zbiorniki obejmują całkowicie powierzchnię dorzecza 964 km² a objętość muru obydwóch przegród nie przekracza 450.000 m³. Są one dla odpowiedniego dorzecza zupełnie wystarczające jako powodziowe, przyczem ich

¹⁾ Aleks. Pareński: „Zbiorniki retencyjne i użytkowe w dorzeczu górnym Sanu“. *Czas. Techn.* 1929.

Tabela VII.

L. p.	Przegróda zbiornik Nr.	Dorzecze Znak	Powierzchnia dorzecza km ²	Największa woda					Wys. spiętrze- nia wody użytkowej m	Zapas pracy		Aproksymatywny koszt wyko- nania bez zakładów wodnych				Rzeka potok		
				Qp		w ciągu doby przy deszczu stałym		przy deszczu intensywnym		pojedyn- czo	razem	poje- dyńczo	całko- wicie	bez prze- gród I i VI	bez prze- gród I, III, VI i VIII			
				m ³ /s	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³		mil. KWh	mil. KWh	miljonów złotych						
1	I	S ₁	106,3	280	106	9,158.000	118	1,840.000	49,5	3,400	} 22,411	10,944	} 58,608	} 47,664	} 33,408	Świca		
2	II	S ₂	160,0	360	150	12,960.000	146	3,740.000	48,1	7,103		12,528					Świca	
3	III	S ₃	210,6	420	188	16,240.000	160	6,500.000	52,0	5,466		14,256					Mizunka	
4	IV	S ₄	83,4	240	87	7,500.000	102	1,250.000	47,0	5,311	} 7,164	} 13,716	} 47,664	} 33,408	Mizunka			
5	V	S ₅	40,5	160	51	4,400.000	61	435.000	51,4	1,131						7,164	Sukiel	
6	II	S ₁ +S ₂	266,3	485	242	20,900.000	165	13,000.000	43,8	5,778						12,258	Świca	
7	IV	S ₃ +S ₄	294,0	515	258	22,300.000	163	14,000.000	41,3	3,444	} 7,164	} 10,656	} 44,676	} 35,244	Mizunka			
8	VI	L ₁	94,2	260	95	8,300.000	110	1,500.000	40,3	1,048						5,724	Łomnica	
9	VII	L ₂	212,6	424	195	16,900.000	161	6,600.000	43,5	3,471						10,656	Łomnica	
10	VIII	L ₃	87,5	250	91	7,900.000	105	1,350.000	45,4	0,935	} 7,292	} 9,432	} 50,400	} 44,676	} 35,244	Młoda		
11	IX	L ₄	59,4	195	68	5,900.000	81	750.000	41,3	1,066							11,736	Czeczwa
12	X	L ₅	62,5	204	70	6,050.000	84	810.000	40,0	0,772							12,852	Ilenka
13	VII	L ₁ +L ₂	306,8	530	270	23,500.000	160	14,200.000	40,4	2,691	} 2,691	} 10,656	} 44,676	} 35,244	} 35,244	Łomnica		
14	VII	L ₂ +L ₃	300,1	525	268	23,200.000	162	14,000.000	40,5	2,722							10,656	Łomnica
15	VII	L ₁ +L ₂ +L ₃	394,3	614	346	29,900.000	142	31,000.000	37,5	2,018							10,656	Łomnica
Razem . . .										29,703		109,008	92,340	68,652				

zapas pracy — po uwzględnieniu retencji — jest bardzo znaczny.

Oprócz tego w tym samym dorzeczu zachodzi możliwość budowy następujących zbiorników:

1. na Sanie pod Żurawinem o pojemn. 68,2 mil. m³
2. " " " " " " " " 70,2 " "
3. " Wołosatym pod Stuposianami o " " " " 73,5 " "
4. " Solince " Bukiem " " " " 24,1 " "
5. " Wetlinie " Polankami " " " " 49,4 " "
6. " Solince " Polankami " " " " 68,7 " "

obejmujących jednak nie całkowicie 1710 km² dorzecza t. zn. że nie są one zupełnie wystarczające pod względem powodziowym dla danego dorzecza. Szczególnie rzeka Stryj, na której zaprojektowano trzy zbiorniki (ostatni pod Kropiwnikiem) obejmujących 1145 km² dorzecza, nie została ujęta całkowicie pod względem powodziowym.

Zapas pracy zamagazynowanej we wszystkich dziewięciu zbiornikach bez uwzględnienia retencji, wynosi 11,285.000 KWh.

Warunki geologiczne dla fundamentowania ciężkich budowli są gorsze aniżeli w dorzeczu rzek Sanu, Świcy i Łomnicy, a w niektórych miejscach (Stryj pod Matkowem i Kropiwnikiem i Hołowczanka pod Tuchlą) podłożem niewzmocnionem iniekcją z zaprawy cementowej, można tylko przegrady do wysokości 30 m podeprzeć. Warunki komunikacyjne w dolinie Oporu bardzo dobre, w dolinie Stryja dobre.

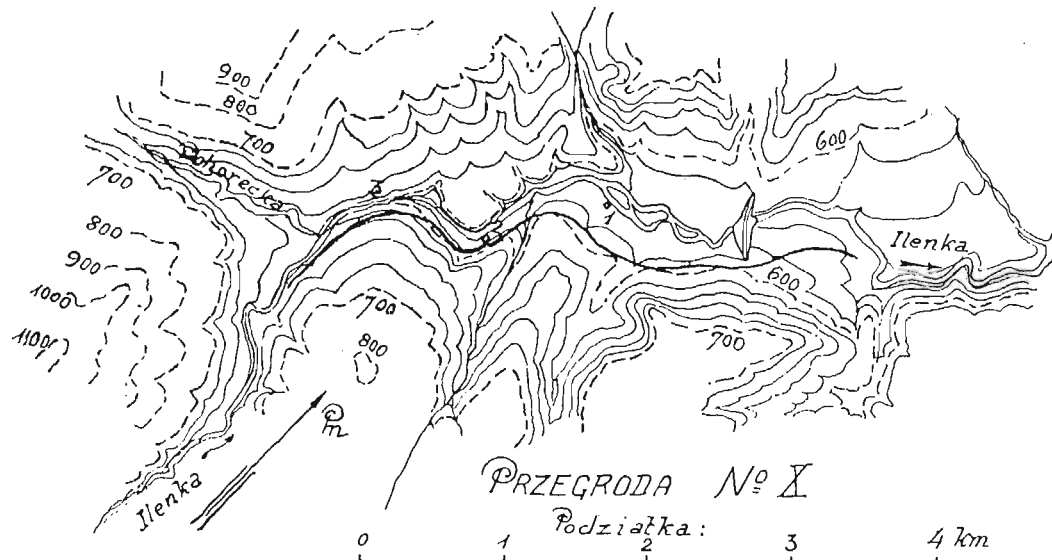
W dorzeczu rzek Świcy i Łomnicy obejmujących dorzecza o wielkości 600 km² względnie 516 km² t. j. razem 1116 km², wystarczą dla całej retencji wód powodziowych po trzy przegrady t. j. razem sześć przegród dolin, zyskując przytem przeszło 14 mil. KWh pracy nagromadzonej w zbiornikach, po uwzględnieniu retencji.

Warunki geologiczne (fundamentowania) opisane w części II-giej niniejszej pracy są wystarczające dla przegród kamiennych lub betonowych do 60 m wysokości a warunki komunikacyjne, ze względu na szeroko rozgałęzioną sieć kolei wąskotorowych, można uważać za bardzo dobre.

Co do położenia zbiorników — nad poziomem morza — to najniższy leży dorzecze Sanu, w którym najwyższy zbiornik na potoku Wołosaty posiada znamię 625, a najniższy na Solince pod Polańczykiem, cechę 421 n. p. m. A.

Wyżej leży dorzecze Stryja z Oprem, w którym najwyższe znamię spiętrzenia wody na Stryju pod Matkowem wynosi 700 m a najniższe na Stryju pod Kropiwnikiem 485 m n. p. m. A.

Jeszcze wyżej n. p. morza leży dorzecze Świcy a naj-



Rys. 29.

obejmujących 98,250.000 m³ wody powodziowej i 15453000 KWh zapasu pracy. Warunki fundamentowania (geologiczne) dobre a warunki komunikacyjne fatalne.

W dorzeczu Stryja wraz z Oprem zaprojektowano dziewięć przegród a mianowicie:

1. na Stryju pod Matkowem o pojemn. 20,200 mil. m³
2. " " " " " " " " 20,160 " "
3. " " " " " " " " 16,500 " "
4. " Zawadce " " " " " " " " 28,000 " "
5. " Rybniku " " " " " " " " 26,700 " "
6. " Wołosiance pod Sławskiem o pojemn. 8,700 " "
7. " Różance pod Różanką " " " " 16,000 " "
8. " Hołowczance pod Tuchlą " " " " 17,000 " "
9. " Orawie pod Hutą Korostowską o pojemn. 14,100 " "

wyżej dorzecze rzeki Łomnicy. Odnosne daty najwyższych i najniższych spiętrzeń w tych dorzeczach znajdzie czytelnik w tabeli VI-tej.

Z powyższego porównania wynika, że realizację tych projektów należałoby zacząć od dorzecza przedstawiającego najkorzystniejsze warunki budowy t. j. od dorzecza Sanu tembardziej, że rzeka San nietylko zasila największą

arterję żeglowną — Wisłę — lecz sam jest rzeką zdatną do żeglugi. Następnie należałoby objąć programem budowy zbiorników dalsze dorzecza rzek wypływających z Beskidu w miarę uzyskiwanych korzyści z zabudowań oraz zmniejszenia się dobroci warunków budowy, mianowicie: po Sanie przyszlaby kolej na dorzecze rzeki Świcy, następnie Łomnicy a na ostatku Stryja z Oprem.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Koncesje drogowe w Rumunji.** Rada Ministrów w Bukareszcie zatwierdziła umowę zawartą z firmą Steward w sprawie pożyczki drogowej oraz budowy szeregu dróg. Umowa ta przewiduje pożyczkę w wysokości 1600 mil. lei (około 85 mil. zł.), które przeznaczone być mają na budowę dróg. Oprocentowanie 7%. Amortyzacja 11-letnia. Równocześnie otrzymuje firma Steward budowę dróg do wysokości połowy pożyczki t. j. 800 mil. lei, roboty dalsze mogą być oddane także innym firmom.

W pierwszym okresie projektowane jest wykonanie 350—400 km dróg nowoczesnych, pomiędzy temi drogi Bukareszt-Brasów, Konstanza-Tekirghiol, Bukareszt-Tatarest, Bukareszt-Giurgiu. Nawierzchnie brukowane, betonowe oraz bitumiczne. Okres budowy 3-letni.

Firma Steward nie otrzymała budowę po sztywnych cenach jednostkowych, lecz na rachunek otwarty, przyczem do wydatków materiałowych i roboczych dodaje się 12.5% na koszt zarządu, oraz 15% tytułem zysku. Dostawa materiałów ma się odbywać w drodze przetargu. Zagwarantowano również użycie w 75% robotnika krajowego.

Jak się z powyższego okazuje, firma Steward robi znakomity interes. Należałoby się zastanowić, czy w budowie mającej się wykonać w drugiej serji kosztem 800 mil. lei, co do której nie ma wyłączości firmy Steward, nie mogły wziąć udziału również firmy polskie? Z uwagi na bliskie sąsiedztwo i stosunki polityczne, polskie firmy budowlane powinny się tą sprawą zainteresować.

E. B.

Statyka budowli.

— **Doświadczenia amerykańskie ze słupami żelaznymi** obciążonymi mimośrodkowo i ukośnie ogłoszone w Proceedings tow. inżynierów cywilnych, omawia Caufourier w *Gén. Civil* (1929, str. 327). Wyniki dadzą się w ten sposób streścić. Granica proporcjonalności na ciśnienie jest prawie równa takiejże granicy na ciągnięcie. Wyniki doświadczeń przy działaniu siły mimośrodkowem zgadzają się z wynikami obliczonymi. Naprężenia kraty mogą być znacznie większe od obliczonych na podstawie siły poprzecznej, zbliżają się dopiero do obliczonych dla obciążenia największego. Daleko lepiej zachowują się słupy ze ścianką pełną.

Dr. M. Thullie.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Inż. B. Piasecki: „Współczesne metody i przyrządy fotograficzne”. Warszawa *Przegląd Mierniczy* 1930 ul. Złota 29.

Inż. A. Pawłowski: „Hamulce towarowe w Europie a w Polsce”. Odbitka z *Przeglądu Techn.* Warszawa 1930.

Inż. J. Pruchnik: „Postępy prac przy meljoracji Polesia”. Odbitka z *Przeglądu Techn.* Warszawa 1930.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w II kwartale r. 1929. (Dok.)

VII. Nauki gospodarcze, społeczne i prawnicze.

Prawo i ekonomja. Rocznik Wydż. Nauk Społ. i Ekon. Wolnej Wszechnicy Polskiej. Warszawa. — **Rozprawy i sprawozdania** Polskiego Towarzystwa Ekonomicznego we Lwowie. Lwów 1929. — **La Pologne.** Paris 1929. St. 169. — **Zawadzki B.** Naukowa organizacja pracy w wyszkoleniu wojska. Warszawa 1929. St. 139. — **Damaschke A.** Die Bodenreform. Jena 1916. 11-te Aufl. St. 500. — **Caro L.** Statystyka emigracji polskiej i austro-węgierskiej do Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej. Kraków 1907. St. 55. — **Caro L.** Studja społeczne. Kraków 1908. 2 wyd. St. 404. — **Caro L.** Socjologia. Tom I. Cz. I. Lwów 1912. St. 141. — **Caro L.** Etyka w życiu publicznem. Kraków 1914. St. 19. — **Caro L.** Problemy skarbowe Państwa Pol-

skiego. Kraków 1919. St. 144. — **Sprawozdanie** Państwowej Fabryki Związków Azotowych w Chorzowie za rok 1928. — **Sprawozdanie** Konferencji Ekonomicznej Międzynarodowej. Warszawa 1929. St. 79. — **Fossati M.** Corso di Organizzazione Scientifica del Lavoro. Enios 1928. St. 503. — **Statystyka** finansów komunalnych. Warszawa 1929. St. 298. — **Bratkowski W.** Widoki rozwoju handlu lnem w Polsce oraz zasady jego racjonalnej organizacji. Wilno 1928. St. 28. — **Drewnowski S. K.** Polski monopol spirytusowy. Warszawa 1928. St. 32. — **Kopankiewicz Z.** Ubezpieczenie pracowników umysłowych. Warszawa 1928. St. 68. — **Kamiński J.** Zagadnienia morskie w Polsce. Warszawa 1929. St. 16. Tb. 1. — **Bliźniński W.** Działalność spółdzielni i organizacji rolniczych w Liskowie. Warszawa 1928. St. 32. — **Gdynia i Gdańsk.** Porty polskie. Bydgoszcz 1929. St. 36. — **Peru.** Obra de propaganda national. Buenos Aires 1928. St. 125. — **Koleje** Polskie państwowe 1918—1928. Warszawa 1929. St. 221.

VIII. Dzieła ogólnotechniczne.

Holewiński J. Poradnik techniczny dla samorządów miejskich. Warszawa 1928. — **Ven L.** Nut en methoden van tijstudien inzonderheid bij massa-productie. Amsterdam 1928. St. 171. — **Journal of Research.** Bureau of Standart. Washington. — **Blassberg M.** Psychotechnika w tramwajnictwie. Warszawa 1928. St. 22.

IX. Varia.

Chotodecki J. Zborów, pole chwały czesko-słowackiego oręza. Lwów 1924. St. 46. — **Fuliński B.** Benedykt Dybowski. Lwów 1928. St. 10. — **Sprawozdanie** Tow. Szkoły Handlowej we Lwowie. Lwów 1929. — **Wojtkowski A.** Edward Raczyński i jego dzieło. Poznań 1929. St. 402. — **Przewodnik** praktyczny po Poznaniu. Poznań 1929. St. 32. Tb. 1. — **Diesch C.** Katalogprobleme und Dezimalklassifikation. Leipzig 1929. St. 66.

NADESŁANE.

Do Redakcji *Czasopisma Technicznego* we Lwowie.

Uprzejmie proszę o łaskawe umieszczenie na łamach *Czasopisma* następującego oświadczenia:

Redakcja czasopisma *Miesięcznik drogowy* wychodzącego w Poznaniu w Nr. 1 umieściła w spisie „członków honorowych” moje nazwisko bez mego upoważnienia.

Taka metoda postępowania zmusza się do oświadczenia, że z Redakcją *Miesięcznika drogowego* nie mam wspólnego.

Z poważaniem
28. XI. 1930. M. Nestorowicz.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

W dniu 19 listopada 1930 r. wygłosił Prof. Dr. Stanisław Fryze odczyt p. t.: „Moc rzeczywista, urojona i pozorna w obwodach elektrycznych o przebiegach odkształconych prądu i napięcia”.

W dniu 26 listopada 1930 r. wygłosił Inż. Adam Ebenberger odczyt p. t.: „Budowa Zakładu wodno-elektrycznego na rzece Shannon w Irlandji”.

W dniu 3 grudnia 1930 r. wygłosił Inż. Roman Maryniarczyk odczyt p. t.: „O Górnośląskim wodociągu”.

Streszczenie odczytu Inż. Fryderyka Stauba p. t.: „O zagranicznych laboratorjach, głównie metalograficznych” wygłoszonego w Pol. Tow. Polit. dnia 5 listopada 1930 r. Prelegent przedstawił wrażenie swoje z pobytu zagranicą, a w szczególności z pracy w laboratorjum metalograficznem Politechniki berlińskiej prof. Hanemanna, oraz państwowego zakładu badawczego w Zurychu, przy tamt. Politechnice. O działalność tych laboratorjów świadczyć może fakt, że lab. prof. Hanemanna posiada obecnie przeszło 7000 szlifów zainwentaryzowanych, zaś zakład badawczy w Zurychu wydał przeszło 50 obszernych sprawozdań, dotyczących poszczególnych zagadnień materiałowych. Laboratorja te nie rozporzą-

dzają bogatymi środkami — niemniej jednak pracują bardzo wydajnie. Lab. prof. Hanemanna pracuje bardziej w kierunku naukowym, posiada jednak również kontakt z przemysłem, opracowując dla niego na żądanie odpowiednie orzeczenia. Lab. zurychskie pracuje głównie w kierunku praktyczno-przemysłowym, rozwiązując zagadnienia ważne dla przemysłu, z którym posiada żywy kontakt, oraz przeprowadzając dla niego bieżące badania kontrolne jakości materiału.

Następnie omówił prelegent urzędzenia kilku zwiedzanych lab. naukowych Polit. berlińskiej, a to metalograficznego prof. Guertlera, technologicznego prof. Riebesahma, maszynowego prof. Jossego i psychotechnicznego prof. Moedego, oraz lab. wytrzymałościowe i metalograficzne państwowego zakładu badawczego Berlin-Dahlem.

Z lab. fabrycznych omówił prelegent lab. niemieckiej fabryki Siemens, które zajmuje się bardziej problemami materiałowymi (np. zmęczeniem), a mniej kontrolą bieżącą fabrykacji, oraz fabryk szwajcarskich, jak np. Sulzer, Winterthur, zajmujące się głównie kontrolą bieżącą materiałów; Fischer Schafhausen, działające głównie przy pomocy analizy chemicznej, celem kontroli własnej fabryki odlewów stalowych i kujnej leizny, oraz fabryki Saurer, Arbon, wytwarzającej znanej marki samochody ciężarowe. To ostatnie lab. pod kierunkiem Dr. Wyssa przeprowadza zarówno kontrolę materiałów wpływających, jak i staranną kontrolę całej fabrykacji, a także zajmuje się pracą badawczą, celem polepszenia jakości własnych fabrykatów.

Ciekawie jest ujęty problem kontroli materiałów wpływających, polegający na badaniu twardości materiału w stanie dostarczenia i po zahartowaniu w odpowiedniej temperaturze.

Osobno wspominał prelegent o działalności niemieckiego instytutu „Vereinigung der Grosskesselbesitzer“ pracującego b. wydajnie małym personelem nad zagadnieniami kotłowymi.

Życzeniem, by i nasze fabryki posiadały we własnym interesie lab. materiałowe lub korzystały z pracy lab. politechnicznych zakończył prelegent swój wykład.

W dyskusji prof. Hauswald wspominał o niemieckich lab. A. F. G., które pracują już nietylko w kierunku badawczym, ale również w kierunku wynalazczym jako t. zw. „pionierskie“ i o lab., które są już małymi fabrykami, jak to się dzieje u Forda, gdzie zanim się pewne zmiany w fabrykacji wprowadzi w życie, wypróbować się je we wzorowej fabryce laboratorium Dearborn. Lab. zagraniczne np. w Zurychu, pracują bez wybitnej pomocy państwowej, dzięki rzutkości ich kierowników. I u nas ma to miejsce, czego przykładem Mech. Stacja Doświadczalna przy Polit. Lwowskiej.

Prezes Rybicki przypomniał, że już przed paroma laty postanowiło Towarzystwo Politechniczne powołać do życia Komisję dla propagandy tworzenia laboratoriów dla poszczególnych grup przemysłu. Sprawa jest zawsze aktualną i będzie znowu przedmiotem rozważań.

Przed odczytem odbył się pokaz charakterystycznych zdjęć z Szwajcarii i Niemiec.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego Pol. Tow. Polit. odbytego dn. 13. X. 1930 r. Obecni: Prezes Stanisław Rybicki, Wiceprezes Inż. Fryderyk Blum. Członkowie: Broniewski, Prof. E. Bratro, Jarosz, Kalitowski, St. Kozłowski, Prof. Krzyczkowski, Łaskiewicz, Łazoryk, Müldner, Prof. Nadolski, Nechay, Tomaszewski.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia odczytano i przyjęto do wiadomości.

2. Przyjęto nowych członków: Inż. Bodaszewski i inż. Poźniak.

2. Inż. Tomaszewski w zastępstwie kolegi skarbnika zdaje sprawozdanie kasowe zamknięte saldem na m. wrzesień w wysokości 3.986.44 zł. Na kosztą zjazdowe wyasygnowano Komisji Zjazdowej 1000 zł.

4. Prof. Bratro zapytuje, czy należy zaprenumerować czasopismo *Światło i Siła* w zamian za *Czasopismo Techniczne*, na wniosek p. Inż. Kozłowskiego postanowiono zaprenumerować. W sprawie wysłania roczników *Czasopisma Technicznego* na wystawę do Los Angeles na wniosek p. prof. Zipsera postanowiono wysłać roczniki poprawne.

5. Prezes Inż. Rybicki przedkłada program Zjazdu Delegatów Z. P. Z. T. w dniach 25 i 26 b. m. Postanowiono, że na bankiecie w dniu 26 października w hotelu Georgea delegaci zjazdowi będą gośćmi Towarzystwa. Na delegatów Polskiego Towarzystwa Politechnicznego na Zjazd uproszono Wiceprezesa Bluma i Prof. Zipsera. Na referentów ustawy o Izbach Inżynierskich uproszono Prof. Nadolskiego i Prezesa Gąsiorowskiego, jako zast. Inż. Broniewskiego.

6. W sprawie kolegi Chmury po dłuższej dyskusji postanowiono zaczekać na odpowiedź Oddziału Tarnowskiego. Prof. Bratro stawia wniosek utworzenia Komisji dla uregulowania spraw Sądu. Do Komisji wybrano Prof. Nadolskiego, Inż. Müldnera i Prof. Zipsera.

7. Prezes podaje do wiadomości sprawę ankiety statystyki inżynierów.

8. Inż. Nechay referuje sprawę kursów dokształcających, które w przyszłości mają być urządzane pod protektoratem Politechniki przez Towarzystwo Politechniczne w czasie Targów Wschodnich, aby można było urządzić wystawę ekspozycyjną. Dla przeprowadzenia tych kursów i ułożenia programu

wybrano Komisję w składzie: Prof. Bratro, Prof. Krzyczkowski, Inż. Müldner i Inż. Nechay.

6. W sprawie stypendjum Imienia Prezesa Inż. Stanisława Rybickiego postanowiono wysłać podania do odnośnych Dziekanatów, a decyzję przyznania pozostawiono Prezesowi. Na tem posiedzenie zamknięto.

Wynik konkursu na projekt nagrobka dla śp. Prof. Karola Skibińskiego. Protokół spisany dnia 20. listopada 1930 r. w sprawie rozstrzygnięcia konkursu rozpisanego przez Związek studentów inżynierji Politechniki Lwowskiej za pośrednictwem Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, na projekt nagrobka dla ś. p. Profesora Dra Skibińskiego.

Obecni: Prof. Krzyczkowski, Rektor Prof. Minkiewicz, Prof. Nalborczyk, Arch. Wiktor, Arch. Wróbel; Michalewski i Grubecki jako delegaci Związku. Sąd ukonstytuował się, obierając przewodniczącym Prof. Krzyczkowskiego. Nadto powziął postanowienie, że również zastępcy sędziów obecni na posiedzeniu wezmą udział w obradach i głosowaniu.

Skonstatowano, że wpłynęło 5 projektów w wykonaniu zgodnym z warunkami konkursu, t. j. z dołączeniem modeli i rysunków, zaś dwie prace wyłącznie rysunkowe, bez modeli; postanowiono jednogłośnie te dwie prace, jako nieodpowiadające wymaganiom konkursu wyłączyć z pod oceny.

Pozostałe prace oznaczono liczbami porządkowymi od 1 do 5. Po dłuższej dyskusji uchwalono jednogłośnie wyłączyć z pod bliższej oceny prace nr. 1 i 2. Pozostałe trzy prace poddano bliżej ocenie i scharakteryzowano następująco:

Projekt nr. 3. Praca ujęta nowoczesnie, jednakże w pomysłowości niezbyt jasna. Nie tłumaczy się należyście. Nie uwzględnia przytem sytuacji na miejscu, jako pomnika z wielu stron widocznego.

Projekt nr. 4. Kompozycja zwarta w masie, jakkolwiek niezbyt szczęśliwie ujęta w sylwecie.

Projekt nr. 5. Pomysł oryginalny i bardzo logicznie przeprowadzony; odpowiada szczęśliwie zasadniczej idei konkursu. Monumentalny, jakkolwiek realizacja nakłada poważne i odpowiedzialne zadania trafne opracowania szczegółów rzeźbiarskich. Po dalszej dłuższej dyskusji uchwalono wszystkimi głosami wniosek Pana Rektora Minkiewicza, aby pracę oznaczoną nr. 5 przeznaczyć do realizacji. Po otwarciu koperty okazało się, że autorami projektów są: Inż. Arch. Witold Rawski i artysta rzeźbiarz Juljan Mikołajski.

Na tem protokół zakończono i podpisano.