

Przedruk artykułów i reprodukcja zdjęć bez podania źródła wzbronione

**Treść:** Pomianowski K. prof. dr inż. W sprawie jazu kanalizacyjnego na Wiśle pod Bielanami w Warszawie. — Morawski W. mgr. Znawcy i doradcy techniczni w postępowaniu wodno-prawnym. — Foltański Z. inż. Porty rybackie na naszym wybrzeżu, ze szczególnym uwzględnieniem portu „Władysławowo” — Lambor J. inż. Największe przepływy w dorzeczu górnego Dniestru przy małych zlewniach. — Jarząbek S. Polskie normalne cementy portlandzkie i beton. — Słota E. inż. Triangulacyjne pomiary odkształceń zapór. — Z robót wodnych w kraju. — Z literatury technicznej. — Wiadomości gospodarcze i prawne. — Kronika.

**Sommaire:** Pomianowski K. prof. dr ing. La question du barrage sur la Vistule à Bielany près de Varsovie. — Morawski W. ing. Les spécialistes techniques dans les procédés hydro-juridiques. — Foltański Z. ing. Les ports de pêche du littoral polonais — surtout le port „Władysławowo” — Lambor J. ing. Les plus grands débits du Haut Dniestr. — Jarząbek S. Le ciment de Portland en Pologne et le béton. — Słota E. ing. Les mesures triangulaires des déformations des barrages. — Les travaux hydrotechniques en Pologne. — Revue des publications techniques. — Informations économiques et juridiques. Chronique.

**Prof. dr inż. Karol Pomianowski**

## W sprawie jazu kanalizacyjnego na Wiśle pod Bielanami w Warszawie.

Projekt wstępny jazu i zakładu wodnego pod Bielanami<sup>1)</sup> był przedmiotem obrad Rady Technicznej przy Min. Komunikacji w dniu 30 czerwca b. r. przy współdziałaniu w obradach stron zainteresowanych, głównie Miasta Warszawy oraz Departamentów technicznych Min. Komunik. Na obradach tych wyłoniły się pewne zasadnicze wątpliwości i twierdzenia, które wymagają szerszego omówienia. I tak została podniesiona:

- 1) Obawa rozmycia wałów, w które ujęta będzie spiętrzona woda, przy czym był wyrażony pogląd, iż wały powodziowe, wytrzymałe krótkotrwałe podniesienie się stanu wody na Wiśle w czasie powodzi, nie wytrzymają jednak naporu wody stale spiętrzonej jazem Bielańskim.
- 2) Obawa zamulenia piaskiem koryta rzeki w obrębie piętrzenia oraz potrzeba poprzedzającego projekt pomiaru ilości rumowiska toczącego Wisłą.
- 3) Wyrażono pogląd, że polepszenie warunków żeglugowych na Wiśle da się osiągnąć w sposób prostszy przez samą tylko regulację Wisły, przy czym regulacja przywróci stan z przed okresu zwięzania koryta Wisły robotami miejskimi, usunie zatem ławice piasków wyniesione z pod Czerniakowa, a ułożone między mostem Kierbedzia a Bielanami, oraz przywróci pierwotny spód rzeki, większy od obecnego.
- 4) Piętrzenie Wisły wywoła potrzebę budowy nowych urządzeń odwadniających na tere-

nie Warszawy, nowych stacji pomp burzowych, spowoduje trudności budowy kanałów z powodu podniesienia się stanów wody gruntowej oraz zwiększonego jej dopływu.

ad 1). Istotnie, wały ziemne usypane na przepuszczalnym gruncie i narażone na jednostronny stały napór wody będą szybciej i łatwiej rozmyte, niż wały ochronne powodziowe, które tylko przez krótki okres czasu, parę dni w roku, staną pod jednostronnym ciśnieniem wody powodziowej. Lecz taki wypadek, jaki wyżej podano, w obrębie piętrzenia projektowanym jazem Bielańskim nie g d z i e n i e z a c h o d z i.

Cały brzeg Praski, od Żerania na granicy z Tarchominem, po Gocław, leży na poziomie od + 4 do + 5 stanu na wodowskazie mostu Kierbedzia. Jedynie tylko Kępa Potocka powyżej Bielany ma poziom przeciętny + 3. Ponadto w pewnym oddaleniu od Wisły teren się wszędzie podnosi, ponad poziom + 5; kilka lokalnych jam dochodzących aż do poziomu + 2, na ogólny charakter wysokościowy terenu nie mają wpływu. Otóż, gdyby wały ujmujące spiętrzoną Wisłę były wybudowane na obecnych brzegach Wisły, poziom piętrzenia + 3 zmieści się w brzegach i poza Kępą Potocką nigdzie nie sięgnie poziomu terenu, na którym wały byłyby usypane, a zatem jednostronne parcie wody spiętrzonej nigdzie nie może wystąpić.

Koryto Wisły poniżej mostu kolejowego a przed Bielanami rozszerza się do powyżej 1000 m, jest zupełnie zdziczałe, i dopiero niedawno rozpoczęte roboty regulacyjne to nadmiernie szerokie koryto zwięzają. Na tej przestrzeni o długości 6400 m, Bielany — most kolejowy, Wisła musi być

<sup>1)</sup> Vide: Streszczenie wstępnego projektu, opracowanego dla Polskiego Komitetu Energetycznego. Gospodarka Wodna, Nr. 3, 1938 r. (przyp. Red.).

wałami zwężona do szerokości 600 m koryta dla wszystkich stanów wody. Poza wałami, tj. między nimi a obecnym brzegiem Wisły, pozostanie w sumie około 130 ha dawnego koryta, które musi być piaskiem wiślanym zarefultowane do rzędnej około lub wyżej + 4, tj. do poziomu sąsiednich naturalnych brzegów. Proces refultowania musi być taki, że poza tamy faszynowe, budowane w linii przyszłej stopy wału od strony rzeki, będzie refultowany piasek, i z niego sypany i stopniowo podnoszony wał, względnie bulwar nadbrzeżny. Teren poza wałem będzie wyrefultowany do rzędnej co najmniej + 4, a wał sam podniesiony do poziomu o 2 m wyższego ponad poziom wielkiej wody spiętrzonej, i rozbudowany jako 15 m szeroki bulwar nadbrzeżny. Skarpa wału od strony wody będzie obrukowana a bruk oparty na narzucie kamiennym, przykrywającym pierwotną tamę faszynową u stopy wału.

A zatem na przestrzeni gdzie nie ma obecnie wysokiego brzegu i trasa wału wpada w obecne koryto rzeki, również nie będzie jednostronnego parcia wody spiętrzonej na wały, gdyż piętrzenie będzie na poziomie + 3, podczas gdy poziom zarefultowanego terenu będzie przynajmniej na poziomie + 4. Kępa Potocka, o ile nie będzie także piaskiem wyżej podniesiona, ma naturalny poziom + 3, a zatem poziom piętrzenia, i tam zatem wypadek jednostronnego parcia nie nastąpi.

Obawy ewentualnego nadwyższenia korpusu wałów przez, spiętrzoną pod Bielanami, wodę są zatem niczym nieuzasadnione.

ad 2). Wszystkie rzeki prowadzą rumowisko, za wyjątkiem tylko odpływów z b. dużych jezior, i to tylko do granicy najbliższego dopływu, który już prowadzi rumowisko. Jest bardzo wiele rzek skanalizowanych i stoją tysiące jazów kanalizacyjnych na rzekach, które oczywiście wszystkie rumowisko prowadzą. Przy jazach kanalizacyjnych musi być utrzymany jeden tylko warunek, mianowicie muszą one być aż do dna rzeki ruchome, czyli że próg jazu stałego musi leżeć na poziomie dna rzeki. Wtedy w czasie wielkiej wody, gdy płynie przeważna część względnie nawet całość rumowiska toczonoego rzeką, otwarty jaz przedstawia się jako most, którego filary piętrzą w pewnym stopniu wodę, który jednak pozwala na swobodne przejście tak wody jak i rumowiska.

Przed 10-ciu laty Niemcy wybudowali jaz kanalizacyjny na Dunaju w Kachlet, blisko dawnej granicy Austrii, piętrząc Dunaj na 9,0 m wysoko <sup>2)</sup>. Przy jazie jest wybudowany zakład o mocy 65.000 KM i rocznej produkcji 275 milionów kWh.

<sup>2)</sup> W „Zeitschrift des Intern. ständig. Verbandes für Schifffahrt-Kongresse”, Januar 1938 na str. 29 znajduje się taka wzmianka: Jaz piętrzy przy niskim stanie o 9,2 m, ma 6 otworów po 27 m światła i 11 m głębokości liczonej poniżej poziomu piętrzenia. Powstały w ten sposób przekrój przepływu pozwala przepuścić 5000 m<sup>3</sup>/sek. wielkiej wody... Szczególnie w dolnej przestrzeni, cofka piętrzenia leży znacznie ponad poziomem doliny, co wywołało potrzebę budowy silnych wałów powodziowych. Trudności sprawiały potoki uchodzące do rzeki w obrębie piętrzenia... Obszar, który stracił naturalny odpływ jest odwadniany przez stacje pompowe. Na prawym i lewym brzegu Dunaju jest wybudowanych po 8 stacyj pompowych... Od 10 lat jaz istnieje, przeszedł powódzie i szczególnie ciężkie pochody lodów, i okazał się pod każdym względem odpowiadający swojemu celowi.

Dunaj w Kachlet ma zebrane już wszystkie dopływy alpejskie, za wyjątkiem tylko Inu. Olbrzymie ilości bardzo grubego rumowiska oraz bardzo groźne pochody lodów w czasie wiosennych roztopów przeszły przez ten jaz w ciągu 10-ciu lat ubiegłych bez najmniejszych trudności. Niemcy dużym kosztem rozpoczynają też obecnie kanalizację Dunaju powyżej stopnia w Kachlet między Ulm i Kehlheim.

Bardzo zbliżona do Wisły pod względem swego hydrograficznego charakteru Wezera, jest od 30-tu lat skanalizowana w Bremie jazem 4,0 m wysoko piętrzącym, wybudowanym celem ułatwienia żeglugi w obrębie Bremy i celem zatamowania dalszego pogłębiania rzeki, wywołanego systematyczną regulacją. Projektowana w r. 1927 kanalizacja dalszej przestrzeni Wezery od Bremy po Minden, kosztem 86 milionów RM. jest już prawdopodobnie w budowie. W obrębie Niemiec są jeszcze skanalizowane: Sprewa w Berlinie, Men, Nekar dla połączenia Renu z Dunajem. W Czechach jest skanalizowana Wełtawa i Łaba, przy czym pierwotnie przed wojną budowane niskie jazy zamykane iglicami, zmieniono na wysokie piętrzenia z jazami zasuwowymi Stoney'a, łącząc pierwotne niskie stopnie razem w stopnie wysokie. W ten sposób Praga leży nad skanalizowaną Wełtawą, co nie tylko ułatwia żeglugę w obrębie miasta, ale i daje estetyczny wygląd rzeki, koryto wypełnione głęboką wodą, bez mielizn i łach ze stojącą wodą. We Francji jest skanalizowana Sekwana; Paryż leży nad spiętrzoną wodą Sekwany co pozwala na ruch statków pasażerskich wzdłuż rzeki. W Szwajcarii jest stopniowo kanalizowany Ren i Aara, jak również odcinek szwajcarski Rodanu, który będzie w obrębie Francji systematycznie skanalizowany, względnie zaopatrzony w jazy i kanały lateralne, żeglugi i energii. W Stanach Zjednoczonych jest szereg olbrzymich rzek kanalizowanych na odcinkach posiadających szypoty, jak Columbia, Missouri, Tennessee, St. Wawrzyńca itd. lub wyłącznie dla uzyskania większej głębokości, jak Ohio itd.

Wszystkie jazy kanalizacyjne pracują od długiego szeregu lat bez żadnych ujemnych rezultatów dla koryta rzeki. Otóż, jeśli od 30-tu przeszło lat mówi się i projektuje jazy kanalizacyjne na Wiśle w Krakowie pod Dąbkiem oraz jazy poniżej Krakowa do Dunajca lub nawet do Sanu, jeśli się projektuje częściową kanalizację Przemszy i Wisły powyżej Krakowa, nie ma żadnych rozsądnych przyczyn aby stawać w wątpliwość możliwość budowy jazu w Warszawie, na tej samej Wiśle, posiadającej identyczny charakter hydrograficzny w Warszawie co pod Krakowem.

Ruch rumowiska rozpoczyna się około stanu + 3 na wzdowskazie mostu Kierbedzia. Przy tym stanie płynie wody około 1500 m<sup>3</sup>/sek., tj. tyle, że nie tylko turbiny będą pobierały pełną ilość wody roboczej, lecz około 800 m<sup>3</sup>/sek. będzie przepływać pod zasuwami jazu na pewną wysokość podniesionymi tak, iż utworzy się na dnie rzeki prąd wody, który będzie piasek przenosił przez jaz. Przy stanie + 3, piętrzenie na moście Kierbedzia otrzyma się poniżej 40 cm, będzie więc tak małe, iż praktycznie rzecz biorąc stosunki ruchu tak wody jak i rumowiska na skutek wybudowania jazu się nie zmienią już w tym przekroju, a tym mniej w prze-

krojach wyżej położonych. Jesliby zatem podczas wyższych stanów wogóle piasek miał się w korycie osadzać, osadzałby się nie w obrębie zanikającej cółki powyżej mostu Kierbedzia, lecz czasowo, do najbliższej w. wody, w głębokich profilach poniżej mostu, gdzie oczywiście żadnej szkody żegludze nie mógłby spowodować. Piasek ten byłby przy trochę jeszcze wyższych stanach i większych przepływach wody wypływany przez dalsze podniesienie zasów jazowych.

Budowa jazu w całości aż do dna rzeki otwieranego, zapewnia zatem swobodne przejście przez jaz rumowiska toczonego rzeką, tak jak gdyby jazu nie było, gdyż zupełne otwarcie jazu przywraca pierwotne stosunki hydrograficzne w korycie rzeki. Ilość prowadzonego rzeką rumowiska nie wchodzi tu w grę. Budowa jazu ani nie zwiększa ani nie zmniejsza ilości rumowiska toczonego rzeką przed budową jazu. Ilości tych nie warto zatem mierzyć i nawet najdokładniejszy pomiar nie wpłynąłby ani na rozmiar ani na konstrukcję budowanego jazu. W stosunkach Wisły pomiar taki, któryby dał w przybliżeniu dokładne rezultaty jest jednak wogóle niemożliwy.

Wezera przy spadzie 8 cm na km w dolnym biegu prowadzi piasek, lecz powyżej ujścia Aller, przy spadzie 24 cm na 1 km prowadzi już żwir. Podobnie Dniestr przy spadzie 32 cm na 1 km i o połowę mniejszej ilości wody niż Wisła pod Warszawą prowadzi gruby żwir. Jeśli Wisła, przy spadzie 27 cm na 1 km, na przestrzeni między Puławami a Modlinem prowadzi miałki piasek, to oczywiście dowodzi, że Wisła ma na tej przestrzeni znacznie za wielki spad jednostkowy. Tym się tłumaczy niesłychane zdziczenie koryta rzeki w środkowym jej biegu, gdyż rzeka zachowuje się jak dziki potok, o nadmiernie szerokim korycie wielkich wód, w obrębie którego nurt przerzuca się z jednego brzegu na drugi, tworzy zakola i w ten sposób przedłuża swój bieg, podrywa starsze wysokie brzegi, i uniesiony materiał osadza w innym miejscu, słowem, wykonuje olbrzymią pracę niszczycielską w tym celu, aby nadmiar posiadanej energii, wynikającej z nadmiaru spadu zniweczyć. Otóż, gdyby nawet był możliwy pomiar unoszonego rzeką materiału, nie można wiedzieć jaka jego część będzie uniesiona aż do morza, a jaka będzie przeniesiona tylko z jednego miejsca na drugie. Jednak i ten pomiar nie jest możliwym, gdyż, zależnie od stanów, jak to wykazały pomiary hydrometryczne, płynie Wisłą nie tylko woda z zawieszonym w niej piaskiem, lecz także na znaczną głębokość, zależną od stanu wody, płynie samo dno rzeki, tj. piasek przesiąknięty wodą<sup>3)</sup>. Gdy te ilości piasku płynącego są zmienne, i zależne od punktu przekroju poprzecznego, a następnie od zmieniających się stanów wody w rzece, i to różnych w każdym roku i podczas każdej powodzi, pomiar bezpośredni ilości płynącego piasku w ogóle nie jest możliwy, nie mówiąc już o tym, że nie jest on potrzebny. Piasek toczony rzeką można mierzyć tylko u ujścia rzeki w jeziorze czy morzu, w którym piasek jest przez rzekę składany. Tu wchodzi w grę jednak nieznaną cię-

żar gatunkowy osadów, który się zmienia w miarę narastających pokładów. A zatem i tu pomiar nawet najdokładniejszy kubatury osadzonych mielizn nie daje zupełnie ściśłych cyfr co do ilości przetoczonego w roku rumowiska. Jeśli chodzi o Wisłę, sprawa ta się komplikuje jeszcze tym, że Wisła, po wykonaniu przez Niemców przekopu w Schiewenhorst, ujściowy odcinek rzeki silnie pogłębia, osadza więc większe ilości piasku w morzu, niż je otrzymuje z dorzecza.

Reasumując można stwierdzić, że obawy zamulenia koryta wyżej jazu są nieuzasadnione, oraz że pomiar rumowiska toczonego Wisłą, zwłaszcza wobec zdziczenia jej koryta, jest praktycznie biorąc niemożliwy, a przede wszystkim jest on zupełnie niepotrzebny. Przez jaz nie przejdzie ani mniej ani więcej piasku niż go przechodzi teraz przed budową jazu.

ad 3). Wisła między Sandomierzem a Modlinem ma spad przeciętny prawie dokładnie 25 cm na 1 km, lecz jeśli bliżej zanalizujemy profil rzeki, okaże się, że spad górnej 135 km długiej przestrzeni, między Sandomierzem a Dęblinem, jest mniejszy i wynosi okrażliwo 0,24‰, zaś spad między Dęblinem a Modlinem, na długości 140 km jest większy i wynosi okrażliwo 0,27‰. Ta różnica w spadzie tłumaczy się tym, że między Sandomierzem a Puławami Wisła płynie przełomem i ma bardziej skoncentrowane koryto, dla którego wystarczy mniejszy spad, natomiast poniżej Puław płynie otwartą doliną, płaską i bardzo szeroką, i nabiera wskutek tego cech dzikiego potoku, który nadmierną szerokością swego koryta gubi nadmiar swego spadu.

W Warszawie na skutek budowy mostów, ujęcia wodociągowego, zabudowy Powiśla i następnie Saskiej Kępy, oraz stopniowego obwałowywania tych terenów, koryto Wisły, z pierwotnych zapewne powyżej 1000 m szerokości, zostało zwężone do średnio 500 m a zatem mniej niż do połowy. Na skutek zwężenia koryta, rzeka powyżej miasta pogłębiła się, poniżej zaś — piasek wysypała i ułożyła sobie nowy spad, odpowiadający zmniejszonym oporom ruchu w bardziej zwartym korycie. Spad ten (na przestrzeni 9 km) wynosi 8,8 cm na 1 km zamiast pierwotnych 27 cm na 1 km. Wielkie wody z r. 1924, między mostem Kierbedzia a Bielanami, miały spad 13 cm na 1 km. Co prawda obraz tego spadu był zakłócony powstaniem zatoru w Łomiankach, nie mniej jednak dowodzi on, że korytem zwężonym i przy wyższym poziomie wielkie wody w całości przepłynąć mogły przy spadzie mniejszym niż pierwotny spad 27 cm na 1 km.

Otóż żadna regulacja, przy pozostawieniu nieubezpieczonego, a zatem ruchomego dna, nie przywróci pierwotnego spadu 27 cm na 1 km, gdyż skoncentrowanemu korytu rzeki do mniej niż połowy pierwotnej szerokości, i tym samym zwiększeniu przeciętnej głębokości, przy równoczesnym pewnym wyprostowaniu koryta i usunięciu zakoli, a tym samym skoncentrowaniu energii rzeki na mniejszą szerokość dna, odpowiada spad mniejszy niż pierwotny, a mianowicie około 10 cm na 1 km, zamiast pierwotnych 27 cm na 1 km. Ten rezultat jest oczywiście zgodny z zasadami hydrauliki, i spad ten będzie miarodajny nie tylko dla niskich przepływów Wisły, ale i dla wielkich wód, z tym

<sup>3)</sup> Przy budowie Boulder dam napotkano w wykopie fundamentowym na głębokości 15 m pod dnem deską, co dowodzi, że przynajmniej na tę głębokość całe dno jest w ruchu w czasie wielkiej wody.

oczywiście zastrzeżeniem, że tu dochodzą jeszcze piętrzenia wywołane przez filary i przyczółki mostowe. Wysypane piaski pod Bielanami, erodowane z pod Czerniakowa, dadzą się niewątpliwie robotami regulacyjnymi z pod Bielan usunąć, przez zwężenie koryta i skoncentrowanie energii rzeki na mniejszej jego szerokości, lecz spadek rzeki, na zwężonej miastem przestrzeni, pozostanie nadal taki jak obecnie, a zatem nie 27 cm lecz około lub nie wiele ponad 10 cm na 1 km biegu. W tym zachowaniu mniejszego spadku powstaje pewien element korzystny dla żeglugi, mianowicie zwiększona głębokość wody w trasie regulacyjnej, natomiast stopniowe pogłębienie się koryta równoległe do obecnego poziomu wody stanowi dla miasta bardzo duże niebezpieczeństwo.

Pogłębienie daje się zaobserwować równoległe tak na wodowskaziu pod Bielanami jak i na moście Kierbedzia. Pomiary pozwoliły stwierdzić, że pogłębienie to wynosiło w okresie 1924 do 1932 r. przeciętnie 6,5 cm rocznie. Dalsze obserwacje pozwalają określić pogłębienie obecne na około 8,4 cm rocznie, a zatem większe niż poprzednich lat, co jest łatwo wytłumaczalne zwiększonym tempem robót regulacyjnych poniżej Warszawy. Ponieważ roboty te nie staną, lecz będą stale wzrastać, pogłębienie rzeki osiągnie coraz wyższe wartości tak, że w ciągu najbliższych 10—15 lat Wisła może się łatwo pogłębić o 2 m poniżej obecnego poziomu, przy czym dalszemu pogłębieniu położą kres ility znajdujące się w dwumetrowej głębokości pod dnem rzeki na Bielanach. Natomiast na tych ilach utworzą się z czasem szypoty, bardzo utrudniające żeglugę.

Pogłębienie się koryta Wisły o 2 m pociągnie za sobą trudności w uzyskaniu wody do kondensacji w nowej elektrowni miejskiej na Zeraniu, utratę wody przez starą elektrownię, ujęcie wodociągowe, oba porty: Czerniakowski i na Saskiej Kępie, w końcu spowoduje wyjście z wody ścianek szczytnych i pali pod bulwarami rzecznyymi, a tym samym ich szybkie zniszczenie. Warszawskie urządzenia miejskie są przygotowane na podniesienie się stanów Wisły do najwyższych przewidzianych poziomów wielkiej wody, lecz nie są, i nie mogły być przygotowane na obniżenie poziomów wody w rzecce poniżej poziomu obecnego.

Regulacja rzeki w obrębie miasta miałaby jeszcze dalsze znaczenie niedogodności. I tak projekt regulacji przewiduje rozbudowę trzech koryt; dla wielkich wód najszerze koryto, które będzie wypełnione wodą przez parę dni w roku i to nie w każdym roku, następnie koryto wód średnich, 375 m szerokie, które będzie wypełnione wodą przez czas kilkunastu dni w roku, w końcu koryto wód małych, 150 m szerokie, wypełnione stale wodą.

W obrębie szerokich koryt wielkich i średnich wód, będzie się wiło wąskie, 150-ciometrowe korytko stale wypełnione wodą, i w tym korycie będzie się odbywać żegluga, bez możliwości dobijania statków do brzegów, poza pewnymi punktami z góry określonymi, i w danych warunkach nie łatwo dającym się w stałym pogotowiu do przyjęcia statków utrzymać. Myśl utrzymywania ruchu małych statkami pasażerskimi wzdłuż Wisły, tak jak na śpiętrzonej w Paryżu Sekwanie, nie dałaby się zu-

pełnie zrealizować; Wisła byłaby drogą wodną na ruch tranzytowy, dalekobieżny, lecz nie lokalny.

Przeźródlenie między korytem małej i średniej wody, razem 225 m szeroka, byłaby stosunkowo często i przynajmniej częściowo zalewana wodą tak, że piasek tworzący ten pas między korytami byłby jeszcze względnie czysty. Natomiast pas między korytem średnich wód i wielkich, który poza obrębem miasta będzie zawikłony, w obrębie miasta zaś będzie brudnym, zasypnym śmieciami, piaskiem, przepłukiwanym i oczyszczanym tylko wyjątkowo w czasie przejścia wód powodziowych. W dodatku przelewy burzowe, które w obecnym nieuregulowanym korycie na ogół trafiają w przestrzenie zalane wodą, po uregulowaniu rzeki będą trafiać na piaski, położone między obu korytami rzeki, i będą ten piasek w najwyższym stopniu zanieczyszczać. Ponieważ piasek ten jest ruchomy i leży w obrębie koryta wielkiej wody, jakies stałe przeprowadzenie wód z przelewów burzowych aż do koryta małych wód nie da się utrzymać. Z koniecznością silnego zanieczyszczenia koryta ściekami z przelewów burzowych trzeba się zatem liczyć.

Regulacja Wisły w obrębie i poniżej Warszawy spowoduje pogłębienie się koryta, groźne dla urządzeń miejskich. Regulacja ta pod względem estetycznym raczej oszpeci miasto, wytwarzając szerokie pasy brudnych i zaśmieconych piasków. W końcu regulacja ułatwi — jak wspomniano wyżej — żeglugę tranzytową przez miasto, wykluczy jednak pasażerską żeglugę lokalną w obrębie miasta. Przywrócenie pierwotnych spadów Wisły w obrębie miasta nie nastąpi, gdyż zwężone korytko będzie wymagać mniejszego spadku niż był pierwotnie. Przywrócenie spadku pierwotnego nastąpiłoby tylko w wypadku rozszerzenia koryta rzeki do pierwotnych rozmiarów, czemu stoją na przeszkodzie istniejące mosty i dojazdy do nich, oraz zabudowanie Powiśla oraz nisko położonych dzielnic Pragi.

ad 4). Zastrzeżenia Miasta mogłyby pójść w dwu tylko kierunkach: utrudnienia pracy przelewów burzowych, oraz trwałego podniesienia stanu wód gruntowych i zwiększenia ich ilości. Otóż co się tyczy przelewów burzowych, projekt kanalizacji opiera się na założeniu, sprawdzonym pomiarami, iż deszcze burzowe, które powodują działalność przelewów samoczynnych, na ogół nie zdarzają się przy stanach Wisły, wyższych niż +2,7 do 3,0 m. Przelewy z górnego miasta, tj. właściwej Warszawy leżą tak wysoko, że żadne podtopienie przy najwyższych stanach wody na Wiśle im nie grozi. Przelewy z części miasta położonych nad Wisłą, a zatem nisko, do stanu Wisły + 2,7 do 3,0 m są otwarte, dla stanów wyższych, są od Wisły zamykane. Jest tylko 5 względnie 6 przelewów takich, które leżą nisko, i przy których przepompowywanie wód burzowych okazuje się konieczne. Dla tych przelewów stacje podnoszenia wód albo już istnieją, albo są przewidziane. Tu się zatem nic nie zmieni po wybudowaniu jazu, za wyjątkiem tylko przedłużenia okresu pompowania w ciągu roku. Te same uwagi tyczą się urządzeń melioracyjnych w obrębie miasta, gdzie stacje pomp dla wód melioracyjnych pozostaną niezmienione, a tylko czas pompowania się przedłuży.

Co się tyczy wód gruntowych, poziom ich jest normowany poziomem kanałów, względnie drenów.

Co się tyczy ilości wód drenowych, praktyka przy wszystkich robotach prowadzonych w mieście niedaleko brzegów Wisły wykazuje, iż dopływ wód gruntowych następuje głównie z brzegu, a jest znikomy od strony rzeki. Ma to miejsce nawet przy budowie bulwarów nadbrzeżnych. Przyczyna tego zjawiska jest prosta i oddawna znana, nie tylko w wypadku Wisły, ale i rzek innych, a jest nią szybkie zamulenie się dna i brzegów rzeki unoszoną wodą rzeczno-łazową materiałem ilastym i kolloidalnym. Budowa jakiegos odrębnego drenażu wzdłuż brzegów Wisły byłaby zupełnie zbyteczną. Dla kanałów najbliższych Wisły wystarczą normalne drenaże, budowane i tak wzdłuż kanałów, które jednak nie będą po ukończeniu budowy zatkane, lecz będą do kanałów odwadniane za pomocą ad hoc dobudowanych studzienek, ponad poziomem wód burzowych w kanale.

Cała praca pomp podnoszących wody burzowe, drenowe i melioracyjne, do Wisły spiętrzonej jazem, i to nie nadmiar pracy ponad potrzeby stanu obecnego, lecz całość pracy w przyszłości potrzebnej, wynosi, jak wyliczono w sprawozdaniu do projektu, niespełna pół miliona kWh w roku. Wobec rocznej produkcji zakładu 140 milionów

kWh, owych 0,5 milionów kWh, nie gra żadnej roli. Natomiast trzeba wziąć pod uwagę, że budowa jazu polepszy warunki pracy nowej elektrowni cieplnej powstającej na Żeraniu, gdyż wysokość podnoszenia wody na cele kondensacji będzie przy stanie obecnym Wisły wyższa, a poza tym bardziej zmienna, niż w razie spiętrzenia wody jazem. Zmienność wysokości podnoszenia, przy stanie obecnym Wisły, odbija się w sposób ujemny na sprawności pomp tłoczących. Bezwzględna moc pomp oraz ich suma pracy rocznej będzie przy stanie obecnym znacznie wyższa niż po spiętrzeniu Wisły jazem. Chodzi tu o wartości duże, gdyż w pierwszej fazie rozbudowy Elektrowni moc instalowana na pompach musi być o 544 KW wyższa, a suma rocznej pracy o 1,77 miliona kWh wyższa, niż przy podniesieniu poziomu wody w Wiśle jazem Bielańskim. W końcowym etapie rozbudowy cyfry te podnoszą się do różnicy w instalowanej mocy: 1650 KW oraz 5,66 miliona kWh rocznej pracy. W świetle tych cyfr bardzo małą jest suma 0,5 miliona kWh rocznej pracy na pompach obsługujących przelewy burzowe oraz stacje melioracyjne, gdzie w cyfrze 0,5 miliona kWh mieści się pokrycie potrzeb łącznych, nie tylko wywołanych piętrzeniem, ale i obecnych, przy Wiśle niespiętrzonej.

**Mgr Wacław Morawski**

## **Znawcy i doradcy techniczni w postępowaniu wodno-prawnym.**

Ustawa wodna, zlecając w szeregu artykułów (191, 198, 203, 213) wykonanie czynności fachowych specjalnym znawcom technicznym, nie normuje sposobu powoływania tych znawców, ani trybu postępowania przy wydawaniu przez nich opinii fachowych. Wprawdzie art. 258 pkt. 1) tej ustawy głosi, że Minister Robót Publicznych (którego kompetencje przeszły na Ministrów: Skarbu, Rolnictwa i Reform Rolnych, Komunikacji, Spraw Wewnętrznych oraz Przemysłu i Handlu)<sup>1)</sup> wyda w drodze rozporządzenia przepisy co do sposobu powoływania rzeczoznawców w dziedzinie postępowania wodno-prawnego, jednak rozporządzenie takie dotychczas nie ukazało się. Wobec tego do znawców technicznych należy stosować odpowiednio postanowienia art. 62—67 rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dn. 22 marca 1928 r. o postępowaniu administracyjnym poz. 341 Dz. Ust., dotyczące powoływania biegłych.

Zarówno wymienione rozporządzenie, jak i ustawa wodna nie określają wyraźnie, kto może być znawcą technicznym, oraz jakim warunkom winien odpowiadać kandydat na takiego znawcę. Z braku odpowiednich zastrzeżeń należy przyjąć, że znawcą technicznym może być funkcjonariusz państwowy lub osoba prywatna, przy czym, z uwagi na duże znaczenie opinii technicznej, będącej podstawą orzeczenia władzy wodnej, nie ulega wątpliwości, że znawca techniczny, podobnie jak biegły sądowy, powinien posiadać obywatelstwo polskie,

korzystać z pełni praw cywilnych i obywatelskich, zasługiwać na pełne zaufanie i posiadać wiadomości zawodowe w danej gałęzi wiedzy.

Powołanie znawcy technicznego (na wniosek stron lub z urzędu) należy do władzy wodnej. Władza ta decyduje według swobodnego uznania o kwalifikacji znawcy, t. zn. decyduje, czy ze względu na posiadaną wiedzę i dotychczasową pracę dany znawca techniczny może wydać bezstronną opinię w konkretnej sprawie.

O ile znawca jest funkcjonariuszem państwowym mają do niego zastosowanie przepisy art. 7 rozporządzenia o postępowaniu administracyjnym. Funkcjonariusz taki nie może być znawcą:

1) w sprawie, w której sam jest stroną albo zostaje do strony w takim stosunku prawnym, że wynik sprawy oddziaływa na jego osobiste prawa i obowiązki;

2) w sprawie żony, krewnych i powinowatych do drugiego stopnia włącznie, rodzeństwa i ich dzieci;

3) w sprawie swych rodziców przybranych, dzieci przysposobionych oraz osób, będących pod jego opieką lub kuratela;

4) w sprawie, w której był lub jest pełnomocnikiem jednej ze stron;

5) w postępowaniu odwoławczym, jeżeli brał udział w niższej instancji w wydaniu zaskarżonej decyzji;

6) w sprawie, z powodu której wdrożono przeciw niemu dochodzenie wstępne, postępowanie dyscyplinarne lub karno-sądowe.

<sup>1)</sup> Vide: rozp. Prez. Rz. z dn. 21.V.1932 r. w sprawie zniesienia urzędu Ministra Robót Publicznych poz. 479 Dz. Ust.

W razie powołania przez władzę osoby prywatnej w charakterze znawcy technicznego, stosuje się do niego odpowiednie przepisy, dotyczące powołania świadków w postępowaniu administracyjnym (art. 57—61). Złożenie przysięgi przez takiego znawcę nie jest konieczne. Władza wodna wyłącza go jednak, gdy powstaje uzasadniona wątpliwość co do jego bezstronności. Będzie to mieć miejsce w tych wypadkach, gdy znawca techniczny jest zainteresowany w wyniku dochodzenia wodno-prawnego. A więc gdy jest małżonkiem, krewnym, powinowatym, doradcą, lub pełnomocnikiem strony, albo gdy między nim a stroną zachodzi stosunek przysposobienia, opieki lub kurateli.

O doradcach technicznych (fachowych) wspomina ustawa wodna w art. 198 ust. (7), nakazując przeprowadzenie rozprawy wodno-prawnej przy udziale znawcy technicznego z dopuszczeniem doradców i zastępców prawnych i fachowych. Z brzmienia tego artykułu wynika, że o ile z reguły winien być powołany jeden znawca techniczny, to jednak nie ma ograniczeń co do ilości doradców technicznych (fachowych), przybranych przez stronę.

Różnica między znawcą i doradcą technicznym w zasadzie nie istnieje. Jedna i ta sama osoba może być znawcą lub doradcą, zależnie od tego przez kogo jest powołana. W rozumieniu bowiem ustawy wodnej znawcą technicznym jest osoba, powołana w tym charakterze przez władzę wodną celem wydania opinii fachowej, natomiast doradcą technicznym wydaje opinię na żądanie strony.

Jednak doradcą strony nie może być jednocześnie znawcą technicznym w jednej i tej samej sprawie, jest bowiem osobą zainteresowaną w jej rozstrzygnięciu. Głównym przecież zadaniem znawcy technicznego jest wydanie bezstronnej opinii, czego nie można wymagać od doradcy strony.

Wymieniona opinia znawcy technicznego jest niezbędna dla uzasadnienia orzeczenia władzy wodnej. Władza ta w myśl art. 50 rozporządzenia o postępowaniu administracyjnym decyduje według swobodnego uznania, jaka okoliczność może być przyjęta za udowodnioną. Do władzy wodnej należy zatem również ocena opinii znawcy technicznego i doradcy fachowego strony. Opinia doradcy fachowego nie wiąże władzy orzekającej, natomiast ocena opinii powołanego przez tę władzę znawcy technicznego nie może być dowolną, lecz winna być dokonana ze stanowiska zasad wiedzy technicznej. Gdy władza wodna ma wątpliwości co do trafności opinii tego znawcy, winna od niego zażądać bliższych wyjaśnień lub zarządzić rewizję jego opinii przez innego znawcę. Istnienie rozbieżności między orzeczeniem władzy wodnej i opinią znawcy technicznego stanowi naruszenie form postępowania administracyjnego ze szkodą dla stron lub osób zainteresowanych<sup>2)</sup>, co może być przedmiotem odwołania do wyższej instancji lub skargi do Najwyższego Trybunału Administracyjnego.<sup>3)</sup>

Powołany przez władzę wodną znawca techniczny, nie będący funkcjonariuszem państwowym, obowiązany jest przybyć na rozprawę wodno-praw-

ną i przedstawić (ustnie lub na piśmie) opinię fachową. Niewykonanie tego obowiązku karane jest grzywną do 50 zł, mającą na celu wymuszenie czynności. W razie ponownego niewykonania żądania władzy ulegają znawcy karze do 100 zł i mogą być sprowadzeni przymusowo na miejsce dochodzenia wodno-prawnego (art. 108 rozp. o postęp. admin.). Za przyczynę, usprawiedliwiającą niestawiennictwo, uważa się: chorobę znawcy, śmierć jego rodziców, męża, żony lub dzieci, przerwanie komunikacji, pozbawienie wolności i zbyt późne otrzymanie wezwania (art. 58 rozp. o postęp. admin.).

W razie niewykonania obowiązków przez znawcę technicznego, będącego funkcjonariuszem państwowym, mają zastosowanie art. 67 i następne ustawy o państwowej służbie cywilnej,<sup>4)</sup> dotyczące odpowiedzialności porządkowej i dyscyplinarnej urzędników.

Znawca techniczny bez względu na to, czy jest funkcjonariuszem państwowym lub osobą prywatną podlega zagwarantowanej przepisami art. 129—135 kodeksu karnego szczególnej ochronie prawnej.

Takiej ochronie nie podlega doradca techniczny (fachowy), będący jedynie sui generis pełnomocnikiem strony na rozprawie wodno-prawnej.

O wynagrodzeniu znawców technicznych decyduje władza wodna. Zawsze zwrócone muszą być rzeczywiste koszty podróży. Ponadto znawca — funkcjonariusz państwowy — otrzymuje diety według posiadanej grupy uposażenia. Natomiast znawcy, nie będącemu funkcjonariuszem państwowym, może być przyznane wynagrodzenie dzienne (niezależnie od zwrotu rzeczywistych kosztów podróży) do wysokości zł 17 (diety V grupy uposażenia — art. 106 ust. (1) rozp. o postęp. admin.).<sup>5)</sup>

Jednak gdy znawca techniczny dla wydania opinii musiał dokonać specjalnej pracy, może domagać się większego wynagrodzenia. Dotyczy to wszystkich znawców, zarówno funkcjonariuszów państwowych, jak i osób prywatnych. Decyzję w tej sprawie wydaje władza wodna II instancji lub Ministerstwo. Starostwo na wypłatę wyższego wynagrodzenia znawcom technicznym musi uzyskać zgodę Urzędu Wojewódzkiego.

Żądania znawców o przyznanie wynagrodzenia za stratę czasu i zwrot kosztów podróży winny być zgłoszone, pod rygorem utraty roszczenia, przed zakończeniem rozpoznania sprawy, a więc przed wydaniem orzeczenia przez władzę wodną.

Wobec tego, że od decyzji władzy w sprawie wynagrodzenia rzeczoznawców nie ma odwołania (art. 64 ust. 2 i 106 ust. 5 rozp. o post. adm.), winien znawca techniczny, przed rozpoczęciem prac specjalnych, przedłożyć władzy wodnej wykaz kosztów projektowanych prac. Przyjęcie go przez tę władzę będzie równoznaczne z wyrażeniem zgody na wypłacenie wynagrodzenia w tej wysokości.

Od decyzji władzy wodnej w sprawie wynagrodzenia znawców technicznych można wnieść skargę do Najwyższego Trybunału Administracyjnego.<sup>6)</sup>

<sup>4)</sup> ustawa z 17.II.1922 r. poz. 164 Dz. Ust.

<sup>5)</sup> vide: § 4 ust. (1) rozp. Rady Min. z dn. 28.III.1934 r. poz. 320 Dz. Ust. w brzmieniu rozp. z dn. 2.VII.1936 r. poz. 393 Dz. Ust.

<sup>6)</sup> por. art. 49 rozp. Prez. Rz. z dn. 27.X.1932 r. o N. T. A. poz. 806 Dz. Ust.

<sup>2)</sup> definicję strony i osoby zainteresowanej zawiera art. 9 rozporz. o postępowaniu administracyjnym.

<sup>3)</sup> vide: wyrok N. T. A. z dn. 4.XI. 1935 r. I. rej.10944/32.

Wynagrodzenie znawcom wypłaca się bezwzględnie po spełnieniu czynności, do których zostali powołani.

Wysokość wynagrodzenia doradców fachowych reguluje umowa, ustna lub pisemna, zawarta przez doradcę ze stroną lub osobą zainteresowaną. Wszelkich roszczeń z tytułu tej umowy można dochodzić wyłącznie na drodze sądowej (do 1000 zł — sąd grodzki, ponad 1000 zł — sąd okręgowy).<sup>7)</sup>

Znawca techniczny może być również powołany do wydania opinii w postępowaniu przed sądem powszechnym, w szczególności w sprawach dotyczących wysokości odszkodowania. W myśl bowiem art. 203 ust. (2) ustawy wodnej osobom, niezadowolonym z wysokości oznaczonego przez władzę wodną odszkodowania za wyłączone urzędnia, zakłady i uprawnienia do używania wody przysługuje prawo udania się w ciągu trzech miesięcy

<sup>7)</sup> por. art. 10 i 13 Kod. Post. Cyw. poz. 934 Dz. Ust. z 1932 r.

**Inż. Zbigniew Foltński**

## Porty rybackie na naszym wybrzeżu, ze szczególnym uwzględnieniem portu „Władysławowo”<sup>1)</sup>

### PRZYBLIŻONE OBLICZENIE MAKSYMALNEGO ROZWOJU RYBOŁÓSTWA MORSKIEGO<sup>2)</sup>.

Opierając się na danych statystycznych z okresu 1921—31 możemy dojść do pewnych przybliżonych, a spodziewanych liczb w roku 1961. Rok 1961 został przyjęty jako podstawowy, gdyż w okresie 25 lat (licząc od r. 1936) można spodziewać się jednakowych warunków połowów, przetwórczości i konsumpcji.

R o k	Ogółem ludności	Ludność w miastach	Procent ludn. miejskiej
1921	27,2 mio	6,8 mio	25 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
1931	32,1 ..	8,8 ..	27 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>
1961	53,0 ..	18,0 ..	33 <sup>0</sup> / <sub>0</sub>

W latach dobrej koniunktury 1928—29 spożycie ryb morskich wyniosło 100.000 ton, co w przeliczeniu na głowę ludności wypada 3,3 kg. Licząc się ze wzrostem stopy życiowej o 25<sup>0</sup>/<sub>0</sub> w stosunku do roku 1929 spożycie ryb wyniesie w roku 1961 — 4,1 kg na osobę.

Wnioskując z powyższego zestawienia o wzroście urbanizacji kraju, biorąc pod uwagę większe

<sup>1)</sup> Odczyt wygłoszony w dniu 8 kwietnia 1938 r. w Związku Studentów Inżynierii Politechniki Lwowskiej.

<sup>2)</sup> Zaczepnięte z prac Biura regionalnego planu zabudowania północnej części województwa pomorskiego.

od dnia doręczenia orzeczenia do właściwego sądu o oznaczenie wysokości wynagrodzenia w drodze postępowania sądowego.

Z uwagi na to, że do ustalenia szacunku (wartości) urządzeń wodnych i uprawnień do używania wody niezbędny jest udział biegłego (rzeczoznawcy) technicznego, przeto dokonanie tego szacunku w postępowaniu sądowym może nastąpić tylko przez znawcę technicznego.

Znawcą takim może być biegły przysięgły przy sądach powszechnych, lub powołana ad hoc przez sąd osoba z wykształceniem technicznym.

Omawiane zagadnienie jest już jednak częścią procedury sądowej i nie stanowi przedmiotu niniejszego artykułu. Zaznaczyć tylko należy ogólnie, że powołanie znawców technicznych w postępowaniu sądowym odbywa się w trybie art. 304 — 314 Kodeksu Postępowania Cywilnego poz. 934 Dz. Ust. z 1932 r., o wynagrodzeniu tych znawców traktuje rozp. Ministra Sprawiedliwości z dnia 15.XII. 1932 r. poz. 944 Dz. Ust., sprawy zaś przysięgłych znawców sądowych dotyczy rozp. Ministra Sprawiedliwości z dnia 24. XII. 1928 r. poz. 945 Dz. Ust.

jednostkowe spożycie ryb przez ludność miejską niż wiejską, gdyż ludność wiejska spożywa tylko 1/3 ogólnej ilości ryb, oraz rozpatrując stosunek ludności miejskiej do ogólnej liczby ludności z roku 1931 otrzymamy w przeliczeniu dla roku 1961:

W 1961 rok.	Ilość mieszkańców w milionach	Spożycie ryb w tonach	Dodatkowe spożycie wskutek wzrostu urbanizacji	Razem ton
Miasto	14	144.000	+ 41.000 t	185.000
Wieś	39	73.000	— 8.000 t	65.000
Suma	53	217.000	+ 33.000 t	250.000

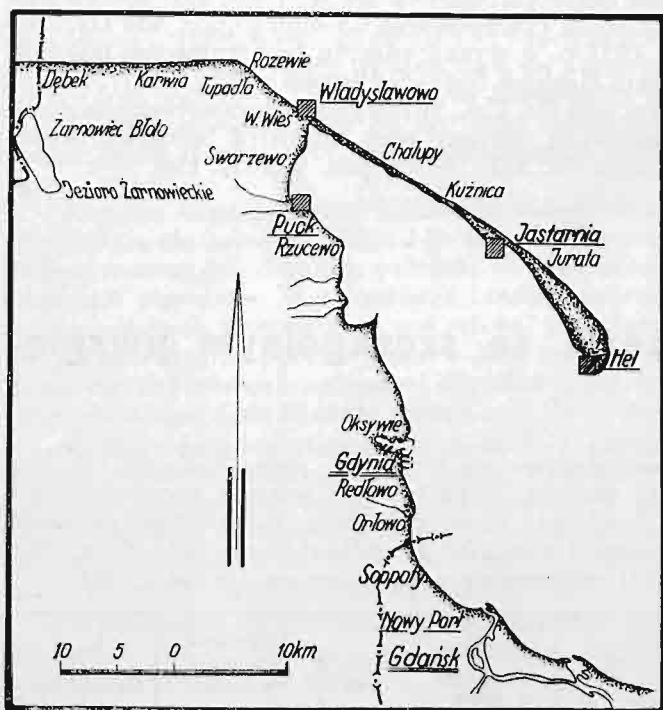
Według danych z roku 1935, połowy własne pokryły tylko 27,5<sup>0</sup>/<sub>0</sub> ogólnego zapotrzebowania. Przyjmując, że w roku 1961 całkowite spożycie pokryte zostanie przez połowy własne, dojdziemy do potrzebnej ilości: kutrów, łodzi, zatrudnionych ludzi, powierzchni basenów i długości nabrzeży. Nie przytaczając tu szczegółowych obliczeń, podam tylko wyniki: 650 ługrów, 700 kutrów, 1000 łodzi bezpokładowych, 12.900 rybaków, 165 ha powierzchni basenów, 28,5 km nabrzeży. Biorąc pod uwagę zapas na:

- 1) przyjęcie kutrów obcych,
- 2) zagęszczenie w danym porcie z powodu lepszych połowów,
- 3) zagęszczenie wskutek czynników klimatycznych, dojdziemy do cyfry 250 ha powierzchni basenów i 50 km nabrzeży.

Rozpatrzmy teraz potrzebne tereny lądowe dla obsługi tych portów:

wyładunek	75 ha
suszenie sieci	55 „
teren na sprzedaż ryb	5 „
magazyny manipulacyjne	3 „
magazyny składowe	12 „
chłodnie	3 „
wędzarnie	13 „
razem	168 ha
ok. 20% na przemysł pomocniczy	32 „
Ogółem	200 ha

W powyższym zestawieniu nie uwzględniono terenów potrzebnych dla komunikacji kolejowej i drogowej.



Rys. 1. Plan wybrzeża polskiego.

Była by to wizja przyszłości. Zorientujmy się teraz w tym co posiadamy, jakie przeprowadzamy inwestycje, aby ten nasz mały skrawek morza stał się warsztatem słusznie i racjonalnie prowadzonej gospodarki.

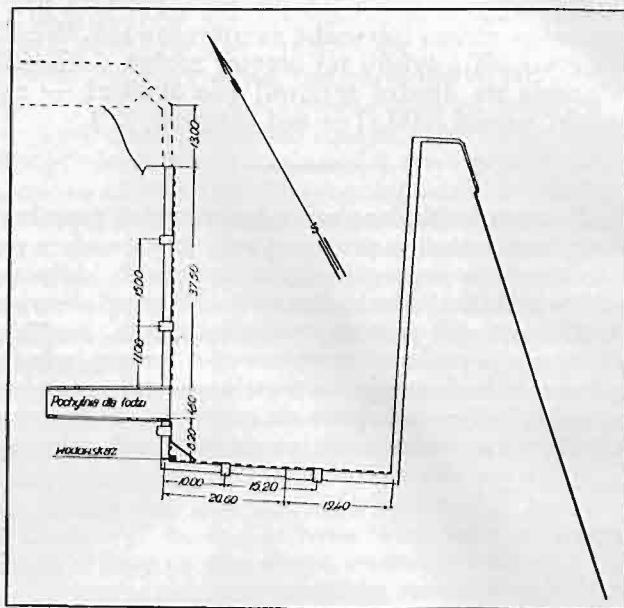
### OGÓLNY PRZEGLĄD INWESTYCJI W PORTACH W PUCKU, HELU I JASTARNI.<sup>3)</sup>

Port w Pucku jest najstarszym z portów na naszym wybrzeżu. Port, a raczej jeden basen o wymiarach  $40 \times 60$  m, pow. 0.24 ha, głębokości około 3 m i długości nabrzeża 160 mb. Położony dogodnie, blisko miasta z osobną bocznicą kolejową.

Obecnie przy dogodnej komunikacji z portami na półwyspie i w Wielkiej Wsi, port w Pucku traci swe zasadnicze znaczenie portu rybackiego,

<sup>3)</sup> Zaczerpnięte częściowo z artykułu inż. Z. Adamskiego, zamieszczonego w „Wiadomościach Portu Gdynińskiego”. 1936 r. Nr 10.

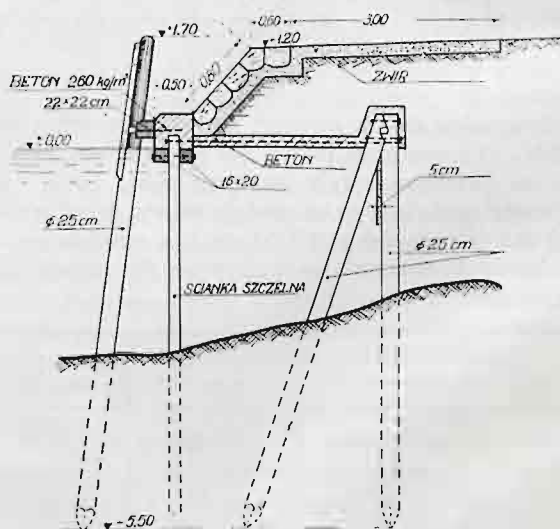
można go rozpatrywać jako lokalną bazę o znaczeniu gospodarczym, a szczególnie jako ważny punkt dla ruchu turystycznego. Do 1936 r. port w Pucku należał do gminy m. Pucka; w tymże roku przejęty



Rys. 2. Plan portu w Pucku.

został przez Skarb Państwa i natychmiast przystąpiono do koniecznego remontu zaniedbanego basenu.

W 1936 r. zostało odbudowane 60 mb nabrzeża wschodniego. W 1937 r. roboty obejmowały na-



Rys. 3. Nabrzeże w porcie w Pucku.

stępny odcinek nabrzeża 40 m długości wraz z rozebraniem ostatniej partii o długości 60 m, grożącej obsunięciem. Stale tu pracowała draga, pogłębiająca basen i kanał doprowadzający do głębokości  $3\frac{1}{2}$  m, refulując piasek na sztuczną plażę po stronie wschodniej portu. Przekrój odbudowanego nabrzeża nieskomplikowany, najchętniej stosowany przy naszych małych budowlach, składa się ze ścianki szczelnej, z nadbetonowanym nad powierzchnią wody blokiem, zaopatrzonym od strony wody w belki odbojowe i zakotwionym w kozłach zabitych wewnątrz moła.



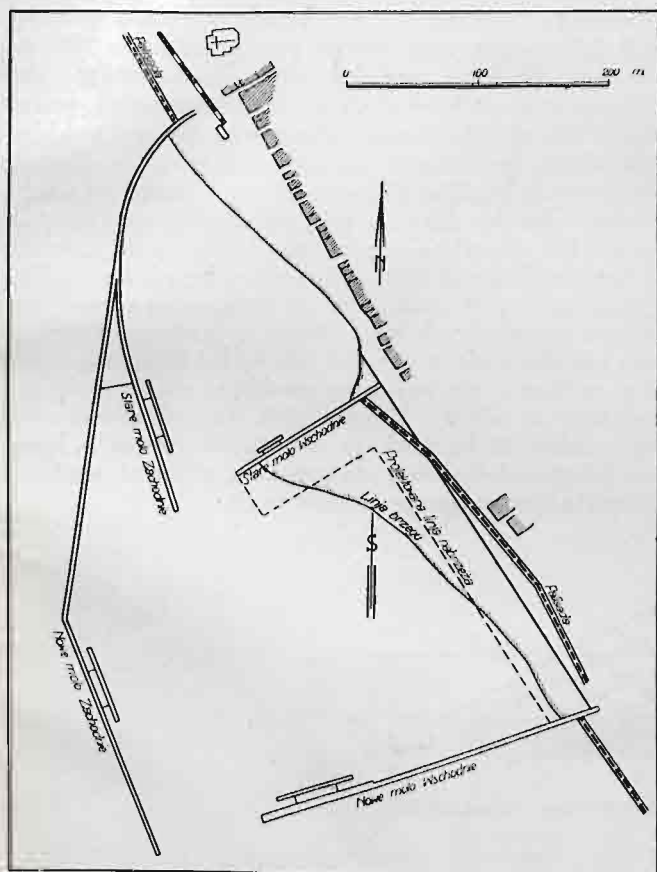


Rys. 4. Odbudowa wschodniego nabrzeża w porcie w Pucku.

Port w Helu. W latach 1892—98 został wybudowany na końcu Półwyspu Helskiego port-schron, składający się z dwóch molo, wysuniętych w morze o konstrukcji drewnianej, wypełnionej kamieniami. W roku 1923 przystąpiono do gruntownej odbudowy zniszczonych konstrukcji portowych, ukończonej w roku 1925, przy czym drewnianą

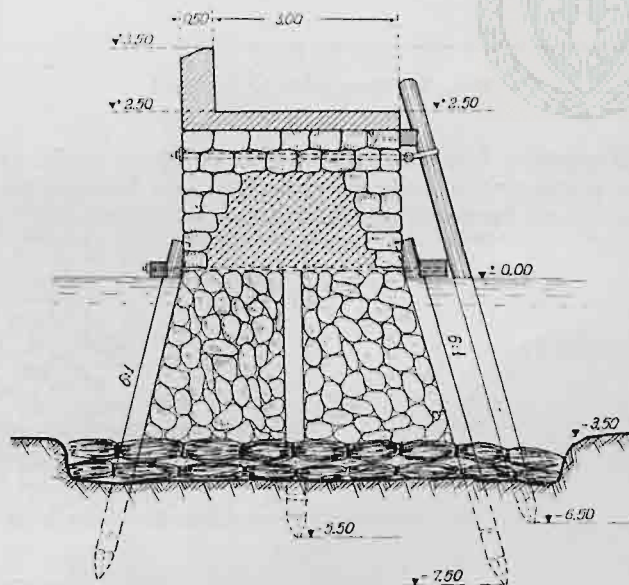
głębokościach od 3 do 5 m. Technika odbudowy molo drewnianych jest prosta, mianowicie po zamortyzowaniu się budowli, zastępuje się zniszczoną ich część nadwodną konstrukcją betonową, bo podwodna jest trwała.

Port w Jastarni wybudowany został w latach 1926—29, jako baza przybrzeżnych połowów w Zatoce Puckiej i Gdańskiej. Na konieczność jego powstania i usytuowania złożyła się płytkość zatoki w okolicy Jastarni, nie pozwalająca na podejście kutrom bliżej do brzegu, co utrudniało bardzo połowy rybakom, gęsto osiedlonym w Jastarni i Borze, narażając same kutry na uszkodzenia przez wzburzone fale zatoki. Teren portu został uzyskany kosztem powierzchni zatoki. Przez 2 palisady wydzielono powierzchnię około 25 ha, piaskiem z pogłębienia wewnętrznej części, tj. właściwego basenu,



Rys. 5. Plan portu w Helu.

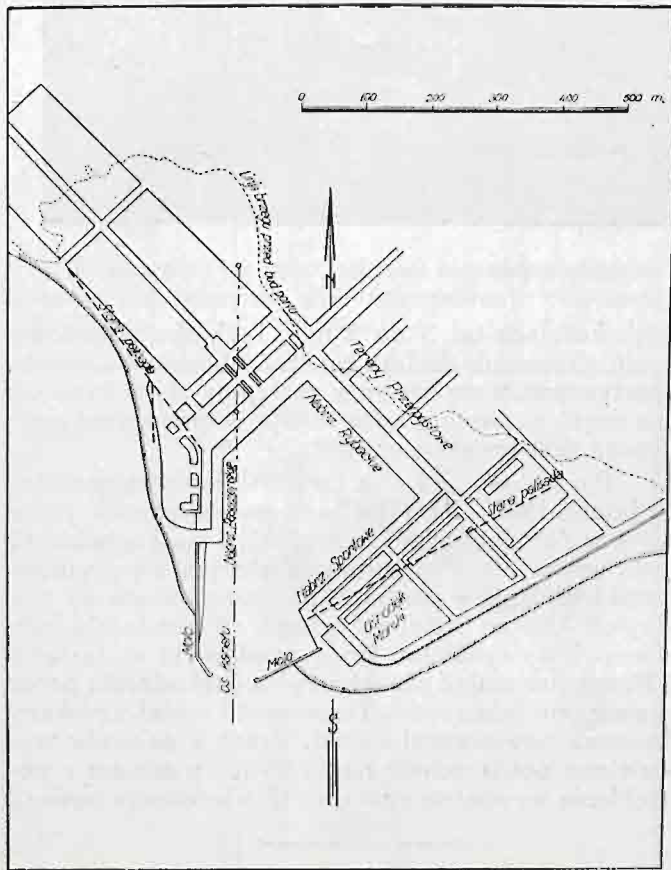
część nadwodną zastąpiono betonową, pogłębiając basen do 3 m. W roku 1927 port zaczyna się rozbudowywać, w tym to roku zostały wybudowane 2 pomosty drewniane dla żeglugi przybrzeżnej i rybaków. W latach 1928—31 wybudowano nowe molo zachodnie o długości 477 m i następnie po przerwie 3-letniej molo wschodnie długości 270 m. Tak więc z portu - schronu o powierzchni 3 ha, łącznej długości molo 440 m, powstał port rybacki o powierzchni około 10,5 ha i długości molo 1180 m, przy



Rys. 6. Nowe molo zachodnie w porcie w Helu.

zasypano zewnętrzne powierzchnie poza palisadami, formując nowy ład, umacniając przez to zagrożone miejsca półwyspu. Wtedy dopiero celem osłonięcia portu zbudowano krótkie tamy kamienne na materacach faszynowych, zakończone 2-ma głowicami drewnianymi, wypełnionymi kamieniem (tzw. kaszyce), z częścią nadwodną kamienno-betonową. W ten sposób otrzymano port o powierzchni 8 ha, długości nabrzeży około 160 m, o głębokości od 2 do 4,5 m, połączony z większymi głębokościami zatoki kana-

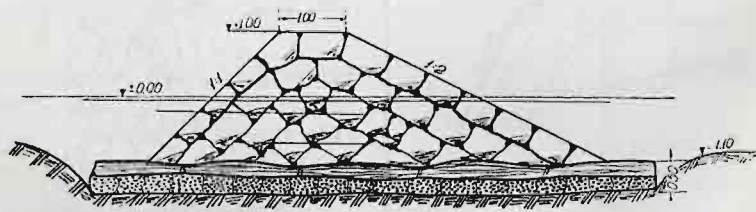
łem szerokości 60 m, długości 900 m, przy głębokościach 5 m, zaopatrzoną przy końcu w latarnię wejściową. W roku 1937 zostało wykonane nabrzeże wschodnie oraz zarefulewano tereny przeznaczone



Rys. 7. Plan portu w Jastarni.

dla ośrodka i sportu jachtowego. Program rozbudowy portu przewiduje na najbliższe lata budowę nabrzeży na łączną długość z już wykonanymi 600 m,

wa, Chałup i Kuźnicy. Centralne położenie Wielkiej Wsi, bliskość kolei i drogi bitej, mały stosunkowo ruch piasku, sąsiedztwo terenów podatnych do zabudowy, — były to czynniki wpływające na usytuowanie portu. Podjęte w latach 1929—30, na wniosek Instytutu Rybackiego, studia znalazły swe wcielenie, po powtórnym opracowaniu szczegółowego projektu, w podpisaniu dnia 28 grudnia 1935 r. umowy z Konsorcjum Francusko-Polskim na wykonanie budowy z przewidzianym 2-letnim terminem ukończenia. Mimo bardzo trudnych warunków, stałej walki z wzbudzonymi falami Bałtyku, zostały wydarte morzu 14,5 ha przestrzeni wodnej, ograniczonej 2-ma molami w formie trapezu, posadowionymi u nasady Półwyspu Helskiego. Konstrukcje zewnętrzne portu składają się z 2 molo: Zachodniego, łukowego o długości 762 m i Wschodniego, prawie prostokątnego do brzegu o długości 320 m. Jako odgałęzienie od molo Zachodniego, równoległe do brzegu, przechodzi na długości 190 m molo Wewnętrzne, dzielące port na 2 części: avant-port i zasadniczy basen, zabezpieczając go swoją konstrukcją od fal przenikających przez wejście do portu. Wejście do portu, równoległe do brzegu, jako do kierunku najrzadziej wiejących wiatrów, osłonięte od fal z otwartego morza przez końcowy 100-metrowej długości odcinek molo Zachodniego, daje gwarancję najłatwiejszego w miejscowych warunkach wjazdu do portu. Wewnątrz basenu znajdują się dwa drewniane pomosty: Żegluga o długości 120 m i Rybacki o długości 100 m. Brzeg po wschodniej stronie portu, jako najczęściej narażony na ataki fal, został zabezpieczony betonowym umocnieniem na długości 250 m. Bocznica kolejowa i mijanka o łącznej długości 1845 m, wystarczą zapewne na okres najbliższych lat. Droga dojazdowa, idąca jako odgałęzienie szosy Gdynia—Hel łączy się z drogą portową, rozwiązując problem ruchu kołowego na terenie portu. Wyrównane tereny lądowe o powierzchni 22 ha czekają na projektowaną w latach najbliższych budowę magazynów, chłodni, wędzarni i zakładów rybno-przetwórczych.



Rys. 8. Tamy kamienne w porcie w Jastarni.

dróg portowych około 1600 mb. oraz bocznic kolejowej.

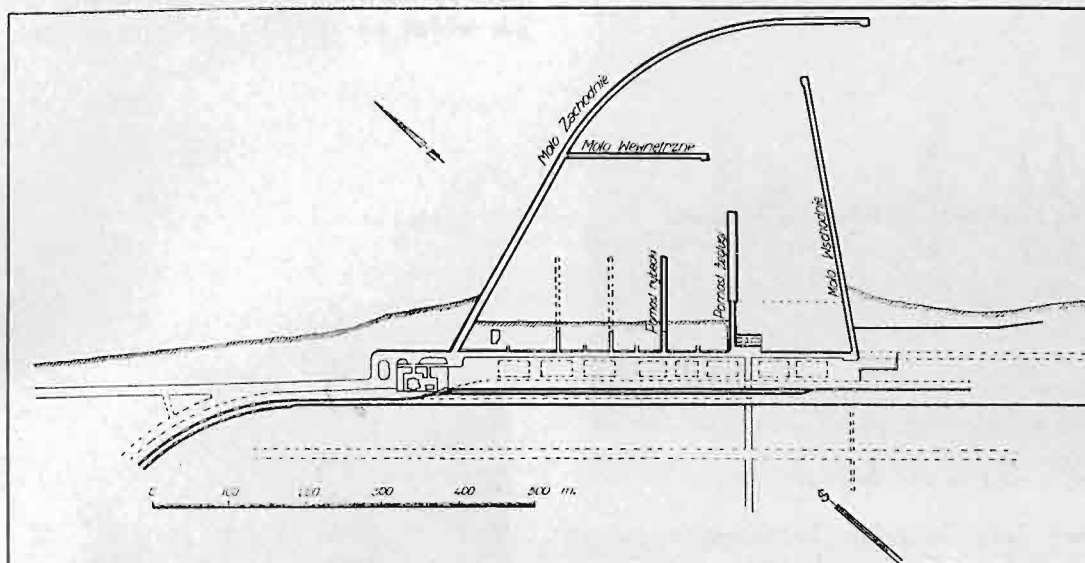
#### PORT WŁADYSŁAWOWO.

Najmłodszym portem naszego wybrzeża, ukończonym w listopadzie 1937 r. jest port w Wielkiej Wsi. Co się złożyło na powstanie tego portu i posadowienie go w tym miejscu? Stale dający się odczuwać brak bazy wypadowej dla połowów na wspólnych wodach, brak na odcinku 70 km długości brzegu otwartego morza schronu dla kutrów podczas sztormu, brak podwaliny pod warsztat pracy dla rybaków z Karwi, Chałupowa, Wielkiej Wsi, Swarzew-

Molo Zachodnie i Wschodnie. W pierwszym etapie budowy zostały zabite pale pionowe; wiążąc je otrzymano tor dla kafarów, bijących pale ukośne o nachyleniu 5:1 tzw. palisady, które grają rolę zasadniczej nośnej konstrukcji dla betonowej części molo. Wnętrze molo przedzielone po swej osi zakładaną ścianką drewnianą o grubości 6,5 cm, zostało zapełnione kamieniem, zabezpieczonym od osiadania materacami faszynowymi. Po stronie zewnętrznej i częściowo wewnętrznej portu, mola zostały zabezpieczone od działania fal przez narzuty kamienne na materacach. Kamień zatopiony tak wewnątrz jak i zewnątrz molo daje potrzebną

sztywność drewnianej konstrukcji nośnej, przyspabiając ją wystarczająco do dźwigania dużej masy betonów części nadwodnej. Na wyrównanej powierzchni zapełniającego molo kamienia, została za-

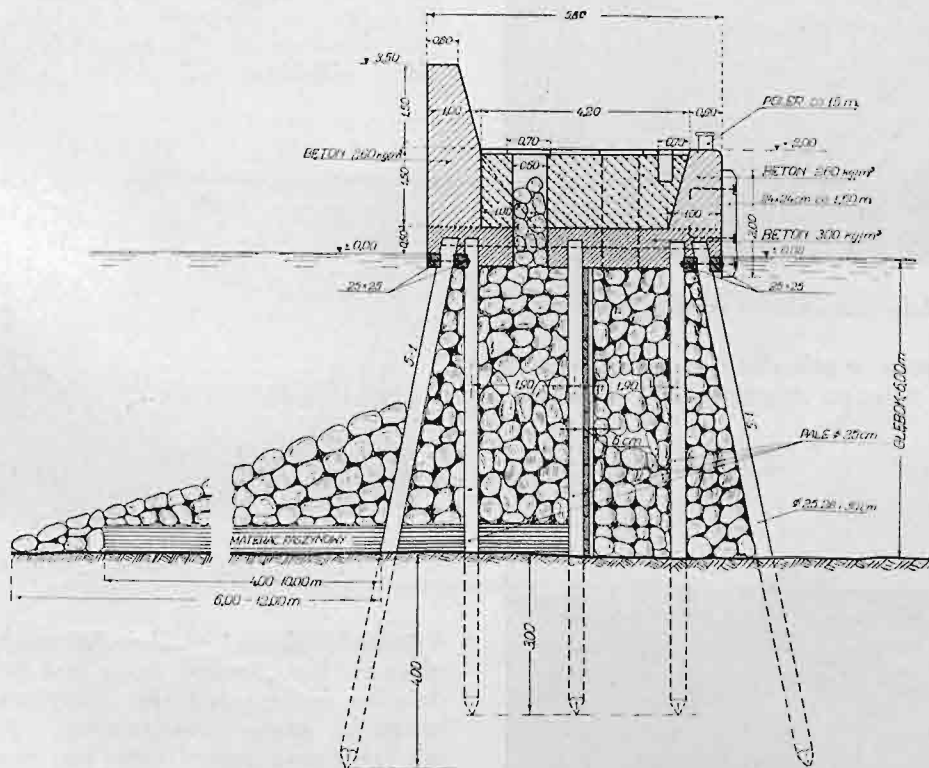
nymi prętami żelazo-betonowe parapety o zawartości cementu  $260 \text{ kg/m}^3$  betonu, z których zewnętrzny sięga do poziomu  $+3,5 \text{ m}$ , wewnętrzny zaś do  $+2,0 \text{ m}$ , usztywnione między sobą belkami żelazo-



Rys. 9. Plan portu „Władysławowo”.

betonowana płyta o zawartości cementu  $300 \text{ kg/m}^3$  betonu o szerokości  $5,80 \text{ m}$ , grubości  $0,50 \text{ m}$  silnie zbrojona z wypuszczonymi prętami do powiązania z parapetami. W płycie pozostawiono otwory pro-

betonowymi, nadają molo zasadniczy kształt i służą jako forma dla chudego betonu o średniej zawartości  $120 \text{ kg cementu/m}^3$  betonu, wypełniającego wewnątrz części nadwodnej molo. W chudym be-

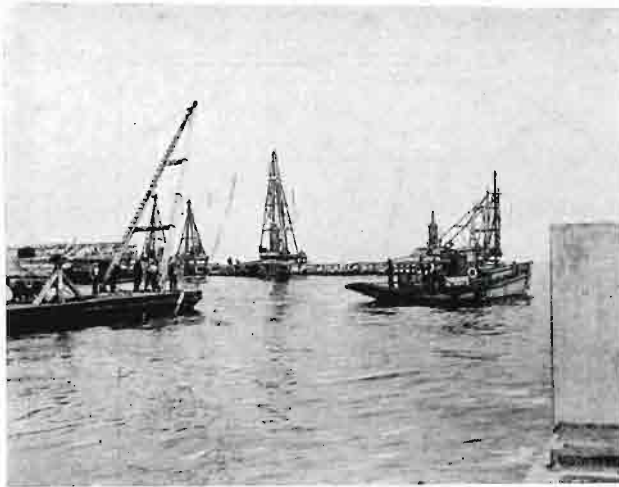


Rys. 10. Przekrój poprzeczny molo zachodniego i wschodniego.

stokątne o przekroju  $0,60 \times 0,60 \text{ m}$ , ustawione w szachownicę, co  $2 \text{ m}$  wzdłuż molo; otwory te mają dać możliwość dopełnienia przez nie kamienia w wypadku jego osiadania. Związane z płytą wspomnianą

zostały wyrobione studzienki nad pozostawionymi w płycie otworami. Powierzchnia chudego betonu służąca jako chodnik została wyrobiona na sposób płyt chodnikowych tj. przez groszkowanie.

Studzienki zakryte zostały pokrywami żelazo-betonowymi. Na głowicy moła zachodniego ustawio-



Rys. 11. Kafary.

no wejściową latarnię żelazo-betonową sięgającą wysokości + 15,0 m. Całkowicie wykończone moła



Rys. 12. Moła zachodnie — część podwodna.

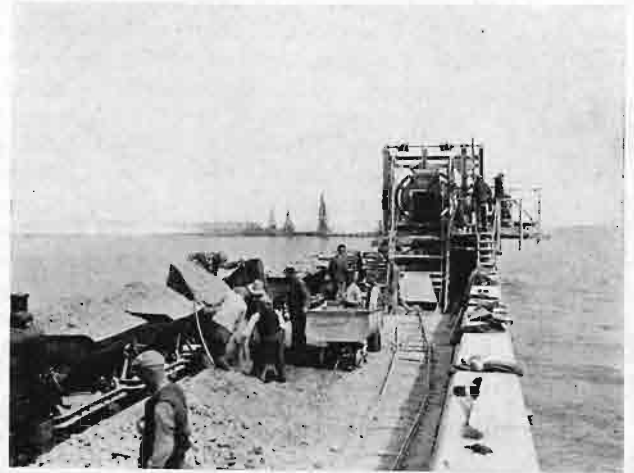
zostały wyposażone w schodki o stopniach granitowych, drabinki żelazne zewnętrzne i wewnętrzne



Rys. 13. Moła zachodnie — część nadwodna (gotowe parapety).

oraz w polery żeliwne, rozstawione co 14 i 21 m. Moła od strony portu opatrzone są pionowymi, drewnianymi odbojnicami o rozstawie 1,5 m.

M o ł o W e w n ę t r z n e konstrukcyjnie mało się różni od moła zachodniego i wschodniego; jak widać na rysunku jest ono węższe. Obydwa



Rys. 14. Betonowanie moła wschodniego — wypełnianie chudym betonem przestrzeni pomiędzy parapetami.

parapety sięgają równego poziomu + 2 m. Dolna żelazobetonowa płyta została wykonana bez pozostawienia otworów, gdyż ze względu na małe falowanie w porcie, można się spodziewać, że osiadania narzutów kamiennych nie będzie, zbędne więc jest i ich dopełnianie. Wnętrze betonów zostało zapełnione piaskiem, na którym zabetonowano płytę

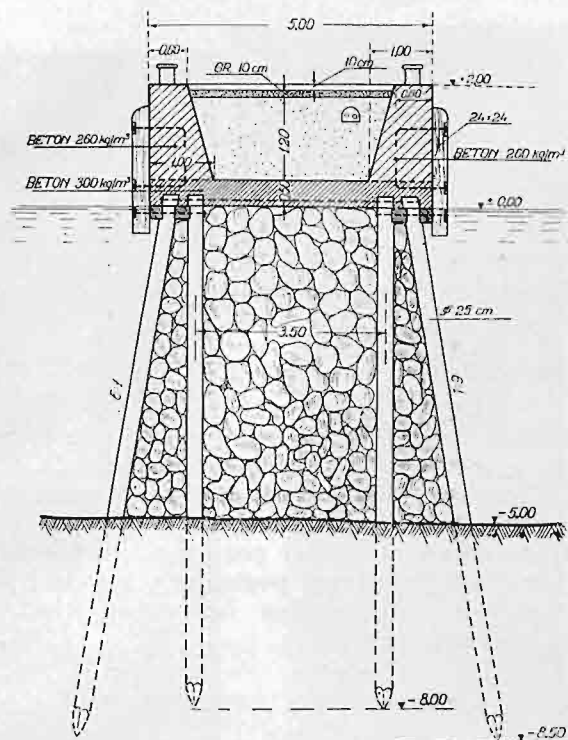


Rys. 15. Zakończenie moła zachodniego.

o grubości 20 cm i na niej ułożono bruk z kostki granitowej. Na głowicy moła jest przygotowana studzienka dla mareografu, który ma być już w najkrótszym czasie zmontowany. Moła wewnętrzne tak jak i inne zaopatrzone jest w schodki, drabinki i polery.

P o m o s t Ż e g ł u g i o konstrukcji całkowicie drewnianej, składającej się z 2 części; pomostu o szerokości 9 m, na 4-ch rzędach pali pionowych, wzmocnionych palami ukośnymi, powiązanych kleszczami podłużnymi i poprzecznymi z pokładem z desek nieheblowanych, oraz niezależnej ramy

odbojowej z pali pionowych i ukośnych, związanych podłużnicami. Co 6 m wyciągnięte ponad pokład pionowe pale wyrobione są jako polery. Rama od-



Rys. 16. Przekrój poprzeczny moła wewnętrznego.

bojowa na całej swej długości, opierzona jest co 3 m belkami odbojowymi. Według pierwotnego projektu pomiędzy moła wschodnim, a pomostem że-

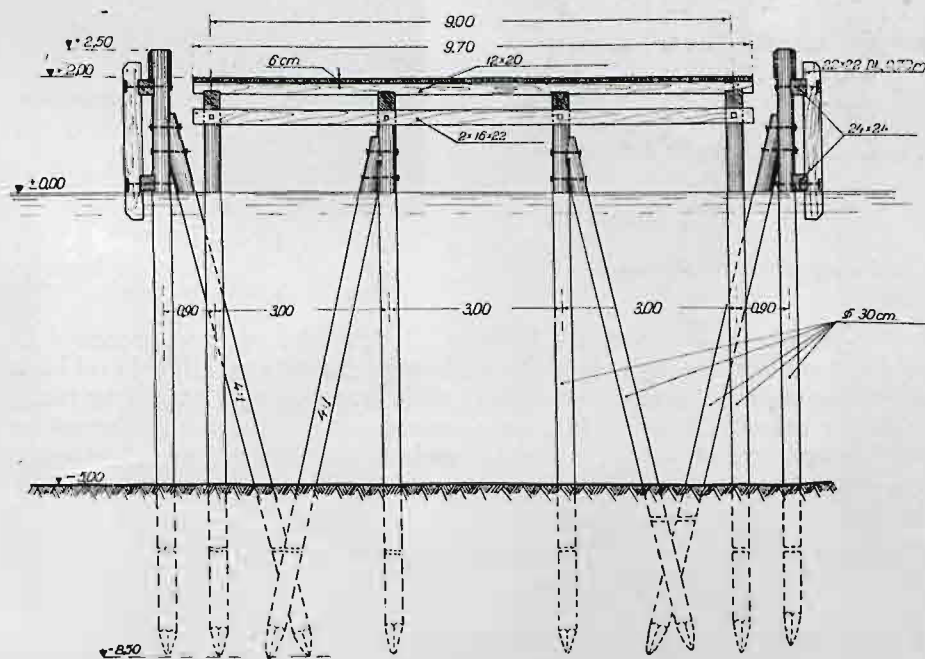
Żeglugi z brzegiem; rolę tę spełnia tzw. przedpomost o konstrukcji drewnianej, szerokości 6 m i długości 40,5 m. Użytkowa głębokość przy pomoście wynosi około 5 m.



Rys. 17. Połączenie moła wewnętrznego z moła zachodnim.

Pomost Rybacki również o konstrukcji drewnianej na 3-ch rzędach pali pionowych i ukośnych, nie posiada osobnej ramy odbojowej; opierzenie odbojowe z desek grubości 8 cm przytwierdzone jest bezpośrednio do konstrukcji pomostu. Szerokość pomostu równa 5 m przy poziomie pokładu  $\pm 1,50$  m, o głębokości użytkowej 4 m.

Umocnienie brzegu. Jak już wspominałem, brzeg po stronie wschodniej portu umoc-



Rys. 18. Przekrój pomostu żeglugi.

glugi miało przechodzić nabrzeże, ponieważ jednak projektuje się teraz wykonanie w tym miejscu stoczni i slipu, zaniechano budowy nabrzeża, co spowodowało konieczność stworzenia połączenia pomostu

niony jest murem oporowym, o wysokości 2,5 m, posadowionym na ścianie szczelnej i jednym szeregu pali pionowych. Od strony morza, konstrukcja zabezpieczona jest narzutami kamiennymi.

Ruch piasku. Wspomnę teraz krótko o ruchu piasku przy porcie. Charakterystyczną cechą dla naszego wybrzeża jest przewaga wiatrów

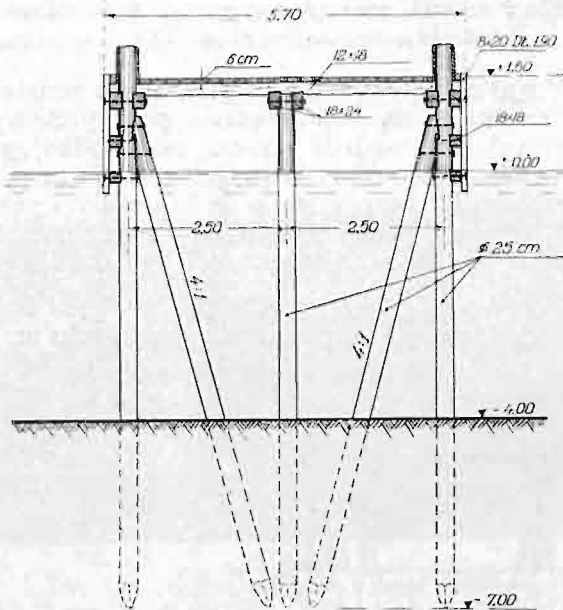
gdyż brak nowych budowli nie zakłócił istniejącej do pewnego stopnia równowagi, porównany z pomiarem jesiennym z 1936 r. (rys. 25) uwidoczni nam



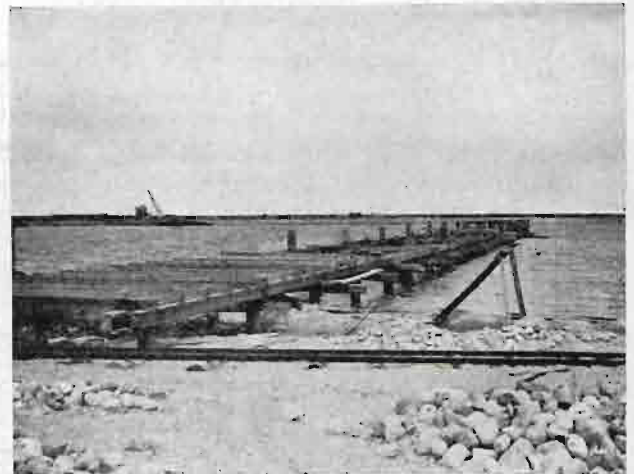
Rys. 19. Pomost żeglugi w budowie.

wiejących z kierunku półn.-zach. w okresie letnim i jesiennym oraz połudn.-wsch. w zimowym i wiosennym. Jako średnią roczną otrzymujemy bezwzględną nadwyżkę wiatrów z kierunku półn.-zach.

utworzenie się pogłębienia równoległego do brzegu, a kończącego się na łuku moła Zachodniego (rys. 26); zabrany z pogłębionego miejsca piasek został odłożony na czole wykonanego w tym roku części moła Zachodniego. Dalej poza moła Wschodnim widzimy dużą przestrzeń pogłębioną, z której piasek przesunął się wzdłuż brzegu w kierunku połudn.-wschodnim.



Rys. 20. Przekrój pomostu rybackiego.



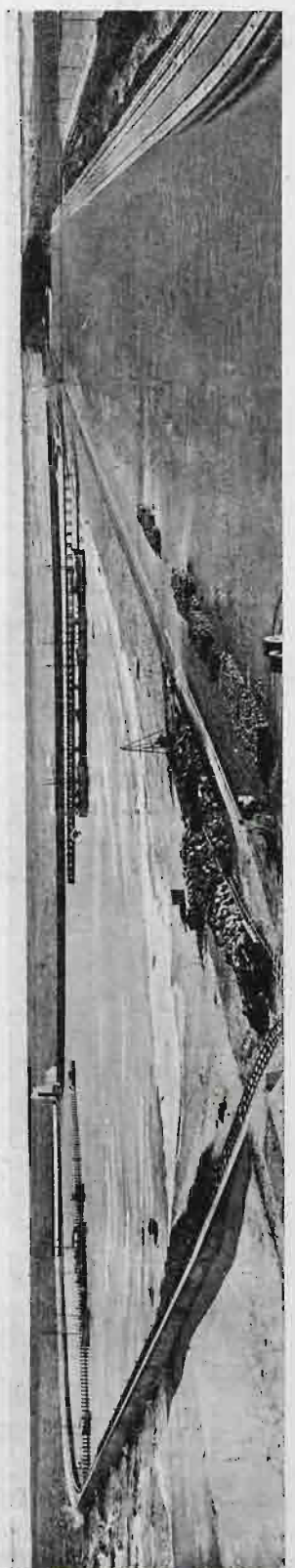
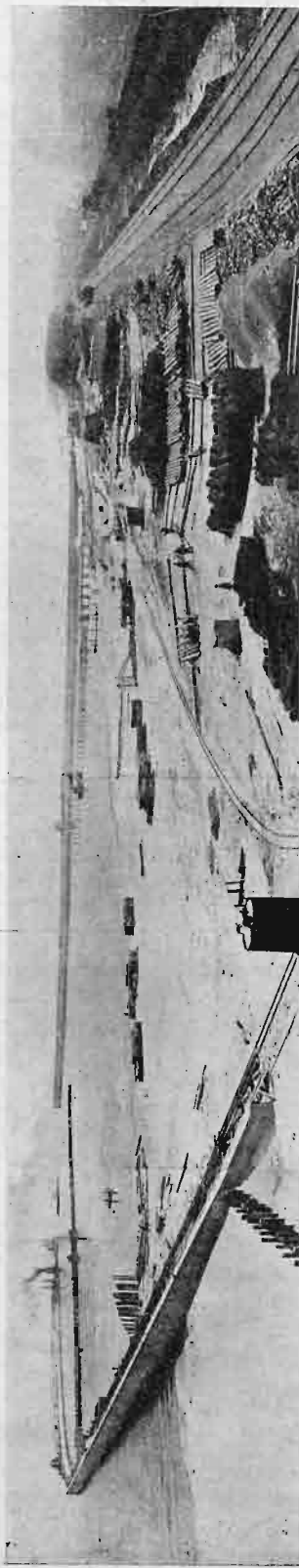
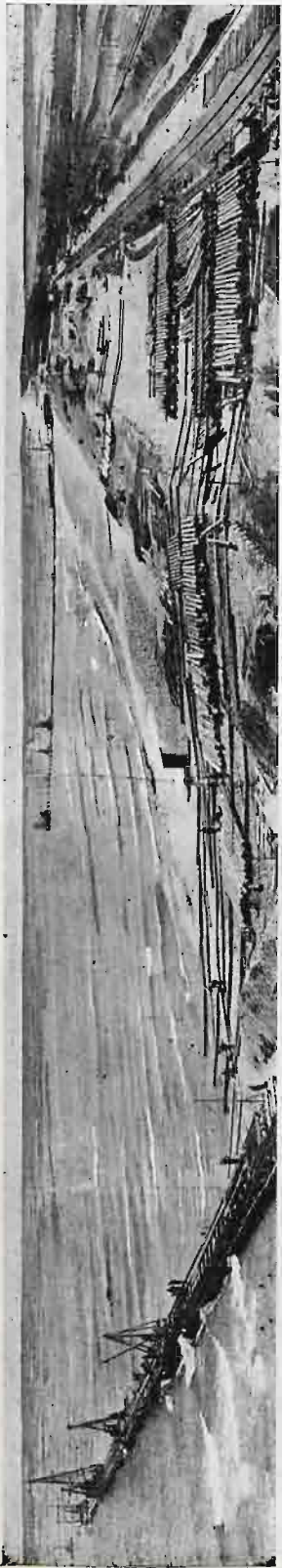
Rys. 21. Pomost rybacki w budowie.

Porównanie pomiarów głębokości w czasie od 1935 do 1937 r. pozwoli dojsć do wyznaczenia pogłębionych i zasypanych miejsc sąsiadujących bezpośrednio z portem. Sondaż z roku 1935 (rys. 24), wykonany jeszcze przed rozpoczęciem budowy portu, który można przyjąć jako pomiar wiosenny z 1936 r.,

Postaram się wytłumaczyć te zmiany. Wzdłuż brzegu morskiego zależnie od kierunku wiatru powstaje poprzeczny i podłużny ruch piasku. Linia dna morskiego na przekroju prostopadłym do brzegu układa się falisto; idąc od brzegu mamy na odcinku pewnej długości, zależnej od lokalnych warunków



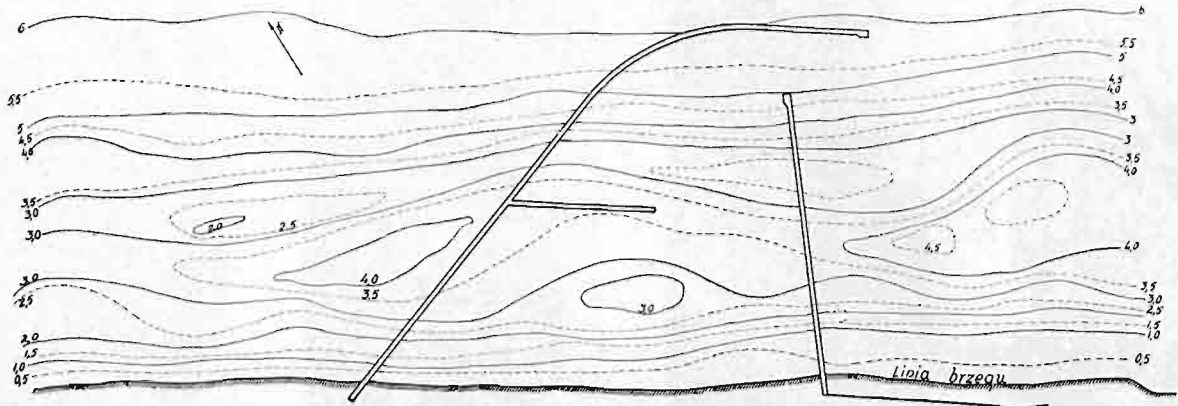
Rys. 22. Brzeg Bałtyku przed budową portu.



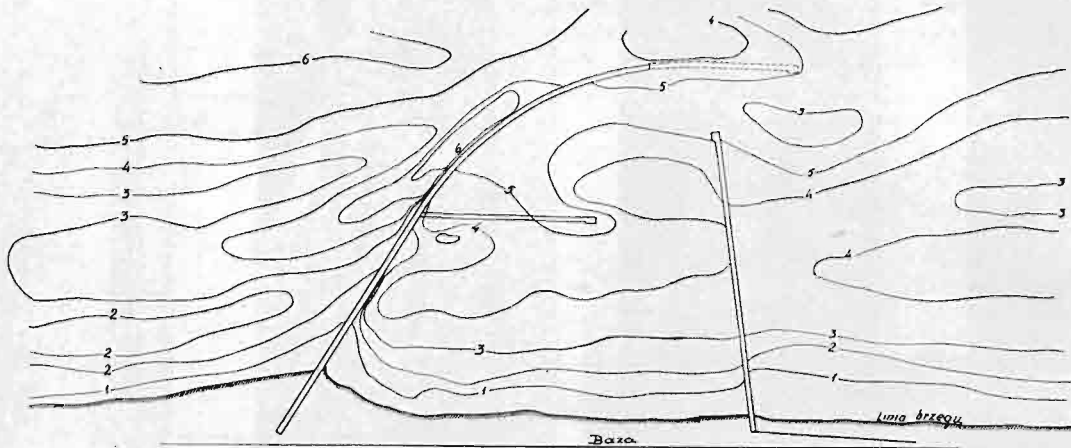
Rys. 23. Poszczególne fazy budowy portu „Władysławowo”.

pogłębienie, następnie dno się podnosi, formując pas płytszy, tworzący 1-szą linię łamania się fal, potem znów pogłębienie i spłylenie, dające 2-gą linię załamania. Przy wiatrach z kierunków bliższych do prostopadłych do brzegu mamy ruch piasku też w tym kierunku o pewnej ustalonej równo-

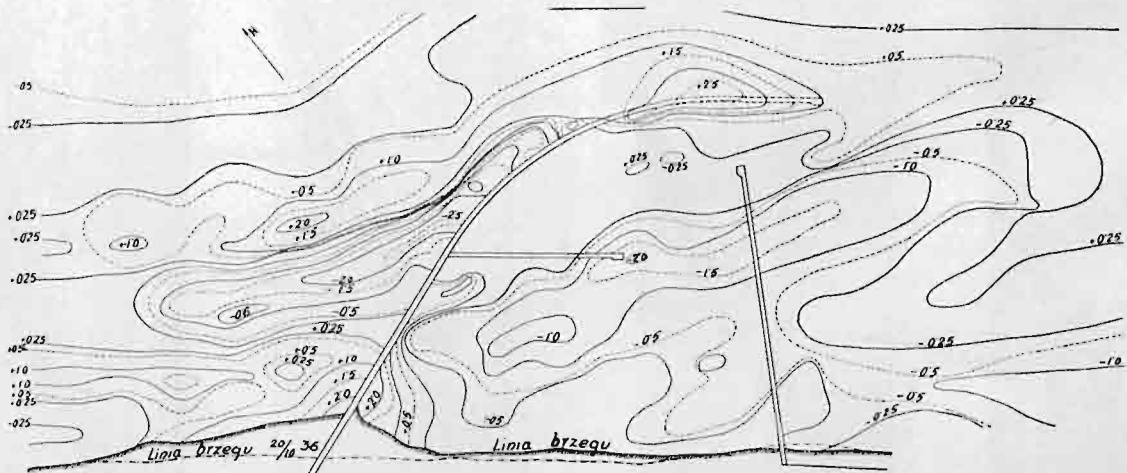
dłym mamy także poruszanie się piasku, w kierunku zaś równoległym — przesunięcie go wzdłuż brzegu. Tak zaczyna się wędrówka piasku na naszym odcinku wybrzeża od granicy niemieckiej do końca półwyspu Helskiego; piasek, tracąc tu swe oparcie o brzeg, osadza się, co da się dokładnie



Rys. 24. Sondaż z lipca 1935 r. (przed budową portu).



Rys. 25. Sondaż z października 1936 r.



Rys. 26. Wykres zmian głębokości dna w okresie od lipca 1935 r. do października 1936 r.

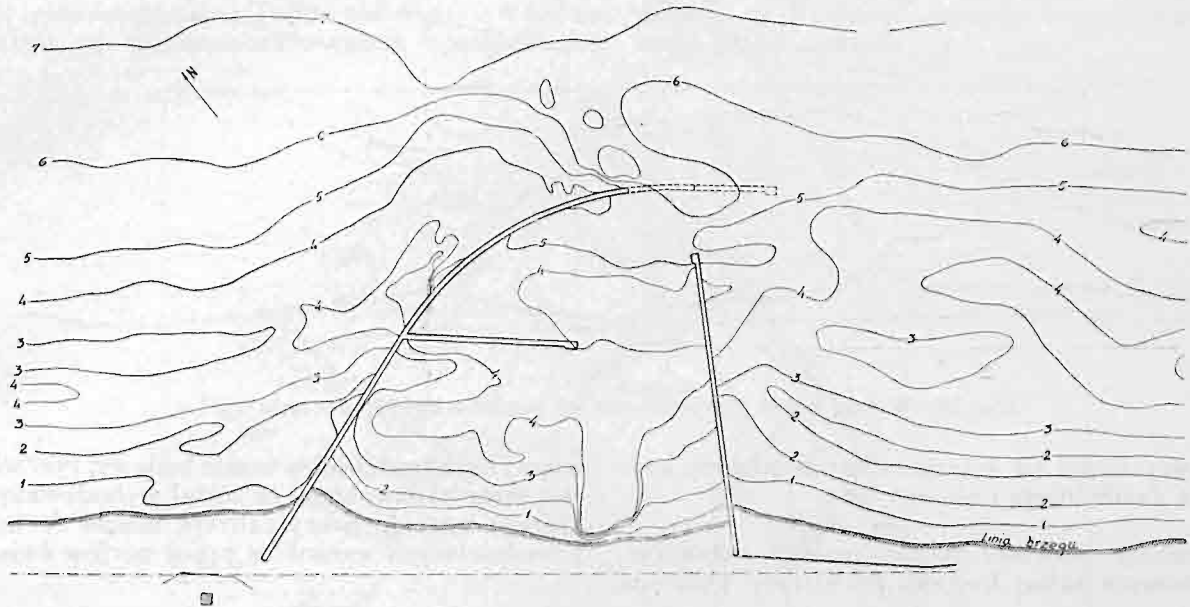
wadze; fale łamiąc się na wspomnianych spłyleniach powiększają istniejące pogłębienia, przesuwając piasek wzdłuż swego ruchu. Jeśli natomiast wieje wiatr pod kątem dość ostrym do linii brzegu, pracę jego możemy rozłożyć na pracę w 2-ch kierunkach: prostopadłym i równoległym do brzegu. Jako efekt włożonej pracy w kierunku prostopa-

zauważyć w stałym przyroście długości półwyspu i kształcie jego zakończenia. Porównyując te teoretyczne wywody z efektem pracy wiatru przy naszym porcie, znajdziemy ich całkowite potwierdzenie. Wskutek zatem przewagi wiatrów z kierunku półn.-zach. następuje ruch piasku też w tym kierunku i, napotykając zaporę w postaci moła Zachod-



niego, zaczyna się u jego nasady osadzać, co wyraża się w przyroście brzegu. Lokalne pogłębienie na łuku molo powodowane jest łamaniem się fal i tworzeniem wirów, wyrrywających dno w tym miejscu. Cały transport piasku, zubożały o odłożoną część piasku u nasady molo, przesuwa się wzdłuż jego łagodnej linii; tracąc oparcie o molo, częściowo się osadza, reszta zaś łagodnie powraca do swej

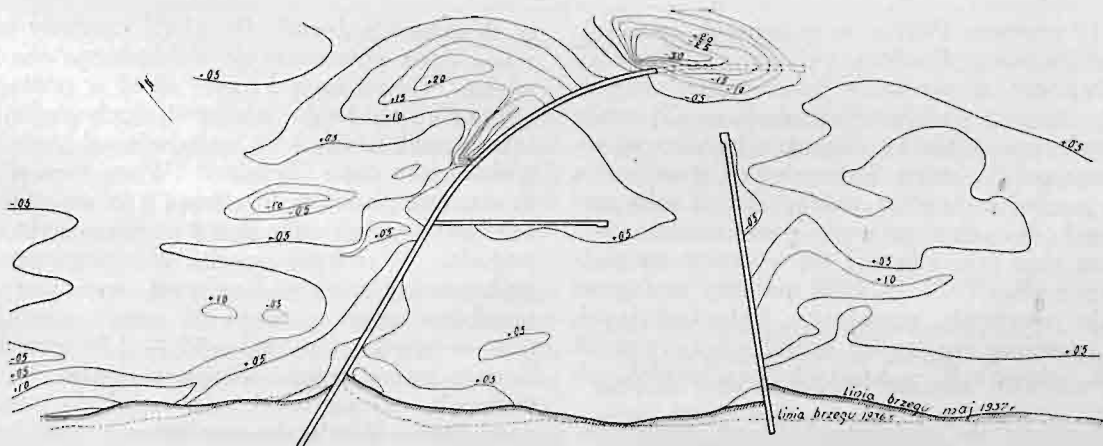
tymczasowego zakończenia molo Zachodniego fale, rozbijając się pracowały bardzo silnie, wybijając duże lokalne pogłębienie (rys. 28), które nie mogło się wyrównać, gdyż molo Wschodnie, jak już wspomniałem, cały idący piasek zatrzymało. Wyrwany przy zakończeniu molo Zachodniego, piasek posuwa się w kierunku zachodnim, tracąc oparcie o molo, osadza się na jego łuku. Przestrzeń po stronie za-



Rys. 27. Sondaż z maja 1937 r.

pierwotnej drogi przy brzegu. Część dna po stronie wschodniej portu, pozbawiona napływającego z zachodu piasku, a narażona na działanie fal, przesuwanego dalej materiał dna, musi zostać pogłębiona, co też potwierdzają wykonane sondaże.

chodniej portu podlega działaniu fal jak uprzednio część wschodnia, tj. pogłębieniu, następuje to tylko w stopniu znacznie mniejszym, gdyż siła przesuwania, jak i łagodny kształt molo wpływają wybitnie na jego zmniejszenie.



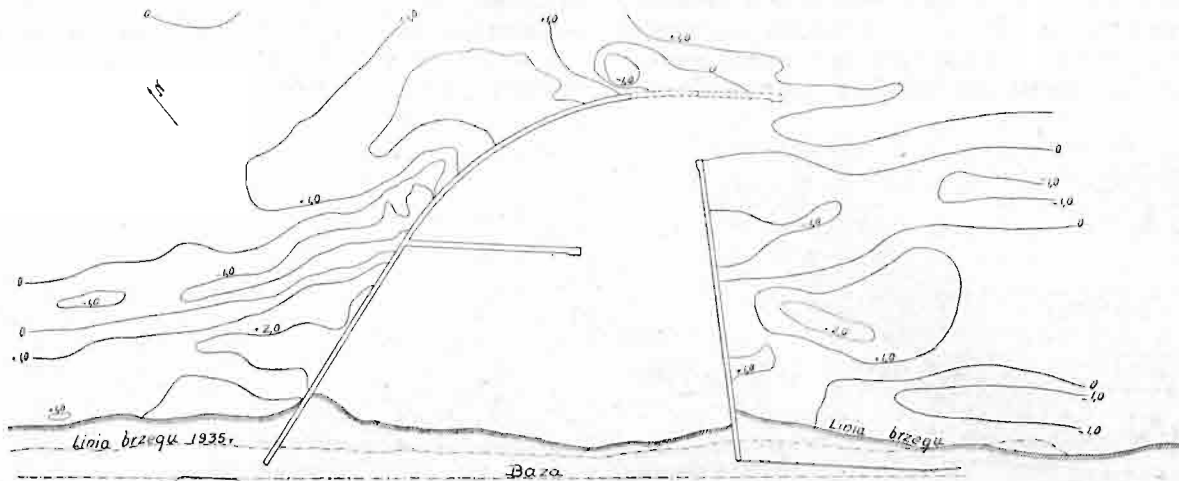
Rys. 28. Wykres zmian głębokości dna w okresie od października 1936 r. do maja 1937 r.

Rozpatrzmy teraz okres zimowy i wiosenny 1936—37 r. Wiatry z kierunku połud.-wsch. jednak o dużo mniejszej wypadkowej sile niż wiatry z kierunku półn.-zach. w okresie letnim i jesiennym, przesuwały piasek w kierunku półn.-zach. Zapora, w postaci molo Wschodniego, nie mającego łagodnej linii opływu jak molo Zachodnie, zatrzymuje ten cały niewielki transport piasku, osadzając go równomiernie na całej przestrzeni przed molo, poszerzając wydatnie plażę u jego nasady. Około miejsca

Sumując pogłębienia z tych 2-ch okresów dojdziemy do przybliżonego obrazu całkowitego rocznego ruchu piasku, zaznaczam przybliżonego, ponieważ w okresie tym mola zewnętrzne portu były w trakcie budowy, ukończenie ich zmieni bezwzględnie w niektórych miejscach warunki ruchu; będą to jednak dalsze i długotrwałe spostrzeżenia, na których to podstawie będzie można dokładnie określić i wyliczyć ruch piasku w okolicach portu. Rok miniony dał nam silny przyrost brzegu z obu stron

i wewnątrz portu, równomierne na większej przestrzeni pogłębienia po stronie wschodniej, grożące nawet brzegowi w odległości około 300 m poza molo Wschodnim oraz lokalne pogłębienia spowodowane

gdyby nie, jak już przed tym wspomniałem, ogromnie trudne warunki pracy. Nie zawsze można było zabezpieczyć przed zbliżającą się burzą wykonane tak części budowli jak i sprzęt techniczny. Czym



Rys. 29. Wykres zmian głębokości dna od początku budowy do maja 1937 r.

wane tworzącymi się wirami odbitych fal przy końcu mola Zachodniego i na jego łuku.

Kończąc niniejszy referat, należy zaznaczyć, że wykonanie samej budowli nie byłoby trudnym,

więcej było trudności w czasie budowy, tym większe jest teraz zadowolenie, że został wybudowany port, którego warunki pracy zaliczyć można do jednych z trudniejszych warunków pracy portów świata.

### Inż. Julian Lambor

## Największe przepływy w dorzeczu górnego Dniestru przy małych zlewniach.

Dnia 13 czerwca 1937 r. w godzinach popołudniowych miejscowość Rozłucz, położona w dorzeczu górnego Dniestru w powiecie turczańskim wojew. lwowskiego, wraz z najbliższymi okolicami, została nawiedzona przez nawalny deszcz o bardzo wysokiej intensywności, który spowodował gwałtowne wezbranie potoków górskich, pociągając za sobą zniszczenie i szkody. Poziom wody przekroczył o kilkanaście cm stan jaki zdarzył się w czasie pamiętnej powodzi z roku 1927. Dzięki małemu zasięgowi powódź nie przybrała rozmiarów katastrofalnych i głośniejszych, pomimo znacznych szkód wyrządzonych w płonach, obiektach, zakładach przemysłowych itp.

Zasięg opadu nie wiele przekroczył powierzchnię 100 km<sup>2</sup>, a największa jego intensywność przypadła na miejscowość Rozłucz, częściowo Wołosiankę i najbliższe okolice, to jest dorzecze potoku Jasioniczanki (prawobrzeżny dopływ górnego Dniestru w km 471), z jego górnymi dopływami, jak potok Rozłuczanka, pot. Stary i źródła Jasioniczanki, a częściowo tylko objął dorzecze pot. Jaworzanki (dopływ górnego Stryja). Jest to typowo górskie dorzecze, charakterystyczne dla dopływów górnego Dniestru i górnej Wisły.

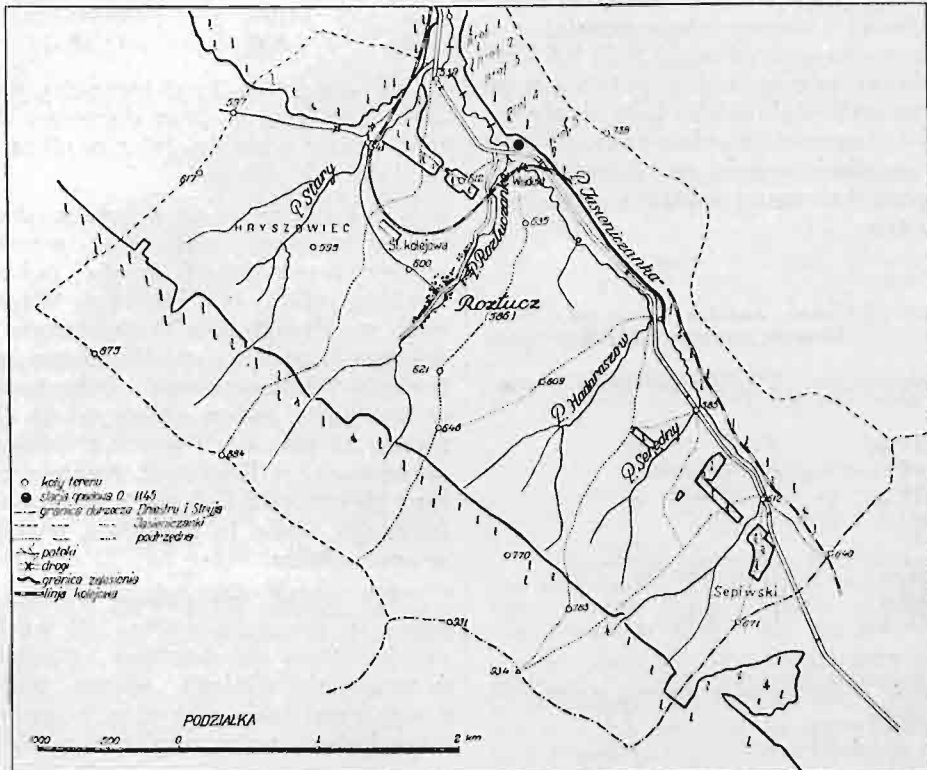
Dzięki temu, że na terenie największej intensywności opadu, w samym Rozłucz, znajduje się stacja ombrometryczna Instytutu Hydrograficznego

w Warszawie (symb. 0—1145), zostały zarejestrowane dane potrzebne do dokładnego zbadania zjawiska. Gwałtowny i nagły opad w postaci deszczu z gradem, którego wielkość dochodziła gołębiego jaja, trwał krótko, bo zaledwie od godz. 14,15 do godz. 14,50 czyli 35 minut. Poza tym w tym dniu deszcz nie padał w Rozłucz i za wyjątkiem opisanej burzy, przez cały dzień utrzymywała się piękna pogoda. Wysokość opadu, obserwowana na stacji ombrometrycznej w Rozłucz, wynosiła 69,7 mm; opad ten spadł w ciągu 35 minut, czyli intensywność wynosiła  $i = 69,7 : 35 = 1,99$  mm na minutę. Jest to intensywność leżąca w strefie deszczów nawalnych. Grad leżał miejscami do rana następnego dnia. Wezbrane gwałtownie wody potoku Jasioniczanki z dopływami zerwały szereg mostów i kładek, rozerwały zaporę z kamienia łamanego na zaprawie cementowej na pot. Jasioniczanka w Rozłucz, stanowiącą początek korekcji progowej, która uległa zniszczeniu, wyrządziły szereg szkód w urządzeniach piętrzących wodę, tartakach, przybrzeżnych gruntach itd. Wysokość szkód nie została oficjalnie ustalona. Całe zjawisko, tak opad jak i wezbranie miały przebieg niesłychanie gwałtowny i krótkotrwały.

W krytycznym dniu utrzymywała się piękna słoneczna pogoda, a w godzinach popołudniowych przechodziły nad okolicą krótkotrwałe burze, gdzie-

niegdzie i w nocy padał krótko drobny deszcz o minimalnym zresztą opadzie. O rozkładzie opadu świadczy dobowy opad sąsiednich stacji ombrometrycznych, gdzie zanotowano: na stacji Strzyłki, położonej na północ od Rozłucza w odległości 10 km w linii powietrznej, 2,9 mm, przy czym deszcz padał intensywnie od godz. 15,05 do godz. 15,40, a więc również 35 minut, ale o znacznie mniejszej intensywności, ponadto padał drobny deszcz w nocy; na stacji ombrometrycznej Turka, położonej o 9 km na południe od Rozłucza zanotowano opad dobowy

Bawarii, Horąka dla Moraw i Hellmana dla Niemiec, waha się od 1,9 do 2,8 mm/min. Zatem obserwowane w Rozłuczu natężenie  $i = 1,99$  mm/min., odpowiada tym wartościom deszczów nawalnych, ale nie jest tak wysokie, żeby nie mogło być przekroczone w pewnym okresie obserwacji. W dniu 15 września 1872 w Marsylii spadło w ciągu 2-ch godzin 240 mm opadu, zatem o intensywności 2,0 mm/min., czyli przekraczającej intensywność deszczu w Rozłuczu, pomimo czterokrotnie dłuższego czasu trwania.



Rys. 1. Dorzecze potoku Jasieniczanki.

13,3 mm (popołudniu burza); na stacji Bystrzyca odległej o 16 km na wschód od Rozłucza mamy opad 2,4 mm (popołudniu i w nocy); wreszcie na stacji Wołcze odległej o 6 km na zachód od Rozłucza dobowy opad wynosił 10,0 mm. Średni opad w okolicy wynosił 5,4 mm w ciągu doby.

Według oświadczenia miejscowych świadków, a przede wszystkim obserwatora stacji ombrometrycznej w Rozłuczu, deszcz padał tylko w ciągu zanotowanych 35-ciu minut w ciągu których spadło 69,7 mm.

Pomiędzy czasem trwania deszczu nawalnego a natężeniem zachodzi według Hellmana związek kształtu:

$$i = a + \frac{b}{\sqrt{t}}$$

który dla czasu trwania 35 min. daje według prof. A. Rożańskiego dla b. Galicji:

$$i = 0,3648 + \frac{5,1427}{\sqrt{t}} = 1,57 \text{ mm/min.}$$

a według wykresów podanych przez Spechta dla

Na podstawie obserwacji bawarskich opublikowanych przez Haeusera i obserwacji Dr. Horąka dla Moraw podaje prof. Rożański formułę na związek między maksymalnym natężeniem deszczu nawalnego a obszarem przez niego zajęтым, kształtu:

$$(5 - i)^3 = 0,2 A$$

czyli dla obserwowanego natężenia  $i = 1,99$  mm/min. wypada powierzchnia zasięgu  $A = 136,35$  km<sup>2</sup>. Ponieważ jednak wyżej podana formuła przedstawia obwiednię największych obszarów, wynik daje przypuszczalnie największą powierzchnię zasięgu, jaka przy tej intensywności może się zdarzyć.

Z rozważań tych wynika, że obserwowany deszcz nawalny może służyć za podstawę do określenia największej wielkiej wody dla tego dorzecza. To też po opadnięciu wezbrania Państwowy Zarząd Wodny w Stryju utrwalił w wybranych charakterystycznych przekrojach ślady kulminacyjnego stanu wody i lokalny spadek zwierciadła, co umożliwiło względnie dokładne określenie przepływu, na jakie pozwala obliczenie z pomierzonego przekroju i spadku, tak że wyniki tych obserwacji mogą stanowić ważny przyczynek do określenia największej

wielkiej wody naszych górskich potoków, wzbogacając szczypty materiału jaki do studiów w tej dziedzinie posiadamy. W dorzeczu potoku Jasieniczanki nie mamy zupełnie wodowskazów, a najbliższy wodowskaz przez który fala wezbrania przeszła założony w Strzyżkach na Dniestrze w km 469 nie może dać materiału interesującego, gdyż dorzecze tutaj jest już przeszło 20 razy większe.

Przekroje poprzeczne dla obliczenia przepływu katastrofalnej wielkiej wody obrano między km 9 a 12 pot. Jasieniczanka, to jest w miejscu gdzie dorzecze potoku posiadało rozkład opadu jednostajny o największej i znanej intensywności; powierzchnia tego dorzecza wynosi od 15,8 do 8,6 km<sup>2</sup>. Jeden przekrój obrano poniżej ujścia pot. Stary do pot. Jabłonki, trzy powyżej ujścia tego dopływu, a jeden powyżej ujścia pot. Rozłuczanka. Otrzymane wyniki po wyeliminowaniu przekrojów zdeformowanych zaporą kamienną i jazem, przedstawiają się następująco.

#### Przekrój 1.

W km 9.750 pot. Jabłonka, poniżej ujścia pot. Stary. Powierzchnia dorzecza (obliczona z mapy 1:25.000) wynosi  $A = 15,8 \text{ km}^2$ .

Powierzchnie poszczególnych części przekroju poprzecznego potoku:

$$\begin{array}{ll} F_1 = 32,78 \text{ m}^2 & F_4 = 2,52 \text{ m}^2 \\ F_2 = 6,44 \text{ ,,} & F_5 = 14,48 \text{ ,,} \\ F_3 = 1,19 \text{ ,,} & F_6 = 3,99 \text{ ,,} \end{array}$$

średnie głębokości:

$$\begin{array}{ll} t_1 = 2,665 \text{ m} & t_4 = 0,60 \text{ m} \\ t_2 = 1,15 \text{ ,,} & t_5 = 0,452 \text{ ,,} \\ t_3 = 0,243 \text{ ,,} & t_6 = 0,145 \text{ ,,} \end{array}$$

Spadek lokalny  $I = 1,301\%$ .

Całkowita objętość obliczona przy pomocy wzoru prof. Matakiewicza na chyżość

$$v = f(I) \cdot f(t_s)$$

$Q_4 = 189,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

przy czym przepływ zaledwie został zredukowany do 30% ze względu na przeszkody w postaci wegetacji roślinnej.

#### Przekrój 2.

Powyżej ujścia pot. Stary, w km. 9.950 pot. Jasieniczanka. Pow. dorzecza  $A = 11,79 \text{ km}^2$ . lokalny spadek

$$I = 1,69\%$$

Pow. przekr.  $F_1 = 32,40 \text{ m}^2$  średnia głęb.  $t_1 = 1,929 \text{ m}$   
 $F_2 = 1,575 \text{ ,,}$  " "  $t_2 = 0,375 \text{ ,,}$   
 $F_3 = 7,51 \text{ ,,}$  " "  $t_3 = 0,472 \text{ ,,}$

$Q_4 = 134,36 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

#### Przekrój 3.

W km 10.070 pot. Jasieniczanka gdzie pow. dorzecza  $A = 11,66 \text{ km}^2$ . Spadek lokalny  $I = 1,49\%$ .

$$\begin{array}{ll} F_1 = 40,67 \text{ m}^2 & t_1 = 1,768 \text{ m} \\ F_2 = 0,84 \text{ ,,} & t_2 = 0,112 \text{ ,,} \end{array}$$

$Q_4 = 143,66 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

#### Przekrój 4.

W km 10.550 pot. Jasieniczanki przy pow. dorzecza  $A = 11,40 \text{ km}^2$  o przekroju zwartym  $F = 28,45 \text{ m}^2$   
 $B = 12,8 \text{ m}$ ,  $t_s = 2,223 \text{ m}$   
 $I = 0,0168\%$   $v = 4,163 \text{ m}/\text{sek}$   $Q_4 = 118,44 \text{ m}^3/\text{sek}$ .

Przekrój ten obrany niewłaściwie, między wlotem i wylotem młynówki, daje wynik za mały, ponieważ część wody przepływa młynówką. To też do dalszych obliczeń jest nieprzydatny.

#### Przekrój 5.

Powyżej ujścia dopływu Rozłuczanka w km 11.570 pot. Jasieniczanki, gdzie dorzecze wynosi  $A = 8,6 \text{ km}^2$

o przekroju  $F_1 = 17,818 \text{ m}^2$   $t_1 = 2,072 \text{ m}$ ,  $B_1 = 8,60 \text{ m}$   
 $F_2 = 25,774 \text{ ,,}$   $t_2 = 0,682 \text{ ,,}$   $B_2 = 37,80 \text{ ,,}$   
 $I = 0,0129\%$   
 $Q_4 = 107,32 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### Zestawienie.

Przekrój	pow. zlewni	$Q_4$	$q$
1.	15,8 km <sup>2</sup>	189,5 m <sup>3</sup> /s.	11,99 m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>
2.	11,79 ,,	134,36 ,,	11,40 ,,
3.	11,66 ,,	143,66 ,,	12,32 ,,
5.	8,6 ,,	107,32 ,,	12,47 ,,

Z przekroju 2 i 3 bierzemy średnią o wartości  $Q_4 = 138,76 \text{ m}^3/\text{s}$ . przy dorzeczu 11,7 km<sup>2</sup> i tę wartość wraz z wartościami z przekroju 1 i 5 używamy do dalszych obliczeń.

Jako porównanie z tymi wynikami może służyć deszcz nawalny, jaki miał miejsce pod Gdynią w pierwszych dniach drugiej połowy maja 1937 r. Według relacji inż. Henryka Wagnera, publikowanych w „Przeglądzie Budowlanym” zeszyt 10/1937, w ciągu ½ godziny spadło 60 mm opadu, zatem czas trwania i intensywność były te same co deszczu w Rozłuczu. Spływ obliczono na  $Q = 111 \text{ m}^3/\text{s}$ . ze zlewni 12 km<sup>2</sup>, czyli wynik zbliżony do wartości obserwowanej w Rozłuczu, pomimo nizinnego charakteru zlewni pod Gdynią i znacznie niższego opadu rocznego. Dane te popierają wyniki podane wyżej w zestawieniu.

Jak widać, otrzymane wartości najw. wielkiej wody są znacznie wyższe niż wartości jakie przyzwyczailiśmy się stosować, obliczone wzorami empirycznymi, dlatego warto porównać te wyniki z wynikami jakie otrzymamy ze stosowanych powszechnie wzorów empirycznych na  $Q_4$ .

Należy zauważyć, że trudność ścisłego ustalenia spadku lokalnego, która wpływa na wartość obliczenia przepływu z pomierzonego przekroju, tutaj nie działa decydująco, ponieważ przy tak wysokich spadkach jak tutaj zachodzą, zmiana funkcji spadku mało wpływa na zmianę funkcji chyżości, to też obliczenia te są dostatecznie pewne i wyraźnie świadczą, że powszechnie stosowane u nas przyjęcia na obliczenie max. wielkiej wody oparte na wzorach i przyjęciach obcych, dla wybitnie górskich zlewni są za niskie. Potwierdza to również prof. Matakiewicz w swej pracy „Oznaczenie największych odpływów w potokach i rzekach, z szczególnym uwzględnieniem małych zlewni”. Ponadto objętości przepływu wyżej obliczone z pomierzonych przekrojów są raczej za małe niż za duże, jeżeli się zważy, że przy obserwowanym zjawisku padał wraz z deszczem silny grad, co znacznie wpłynęło na retencję; również intensywność obserwowanego deszczu nie była jeszcze tak wielka, żeby nie mogła być przekroczone, a brak opadów w okresie poprzedzającym zjawisko, niezawodnie wpłynął na zmniejszenie współczynnika odpływu.

Dla porównania obserwowanych wyników obliczamy najw. wielką wodę różnymi znanymi wzorami empirycznymi dla dorzecza  $A = 11,7 \text{ km}^2$ , o zalaniu 52,5% powierzchni i innych warunkach jak na obserwowanym dorzeczu.

1) Według norm stosowanych na kolejach saksońskich  
 $Q_{\max} = \alpha P$  tutaj  $\alpha = 1,5$   
 $Q_{\max} = 17,45 \text{ m}^3/\text{s}$ .

2) Wzór prof. R. Wejraucha dla potoków o długości doliny do 10 km według norm bawarskich (przy założeniu opadu 0,5 mm na minutę).

$$Q_{\max} = 4,2 \cdot u_1 \cdot u_2 \cdot u_3 \cdot u_4 \cdot P$$

gdzie  $u_1 = 0,86$   $u_3 = 1,0$   
 $u_2 = 0,8$   $u_4 = 0,8$   
 $Q_{\max} = 27,05 \text{ m}^3/\text{sek.} = 2,31 \text{ m}^3/\text{km}^2$ .

3) Wzór Min. Robót Publ. dla obliczenia światła przepustów przy małych zlewniach:

$$Q_{\max} = P \cdot \alpha \cdot \beta$$

gdzie  $\alpha = 5,05$   $\beta = 0,8$  (50% zalesienia)  
 $Q_{\max} = 47,27 \text{ m}^3/\text{sek.}$   
 ze względu na krótkość doliny należy zwiększyć o 35% zatem  $Q_{\max} = 47,27 \times 1,35 = 63,81 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$q = 5,45 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

4) Według norm Ministerstwa Komunikacji (b. Pol. Min. Kolei Żelaznych) przy obliczaniu obiektów drogowych ra małych zlewniach: spływ z 1 km<sup>2</sup> dla badanej dorzecza wyniesie

$$q = 4,75 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

zatem  $Q = 11,7 \times 4,75 = 55,57 \text{ m}^3/\text{s}$ .

5) Według norm stosowanych przy zabudowie potoków górskich w Małopolsce, spływ z 1 km<sup>2</sup> przy wielkości zlewni 11,7 km<sup>2</sup> wyniesie:

$$q = 3,86 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

czyli  $Q = 11,7 \times 3,86 = 45,16 \text{ m}^3/\text{sek.}$

6) Według norm stosowanych przy zabudowaniu potoków górskich w Bawarii, spływ z 1 km<sup>2</sup> dla tej zlewni będzie:

$$q = 3,75 \text{ m}^3/\text{s/km}^2, \text{ więc } Q = 11,7 \times 3,75 = 43,87 \text{ m}^3/\text{s}.$$

7) Obliczając nowym wzorem prof. Matakiewicza na maksymalny odpływ dla systemu Dunajca, ułożonym na podstawie doświadczeń z katastrofy powodziowej w Małopolsce zachodniej w roku 1934:  $Q = 10 \times D^{0,6932}$

$$Q = 10 \times 11,7^{0,6932} = 55,01 \text{ m}^3/\text{s}. \quad q = 4,7 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

8) Wzorem Iszkowskiego:

$$Q_1 = C_m \cdot \mu \cdot h \cdot P$$

$C_m = 0,320$   $\mu = 9,5$   $h = 1000$   
 $Q_1 = 35,57 \text{ m}^3/\text{sek.} \quad q = 3,04 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$

9) Wg wzoru inż. Pareńskiego:

$$Q = m \cdot P^{1/2} \quad \text{gdzie } m = 17,5$$

$$Q = 17,5 \cdot 11,7^{1/2} = 76,55 \text{ m}^3/\text{s}. \quad q = 6,54 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

10) Według wzoru Kreśnika:

$$Q_{\max} = \alpha \cdot P \cdot \frac{30}{0,5 + \sqrt{P}} = 0,9 \cdot 11,7 \cdot \frac{30}{0,5 + \sqrt{11,7}} = 80,6 \text{ m}^3/\text{s}$$

11) Według wzoru inż. Köstlina, opartego na danych z ulewy na Węgrzech, gdzie opad w ciągu 10-ciu minut dał 9,7 m/m:

$$Q_{\max} = 16 \cdot \alpha \cdot P \quad \alpha = 1/2$$

$$Q_{\max} = 16 \cdot 0,5 \cdot 11,7 = 93,6 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

$$q = 8,00 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

12) Wzór prof. Nikolai, który za podstawę bierze wzór Köstlina i poprawia go na podstawie doświadczeń rosyjskich, ponieważ wzór Köstlina dawał wartości za małe:

$$Q_{\max} = P \cdot \alpha \cdot \beta \quad \alpha = 1/2 \quad \beta = 1,5$$

$$Q_{\max} = 140,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = 12,0 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

wartości współczynników nie są za duże jeżeli się zważy, że  $\beta$  jest podane dla 50<sup>0</sup>/<sub>100</sub>, podczas gdy tutaj spadek całego dorzecza wynosi przeszło 150<sup>0</sup>/<sub>100</sub>.

13) Inż. Lauterburg dostosowuje formuły do charakteru, względnie intensywności opadu, oparte na stosunkach Szwajcarskich, podając inny kształt formuły na  $Q_3$ , tj. dla wody

wywołanej deszczem czterodniowym lub dłużej trwającym o dziennym opadzie 50 mm, inny na  $Q_4$ , tj. dla wody wywołanej deszczem jednodniowym o opadzie 250 mm na dobę, a wreszcie inny dla  $Q_5$  tj. dla wody wywołanej deszczem nawalnym, najwyżej jednogodzinnym o opadzie 0,035 mm na sekundę, czyli 2,1 mm na min. W danym wypadku ma zastosowanie  $Q_5$ , ponieważ opad trwał 35 minut o intensywności 1,99 mm na min. czyli 0,0332 mm na sek.:

$$Q_5 = Q_m + \alpha \cdot F \cdot \frac{32}{31 + F} \cdot 33,2$$

$Q_m$  można przyjąć = 0  $\alpha = 0,55$   
 $Q_5 = 160,10 \text{ m}^3/\text{s}. \quad q = 13,68 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$ .

14) Włoski wzór F. Pagliori'ego ułożony po katastrofie zapory Zerbino:

$$q = \frac{2900}{90 + A} = \frac{2900}{90 + 11,7} = 28,51 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

$$Q = 28,21 \times 11,7 = 333,57 \text{ m}^3/\text{s}$$

15) Amerykański wzór I. Gutmann'a, który jest poprawionym wzorem Pagliori'ego na podstawie obserwacji amerykańskich:

$$q = \frac{2825}{96 + A} = \frac{2825}{96 + 11,7} = 26,23 \text{ m}^3/\text{s/km}^2$$

$$Q = 26,23 \times 11,7 = 306,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

16) Należy wspomnieć o formule prof. A. Rożańskiego na oznaczenie przepływu wielkiej wody w potokach:

$$Q_1 = F \cdot \alpha \left( \alpha + \frac{b}{\sqrt{t_r + \Sigma (L_i \gamma_i)}} \right) \cdot \psi$$

Formuła ta zbudowana na podstawie teoretycznej analizy zagadnienia powinna dla deszczów nawalnych dawać dobre wyniki, jednak trudność określenia współczynnika  $\psi$  oraz wyrażenia  $t_r + \Sigma (L_i \gamma_i)$  bez wykonania pomiarów w całym dorzeczu, czyni formułę nieprzydatną tutaj do praktycznych celów. Natomiast z powodzeniem może być stosowana wówczas, gdy dorzecze mamy dokładnie zbadane i pomierzone, jak np. przy opracowywaniu projektów generalnych zabudowania potoku, zwłaszcza o małej zlewni. W tych wypadkach wartości otrzymane z powyższej formuły są trafne, ale przewyższają znacznie normy stosowane przy zabudowaniu potoków górskich w Małopolsce.

Wyrażenie  $\Sigma (L_i \gamma_i)$  z wzoru prof. Rożańskiego można obliczyć w przybliżeniu przy pomocy bawarskiego wzoru Rzihy do obliczenia prędkości przepływu fali wezbrania

$$v = 20 \cdot \sin^{2/3} \alpha$$

gdzie  $\alpha$  jest spadkiem potoku mierzonym w stopniach. Dzieląc cały potok na sekcje i obliczając oddzielnie czas przepływu w poszczególnych sekcjach, na podstawie wzniesień terenu, otrzymamy sumaryczny czas przepływu  $T = 44,3$  minut, zatem więcej niż wynosił czas trwania ulewy. Wyrażenie  $t_r$  jest trudne do określenia, ale dla tak małego dorzecza odgrywa małą rolę, zwłaszcza po wykonaniu pierwiastkowania i można go pominąć. Przyjmując dalej za prof. Rożańskim, na podstawie obserwacji bawarskich  $\alpha = 16,6$  i współczynniki  $a$  i  $b$  jak dla Małopolski otrzymamy ostatecznie po podstawieniu do wzoru:

$$Q_1 = 11,7 \times 16,6 \left( \frac{5,1427}{\sqrt{45}} - 0,3648 \right) \cdot \psi$$

$$\text{czyli } Q_1 = 209 \cdot \psi$$

Spółczynnik spływu  $\psi$  można przyjąć bez popełnienia błędu równy 0,50, wówczas otrzymamy

$$Q_1 = 105,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Należy zauważyć, że wynik ten jest oparty na formule na największą intensywność

$$i = -0,3648 + \frac{5,1427}{\sqrt{t}}, \text{ która daje wartość intensywności}$$

mniejszą niż obserwowana, bo 1,57 mm/min. to też i wynik  $Q_1$  nie jest zbyt wielki. Przy zastosowaniu współczynnika w/g wzoru Baeckera  $\alpha = 0,78$  otrzymalibyśmy  $Q_1 = 163,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Wszystkie obliczone poprzednio wartości, zestawiono w tab. 1.

T A B E L A 1.

L. p.	F o r m u ł a	$Q_w$ m <sup>3</sup> /sek.	$q_w$ m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup>
1	Koleje saksońskie	17,45	1,5
2	Wejrauch	27,05	2,31
3	Iszkowski	35,57	3,04
4	Normy dla potoków w Bawarii	43,87	3,75
5	Normy dla potoków w Małopolsce	45,16	3,86
6	Matakiewicz	55,01	4,70
7	Pol. M. K. Ż.	55,57	4,75
8	M. R. P.	63,81	5,45
9	Pareński	76,55	6,54
10	Kreśnik	80,6	6,89
11	Köstlin	93,6	8,00
12	Rożański	105,0	8,97
13	Nikolai	140,40	12,00
14	Lautenburg	160,10	13,68
15	Gutmann	306,89	26,23
16	Pagliori	333,57	28,51
17	Obliczono z pomierzonych profili w Rozłuczu	138,76	11,85

Przeglądając wyniki zestawione w tab. 1 uderza wielka rozbieżność. Spływ jednostkowy dla omawianej zlewni waha się od 1,5 do 28,5 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>, a więc w bardzo szerokich granicach, a objętość przepływu od 17,5 do 333,6 m<sup>3</sup>/s. Wprawdzie nie wszystkie formuły użyte tutaj są dostosowane do stosunków panujących w obserwowanym dorzeczu, bo tylko wyniki pod L. p. 3, 6, 7, 8, 9, 12 i 14, ale i tutaj objętości wahają się od 35,57 do 160,10 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>. Jest to dowodem, że na obliczenie  $Q_{\max}$  dla małych zlewni należałoby ustalić formułę lepiej odpowiadającą naszym warunkom. Ważnym krokiem naprzód jest w tej dziedzinie cytowana wyżej praca prof. Matakiewicza „Oznaczenie największych odpływów w potokach i rzekach, z szczególnym uwzględnieniem małych zlewni”, oparta na obserwacji zjawisk i pomiarach wykonanych po katastrofie w Małopolsce zachodniej w lipcu 1934 r.

Większość formuł daje wyniki znacznie mniejsze niż wartość obliczona z pomierzonych profili, jednak zauważyć należy, że opierają się one przeważnie na wzorach Köstlina i że normy te nie odpowiadają intensywności deszczów jakie na karpaczkich dopływach trafiają się.

Inżynier praktyk, pracujący przy zabudowaniu potoków górskich z doświadczenia wie, że stosowa-

ne u nas normy najw. w. w. dla potoków są zbyt niskie, a trafiające się wezbrania skutkiem oberwania chmur znacznie te normy przekraczają.

Wzór inż. Köstlina jest skonstruowany na podstawie danych z ulewy na Węgrzech, gdzie opad w ciągu 10-ciu minut dał 9,7 mm czyli intensywność tego deszczu wyniosła  $i = 0,97 \text{ mm/min.}$ , podczas gdy intensywność dla deszczu 10-cio minutowego obliczając wzorem Hellmanna ma wynosić:

$$i = -0,311 + \frac{3,522}{\sqrt{10}} = 1,33 \text{ mm/min.}$$

a według prof. Rożańskiego dla Śląska:

$$i = -0,1866 + \frac{4,829}{\sqrt{10}} = 2,06 \text{ mm/min.}$$

zatem nie był to deszcz o wymaganej intensywności, podczas gdy intensywność badanego opadu w Rozłuczu wynosiła  $i = 1,99 \text{ mm/min.}$ , czyli przeszło dwukrotnie więcej. To też wyniki otrzymane z formuły inż. Köstlina są niższe niż pomierzone. Po katastrofie pociągu na linii Charków — Bałaszowo w r. 1900, spowodowanej rozmyciem nasypu kolejowego skutkiem gwałtownej ulewy, wzór inż. Köstlina został poddany w Rosji krytyce na podstawie ankiety, ponieważ dawał za małe światła przepustów i stąd pochodzi poprawiona formuła prof. Nikolai, z której otrzymujemy wyniki o 50% wyższe, a w naszym przypadku zupełnie zgodne z wykonanymi pomiarami. Wzór Nikolai jest najczęściej stosowany przy obliczaniu przepustów dla małych zlewni.

Wzory Gutmanna i Pagliori'ego, oparte na doświadczeniach po wielkich katastrofach powodziowych we Włoszech i Ameryce dają wyniki bardzo wysokie i jak sam autor stwierdza jest to absolutne maksimum obecnej epoki geologicznej. Zatem można je uważać za skrajne wartości, ale bardzo ważne jako wartości orientacyjne.

Wzór prof. Matakiewicza, jakkolwiek oparty na doświadczeniach po katastrofalnej powodzi z r. 1934, daje również niskie wartości dla małych zlewni, a to z tego powodu, że skutkiem braku materiału obserwacyjnego, autor w dolnych granicach równania krzywej musiał oprzeć się na, osądzonych przez siebie krytycznie, używanych normach dla potoków, przyjmując dla dorzecza o pow. 1 km<sup>2</sup> spływ  $q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Obecnie możnaby równanie uzupełnić tymi pomiarami.

Oceniając wyniki pomiarów wykonanych w Rozłuczu należy zauważyć, że pomierzona wartość  $Q = 138,76 \text{ m}^3/\text{s}$  dla dorzecza  $F = 11,7 \text{ km}^2$  nie jest wartością za wysoką, ponieważ obserwowany deszcz nawalny trwał zaledwie 35 min., a z deszczów nawalnych, ten daje największą wodę, który trwa tyle czasu, ile wynosi czas potrzebny na przepływ wody od najdalszych punktów dorzecza aż do punktu badanego — a czas ten, jak wyżej podano wynosi 44 minuty.

Również uwzględnić należy wpływ retencji skutkiem gradu, który leżał przez długi czas o przejściu kulminacji oraz skutkiem braku opadów w dniach poprzednich.

Opierając się na wzorze podanym przez prof. Rożańskiego, związek między obszarem zajęтым

przez deszcz nawalny danej intensywności a obszarem przedstawia się:

$$i = 5 - \sqrt[3]{0,2 A}$$

zatem dla dorzecza  $A = 12 \text{ km}^2$  może się trafić deszcz o intensywności nawet  $i = 3,66 \text{ mm/min.}$ , czyli znacznie większej niż obserwowana.

Zatem wyniki otrzymane z pomiaru profili nie są za wysokie.

Należałoby jeszcze sprawdzić czy współczynnik odpływu przy tym przyjęciu nie jest za duży, czy leży w granicach możliwych.

Przy intensywności opadu  $1,99 \text{ mm/min.}$  czyli  $0,033 \text{ mm/sek.}$  spadło opadu  $386 \text{ m}^3/\text{sek.}$  a przy obserwowanym przepływie  $138,76 \text{ m}^3/\text{s.}$  współczynnik odpływu wynosi  $\alpha = 0,36$ . Współczynnik odpływu zależy od wielu czynników i jest zmienny, jednak dla porównania należy sobie uprzytomnić, że Wisła w Gawłuszowicach miała w roku suchym (1904)  $\alpha = 0,21$ , zaś w mokrym (1907) —  $\alpha = 0,52$ , Dniestr pod Zaleszczykami wykazuje wartość współczynnika odpływu w miesiącu czerwcu w roku suchym  $\alpha = 0,12$ , a średni odpływ w miesiącu czerwcu w latach 1896/1910 wynosił  $\alpha = 0,25$ .

Obliczając współczynnik strat przy pomocy wzoru Baeckera dla potoków o  $L < 40 \text{ km}$ :

$$\beta = \frac{0,1\sqrt{a} - H + 3,1}{0,1\sqrt{a} + 10} \quad \text{gdzie } a = \frac{Z}{L} = \frac{12}{4,5} = 2,66$$

$$\beta = \frac{0,1 \cdot 2,66 - 1,0 + 3,1}{0,1\sqrt{2,66} + 10} = 0,22$$

## Stanisław Jarząbek

Technik drog. i wodny

## Polskie normalne cementy portlandzkie i beton.

*W prowadzonym przeze mnie Laboratorium Betonowym Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie wykonano szereg prac badawczych nad betonami. Autor niniejszego artykułu jako pracownik tegoż Laboratorium, biorący czynny udział w pracach badawczych, w artykule swym przytacza szereg wyników uzyskanych w toku badań.*

*Inż. E. Czetwertyński.*

O ważności cementu jako tworzywa w ogólnym rozwoju technicznym świata nie trzeba przekonywać — świadczą o tym najlepiej miliony ton cementu corocznie przez świat zużywanego.

W Polsce, aczkolwiek zużycie tego produktu jest bardzo niskie w porównaniu z innymi państwami, poczynając od roku 1932 możemy stwierdzić pocieszające zjawisko wzrostu zużycia cementu postępujące w bardzo szybkim tempie. Kiedy w Stanach Zjednoczonych zużycie cementu na 1-go mieszkańca dosięgło  $250 \text{ kg}$  (rok 1928), w Niemczech  $130 \text{ kg}$  (r. 1935) a w Belgii nawet  $280 \text{ kg}$  (r. 1935), to u nas w ubiegłym roku przypadało na 1-go mieszkańca zaledwie  $37 \text{ kg}$  (rys. 1).

Niemniej produkcja cementu w Polsce zwiększa się i już w ubiegłym sezonie szereg cementowni otrzymywało zamówienia przekraczające ich

czyli współczynnik odpływu będzie:

$$\alpha = 1 - \beta = 0,78$$

zatem dwukrotnie więcej niż obserwowany spływ, jednak jest to wynik odpowiedni raczej dla deszczu rozlewowego.

Po katastrofie powodzi w Małopolsce Zachodniej w r. 1934 oznaczono współczynnik odpływu za okres wezbrania na  $0,738$ , pomimo wielkiego zasięgu obserwowanego zjawiska.

Współczynnik odpływu przy deszczu nawalnym wypada zwykle mniejszy niż przy deszczach rozlewowych, a otrzymany wynik  $\alpha = 0,36$  wydaje się właściwy.

W rozważaniach tych, jak i dalej przy obliczeniach dla zlewni  $1 \text{ km}^2$ , przyjmuje się natężenie deszczu jednostajnie rozłożone, a nie uwzględnia się współczynnika redukcyjnego  $\varphi$ , jako zaleca Horák na podstawie wzoru

$$I_{\text{red}} = \varphi \cdot I_{\text{max}}$$

Redukcja ta u wielu hydrotechników nie znajduje poparcia i radzą raczej stosować natężenie jednostajnie rozłożone zwłaszcza dla tak małych zlewni. Tym bardziej zasada ta musi mieć zastosowanie tutaj, ponieważ nie wiemy czy istotnie ombrometr znalazł się w strefie maksimum natężenia.

Otrzymane wyniki po uzupełnieniu innymi wartościami będzie można użyć do określenia związku jaki zachodzi między powierzchnią dorzecza a objętością przepływu dla systemu dopływów górnego Dniestru.

*(dokończenie nastąpi)*

zdolności produkcyjne. Powstaje poważna obawa, że już w ciągu najbliższych lat produkcja naszych cementowni będzie zamałą dla zaspokojenia zapotrzebowania rynku krajowego, nawet w normalnych warunkach.

Obiektywnie trzeba przyznać, że polskie normalne cementy portlandzkie stanowią tworzywo pełnowartościowe, zaliczane często przez cudzoziemców do grupy „supercementów” w porównaniu z cementami zachodniej Europy.

W niniejszym artykule scharakteryzuję polskie normalne cementy portlandzkie na tle wymagań Polskich Norm. Dla jasności opisu omówię szereg cech i właściwości cementu oraz betonu.

Dla projektującego i dla wykonawcy betonu bardzo ważną rzeczą jest znać właściwości cementu, którym mają pracować. W praktyce jeszcze doniedawna mało uwagi poświęcano samemu cementowi i jeżeli nie był skawalony wskutek wilgoci lub zleżenia, wartość jego nie podlegała żadnej

tonie najczęściej odgrywa decydującą rolę. Zależnie od charakteru konstrukcji betonowej stawią będziemy różne wymagania jakim cement powinien odpowiadać. Oczywiście nie należy sądzić, że o wartości betonu stanowić będzie jedynie jakość cementu, gdyż ważny wpływ wywiera tu będzie jakość i uziarnienie kruszywa, jakość i ilość wody — i wzajemne ustosunkowanie składników tworzących beton.

Przy projektowaniu betonu sprawia trudność i to, że chociaż z orzeczeń znamy normalną wytrzymałość cementu na ściskanie i rozciąganie, to jednak nie wiemy wcale lub wiemy niewiele, jakiej wytrzymałości możemy się spodziewać w wykonanym betonie.

O właściwościach zaprojektowanego betonu możemy wiedzieć dopiero na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych. Trzeba zauważyć, że placówek badawczych dla materiałów budowlanych jest w Polsce bardzo mało, a istniejące nie są dostatecznie wyposażone. Dobrze byłoby gdybyśmy mogli stworzyć u nas organizację prac badawczych, podobną do szeregu placówek, istniejących za granicą (np. Anglia, Stany Zjednoczone), o których potrzebie i płynących z nich korzyści nikt tam nie wątpi.

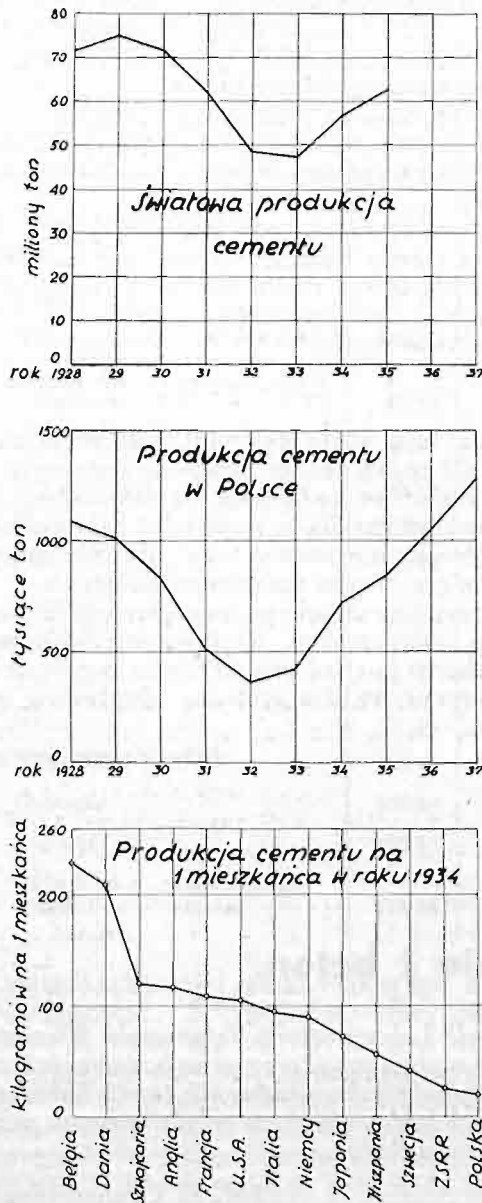
Nasza dość skromna literatura techniczna o betonie, zajmuje się głównie zagadnieniami obliczania i projektowania konstrukcji żelbetowych, mało poświęcając miejsca właściwej technologii betonu. Rezultatem tego jest, że gdy w U. S. A. czy Anglii znajomość technologii betonu stała się powszechną wśród inżynierów, techników i majstrów budowlanych u nas natomiast, do niedawna kończący uczelnię inżynier lub technik budowlany o betonie wiedział nie więcej niż o astronomii. A przecież zagadnienia związane z wykonaniem betonu są bardzo obszerne i nie kończą się na zaprojektowaniu jego składu, a wymagają właściwej kontroli tak wykonywanej mieszanki, jak wznoszonego obiektu i właściwej pielęgnacji betonu w pierwszych tygodniach po ułożeniu.

Beton jest materiałem budowlanym, znaczenie którego w nowoczesnym budownictwie rośnie w szybkim tempie i niema prawie dziedziny techniki gdzie nie byłby użytym. Jest on stosowany z równym powodzeniem przy wykonaniu budynków wiejskich, jak i monumentalnych budowli.

Aby jednak wysokie właściwości betonu mogły być w pełni wyzyskane, należy materiałowi temu poświęcić dużo wiedzy i pracy — o tym musi pamiętać inżynier, technik jak i majster.

W związku z budową zapory na Dunajcu w Rożnowie, zostały przeprowadzone badania szeregu cementów portlandzkich, pochodzących z produkcji różnych fabryk polskich, z których część wyników zostanie tu podana. Niektóre z cementowni poniżej wyszczególnionych dla celów badawczych wytworzyły kilka gatunków cementu (np. o różnych składach chemicznych i przemiałach), ale zasadniczo podam wyniki badań tych cementów, które nie odbiegają od jakości cementów rynkowych.

Podana charakterystyka cementów jest wynikiem badań, przeprowadzonych przez poszczegól-



Rys. 1.

wątpliwości. Z reguły nie zastanawiano się nad wyborem właściwej cementowni, nad składem chemicznym i cechami fizycznymi używanego cementu. Stosunkowo często zwracano uwagę jedynie na podane w orzeczeniach P. N. cechy wytrzymałościowe cementu.

Oczywiście te szczegółowe rozważania są zbędne przy budowie obiektów mniejszych i gdzie zużycie cementu jest niewielkie. Przy dużych natomiast budowlach betonowych dobranie odpowiedniego cementu może stanowić o możliwości zaoszczędzenia setek tysięcy złotych. Z załączonych wykresów zobaczymy, że w cementach polskich istnieją dość duże granice rozpiętości, już chociażby pod względem samej wytrzymałości, która w be-



ne cementownie (skład chemiczny, cechy fizyczne i wytrzymałościowe cementów), Zakład Chemii Fizycznej Politechniki Warszawskiej (badania cementu pod względem termicznym) i Laboratorium Betonowe Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie (częściowo cechy fizyczne i wytrzymałościowe cementów oraz wytrzymałość, wodoszczelność, kurczliwość i inne cechy betonów).

Zgóry zastrzegam, że kolejność wyszczególnienia nazw fabryk nie będzie mieć związku z numeracją oznaczającą — w dalszym ciągu artykułu — symbolicznie marki cementów.

Cementy do badań dostarczyły następujące fabryki:

„Zjednoczone Fabryki Portland - Cementu „Firley”, cement. w Górcie k. Trzebini.

„Zjednoczone Fabryki Portland - Cementu „Firley”, cement. w Rejowcu Lubelskim.

„Towarzystwo Fabryk Portland - Cementu „Wysoka” cement. w Rosi k. Wołkow.

„Sp. Akc. Fabryki Portland-Cementu „Szcakowa” w Szczakowej.

„Goleszowska Fabryka Portland-Cementu” w Goleszowie.

„Sp. Akc. Przemysłu Cementowego „Wiek” w Zawierciu.

„Towarzystwo Górniczo - Przemysłowe „Saturn” koło Będzina.

Cementy do badań dostarczone zostały bezpośrednio przez cementownie, co pozwala przypuszczać, że pochodzą z ostatnich partii produkcji, a więc były świeże, — zresztą żadnych oznak zleżenia względnie zwietrzenia nie stwierdzono.

Badane cementy jak zobaczymy, reprezentują całą skalę używanych w Polsce normalnych cementów portlandzkich, od najłagodniejszych do najmocniejszych.

Wyniki badań cementów przeprowadzonych zgodnie z obowiązującymi Polskimi Normami podam tabelarycznie i graficznie, przytaczając równocześnie wymagania PN/B—201—202—203—204 i 205, stawiane normalnym cementom portlandzkim.

PN/B—201 podaje: „Normalny cement portlandzki stanowi tworzywo wiążące, wodotrwałe, otrzymane przez właściwe i dokładne zmieszanie i zmielenie surowców, zawierających wapień i glinę, następnie przez wypalenie w temperaturze spiekania tej zmielonej i dokładnie wyrównanej w swoim składzie chemicznym mieszaniny i ściśle zmielenie wypalin.

Wszelkie dodatki po wypaleniu są wzbronione z wyjątkiem gipsu i wody. Odsetkowa zawartość dodanego gipsu nie może przekraczać 3%.

#### A. Cechy fizyczne.

- Warunki wiązania są normalne, gdy cement zaczyna wiązać najwcześniej po upływie 40 min. i kończy się przed upływem 10 godz.
- Stałość objętości cementu jest zupełna, gdy placki z właściwego zaczynu nie pączą się i nie dają pęknięć, ani rys radialnych po 28-dniowych kąpielach powietrznej i wodnej oraz po 3-godzinnej kąpeli parowej.
- Stopień zmielenia cementu jest normalny

gdy pozostałość na sicie 4900 otworów na  $\text{cm}^2$  nie przekracza 20%.

- Ciężar właściwy cementu winien wynosić co najmniej  $3,05 \text{ g/cm}^3$ .

#### B. Cechy chemiczne.

- Strata przy wyżarzaniu cementu nie może przekraczać 3%.
- Pozostałość nierozpuszczalna cementu nie może przekraczać 1,5%.
- Zawartość  $\text{SO}_3$  w cemencie nie może przekraczać 2,5%.
- Zawartość magnezji w cemencie nie może przekraczać 3%.
- Spółczynnik hydrauliczny cementu ma być zawarty w granicach od 1,7 do 2,2.

#### C. Cechy wytrzymałościowe.

- Wytrzymałość 7-dniowa zaprawy cementowej 1:3 na rozciąganie wynosić ma co najmniej  $18 \text{ kg/cm}^2$ , 28-dniowa zaś co najmniej  $22 \text{ kg/cm}^2$ .
- Wytrzymałość 7-dniowa zaprawy 1:3 na ściskanie wynosić ma co najmniej  $200 \text{ kg/cm}^2$ , 28-dniowa zaś co najmniej  $300 \text{ kg/cm}^2$ .

O sposobie badania cech wytrzymałościowych normalnego cementu portlandzkiego norma PN/B—204 podaje:

„Próby wytrzymałościowe cementu portlandzkiego ustalają wytrzymałość zaprawy cementowej 1:3, w sposób następujący: odważyć 450 kg cementu, w ciągu 1 minuty zmieszać z 1350 g piasku normalnego w misce metalowej, dodać 7—9% wody na wagę (a zatem 126—162 g) i znów w ciągu 1 minuty mieszać ręcznie łyżką metalową w tej samej misce. Mieszanie najdokładniej rozsytać po całej tarczy młynka Steinbrück - Schmelcer'a (rys. 2) i puścić go w ruch na 25 min., co odpowiadać winno 20 obrotom tarczy. Tą właściwą zaprawą należy wypełnić 18 form sześciennych i 12 ósemko-



Rys. 2. Mieszadło i ubijak do zapraw.

wych, ustawionych wraz z komorami górnymi na swych podstawkach. Formy sześciennie należy niezwłocznie ubijać na ubijaczkach (rys. 2). Każda forma sześcienna wymaga w ciągu 2,5 min. 150 uderzeń ciężaru 3 kg, swobodnie spadającego z wy-

sokości 50 cm na ubijak, który oddaje pracę zaprawie. Normalna forma żeliwna sześcienna winna dać próbkę o przekroju  $F = 50 \text{ cm}^2$ , o ściankach wewnętrznych  $71 \times 71 \times 71 \text{ mm}$ .

Tak samo należy ubijać zaprawę w formach ósemkowych, lecz na ubijaczce łżejszej, w ciągu 2 min. przy 120 uderzeniach ciężaru 2 kg, spadającego swobodnie z wysokości 25 cm na ubijak. Próbki w formach przechowuje się w wilgotnej skrzyni. Po upływie 1 doby próbki należy wyjąć z form i włożyć do kąpieli wodnej zmienianej co 3 dni. Po 3 dniach twardnienia zaprawy, 6 sześciątów, po 7 dniach — 6 ósemek i tyleż sześciątów, a po 28 dniach resztę próbek, pod obciążeniem statycznym, rozrywa się ósemki, a sześciaty zgniatą. Siła rozrywająca dzielona przez 5 da wytrzymałość zaprawy 1:3 na rozciąganie w  $\text{kg/cm}^2$ , zaś zgniatająca dzielona przez 50 da wytrzymałość zaprawy na ściskanie w  $\text{kg/cm}^2$ . Średnia z 6 prób da wytrzymałość 7-dniową lub 28-dniową zaprawy cementowej na rozciąganie lub ściskanie. Odchylenia wytrzymałości poszczególnych próbek nie mogą przekraczać 10% od odnośnej średniej".

PN/B — 205. „Próbki cementu pobiera odbiorca w obecności dostawcy. Wszelkie próby przy odbiorze w fabryce przeprowadza personel fabryczny własnymi środkami w laboratorium fabrycznym w obecności odbiorcy.

W wypadkach spornych ostateczne orzeczenie należy do pracowni politechnik krajowych, mianowicie do Mechanicznej Stacji Doświadczalnej Politechniki Lwowskiej i do Laboratorium Wytrzymałości Tworzyw Politechniki Warszawskiej.

Próby zwykle należy przeprowadzić dla każdego 100 ton dostawy, względnie odbiorca może podnieść wielkość partii odbiorczej do 200 ton". Tyle podają (w skrócie) o cementach nasze przepisy.

Przytoczone normy cementowe Polskiego Komitetu Normalizacyjnego wydać się mogą za bardzo ogólne. Bezsprzecznie, w czasie kiedy one zostały wydane w zupełności były wystarczające, a nawet i teraz odnośnie do cementów dla betonu konstrukcyjnego, używanego w wielu budowlach inżynierskich, jak i dla przemysłu betoniarskiego zupełnie dobrze spełniają swoją rolę. Jednak rozwój dziedzin stosowania betonu i szybki wzrost zużycia cementu w Polsce wymagają już wcześniejszego prowadzenia odpowiednich badań, by w najkrótszym czasie przepisy mogły ulec nowelizacji i rozszerzeniu.

W uzupełnionych przepisach należałoby uwzględnić wymagania, stawiane normalnym cementom, używanym do betonów:

- 1) w normalnym budownictwie lądowym, w przemyśle betoniarskim (obecnie obowiązujące normy),
- 2) do budowy dróg betonowych (podłoża i nawierzchnie),
- 3) do wykonania maszywów betonowych (zapory, duże fundamenty itp.).

Już obecnie w praktyce można się spotkać ze zdaniem, że nasze normy nie są wystarczające. Wiemy np. że Drogowy Instytut Badawczy stawia nieco inne wymagania cementom mającym służyć do budowy dróg, niż zawarte w PN. Podobnie przy budowie zapory w Rożnowie przy doborze cemen-

tu, trzeba było postawić dodatkowe wymagania (w ramach PN), co wymagało konieczności przeprowadzenia obszernych badań cementów i zabrało wiele czasu.

W nowych przepisach należałoby uwzględnić przede wszystkim kurczliwość twardnienia cementu, jego kaloryczność i trwałość (odporność na wpływy atmosferyczne, wodę pod ciśnieniem i in.).

Za aktualną sprawę uważam takie uzupełnienie normy dotyczącej prób wytrzymałościowych (PN/B—204), która nic nie podaje o szybkości z jaką należy zgniatą kostki, a ósemki rozrywać, oraz o kierunku w którym kostki mają być zgniatane.

Jeżeli porównamy nasze normy wytrzymałościowe z odnośnymi przepisami obowiązującymi w innych państwach, zobaczymy, że aczkolwiek w grupie tej znajdujemy się stosunkowo wysoko, to jednak np. Włochy i Belgia znacznie nas wyprzedziły. Ponieważ rzeczywiste wytrzymałości naszych cementów znacznie, bo prawie 2-krotnie przewyższają wymagania PN, uważam, że obecnie obowiązujące normy należałoby podwyższyć. Pociągnęłoby to automatycznie konieczność podwyższenia dopuszczalnych naprężeń w betonie, objętych przepisami dla budowli betonowych (PN/B—195), pozwalając przez to na lepsze wyzyskanie betonu w konstrukcjach.

Normy wytrzymałościowe dla normalnych cementów portlandzkich obowiązujące w niektórych państwach:

	na ściskanie		na rozciąganie	
	po 7 dn.	po 28 dn.	po 7 dn.	po 28 dn.
Belgia	300 $\text{kg/m}^2$	400 $\text{kg/m}^2$	23 $\text{kg/m}^2$	27 $\text{kg/m}^2$
Czechosłowacja	200 "	275 "	18 "	25 "
Francja	—	—	10 "	15 "
Niemcy	180 "	275 "	18 "	25 "
Polska	200 "	300 "	18 "	22 "
Rosja	100 "	160 "	12 "	16 "
Szwajcaria	180 "	275 "	—	—
U. S. A.	—	—	19,5 "	23 "
Węgry	200 "	280 "	15 "	22 "
Włochy	350 "	450 "	25 "	30 "

Widzimy, że różnice pomiędzy normami poszczególnych państw są bardzo duże i przekraczają w niektórych wypadkach 100%.

Podstawowymi składnikami cementu portlandzkiego są:

- 1) Wapno —  $\text{CaO}$  — skrót w chemii cementowniczej — C.
- 2) Krzem —  $\text{SiO}_2$  — skrót w chemii cementowniczej — S.
- 3) Aluminium —  $\text{Al}_2\text{O}_3$  — skrót w chemii cementowniczej — A.
- 4) Tlenek żelaza —  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  — skrót w chemii cementowniczej — F.

a poza tym w drobniejszych ilościach wchodzi: tlenek magnezu —  $MgO$ ; trójtlenek siarki —  $SO_3$ ; gips —  $CaSO_4$ ; tlenek sodu —  $Na_2O$ ; tlenek potasu  $K_2O$  i in.

Podczas fabrykacji składowe te wchodzi w związek i tworzą wtedy tzw. chemiczny układ konstytucjonalny cementu<sup>1)</sup>:  $3CaO \cdot SiO_2$  — skrót  $C_3S$ ;  $2CaO \cdot SiO_2$  —  $C_2S$ ;  $3CaO \cdot Al_2O_3$  —  $C_3A$ ;  $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$  —  $C_4AF$ . Magnez występujący w cementach w małych ilościach nie jest związany, a wchodzi w postaci wolnej magnezji podobnie jak niektóre inne tlenki. Poza ilością wapnia ( $CaO$ ) wchodzącego w związki, we wszystkich cementach znajduje się wolne wapno w ilości 0,5—3,0%.

Większy lub mniejszy dodatek gipsu odgrywa w cemencie rolę regulatora czasu wiązania.

Jak widzimy z tablicy I ilości poszczególnych składowych w naszych cementach obracają się w dość ciasnych granicach.

Na cechy (jakość) cementu największy wpływ wywiera jego skład chemiczny i wzajemne ustosunkowanie pomiędzy wchodzącymi składnikami.

Pod względem wytrzymałościowym najlepszy cement otrzymujemy z surowca bogatego w wapień, aczkolwiek wymaga on dłuższego wypału, przez co w pewnym stopniu podraża produkcję. Za duża jednak ilość wapnia w surowcu nie jest pożądana, ze względu na zjawisko pęcznienia. Pewien wpływ na jakość cementu wywiera także przebieg samej produkcji jak np. metoda produkcji, temperatura wypału, klinkier i in.

Na jakość cementu, a stąd i betonu obok składu chemicznego duży wpływ wywiera stopień przemiatu oraz dalsze wpływy uboczne np. czas magazynowania, stopień zwietrzenia lub zleżenia itp.

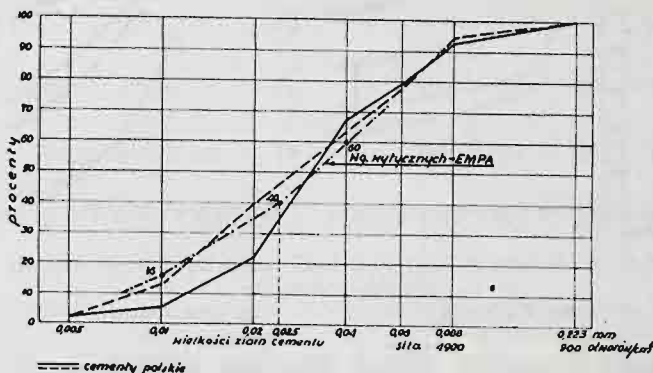
Największy wpływ na wytrzymałość cementu wywiera jednak zawartość trójwapnia krzemowego ( $C_3S$ ) i trójwapnia glinu ( $C_3A$ ), zaś jego trwałość (wodoszczelność, wietrzenie) zależy będzie od stosunku  $CaO$  do sumy zawartości  $SiO_2$ ,  $Al_2O_3$  i  $Fe_2O_3$  (spółczynnik hydrauliczny). Zwłaszcza na wodoszczelność duży wpływ wywiera ilość zawartego wolnego wapnia ( $CaO$ ) oraz dodatku gipsu.

Najczynniejszymi termicznie składnikami cementu są  $3CaO \cdot SiO_2$  i  $3CaO \cdot Al_2O_3$  — ( $C_3A$  i  $C_3S$ ), przy czym pierwszy z tych składników wywiera największy wpływ na kurczliwość.

Duży także wpływ na cement wywierają czynniki fizyczne, jak np. drobniejszy przemiał cementu powoduje szybsze wiązanie, szybszy wzrost wytrzymałości początkowej, ale czyni cement mniej odpornym na wietrzenie, zwiększa skurcz, powoduje szybsze wydzielanie ciepła itd. Należy tu zwrócić uwagę, że przy omawianiu wpływu stopnia zmielenia klinkieru na właściwości cementu nie jest jedynie ważnym przemiał, określony jako pozostałość na sietach o 900 czy 4900 oczek/cm<sup>2</sup>, ale jest także nie mniej ważną krzywa przemiatu (raczej „sedymentacji”) cementu, tj. ustosunkowanie ilościowe ziarn poszczególnych wielkości. Jako

przykład widzimy na rys 3 krzywe sedymentacji dla 2 cementów polskich w porównaniu z krzywą wymaganą przez prof. M. Roš'a z Zurychu.

Sam cement niezadany wodą jest materiałem obojętnym, nie wykazującym żadnego przebiegu reakcji wiązania. Dodanie natomiast większej ilości wody niż potrzeba dla chemicznych reakcji wiązania cementu powoduje zmniejszenie wytrzymałości, zwiększenie skurczu i in.



Rys. 3. Krzywe sedymentacji dla 2 cementów polskiej produkcji na tle wytycznych EMPA w Zurychu.

Na cechy wiązania cementu poza wymienionymi czynnikami m. in. duży wpływ wywiera temperatura otoczenia, wilgotność powietrza, zawartość  $CO_2$  w powietrzu i szereg innych czynników.

Co do istoty przebiegu zjawisk chemicznych, zachodzących w czasie wiązania cementu, trzeba stwierdzić, że nie są one dostatecznie zbadane i na ten temat są różne zdania.

Wg. jednej z teorii, w zaczynie powstałym przez działanie wody na ziarna cementu, przechodzą do roztworu wapno, krzemiany i gliniany wapnia, tworzące z nadmiarem wody tzw. gel koloidalny. Wobec elektrolitów jakimi są sole wapnia i glinu, gel poczyna tężeć — rozpoczynając wiązanie zaczynu.

W początkowym stadium woda działa na zewnętrzną powierzchnię ziarna cementu przenikając stopniowo w głąb. Wodę niezbędną dla dalszego przebiegu reakcji czerpie dalsza część ziarenka cementu z wytworzonego już gelu, który pod wpływem tego kurczy się i twardnieje. Z upływem czasu coraz większa ilość cząstek cementu hydratyzuje się, powodując dalsze twardnienie cementu, co ma przebieg już znacznie wolniejszy od początkowego i trwa nawet przez dziesiątki lat.

Ponieważ cement drobniej mielony przedstawia większą powierzchnię ziarn (na jednostkę wagową lub objętościową), a więc umożliwia przez to intensywniejsze działanie wody na cement, — tym więc należy tłumaczyć szybszy wzrost wytrzymałości w cementach drobniej mielonych (rys. 4 i 5).

Aczkolwiek związki wydzielone podczas wiązania cementu przybierają niekiedy postać kryształów, lecz tak niezmiernie drobnych i nieregularnych, że określanie zaczynu cementowego jako koloidu, wydaje się bardziej uzasadnione. Inne teorie tłumaczą proces twardnienia rekryształizacją pewnych związków, ale badania Dr. Kühla prze-

<sup>1)</sup> Patrz: Inż. T. Czaderski — „Specjalny cement portlandzki jako tworzywo w świetle układu konstytucjonalnego” — „Gospodarka Wodna” nr 1. 1938 (przyp. Red.).

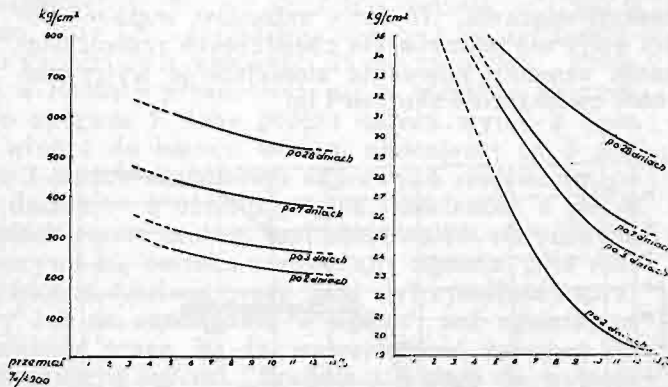
prowadzone nad zaczynem po 20 latach twardnienia nie potwierdziły tej teorii.

Ilość wody wchodzącej w reakcje z cementem jest bardzo ważną dla jej przebiegu. Duży nadmiar

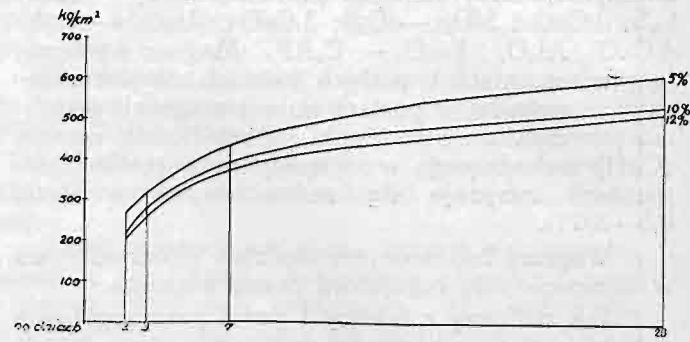
2 godz., koniec zaś przed upływem 8 godz., a więc trwa około 6 godz.

Właściwa ilość wody dla zaczynów waha się w granicach 25% do 27%.

Wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie (tabl. III i rys. 6) wysoko wykraczają poza PN.



Rys. 4. Zależność wytrzymałości zaprawy 1:3 od stopnia zmielenia cementu na ściskanie i na rozciąganie



Rys. 5 a. Wytrzymałość na ściskanie zaprawy 1:3 przy użyciu cementów o przemiale 5—10—12% (pozostałość na sicie 4900 oczek/cm<sup>2</sup>).

wody powoduje dalszą hydrolizę wydzielających się związków, opóźniając przez to proces twardnienia zaczynu.

Po tej dygresji wracając do opisu naszych cementów, z załączonej tablicy I. widzimy, że ich składy chemiczne są bardzo zbliżone do siebie.

SiO <sub>2</sub>	=	21,0% do 25,0%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	=	3,5% do 6,0%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	=	3,0% do 6,0%
CaO	=	62,0% do 67,0%
MgO	=	1,0% do 1,7% itd.

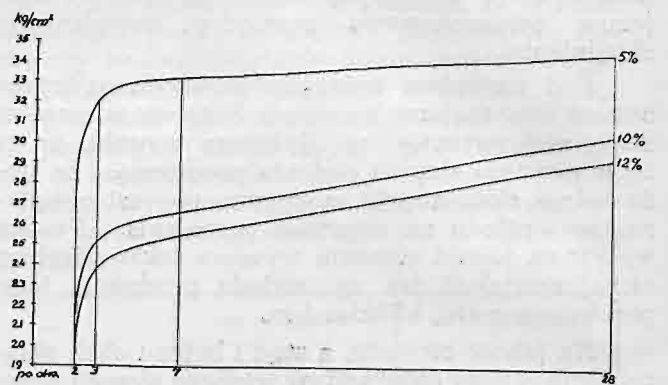
Ich cechy fizyczne są (tabl. II): ciężar właściwy 3,10 g/cm<sup>3</sup> do 3,20 g/cm<sup>3</sup>.

Przemiał wynosi na sicie:

900 otworów na 1 cm <sup>2</sup>	od 0,1% do 0,7%
4900 " " "	3,0% " 10,0%

a więc należą do cementów średnio, a raczej drobno mielonych.

Stałość objętości we wszystkich wypadkach jest normalną. Czas wiązania wynosi: początek po



Rys. 5 b. Wytrzymałość na rozciąganie zaprawy 1:3 przy użyciu cementów o przemiale 5—10—12% (pozostałość na sicie 4900 oczek/cm<sup>2</sup>).

już 3-dniowa wytrzymałość w większości naszych cementów osiąga żadaną przez normy wytrzymałość po 28 dniach twardnienia, zaś 7-dniowa dużo jest wyższa.

T A B L I C A I.

Cechy chemiczne cementów portlandzkich.

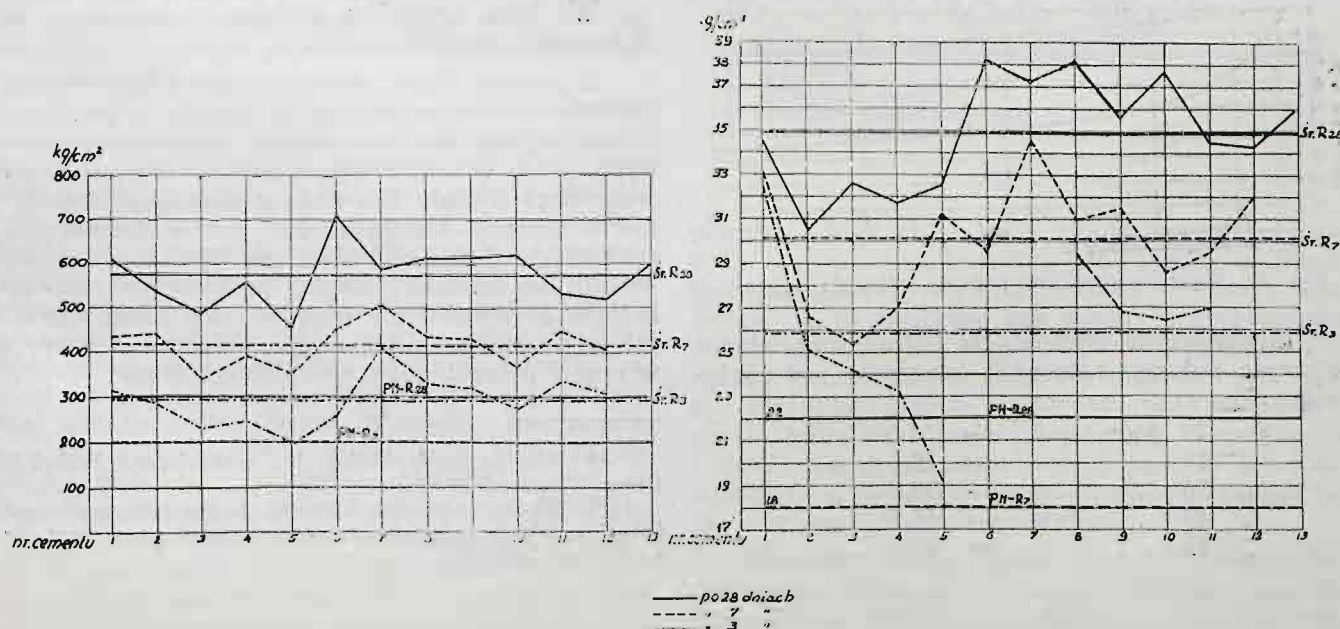
Składowe	Nr Nr c e m e n t u													Średnio %
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
SiO <sub>2</sub> %	22.40	21.80	23.60	23.60	23.92	22.75	22.50	23.38	24.88	24.84	24.10	23.05	22.00	23.37
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	5.11	5.80	4.76	4.32	4.48	8.15	5.70	5.37	4.47	5.56	3.80	5.77	5.05	5.09
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	3.39	3.64	3.88	4.40	3.52		3.70	6.00	3.17	5.40	3.10	2.83	3.80	3.90
CaO %	64.72	65.90	63.32	64.40	64.56	65.60	65.40	62.36	65.24	62.41	66.40	64.00	64.10	64.50
MgO %	1.27	1.20	1.29	1.40	1.02	0.60	—	—	—	—	0.50	1.28	1.70	1.14
SO <sub>3</sub> %	1.35	1.01	1.62	1.16	1.22	1.00	—	—	—	—	1.20	1.72	1.80	1.34
Gips %	2.29	1.72	2.75	1.97	2.07	—	3.00	—	—	—	—	—	—	2.30
Wolne CaO %	0.46	0.79	0.46	0.19	0.26	—	0.30	—	—	—	—	—	—	0.41
Strata żarowa %	0.60	0.44	0.52	0.52	0.66	0.50	0.96	—	—	—	0.50	0.92	1.25	0.69
Spóicz. hydraulic. %	2.09	2.11	1.96	2.03	2.03	2.03	2.04	1.80	2.00	1.72	2.13	1.96	2.08	2.00

Cechy	N r N r c e m e n t u													Średnio
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Ciężar właściwy g/cm <sup>3</sup>	3.21	3.22	3.21	3.20	3.20	3.14	3.15	3.16	3.16	3.18	3.13	3.12	3.20	3.17
Stalność objętości	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm	norm
Przeziąta na 900 otw./cm <sup>2</sup> %	0.18	0.70	0.20	0.40	0.40	0.18	0.30	0.20	0.20	0.20	0.10	0.10	0.10	0.25
" " 4900 " %	3.60	10.0	5.80	8.20	7.90	7.10	5.40	5.18	5.80	5.20	6.60	5.50	5.50	6.29
Początek wiązania po godzinach	2 <sup>50</sup>	3 <sup>10</sup>	3 <sup>25</sup>	3 <sup>05</sup>	3 <sup>15</sup>	3 <sup>25</sup>	3 <sup>10</sup>	3 <sup>10</sup>	3 <sup>45</sup>	3 <sup>25</sup>	4 <sup>30</sup>	3 <sup>10</sup>	2 <sup>30</sup>	3 <sup>25</sup>
Koniec wiązania po godzinach	6 <sup>15</sup>	6 <sup>10</sup>	6 <sup>15</sup>	6 <sup>35</sup>	6 <sup>55</sup>	6 <sup>20</sup>	6 <sup>50</sup>	6 <sup>35</sup>	7 <sup>30</sup>	7 <sup>30</sup>	7 <sup>10</sup>	7 <sup>50</sup>	5 <sup>25</sup>	6 <sup>10</sup>
Właściwa ilość wody w zaczynie %	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	26.0	27.0	26.0	27.0	26.0	26.0	26.0	25.0	26.0

TABLICA III.

Cechy wytrzymałościowe cementów (normalnej zaprawy cementowej 1:3).

Cechy wytrzymałościowe	N r N r c e m e n t u													Średnio %
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Ilość wody w zaprawie %	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.7	7.4	7.2	7.6
Wytrzym. na rozciąganie po 3 dn. kg/cm <sup>2</sup>	32.5	25.1	24.2	23.2	18.9	—	—	29.5	26.6	26.5	27.0	—	—	25.9
Wytrzym. na rozciąganie po 7 dn. kg/cm <sup>2</sup>	33.1	26.6	25.4	27.0	31.8	29.6	34.6	31.0	31.5	28.6	29.5	32.1	—	30.1
Wytrzym. na rozciąganie po 28 dn. kg/cm <sup>2</sup>	34.6	30.5	32.6	31.8	32.6	38.2	37.2	38.1	35.6	37.7	34.5	34.3	36.0	34.9
Wytrzym. na ściskanie po 3 dn. kg/cm <sup>2</sup>	313	285	229	246	194	260	411	333	320	275	340	310	—	293
Wytrzym. na ściskanie po 7 dn. kg/cm <sup>2</sup>	433	437	338	392	352	452	508	437	432	370	450	407	—	417
Wytrzym. na ściskanie po 28 dn. kg/cm <sup>2</sup>	609	535	484	559	451	710	588	613	615	622	535	522	600	573

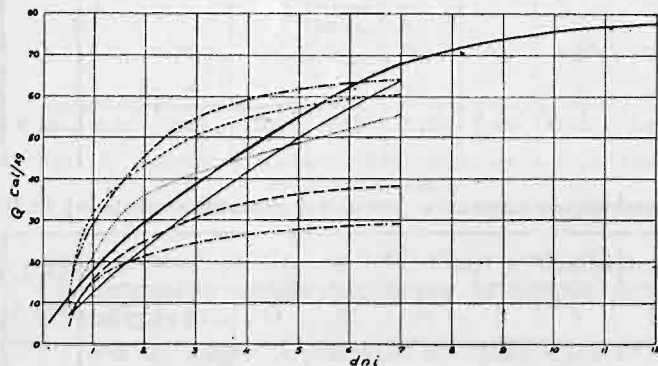


Rys. 6. Cechy wytrzymałościowe zaprawy cementowej 1:3 na ściskanie na rozciąganie

Widać, że wytrzymałość zaprawy 1:3 na ściskanie po 28 dniach twardnienia jest średnio o 91% wyższą od normalnej, zaś wytrzymałość na rozciąganie o 59%.

Jak już uprzednio wspominałem, wiązanie cementów jest wynikiem zachodzących reakcji chemicznych pomiędzy cementem, a wodą i jest reakcją egzotermiczną.

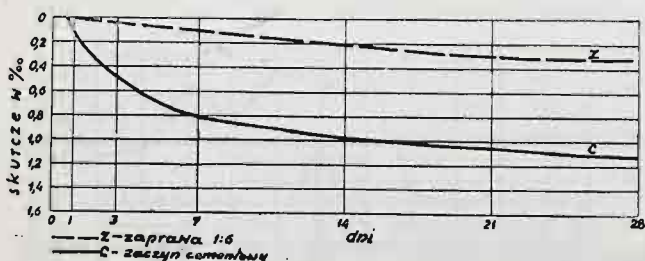
Pomiędzy zjawiskiem progresywnego wzrastania wytrzymałości cementu, a szybkością wydzielania i ilością wydzielanego ciepła istnieje związek wprost proporcjonalny. W cementach używanych do cienkich konstrukcji betonowych zależeć nam



Rys. 7. Przebieg wydzielania ciepła podczas wiązania i twardnienia w normalnych cementach portlandzkich.

będzie, aby szybkość wydzielania ciepła osiągnęła jak najwcześniej swoje maksimum oraz, aby ilość wydzielonego ciepła była jak największa, gdyż wtedy cement będzie szybciej wiązał. Z tym zjawiskiem łączy się także pośrednio zjawisko zmian objętości zaczynu cementowego (analogicznie zaprawy cementowej i betonu), jak jego przebieg i wielkość.

Polskie normalne cementy portlandzkie odznaczają się szybkim i wysokim wzrostem wytrzymałości, są stosunkowo wysokotermicznymi (rys. 7) i posiadają znaczną kurczliwość (rys. 8).



Rys. 8. Wykresy skurczów podczas wiązania cementu.

Intensywność wydzielania i ilość wydzielanego ciepła jednego z naszych cementów jest następująca:

po 12 godz.	— 11,3 Cal/kg
" 24 "	— 29,1 "
" 36 "	— 38,3 "
" 48 "	— 45,7 "
" 72 "	— 55,0 "

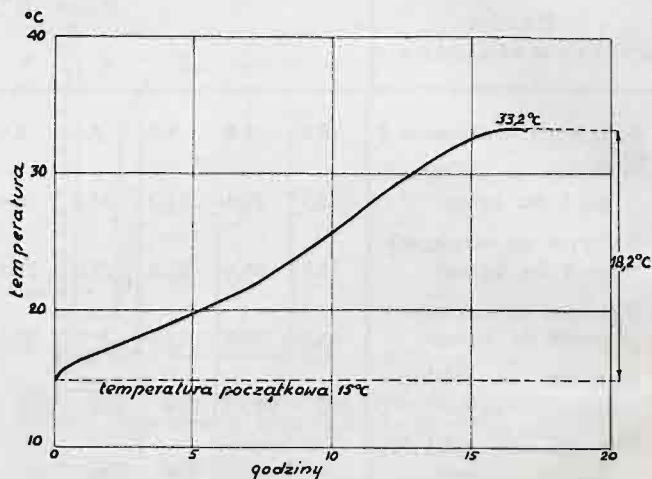
po 96 godz.	— 60,3 Cal/kg
" 120 "	— 62,6 "
" 144 "	— 63,0 "
" 168 "	— 63,2 "

W tabeli powyższej nie uwzględniono ilości ciepła, wydzielonego w ciągu pierwszych 3—4 godz. od chwili zarobienia cementu wodą. Ta ilość ciepła waha się w granicach 6—10 Cal/kg. Pomiar prowadzono w temperaturze 20°C.

Ilość wydzielanego ciepła osiąga swe maksimum dla tego cementu po 11.30 godz. <sup>2)</sup>

Dla przykładu podam wzrost temperatury w próbce czystego zaczynu cementowego w pierwszych godzinach wiązania. Temperatura początkowa 15°C. Po ½ godz.

— 16°C
po 5 godz. — 21°
" 10 " — 26°
" 15 " — 32½°
" 16½ " — 33,2°



Rys. 9. Wzrost temperatury podczas wiązania cementu portl. Wg. pomiarów prof. dr M. Roś'a z Zurichu.

W tym wypadku różnica temperatur po 16½ godz. wyniosła 18,2°C. <sup>3)</sup>

Z powodu dużej kaloryczności i kurczliwości naszych cementów rynkowych, należy je z ostrożnością używać przy wykonaniu maszywów betonowych, jeżeli w takich wypadkach nie dysponujemy cementami średnio lub niskotermicznymi. Cementów o niższej kaloryczności niż w normalnych rynkowych, dotąd w Polsce nie produkowano. Do kwestii wydzielania ciepła, podczas twardnienia betonu, aczkolwiek nie wiąże się ona ściśle z przyjętymi ramami niniejszego artykułu, powrócę w części dalszej, przy omawianiu betonu.

<sup>2)</sup> Według pomiarów inż. J. Pomorskiego w Zakładzie Chem. Fizycznej Politechniki Warszawskiej.

<sup>3)</sup> Według ostatnich wyników badań nad cementami jednej z fabryk polskich przeprowadzonych przez prof. dr M. Roś'a w Zurichu.

## Triangulacyjne pomiary odkształceń zapór.

Budowa zapór na Sole w Porąbce oraz na Dunajcu w Rożnowie, pierwszych tego rodzaju budowli w Polsce, aktualizuje obecnie ciekawe zagadnienia miernictwa nieznanne u nas do tej pory, a mianowicie zastosowanie triangulacji i niwelacji precyzyjnej do pomiarów odkształceń zapór.

Wyniki tych pomiarów mają duże znaczenie dla budownictwa wodnego. W każdym projekcie budowli wodnej tkwi pewien stopień niepewności ze względu na niecałkowitą znajomość i wielkość działania szeregu czynników przyjętych przy projektowaniu. Każde obliczenie przy pewnych założeniach teoretycznych pozwala na osiągnięcie praktycznie słusznego wniosku o tyle, o ile przyjęte założenia odpowiadają rzeczywistości. Trafne zaś założenia można osiągnąć jedynie drogą doświadczeń na podstawie materiału zdobytego na wykonanych już budowlach.

Pomiar odkształceń zapór, jako jedno z tych wielu zagadnień, których poznanie przyniesie wiele korzyści gospodarczych (zmniejszenie wymiaru budowli, zapewnienie bezpieczeństwa, projektowanie z dużą pewnością), ma za zadanie podanie wielkości przesunięć budowli w kierunkach poziomym i pionowym. Szczególnie przy zaporach łukowych pomiary odkształceń odgrywają ważną rolę, gdyż są tam miernikiem bezpieczeństwa. Na ruch przestrzenny budowli wpływają: niejednorodność sprężystości podłoża, ciężar budowli, naprężenia w murze na skutek temperatury, wypór wody i ciśnienie wody.

Wypadkowa tych działań trzeba ująć w wielkości cyfrowe. Zagadnienie to technicznie na ogół proste do wykonania natrafia w realizacji na następujące trudności.

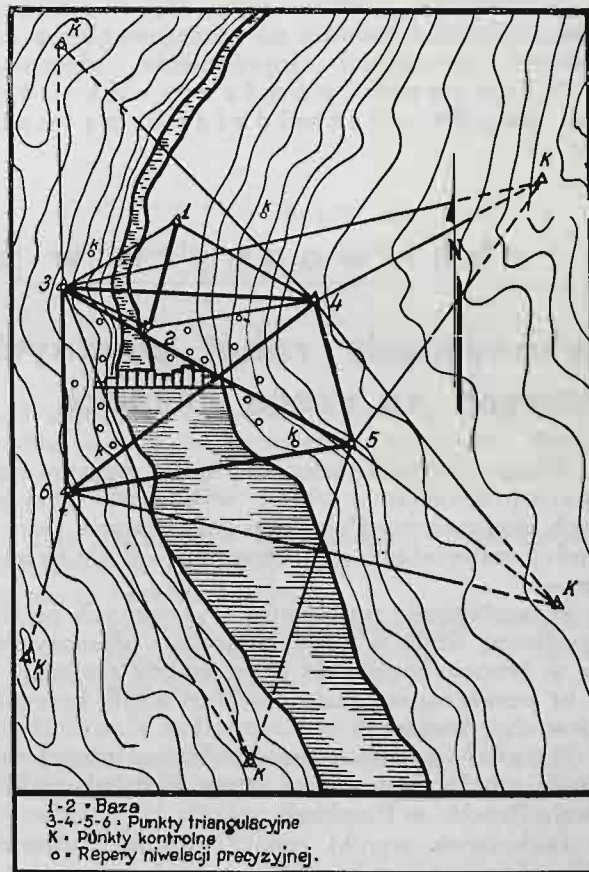
1) Przesunięcia budowli są wielkością rzędu milimetrów lub co najwyżej centymetrów, skąd potrzeba dużej precyzji pomiarów.

2) Wpływ działania budowli na teren, a co za tym idzie naruszenie stałości punktów pomiarowych (wyjściowych).

Trzeba zatem dużej precyzji pomiarów, a więc konieczna jest triangulacja i niwelacja precyzyjna oraz takie rozlokowanie punktów, aby były one poza zasięgiem działania budowli na skałę, aby stabilizacja ich była z tych przyczyn nie naruszona. Tylko wtedy wyniki mogą odpowiadać rzeczywistym przesunięciom. Sam pomiar dzieli się na pomiar bezwzględny i względny. Bezwzględny jest pomiar korony zapory, gdzie mając szereg punktów widocznych, możemy drogą pomiaru określić zawsze ich położenie w stosunku do pewnego przyjętego układu współrzędnych. Względny jest pomiar punktów niewidocznych, to jest tych, które są wewnątrz budowli przeważnie w bliskości fundamentów. Przesunięcia tych punktów mierzy się względem punktów widocznych umieszczonych na koronie zapory. Całość pomiaru sprowadza się do jednego układu współrzędnych, otrzymując w ten sposób dane zachowania się przestrzennego budowli.

Dla określenia współrzędnych  $x$  i  $y$  punktów na koronie zapory zakłada się sieć triangulacyjną lo-

kalną zwykle w postaci czworoboku geodezyjnego. Sieć ta musi być bardzo precyzyjna. Powinna ona pozwolić na określenie współrzędnych punktów badanych z dokładnością do rzędu milimetrów. Średni błąd pomiaru kąta nie powinien przekraczać  $0,5''$ , a dokładność bazy winna być około  $1:300.000$ . Punkty triangulacyjne muszą być obrane w odpowiedniej odległości od budowli, aby były wolne od wpływu ruchów budowli na skałę. Stabilizuje się je w postaci słupów betonowych ufundowanych na trwałym gruncie poniżej linii przemarzania. Dla za-



Rys. 1.

pewnienia kontroli stałości punktów triangulacyjnych, umieszcza się możliwie jak najdalej od punktów triangulacyjnych i od budowli — punkty kontrolne. Są to podobnie jak punkty triangulacyjne dobrze zafundowane słupy betonowe z bolcami służącymi do celowania. Ilość ich powinna być taka, aby z każdego punktu triangulacyjnego widać było przynajmniej trzy punkty kontrolne. Współrzędna z określa się za pomocą niwelacji precyzyjnej. Rozmieszczenie sieci reperów powinno być również takie, aby gwarantowało ich stałość.

Ponieważ każda zapora nie jest budowlą jednolitą lecz składającą się z szeregu sekcji, więc dla stwierdzenia jednoznacznego ruchu przestrzennego takiej bryły trzeba znać przesunięcia przynajmniej trzech punktów każdej sekcji. Zwykle umieszcza się

punkty pomiarowe nie tylko na koronie, lecz także w pobliżu fundamentów na stronie odpowietrznej, aby można było mierzyć odkształcenia fundamentów. Na załączonym rysunku podana jest szematycznie omawiana sieć triangulacyjna.

Dla określenia przesunięć punktów wewnątrz budowli służą wahadła zawieszane w pionowych szybach. Z pomiaru amplitud tych wahadeł określa się względne przesunięcia punktów dolnych w stosunku do górnych. Pomiary odkształceń muszą być wykonane bardzo sumiennie i starannie. Szczególne znaczenie mają one jak już zaznaczono przy zaporach łukowych, gdzie mur, pracując swą krzywizną, ma określone granice dopuszczalne ugięć i przekroczenie tej wartości spowodować może zawalenie zapory, co przy pełnym zbiorniku wywoła katastrofalną powódź.

Stwierdzenie wielkości ugięć daje tu gwarancję bezpieczeństwa i zezwala na zastosowanie na czas środków ostrożności (opróżnienie zbiornika). W Niemczech pomiary odkształceń zapór przewidziane są ustawą.

Dla orientacji podaje wielkości odkształceń zapór łukowych na podstawie pracy inż. Kelena (Gewichtsstaumauern und massive Wehre, XII Messungen an Gewichtsstaumauern).

Roczne ruchy zapór Beves i Lingesse wynoszą według długoletnich pomiarów od 9 do 12 mm. W zaporach Nordhausen ruchy wynoszą w różnych latach 9 do 3 mm. Największe odkształcenie zapory Geigenbach wynosi 7,7 mm. Największe odkształcenie zapory Schräch wynosi 14 mm, przy całkowitym napełnieniu zbiornika.

Dokładności pomiarów na zaporach w Szwajcarii były następujące: średni błąd pomiaru kierunku wynosił w Rempen 0,80", w Schräch 0,90", w Barberine 0,90". Bazy mierzono z dokładnością do 2"/100. Jako instrument do obserwacji użyty był teodolit mikroskopowy Hildebrandta o średnicy koła 21 cm.

Trudno w tej chwili opracować odpowiednie metody pomiarów ze względu na nowość tego zagadnienia i brak jakichkolwiek doświadczeń w tej dziedzinie. Niewątpliwie przyszłość zagadnienia te rozwinie i uzupełni.

## Z robót wodnych w kraju

### **Wykonywanie robót ziemnych za pomocą materiałów wybuchowych na rzece Prypeci.**

Wobec braku dostatecznej ilości maszyn czerpalnych próbowano w 1937 r. wykonywać przy robotach wodnych na Polesiu roboty ziemne (wykop z wody) materiałami wybuchowymi. Wykonywane były:

- a) pogłębianie przekopów wykonanych ręcznie do poziomu wody w gruncie drobno piaszczystym oraz w gruncie bagnistym przy wodzie stojącej,
- b) poszerzanie przekopów (zrywanie brzegów) przy wodzie bieżącej.

Materiał (wysortowany proch strzelniczy) oraz narzędzia były dostarczone przez Państwową Wytwórnię Prochu w Pionkach.

Jakkolwiek wyniki robót i wnioski odnośnie możliwości pracy przy robotach wodnych materiałami wybuchowymi są identyczne z podanymi przez p. inż. E. Dziewałtowskiego-Gintowta w numerze 5-tym 1937 r. Gospodarki Wodnej, gwoli zaoszczędzenia czasu i kosztów na bezowocne próby tym, którzy robót minerskich nie wykonywali, a będą zmuszeni je stosować, podaję zasady wykonywania robót minerskich oraz sposób obliczania min ziemnych.

Wzór na obliczenie ładunku, podany przez p. inż. E. D.-G., odzwierciedla stosunek pomiędzy wielkością ładunku, a zagłębieniem go w zależności od środowiska pracy, nie podaje jednak wymiarów leja, jaki da detonacja ładunku umieszczonego w gruncie na głębokości obliczonej z tego wzoru.

W praktyce najważniejszą rzeczą jest wiedzieć, jakie wyniki za pomocą materiałów wybuchowych osiągnąć można, a w szczególności przed rozpoczęciem prób określić należy, jakimi środkami technicznymi (materiał wybuchowy, narzędzia) rozpo-

ządzać można i czy postawiony cel środkami tymi możliwym jest osiągnąć.

Materiały wybuchowe dzielimy według ich własności użytkowych na dwie zasadnicze grupy: materiały kruszące (dynamit, trotyl, rtęć piorunująca i inne) oraz materiały miotające (proch). Różnica działania materiałów tych polega na tym, że materiały kruszące wskutek detonacji wywiązują znaczną ilość gazów w tak krótkim czasie, że nagle wytworzone wysokie ciśnienie gazów kruszy wszystko co stoi na ich drodze, podczas gdy z materiału miotającego gazy wytwarzają się znacznie wolniej, tak że stopniowo wzrastające ciśnienie działa głównie na punkt otoczenia, stawiający najmniejszy opór dla ujścia gazów. Tak np. ładunek trotylu odpowiedniej wielkości, położony luźno na kawałku grubej blachy, przy zdetonowaniu przecina ją, podczas gdy odpowiedni ładunek luźno położonego na blasze prochu po zdetonowaniu spali się bez uszkodzenia blachy.

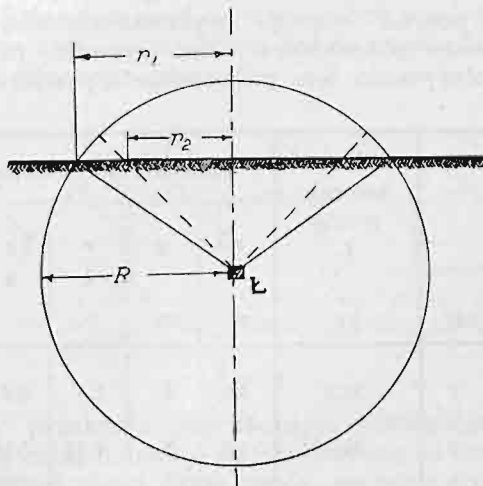
To też przy stosowaniu materiałów wybuchowych do robót ziemnych pamiętać należy, że ładunek prochu założony w ziemi na pewnej głębokości da po wybuchu lej o średnicy o wiele mniejszej niż odpowiedniej wielkości (różnej siły), i na te same głębokości założony ładunek materiału kruszącego. Różnica średnic lejów będzie wzrastała ze zmniejszeniem głębokości założenia ładunków.

Działanie min ziemnych przy użyciu materiałów kruszących daje się zupełnie ściśle obliczyć.

Założony głęboko w ziemi ładunek  $L$  po wybuchu spowoduje na pewnej przestrzeni usunięcie wszystkich cząstek ziemi, którą to przestrzeń zwano



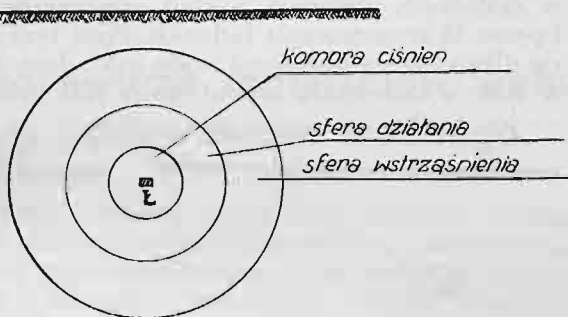
komorą ciśnien, dalej na pewnej przestrzeni cząstki ziemi są wskutek wybuchu skruszone lub zgniecone — przestrzeń ta nazywa się sferą działania ładunku, a promień tej sfery — promieniem działania;



Rys. 1.

$R$  — promień działania,  
 $r_1$  — promień leja materiału kruszącego,  
 $r_2$  — promień leja materiału miotającego.

cząstki ziemi położone na pewnej przestrzeni dalszej ulegną tylko wstrząśnięciu; granice sfery wstrząśnięcia są ostateczną granicą działania ładunku.



Rys. 2.

O ile ładunek założony jest niezbyt głęboko, tj. o ile głębokość założenia ładunku  $h$  jest mniejsza od promienia działania ładunku  $r$  ( $h < r$ ), to ciśnienie gazów wyrzuca ziemię leżącą nad ładunkiem, tworząc w ten sposób lej.

Dla otrzymania leja o promieniu  $r$  należy założyć ładunek, którego wielkość obliczyć można ze wzoru:

$$\mathcal{L} = r^3 \cdot w \cdot u.$$

gdzie

$\mathcal{L}$  — ładunek w kg

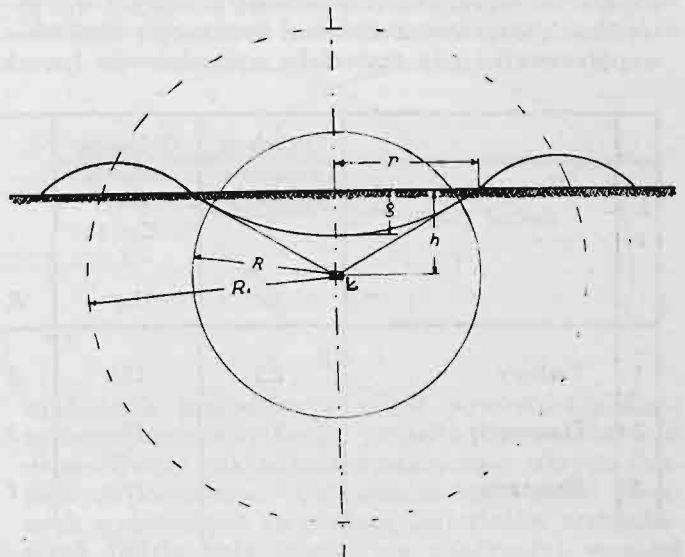
$r$  — promień leja

$w$  — współczynnik wytrzymałości ziemi

$u$  — współczynnik zagłuszania (jakość przybitki).

Skutek zewnętrzny wybuchu zależy od głębokości założenia ładunku; wzór powyższy należy stosować przy warunku  $h \leq r \leq 3h$ , tj. w wypadkach, gdy promień leja jest równy lub większy od głębokości założenia ładunku, wówczas bowiem efekt miny jest największy. Należy pamiętać o tym, że

rzeczywista głębokość leja wyniesie  $g = \frac{r}{2}$ ; praktycznie przy warunku  $h \leq r \leq 3h$  promień leja  $r$  jest równy promieniowi działania  $R$ ; przy ładun-



Rys. 3.

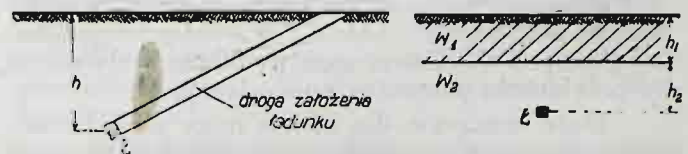
$R$  — promień działania,  
 $R_1$  — „ wstrząśnienia,  
 $r$  — „ leja,  
 $h$  — głębokość założenia ładunku (leja teoretycznego),  
 $g$  — głębokość leja rzeczywistego.  
 Dla materiałów kruszących:  $g = \frac{r}{2}$

kach założonych głębiej, tj. przy  $h > R$  stosunek promienia leja do promienia działania ładunku  $\left(\frac{r}{R}\right)$  szybko maleje.

Dla materiałów kruszących (trotyl, dynamit) współczynniki są następujące:

dla ziemi lekkich i piasku	$w = 1$
„ „ średnich, gliny, zbitego piasku	$w = 1,5$
„ „ ciężkich, żwirowatych, iłu	$w = 2$
„ „ kruchej skalnej	$w = 3$

współczynnik zagłuszenia przy normalnym zasypaniu otworu po założeniu ładunku:  $n = 1$ ; przy założeniu ładunku przez otwór wywiercony skośnie po najkrótszej drodze (jak na rys. 4) i starannym zasypaniu go:  $n = 0,75$ .



Rys. 4.

Warunkiem otrzymania leja wielkości odpowiadającej obliczonej z wyżej podanych wzorów jest założenie ładunku skupionego w jednym punkcie.

W wypadku, gdy mina założona jest pod warstwami gruntu o różnej wytrzymałości, wówczas przyjmujemy do obliczenia następującą wartość współcz. wytrzymałości ziemi (rys. 4):

$$w = \frac{w_1 h_1 + w_2 h_2}{h_1 + h_2}$$

Przy zastosowaniu materiału wybuchowego miotającego (prochu) przebieg i skutek wybuchu miny jest analogiczny jak opisany wyżej, z różnicą tylko w rozmiarach leja. Przy robotach na rz. Prypeci stosowano miny, których ładunki obliczono wg. powyższych wzorów na materiał kruszący z dodaniem współczynnika siły materiału wybuchowego (proch

przyjęto jako  $K$  razy słabszy od trotylu):

$$\bar{L} = K \cdot r^3 \cdot w \cdot n$$

Z pośród szeregu wykonanych min, podaję otrzymane charakterystyczne wypadki, przy których otrzymano leje pojedyncze i pomierzono je:

L. p.	Rodzaj gruntu	Głębokość założenia ładunku $h$ m	Obliczono ładunek przy $K=1$ $\bar{L}$ kg	Przyjęto wielkość współcz.			Dano ładunek prochu $\bar{L}$ kg	Charakt. otrzymanego leja				
				$K$	$u$	$w$		$r$	$g$	$\frac{r}{h}$	$\frac{g}{h}$	$\frac{g}{r}$
								m	m			
1	Torfowy	2,5	15,6	2	1,0	1	31,2	3,5	2	1,4	0,8	0,57
2	Piaszczysty	3	27	2	0,5	1	26	3,5	2	1,17	0,66	0,57
3	Piaszczysty	3	27	1	0,5	1	13	2	1,7	0,66	0,57	0,85

Z powyższego zestawienia wynika, że mina pierwsza była przeładowana, trzecia niedoładowana, druga zaś prawidłowa. Współczynnik zagłuszenia  $u$  przyjęto w pierwszym doświadczeniu równy jedności, potem na podstawie doświadczeń przyjęto  $u = 0,5$ , biorąc pod uwagę, że ładunki były zakładane znacznie poniżej poziomu wody gruntowej, co jest najlepszym zagłuszeniem.

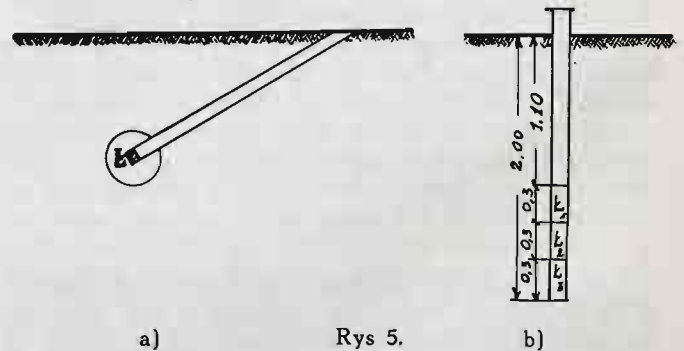
Przy wykonywaniu za pomocą materiałów wybuchowych pogłębień lub poszerzenia przekopu wykonanego w części nadwodnej ręcznie, pożądaną jest znajomość promienia wstrząśnienia. Spójność cząsteczek ziemi w sferze wstrząśnienia zostaje częściowo zniszczona, co w słabszych gruntach w obecności wody powoduje tworzenie się dokoła leja półpłynnej papki ziemnej, która w przekopach o wodzie bieżącej jest łatwo zabierana przez wodę i unoszona z przekopu, zaś w przekopach o wodzie stojącej powoduje szybkie zapływanie otrzymanych lejów i usuwanie się skarp górnej części przekopu, wykonanego ręcznie.

Zaznaczyć należy, że wykonane próby wzruszenia za pomocą materiałów wybuchowych, twardej gliny pod wodą, celem ułatwienia pracy pogłębiarce, dały wyniki ujemne. Wzruszona wybuchami glina pod ciśnieniem warstwy 50 cm wody wkrótce przybierała pierwotną konsystencję.

Duże znaczenie dla efektu miny posiada sposób umieszczenia ładunku. Wyżej podany wzór odnosi się do leja pojedynczego otrzymywanego przy założeniu ładunku skupionego, tj. założonego możliwie w jednej bryle o najmniejszej możliwie objętości. Do tego celu używane są specjalne świdy ziemne oraz, przy większych objętościach ładunków, system wyrabiania komory minowej w ziemi za pomocą wybuchu małego ładunku (rys. 5 a), który zdolny jest tylko poszerzyć otwór wykonany świdem ziemnym.

Narzędzia używane do robót na Prypeci, opisane w artykule p. inż. G. D. nie pozwalają właściwie na zakładanie ładunków skupionych. Tak np. chcąc założyć ładunek 12 kg prochu na głębo-

kości 2,5 m oraz otrzymać max. efekt, warunkiem którego jest skupienie ładunku, musimy wbijać rurę 4 razy w możliwie najbliższych odstępach otworów, co wobec wrażliwości prochu na wstrząśnienia jest wysoce niebezpiecznym, poza tym powoduje pęknięcie opakowania założonych już ładunków w sąsiednich otworach, a stąd zamoczenie prochu i przez to zmarnowanie ładunku. Poza tym w gruncie gliniastym w obecności wody zakładany ładunek w trakcie ładowania szpuntowany jest przez glinę

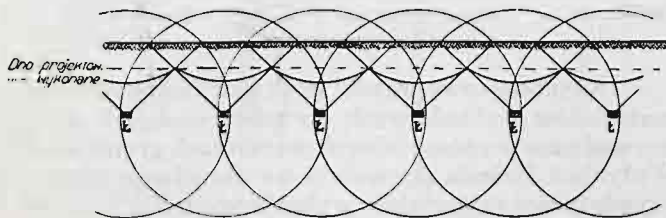


dostającą się przez dolny otwór rury, co też stwarza wysoce niebezpieczne sytuacje.

Niekorzystny rozkład ładunku miny w otworze wykonanym rurą wbijaną podaje rys. 5b; widać stąd, że zakładanie większej ilości ładunków ponad 3 w jednym otworze nie jest celowe, gdyż górne ładunki znajdujące się tuż pod powierzchnią gruntu nie mogą dać większego efektu. Biorąc pod uwagę niemożliwość zachowania pod wodą otworu wykonywanego świdem saperskim, w gruntach twardych (glina, il, mady, gruby piasek) należałoby spróbować stosować wyrabianie komór minowych w otworach wykonanych rurą wbijaną. Wobec konieczności jednak pozostawienia rury w ziemi, celem zabezpieczenia drogi do komory minowej, komorę minową należałoby wykonywać za pomocą odpowiednio obliczonego (by otrzymać pożądaną wielkości tzw. komorę ciśnienia) ładunku materiału kruszącego

(dynamitu lub trotylu). Pracę tę mógłby prowadzić tylko należycie wyszkolony personel instruktorski.

Chcąc otrzymać za pomocą materiałów wybuchowych rów lub przekop zakładamy szereg ładunków, obliczając rozstaw ich wzdłuż przekopu tak, by otrzymany szereg lejów dał nam pożądaną głębokość przekopu (rys. 6).

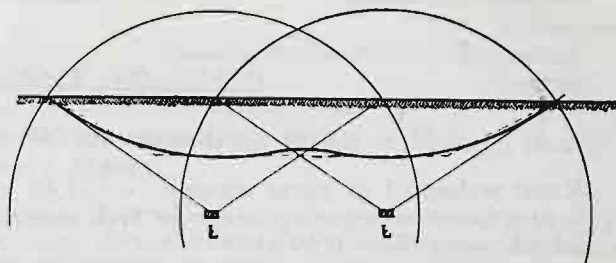


Rys. 6.

W przekroju poprzecznym postępujemy podobnie; tutaj jednak o ile nie liczy się na uniesienie wzruszonej ziemi przez wodę, najkorzystniej jest dawać jeden lub 2 leje w przekroju; przy większej ilości lejów ziemia wyrzucona z środkowych lejów opada z powrotem do przekopu, czyniąc pracę ich nieprodukcyjną (rys. 7).

Detonację ładunków należy wywołać równocześnie możliwie na najdłuższej przestrzeni oraz równocześnie dla całkowitego przekroju poprzecznego przekopu.

Wykonywanie przekopów wyżej podanym systemem stosowano przy robotach na Prypeci z wynikiem ujemnym ze względu na słabość gruntu, którym po wstrząśnieniu wybuchem otrzymany przekop zapływał. Poszerzanie przekopów przy wodzie bieżącej stosowano z dobrym wynikiem, jednakże



Rys. 7.

zakładanie ładunków w glinie powodowało dużo niebezpiecznych sytuacji; ponadto pracę utrudniała niemożliwość zakładania dostatecznie silnych skupionych ładunków. Ostatecznie koszt robót ziemnych wykonanych za pomocą materiałów wybuchowych (gdzie były udane, nie zapłynęły) wyniósł 50 gr za 1 m<sup>3</sup> wykopu w glinie i piasku, podczas gdy wykop ręczny z wody do głębokości 0,75 m kosztował średnio około 50 gr/m<sup>3</sup> w gruntach lekkich (torf, piasek), w gruntach ciężkich zaś wypadłby drożej.

Inż. M. Jakowicz

## Zastosowanie materiałów wybuchowych do robót ziemnych w zakresie budownictwa wodnego.

W Nr 5—1937 r. „Gospodarki Wodnej” podane zostały wyniki prac wybuchowych w zastosowaniu do robót pogłębiarskich i prądownicznych na rzekach Styrcze i Horyniu. Omawiana notatka dotyczyła zastosowania materiałów wybuchowych w gruntach zwartych jak mada i glina wołyńska.

Poniżej przytoczone zostają wyniki dalszych prób w zakresie robót wybuchowych wykonanych w r. 1937 na terenie Polesia w gruntach piaszczystych, oraz torfowo-bagiennych. Roboty wybuchowe w r. 1937 prowadzone były przy wykonaniu przekopu w Węźle Prypeckim w Poczapach (Czarnej Górze), przy pogłębianiu kanału Orzechowskiego, wreszcie w dolinie rzeki Prypeci poniżej m. Kaczanowicze.

Prace wybuchowe przy wykonywaniu przekopu koryta rz. Prypeci wykonane zostały przez PZW. w Brześciu n/B. w Węźle Prypeckim. Poniżej przytoczony zostaje opis wykonanych robót według sprawozdania nadesłanego przez kierownika budowy, P. Wołczackiego - Dziemidowicza. Prace podjęto w związku z wykonaniem przekopu dla ułatwienia odpływu w. wody poniżej jazu prypeckiego.

Długość projektowanego przekopu wynosiła 70 m przy szerokości 10 m. Przekop należało wykonać w ziemi o średniej zwartości (piasek, ziemia roślinna, ily rzeczne) przerastanej korzeniami krzaków, wikliny, traw itp.

Do robót użyty został proch czarny Nr 6, mie-

lony o temp. zapłonu 160° C, pakowany w ładunkach o wadze 1,2 kg. Do zapalania użyto spłonek Nr 8, zapalników wodo - odpornych elektrycznych, mostkowo - żarowych „Gamma”. Zapalania dokonywano induktorem 2,5 A i 150 V. Kabel od zapalników do induktora stosowano typu górniczego dwużyłowy, nawijany na bęben przysposobiony do noszenia na plecach. Ładunki założone zostały w wąskie, usytuowane zygzakowato rowy, ilość których dostosowano do głębokości przewidywanego w danym miejscu w zależności od wysokości terenu wykopu.

W miejscu najwyższym założono trzy takie równoległe rowy. Według sprawozdania P. Wołczackiego-Dziemidowicza:

„...po założeniu na dnie wykopanych rowów 356 szt. ładunków w ten sposób, że w zespole 7 ładunków pierwszy był ze spłoneką, reszta zaś bez spłonek przylegała ściśle jeden do drugiego, połączono szeregowo druty od zapalników z kablem induktora, a rowy zasypano i ubito.

Naciśnięcie dźwigu induktora spowodowało jednoczesny strzał 427,2 kg prochu.

Miejsce przekopu o ogólnej powierzchni 5 × 10 m wysadzone zostało w powietrze na głębokość od 1 do 21 m, przy czym część uniesionej w powietrze ziemi spadła z powrotem do przekopu.

Ogółem po dokładnym pomiarzeniu wysadzono 376,1 m<sup>3</sup> ziemi.

Koszty wykopu wynosiły:	
robocizna —	
transporty,	— 69,21 zł
kopanie rowów i załadowywanie	— 66,42 „
materiał —	
proch,	— 427,20 „
spłonki i zapalniki	— 50,29 „
generalia —	
dozór techniczny i roboty pomocnicze	— 13,56 „
	<hr/>
	Razem 626,68 zł

Koszt wykopu 1 m<sup>3</sup> ziemi wynosił — 1,68 zł, przy czym koszt wykopu ręcznego w tych samych warunkach wynosił — 0,45 zł<sup>11</sup>.

Według sprawozdania PZW. w Brześciu n/B. na kanale Orzechowskim wyrzucono sposobem wybuchowym 507,60 m<sup>3</sup>, przy czym z wyrzuconej ziemi po wybuchach powróciło do koryta kanału 370,70 m<sup>3</sup>, czyli że efekt ostateczny wynosił zaledwie 166,90 m<sup>3</sup>. Koszt wykonanej próby wynosił 1099,51 zł na co składa się koszt:

robocizny —	
transporty, zakładanie	—120,00 zł
materiałów —	
prochu 820 kg	— 820,00 „
spłonek Nr 8 szt. 88	— 13,20 „
zapalników elektryczn. szt. 189	— 146,31 „
	<hr/>
	Razem 1099,51 zł

Koszt wykopu 1 m<sup>3</sup> wynosił — 5,59 zł podczas gdy koszt ręcznego wykopu wykonywanego równocześnie wynosił 0,70 zł za 1 m<sup>3</sup>.

Tak znaczne koszty wykonania robót wybuchowych przypisać należy niewłaściwemu założeniu ładunków co spowodowało, iż część wyrzuconej ziemi wróciła do koryta kanału.

Próby robót ziemnych sposobem wybuchowym w dolinie rzeki Prypeci poniżej m. Kaczanowice dały również ujemny wynik. Praca wykonywana była na gruntach torfowych, mulistych i drobno-piaszczystych. Ze sprawozdania z omawianych ro-

bót nadesłanego przez PZW. w Pińsku wynika, że wskutek wybuchu grunty tego rodzaju zostają wzu-  
szone na dużej przestrzeni poza skarpami zapływa-  
jącego natychmiast leja. Zdaniem PZW. w Pińsku  
materiał wybuchowy znajdzie korzystne zastosowa-  
nie przy poszerzaniu wzgl. wykonywaniu kinet prze-  
kopów w gruncie bardziej zwartej mady, oraz  
w miejscach silnie porośniętych drzewami i krza-  
kami.

Dotychczasowe wyniki prób nad zastosowaniem materiałów wybuchowych do robót wodnych prze-  
prowadzone w różnorodnych warunkach gruntowych  
Wołynia i Polesia pozwalają na określenie istotnej  
przydatności materiałów wybuchowych dla tych ro-  
bót oraz wypadków, w których stosowanie wybu-  
chów może być celowe i ekonomiczne.

Przeprowadzone doświadczenia wykazały, że  
zastosowanie materiałów wybuchowych może się  
opłacać w pewnych wypadkach przy robotach  
w gruntach zwartych, zastosowanie omawianej me-  
tody w gruntach piaszczystych — jest nieekonomicz-  
ne, w gruntach zaś błotnistych wzgl. gruntach o wy-  
sokim poziomie wód gruntowych, roboty ziemne wy-  
buchowe nie dają wogóle żadnego efektu. Wyko-  
nywanie przekopów środkami wybuchowymi w od-  
powiednio zwartych gruntach może się kalkulować  
pozatym jedynie w wypadkach niedużej kubatury  
robót, nie uzasadniającej sprowadzenia kopaczki  
mechanicznej.

Duże usługi oddać może metoda wybuchowa  
wówczas, gdy zachodzi potrzeba szybkiego usunięcia  
progu w rzece, wykonania niedużego przekonu  
w zwartym gruncie itp. czynności niezbędnych dla  
doraźnego poprawienia warunków żeglowności na  
rzece.

Podobnie ekonomiczna i szybka jest metoda  
prac wybuchowych przy robotach prądowniczych,  
jak usuwanie pali po rozebranych lub zniszczonych  
budowlach wodnych, zruszanie i usuwanie pni drzew  
z łóżyska rzeki, rozsadzanie kamieni, zruszanie war-  
stwy zmarzniętej ziemi przy robotach ziemnych zi-  
mowych itp.

Inż. S. Ichnatowicz

## Z literatury technicznej.

### Przegląd czasopism obcych.

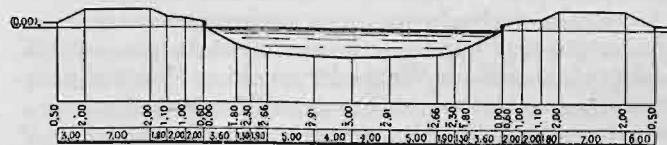
#### Drogi wodne, żegluga.

#### Ukończenie budowy nowego kanału żegluga z Li- vorno do Pizy.

Budowa powyższego kanału została ukończona  
w kwietniu r.b. Kanał ten ma zastąpić stary, już zużyty  
i na dzisiejsze warunki za ciasny kanał między tymi sa-  
mych punktami końcowymi.

Nowy kanał ma 17 km długości (wobec 24 km ka-  
nału dawnego) i jest pierwszym elementem projektowa-  
nego kanału Livorno — Firenze (Florenceja). Profil ka-  
nału przeznaczanego dla statków 600 t uwidoczni-  
mo na dołączonym rys. 1. Głębokość jego wynosi średnio 3 m  
i waha się wraz ze stanami wody od 2,6 do 3,8 m, sze-

rokość w zwierciadle przy stanie średnim wynosi 31,6 m.  
Na obu brzegach przewidziano ławeczki o szerokości  
2 m i wygodne drogi holownicze o szerokości 7 m.



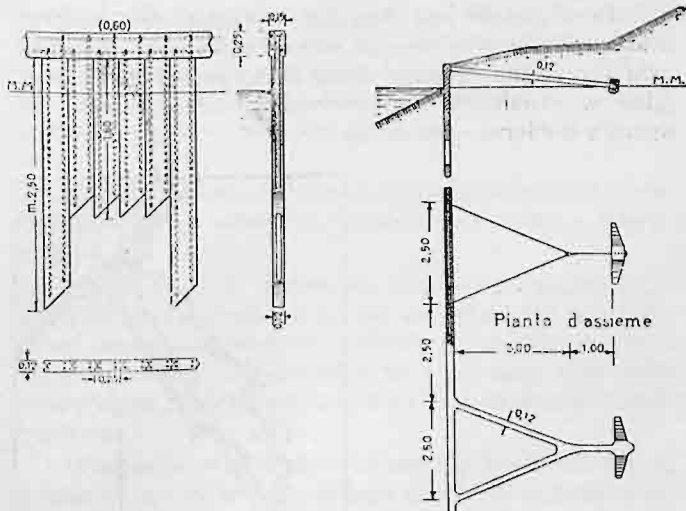
Rys 1.

Zależnie od warunków terenowych zastosowano na  
różnych odcinkach kanału różne ubezpieczenia skarp  
(rys. 2 i 3).

W Pizie wykonano port miejski ograniczony be-  
tonowymi bulwarami (rys. 4).

Kanał powyższy posiada tylko jedno stanowisko na

poziomie morza. Na drugim końcu łączy się on z rzeką Arno.



Rys. 2.

Jakkolwiek bardzo krótki, obliczony jest na znaczną ilość ładunków dla miejscowego przemysłu, a w szcze-

Na starym kanale, który miał w najgorszych miejscach 9 m szerokości i 1,4 m głębokości, roczne obroty dochodziły do 300000 t.

Powyższe dane zaczerpnięto ze szczegółowego sprawozdania dr. G. Giromettiego, ogłoszonego w nr. 5 *Annali dei Lavori Pubblici* z 1938 r, dokąd odsyłamy zainteresowanych.

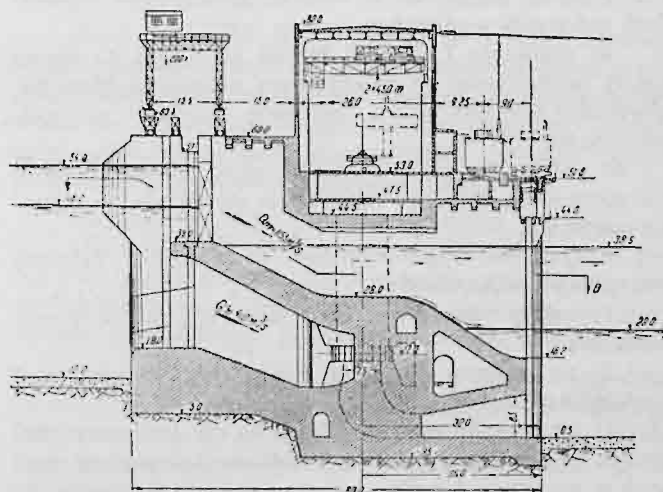
inż. Otton Faust.

## Zakłady o sile wodnej

### Korzyści z umieszczenia turbin w blokach przelewowych zapor.

Inż. I. Dobrucki w artykule opublikowanym w nr 5 czasopisma „Gidrotiechniczskoje Stroitelstwo” z 1938 r. podkreśla ważne dodatkowe korzyści, wynikające z umieszczenia turbin w blokach przelewowych zapor (względnie wysokiego jazu).

Takie rozwiązanie, stanowiące nowość w hydrotechnice, daje nie tylko oszczędność na potrzebnej długości budowli piętrzącej, lecz pozwala na sztuczne zwiększenie spadku roboczego dla turbin. Zachodzi to wówczas, gdy wyloty rur ssących są tak usytuowane, że woda spadająca z przelewów musi przepływać nad nimi z wielką



Rys. 1. Przekrój podłużny zakładu z turbinami umieszczonymi pod przelewami. (Projekt zakładu typu w Kembs w Kujbyszewie na Wołdze).

szybkością, co powoduje w rurach dodatkowy spadek ciśnienia. Dzięki temu udaje się odzyskać część spadku, który się traci na zakładzie, gdy przelewy są czynne (okresy wielkich wód), a poza tym wzrasta od tego skutek użyteczny turbin.

Inż. Dobrucki podaje jako przykład zakład wodny na Mitchelldam w stanie Alabama (USA), którego pracę miał możliwość dłużej obserwować. Spiętrzenie to, będące jednym z całego szeregu spiętrzeń na tej samej rzece, dzięki zastosowaniu wyżej opisanego rozwiązania (brak oddzielnych bloków turbinowych), posiada, w porównaniu dawnych spiętrzeń, front odwodny o 1/3 krótszy, co dało znaczną oszczędność w kosztach budowy. Limnigrafy osadzone na rurach ssących i na zbiorniku wykazały, że przy otwartych zasuwach na przelewach napór roboczy na turbinach wzrastał o 10–15%. Okazało się przy tym, że zjawisko to zachodzi nie tylko, gdy woda spadająca z przelewu powoduje odskok odrzucony, lecz i wówczas, gdy odskok jest zatopiony; pochodzi to stąd, że strugi

gólności na przewóz węgla kamiennego, piasku budowlanego i do wyrobu szkła, kamienia, glinki ceramicznej itp.

spadające z przelewu ślizgają się i w tym wypadku po jego ścianie odpowietrzanej (pod walcem wirującej wody) i zachowują ten ruch również na podłożu (aż do ewtl. szykan), co wywołuje ssanie w zatopionej rurze turbinowej.

Autor wspomina, że efekt sztucznego ssania w rurach turbinowych osiągnięto również, choć w odmienny sposób, na zakładzie Blake River (Kanada), odnośnych szczegółów jednak nie podaje.

Na uwagę zasługuje, że w Zakładzie Mitchell stwierdzono w toku eksploatacji anormalnie dużą kawitację wirników turbinowych (typ Francisca). Sprawa ta nie została jeszcze zbadana dostatecznie, istnieje jednak hipoteza, że powodem dużej kawitacji może być powiększone ssanie w rurach odpływowych.

Inż. T. B.

## Regulacja rzek

### O regulacji rzeki Tybru.

Po katastrofalnym wylewie Tybru z 18 grudnia 1937 roku włoski minister robót publicznych ustanowił pod swoim przewodnictwem komisję, złożoną z ekonomistów, hydrotechników i hydrografa, której powierzył zbadanie charakteru i skutków powyższej powodzi i poddanie rewizji zasad projektu regulacji Tybru.

Komisja powyższa w wyniku swych prac i posiedzeń uchwaliła następujące ogólne tezy:

a) regulację Tybru od Rzymu do ujścia do morza należy wykonywać ze szczególnym uwzględnieniem konieczności ochrony przed zalewem Rzymu i pól nadrzecznych;

b) należy dać pierwszeństwo takim zabiegom, które nie spowodują dalszego zagłębiania się koryta na odcinku miejskim.

Z tych tez wyprowadzono następujące, bardziej szczegółowe wskazówki:

1) należy sprostować bieg rzeki w pobliżu Mezzocannino,

2) na odcinku miejskim należy ująć koryto wód wielkich bulwarami,

3) na odcinku poniżej miasta należy rozszerzyć istniejące zwężenia koryta, co pozwoli obniżyć poziom wezbrań w mieście o 1 metr,

4) należy przeprowadzić poszerzenie koryta rzeki w łukach i przebudować źle usytuowane tamy regulacyjne zgodnie z przewidzianym ogólnym projektem regulacji rzeki,

5) wzdłuż t. zw. Canale di Fiumicino, jednego z ramion ujściowych Tybru, należy przedłużyć istniejące bulwary ochronne (L'Acqua, nr 7 z 1938 roku).

## Hydrologia, hydrografia

### Sygnalizacja i prognoza wezbrań w dolnym biegu rzeki Pescara.

Rzeka Pescara, której powierzchnia zlewni wynosi 3170 km<sup>2</sup>, a średnie wzniesienie nad p. m. 923 m, jest często nawiedzana przez wezbrania, które dają się we znaki polom uprawnym, położonym w dolnym biegu i mieście oraz portowi Pescara, położonym w pobliżu ujścia rzeki do morza.

Celem umożliwienia akcji zapobiegawczo-ratunkowej, oddział państwowej służby hydrograficznej z siedzibą w Peszarze urządził automatyczną sygnalizację stanów wody rz. Pescara przy moście kolejowym pod Rosciano (mapka), gdzie do Pescary wpływa ostatni potok górski,

Miejsce to jest odległe od ujścia o 25 km, a czas przebiegu fali wynosi 4—5 godzin.

Przy moście pod Rosciano znajduje się limnigraf, z którym połączono aparat nadawczy. Aparat ten przesyła otrzymane impulsy drogą elektryczną do Pescary, gdzie w siedzibach zainteresowanych urzędów założono aparaty odbiorczo-rejestrujące.

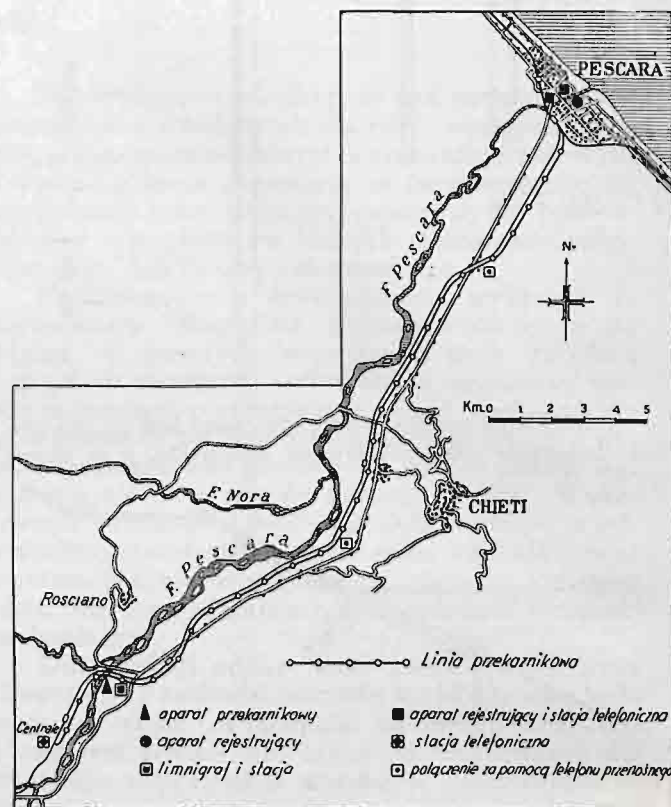


Fig. 1. Szyk rozmieszczenia urządzeń telesygnalizacyjnych

Rys. 1.

Dla umożliwienia przekazywania wiadomości ustnych na wypadek zepsucia się automatów włączono do odnośnej linii przekazykowej zwykle aparaty telefoniczne przy stacjach odbiorczych i w punktach pośrednich wzdłuż biegu rzeki.

Cały ten system sygnalizacji uzupełniono, łącząc stację nadawczą linią telefoniczną z centralą wodno-elektryczną w Alano (5 km powyżej mostu), która jest połączona z dwoma podobnymi zakładami, położonymi w górnym biegu rzeki. To dodatkowe połączenie umożliwia otrzymywanie wcześniejszych meldunków o opadach i zjawiskach towarzyszących.

Urządzenia powyższej sygnalizacji kosztowało 88300 lir. (L'Acqua nr. 7 z 1938 roku).

inż. Otton Faust.

## Różne.

### Zastosowanie bitumu w hydrotechnice.

„Gidrotiechniczeskoe Stroitelstwo” nr 2 r. 1938 podaje ciekawy artykuł o zastosowaniu bitumu w hydrotechnice. Kierownictwo budowy kanału Moskwa—Wołga (Z. S. R. R.) zbadało właściwości bitumu i szeroko wykorzystywało go na poszczególnych obiektach z dobrym rezultatem, zarówno co do kosztów wykonania jak i otrzymanych efektów technicznych.

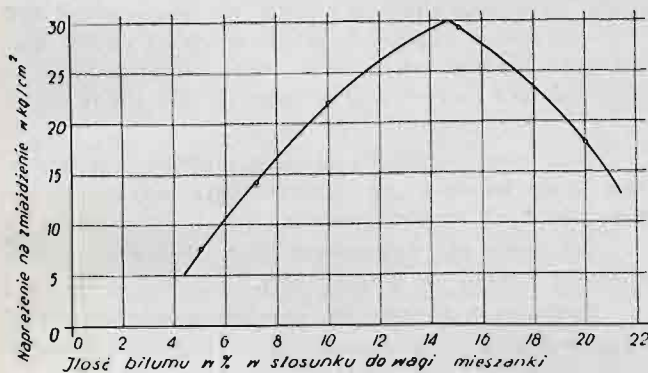
Bitum naturalny jest odporny na wpływ czynników atmosferycznych, na działanie chemiczne płynów kwaśnych i alkalicznych, posiada znaczną wytrzymałość na zużycie mechaniczne, jest wodoszczelny. Poza tym nie zawiera składników rozpuszczalnych w wodzie, dlatego też może być użyty przy budowie urządzeń wodociągowych. Bitum jako ciało jest plastyczny, łatwo deformuje się.

Wprowadzając do bitumu składniki mineralne otrzymujemy ciało o odmiennej strukturze i cechach fizycznych.

W Z. S. R. R. używa się przeważnie bitumu nr 3 o temperaturze ciastowatości nie mniejszej 50°, i o określonej przepisami wielkości penetracji i ciągliwości. Inne używane bitumy, a mianowicie nr 1 i 2 mają zbyt niską temperaturę ciastowatości, a nr 4 i 5 są za kruche i mało ciągliwe.

Posiadane właściwości bitumu nr 3 nie zawsze są wystarczające do bezpośredniego użycia go w hydrotechnice i bardzo często należy zmieniać je i to w różnych kierunkach. Problem praktycznego zastosowania bitumu sprowadza się do badań zmian struktury i właściwości masy bitumicznej, otrzymanej z wprowadzenia do bitumu składników mineralnych.

W wyniku wykonanych badań zauważono, że zmiany własności mas bitumicznych podlegają prawu zachowania



Rys. 1.

wania się typowych roztworów, przy czym rozpuszczalnikiem jest tu bitum, a rozpuszczoną solą składniki mineralne.

Oba składniki roztworu są w ścisłym ze sobą związku. Krzywe własności roztworów w większości wypadków mają po jednym minimum lub maksimum, odpowiadającym krytycznemu momentowi zmiany wzajemnego stosunku składników.

Niżej podaje się wykres przebiegu naprężenia na zgniatanie masy bitumu, otrzymanej z bitumu i piasku przesianego i wypłukanego o  $\varnothing$  0,3—0,6 mm w zależności od ilości użytego bitumu.

W ten sposób ustalono, że masa bitumu o składzie: 30—35% bitumu i 70—65% składnika mineralnego wykazuje największą przyczepność do drzewa, stali i betonu; 12% bitumu i 88% piasku o uziarnieniu jednorodnym — 8% bitumu i 92% piasku o uziarnieniu różnorodnym wykazują największą wytrzymałość na zgniatanie

Mając powyższe na uwadze można projektować bitumiczne masy o właściwościach wg. ich przeznaczenia.

**Masa bitumiczna do szwów dylatacyjnych.** W hydrotechnice używa się mas bitumicznych: 1) do wypeł-

niania szwów dylatacyjnych, 2) do wykonania izolacji fundamentów od wilgoci i szkodliwego działania wód gruntowych, 3) na wykładziny ścianek kanałów, 4) do zabezpieczenia konstrukcji stalowych od rdzewienia, 5) do zabezpieczenia drzewa od gnicia.

Od masy bitumicznej do wypełnienia szwu dylatacyjnego wymaga się — poza nieprzepuszczalnością dla wody — jeszcze dużej plastyczności przy maksymalnej przyczepności do betonu i przy najwyższej temperaturze ciastowatości.

Tym własnościom odpowiada masa bitumiczna o składzie 30—35% bitumu i 70—65% składnika mineralnego. Przyczepność tej masy przy właściwym wykonaniu wynosi 20 kg/cm<sup>2</sup>, tj. otrzymujemy przyczepność większą od przyczepności samego betonu.

Temperatura ciastowatości 70° masy bitumicznej w zupełności zapewnia jej wyciekanie ze szwu dylatacyjnego w temperaturze 10—15°. Masę bitumiczną szwu należy zabezpieczyć od bezpośredniego działania promieni słonecznych.

W masach wykonanych z grubo ziarnistego materiału może z czasem nastąpić osiadanie pewnej ilości ziaren. Danych doświadczalnych w Z. S. R. R. w tym kierunku jeszcze nie zebrano, ale w każdym bądź razie ustalono, że osiadać mogą tylko ziarna większe od 0,3 mm.

**Płyty.** W wypadku obecności w miejscu budowy obiektu szkodliwych wód i gruntów zawierających piryt, gips, związki manganu, sole amoniaku, kwas węglowy itp., a ścianki obiektu są niedostatecznie masywne (rury), może zajść konieczność zabezpieczenia obiektu przed bezpośrednim działaniem i przesiąkaniem wody.

Najlepszym zabezpieczeniem betonu jest pokrycie jego powierzchni blachą przyklejoną do betonu przy pomocy masy bitumicznej. Gdy wykonanie tego rodzaju jest niemożliwe z uwagi na koszty, to najlepszym zabezpieczeniem jest pokrycie powierzchni betonu masą bitumu.

Sposoby zabezpieczenia betonu są różne, zaczynając od zwykłej izolacji przez pomalowanie powierzchni betonu, a kończąc na wyłożeniu powierzchni betonu uprzednio przygotowanymi płytami bitumicznymi, albo płytami betonowymi zaimpregnowanymi bitumem.

Najlepsze są dwa ostatnie sposoby. Smarowanie powierzchni nawet przy bardzo starannym wykonaniu nie daje gwarancji otrzymania jednakowej grubości warstwy izolacyjnej i bez małych otworów. Nawet izolacja wykonana przez smarowanie w warunkach pracy laboratoryjnej wykazała 10% powierzchni przepuszczalnej dla wody.

Masa bitumiczna do wykonania płyt winna posiadać te same właściwości, co masa używana do fug dylatacyjnych, a zatem skład jej będzie ten sam. Dla zwiększenia elastyczności zimą, kiedy płyty są łamliwe, pożądanym jest dodać 1—2% benzyny.

Bitumy na ogół źle przylepiają się do betonu, to też celem zwiększenia przyczepności należy przedtem powierzchnię betonu posmarować roztworem bitumu w benzynie. Zasada jest prosta. Roztwór bitumu w benzynie wypełnia pory betonu do głębokości 1—2 mm, a dla betonu mniej zwężonych nawet do 5 mm. Z roztworu benzyna wyparowuje (przy pogodzie wietrznej w ciągu dwóch dni), pozostawiając w porach bitum.

Po nałożeniu płyt następuje tak silne przyleganie ich do betonu, że przy odrywaniu pęknięcia następują nie w płaszczyźnie styku, lecz w masie betonu.

Ten sam rezultat można otrzymać przez odpowiednie podgrzewanie betonu i przyklejanych płyt<sup>1)</sup>.

Pierwsze smarowanie wykonuje się roztworem bitumu o składzie 25% bitumu i 75% benzyny w stosunku wagowym, drugie smarowanie odwrotnie — 75% bitumu i 25% benzyny.

Do izolacji fundamentów masa bitumu o składzie jak dla płyt jest za tusta, co może spowodować ślizganie się fundamentu, dlatego używa się mas o większym spójnym tarcia.

Doświadczalnie ustalono masę bitumiczną o składzie 20—22% bitumu i 80—78% piasku. Grubość masy — 1 cm. Masy np. o grubości 1 cm i 15% bitumu są już przepuszczalne.

Izolację fundamentów wykonuje się przez ułożenie płyt na przygotowanym podłożu albo przez zalanie podłoża ciekłą masą. Przed zalewaniem należy usunąć z powierzchni podłoża wodę, aby uniknąć pęknięć powłoki pod pęcherzykami tworzącej się pary.

Celem zmniejszenia spójnika poślizgu w samej masie w wypadku użycia płyt, wzmacnia się je tkankami umieszczonymi w środku płyty.

Dla uniknięcia uszkodzenia wykonanej izolacji fundamentu w trakcie kontynuowania dalszych robót, pokrywa się izolację warstwą cementu szybko wiążącego z dodatkiem szkła wodnego.

**Malowanie względnie smarowanie betonu.** We wszystkich wypadkach kiedy okładanie betonu płytami uważa się za zbyt ciężkie izoluje się go, smarując omawianym wyżej roztworem pierwszym — jeden raz i drugim — 2 razy. W bardzo niekorzystnych warunkach pracy betonu, kiedy zasypany grunt zawiera piryty, roztworem drugim smaruje się 4 razy.

Początkowo malowanie wykonywano ręcznie. Później wykonywano smarowanie pod ciśnieniem do 3—5 atmosfer przy pomocy hydropułtów. Ostatnio wydajność dochodziła do 2000 m<sup>2</sup> w ciągu 10 godzin pracy. Zewnętrzny wygląd wykonanej izolacji był zupełnie dobry. Koszta wykonania takiej izolacji w materiałach w warunkach Z. S. R. R. wynosiły 60 kop/m<sup>2</sup>.

Przy wykonaniu izolacji należy pamiętać: 1) że beton z wierzchu na głębokość 3—4 mm winien być wysuszony, aby roztwór bitumu w benzynie mógł swobodnie przeniknąć w głąb betonu;

2) że beton należy starannie oczyścić z kurzu (najlepiej sprężonym powietrzem);

3) że każdą następną warstwę można nakładać po zupełnym wyschnięciu poprzedniej;

4) że każdą warstwę należy nakładać równomiernie na całej szerokości i nie grubo.

**Ekran.** Ekranem bieżni nazywali jądro grobli założone na skarpie odwodnej.

Elastyczność mas bitumicznych zezwala im postępować za deformacjami gruntu grobli przy jednoczesnym zachowaniu swoich własności nieprzepuszczania wody. Ta okoliczność zezwala na użycie mas bitumicznych do uszczelnienia grobli zamiast gliny lub torfu.

W warunkach Z. S. R. R. koszt wykonania 1 m<sup>2</sup> ekranu z gliny wynosił około 9 rubli. Ekran z bitumu o składzie 30% bitumu i 70% piasku wraz z robocizną wynosi około 2 ruble za 1 m<sup>2</sup> przy pokryciu o grubości 2 cm. Grubość ekranu 2 cm jest w zupełności nieprzepuszczalna dla wody i dostatecznie wytrzymała na ewen-

<sup>1)</sup> Szczegóły wykonania płyt bitumicznych znajdują czytelnicy w oryginalnym artykule.

tualne pęknięcia, a koszt wykonania takiego ekranu jest 4 razy tańszy od ekranu z gliny.

Tego rodzaju ekrany wykonano w Z. S. R. R., które do dnia dzisiejszego pracują zadawalająco.

Dla większej pewności omawiane ekrany buduje się z płyt o grubości 1 cm, umacnianych wkładkami z rogoży. Płyty układa się w dwu warstwach przełożonych gliną z piaskiem. Można również wykonać ekran przez bezpośrednie wylanie masy bitumicznej na dobrze ubity grunt, który później waluje się.

**Wykładzina kanału.** Wreszcie bitum można użyć do wykładania kanału. Największą wytrzymałość na zgniatanie dają masy bitumiczne o składzie 7—8% bitumu i 92—93% piasku. Piasek winien być użyty o stosunku —  $\frac{2}{3}$  grubszych ziarn i  $\frac{1}{3}$  drobniejszych ziarn aż do pyłów włącznie.

Warstwa takiego bitumu o gr 3—5 cm jest zupełnie nieprzepuszczalną dla wody, a jednocześnie wykazuje wytrzymałość na zgniatanie do 50 kg/cm<sup>2</sup> przy temperaturze ciastowatości ponad 100°.

Dla podniesienia temperatury ciastowatości dodaje się do bitumu nr 3 pewną ilość bitumu nr 4. Zwraca się szczególną uwagę na szkodliwość dodawania smoły z węgla kamiennego, która obniża temperaturę ciastowatości oraz zmniejsza wytrzymałość kostek na zgniatanie.

Wykonane doświadczenia wykazały, że masy bitumiczne otrzymane z piasku o  $\varnothing$  0,3—0,6 mm w ilości 93% i 7% materiałów wiążących, składających się z 1,7% smoły i 5,3% bitumu naturalnego, dały wytrzymałość na zgniatanie 24,4 kg/cm<sup>2</sup>; a przy składzie 3,5% smoły i 3,5% bitumu — wytrzymałość 12,4 kg/cm<sup>2</sup>.

Poza tym mieszanki smoły z bitumem zanieczyszczają wodę fenolem, co uniemożliwia użycie tychże w urządzeniach wodociągowych.

Tak samo nie wskazany jest dodawanie smoły z drzewa i torfu do wyrobu płyt.

Dokładnych danych dla określania kosztów wykonania wykładziny, autor artykułu nie podaje. Jednakże w warunkach Z. S. R. R. koszt wykonania wykładziny o gr. 10 cm wynosił około 5 rubli za 1 m<sup>2</sup>.

Wykładziny bitumiczne mają nieestetyczny wygląd dla oka z powodu ciemnego koloru. Pod bezpośrednim działaniem promieni świetlnych wykładzina ciastowacieje.

Przysypanie jej piaskiem i zawałowanie zmniejsza absorbcję światła i nadaje wykładzinie przyjemniejszy dla oka wygląd.

Inż. Bronisław Czaiński.

## Przegląd czasopism polskich.

**O potrzebie studiów szczegółowych przy opracowywaniu projektów regulacji rzek i stosunków wodnych w dolinach.**

Nr. 3 „Przeglądu Melioracyjnego” z 1938 r. zawiera pod wyżej wyszczególnionym tytułem bardzo ciekawy artykuł inż. Sochońia Zygmunta.

Autor występuje w nim przeciwko traktowaniu sprawy regulacji rzek z punktu widzenia samej tylko potrzeby odwodnienia terenów o nadmiernym uwilgotnieniu — co według niego szczególnie ma miejsce przy wykonywaniu prac scaleniowych. Inż. Sochoń zwraca zatem



uwagę, że rzek nie należy traktować jak kanały odwadniające bez zwrócenia uwagi na charakter i właściwości gleb i podłoża oraz potrzeby gospodareze terenu. Autor podaje, że regulacja rzek: 1) musi uwzględniać możliwości regulacji stosunków wodnych w obrębie doliny i obszarów po za nią leżących, związanych z jej reżimem wodnym w oparciu o racjonalną gospodarkę wodną, działającą w myśl potrzeb glebowych, łąkowych i gospodarczych terenu, 2) powinna ustalić równowagę czynników ruchu wody w korycie.

W końcu autor podaje szereg przykładów niewłaściwego potraktowania sprawy regulacji rzek oraz bliżej omawia kierunki w jakim powinny pójść studia w związku z potrzebą racjonalnej regulacji ścieku.

### Metody pobierania próbek ziemnych do celów badawczych.

W czasopiśmie „Inżynieria i Budownictwo” w Nr. 1 z roku 1938, ukazał się aktualny i obszerny artykuł omawiający chronologicznie, począwszy od najprostszych aż do nowoczesnych, metody pobierania próbek ziemnych do celów badawczych. Autor w swym artykule podkreśla, że roboty ziemne są niemal w każdej budowl inżynierskiej podstawowym elementem wykonania.

Ze względu na wielką różnorodność składu i struktury ziem, w porównaniu z innymi materiałami budowlanymi, ściśle matematyczne traktowanie zagadnień związanych ze statyką ziem jest niemożliwe do przeprowadzenia, a nawet przy najbardziej jednorodnym składzie, ziemie nie stosują się do podstawowego dla statyki budowlanej prawa Hook'a. Celem więc wyciągnięcia pewnych wniosków w odniesieniu do statycznego i dynamicznego zachowania się ziem, należy poznać ich fizyczne właściwości.

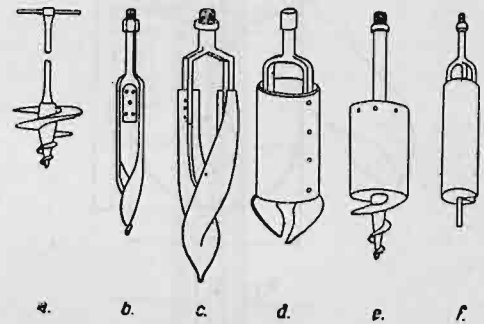
Po dłuższym opisie historii planowego badania właściwości ziem oraz po zastanowieniu się w jakim kierunku mają być prowadzone badania ziem jako: gruntu ludowlanego, materiału budowlanego i łóżyska wody gruntowej, autor przechodzi do opisu szeregu metod badawczych. Podajemy w streszczeniu opisy poszczególnych metod:

1. *Sondowanie gruntu.* Najprostsze narzędzie badawcze sonda składa się z żerdzi stalowej 2—4 m długiej, zakończonej spiralnym świdrem; zapuszczanie w ziemię odbywa się z pomocą uderzania lub wkręcania. Badanie polega z jednej strony na stwierdzeniu stawianego przy opuszczaniu sondy oporu, z drugiej, szczególnie o ile chodzi o pokłady aluwialne, z obserwacji szneru jaki powstaje wskutek tarcia żerdzi o pojedyncze kamienie. Pobór próbek odbywa się przez umiejscowienie się ziemi w wcięciach porobionych na żerdzi. Dokładność badań zależna jest od doświadczenia obserwatora, a w ten sposób wykonane sondowanie daje ogólną ocenę stosunków geologicznych; w szczególności pozwala na ustalenie położenia granic pojedynczych warstw ziemnych.

2. *Rozkopy.* Jest to najprostszy a jednocześnie najdokładniejszy sposób badania gruntów, gdyż w rozkopie jako naturalnej odkrywce, możemy bezpośrednio obserwować nawet najdrobniejsze przewarstwienia, czego nie można spostrzec z danych otrzymanych z otworów wiertniczych. Rozkopy mogą być wykonane rozmaicie, zależnie od stosunków i głębokości do jakiej pokłady mają być zbadane. Pobór próbek z odkrytego wykopu odbywa się przy pomocy krótkich stalowych cylindrów,

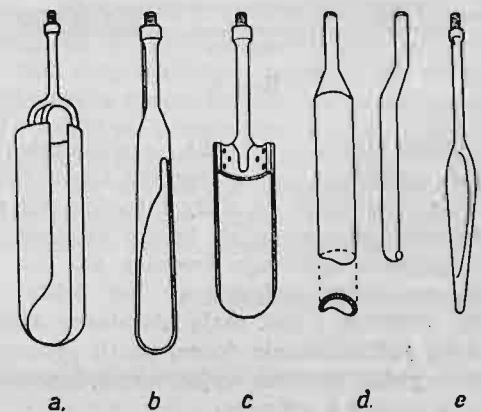
zaopatrzonych w ostre obrzeże, które wprowadza się w grunt przez obciążenie.

3. *Wiercenia.* W wypadkach gdy poprzednie metody badania gruntu nie mają zastosowania, np. przy dużych głębokościach i obecności wody, wówczas stosuje się wiercenia. Używane są do tego kute rury, średnicy 200 — 400 mm, zapuszczane w głąb ziemi przez obciążenie i pobijanie. Równocześnie pobiera się próbki z wnętrza rury świdrami lub innymi przyrządami. Przyrządów tych jest bardzo dużo, a mianowicie: a) świder trzonkowy — najprymitywniejszy przyrząd w formie laski jako wydrążona rura stalowa z wycięciem podłużnym; przez wbiecie w ziemię i skręt nabiera się wewnątrz materiał ziemny; b) świder talerzowy (rys. 1, a) —



Rys. 1.

zagłębia się w ziemię za pomocą wkręcania; zaopatrzony jest w gwint stromy i w gwint płaski. Ten i poprzedni przyrząd mają zastosowanie w rolnictwie i to do nieznacznych głębokości. W szczególności świder talerzowy stosuje się do gruntów bardziej spoistych; c) Świder ślimakowy (rys. 1 b, c) — służy do większych głębokości i daje pewniejsze wyniki; d) Świder cylindrowy (rys. 1 d, e, f,) — posiada u dołu spiralę, w górnej części walcowy płaszcz średnicy 10 — 30 cm; e) Świdry łyżkowe (rys. 2 a, b, c, d, e,) — mają daleko większe zasto-

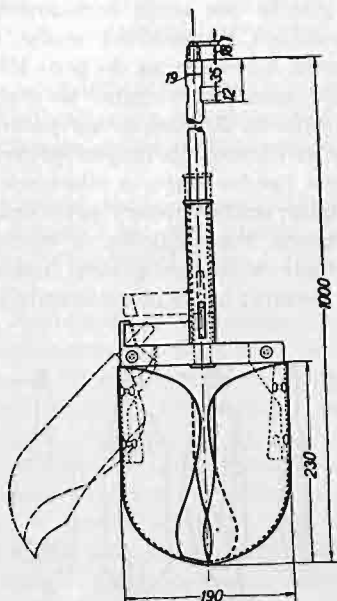


Rys. 2.

sowanie do gruntów twardych, niż świdry cylindrowe, łatwiej je można wkręcić w ziemię. Natomiast trudniejsza jest sprawa z wydobyciem próbek z otworu na powierzchni, szczególnie przy gruntach luźnych. W takich wypadkach stosować można świder łyżkowy o konstrukcji przedstawionej na rys. 3. Próbką w ten sposób wyjęta jest bezsprzecznie naruszona i pomieszana; f) Świder komorowy (rys. 4) — składa się z cylindra stalowego

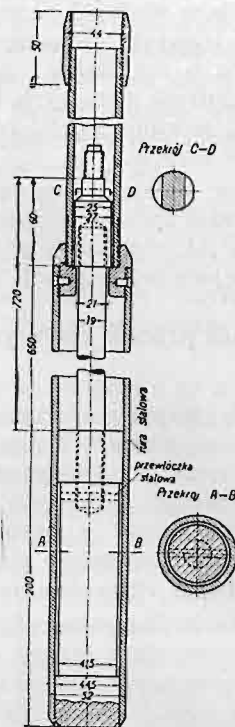
otulonego mankietem żelaznym; całość osadzona jest na żerdzi wiertniczej. Na końcu cylindra znajduje się świder ze skrętami o dużym skoku. Cylinder posiada z boku

nej. Po napełnieniu rury próbką materiału, wytłaczarkę wyjmuje się z otworu, po czym tuleję, zawierającą próbkę, usuwa się z rury. Jedynie próbki materiałów spoiстых



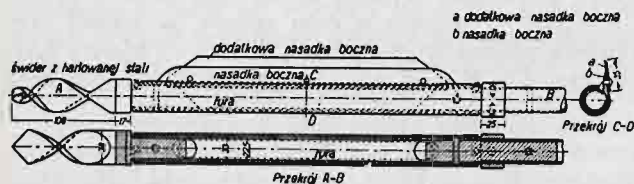
Rys. 3.

podłużny otwór, kryty przy prawoskrętnym obrocie, za pomocą bocznej nasadki osadzonej na mankiecie żelaznym. Zapuszczanie świdra w ziemię odbywa się przez obrót w prawo, wówczas ziemia nie dostaje się do cylindra, a po osiągnięciu żądanej głębokości rozpoczyna się, celem pobrania próbki, skręt w lewo, przy czym otwór zostaje automatycznie otwarty. Skrętem w prawo otwór zostaje zamknięty i świder wyjmuje się z otworu.



Rys. 5.

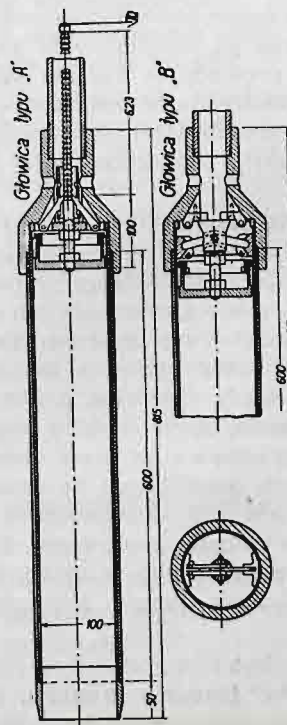
łatwo dają się pobierać z otworu, luźne materiały starano się uprzednio chemikaliami uczynić spoiстыми.



Rys. 4.

g) Świder tłokowy (rys. 5) — wynaleziony przez szwedzkiego inżyniera John'a Olsson'a i tam stosowany na dużą skalę. Narzędzie to służy tylko do poboru próbek z otworów wywierconych innym świdrem. Składa się ono z cylindra stalowego średnicy 445 mm u dołu otwartego, wewnątrz umieszczony jest ściśle dopasowany tłok. Cylinder i tłok mają niezależne drążki. Zadaniem tłoka jest zatykanie dolnej partii cylindra oraz wytwarzanie próżni podczas wyjmowania, zapobiegającej wypadnięciu próbki z cylindra.

h) Wytłaczarka Ehrenberga (rys. 6) — wzorowana jest na świdrze tłokowym. Stosuje się ją również do pobierania próbek z otworów wiertniczych wykonanych innym świdrem. Konstrukcja jest tego rodzaju, iż w krótkiej stalowej rurze, o wewnętrznej średnicy 104 mm, umieszczona jest, złożona z dwu kolebek, mosiężna tuleja. Rurę łączy się z żerdzią wiertniczą za pomocą masywnej głowicy. Wewnątrz rury umieszczony jest ściśle dopasowany tłok. Całą wytłaczarkę wgłębia się w dno otworu za pomocą lekkiej baby, względnie prasy hydraulicz-

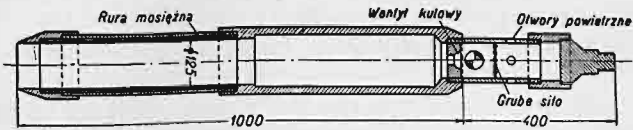


Rys. 6.

i) Wytłaczarka Beatty'ego (rys. 7) — przypomina zupełnie poprzednią konstrukcję, z tą różnicą, że tu brak jest tłoka. Przyrząd składa się z 3 części: z dolnego cy-

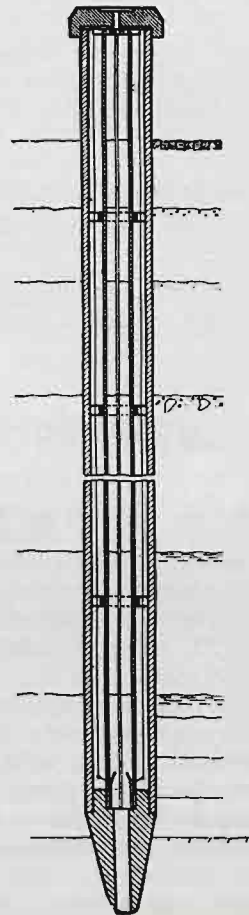
lindra poborowego zaopatrzonego narzynakiem, z cylindra średniego tworzącego t.zw. przestrzeń martwą i górnej komory wentylowej z wentylem kulowym, sitem i czterema otworami bocznymi. W cylindrze poborowym

tej stali o zewnętrznej średnicy 270 mm. W rurę tę wstawia się drugą rurę żelazną rdzeniową, o wewnętrznej średnicy 210 mm, wykonaną z dwóch kolebek, iż po wyciągnięciu z wnętrza pala może być otworzona wzdłuż tworzącej walca. Po założeniu rury rdzeniowej, u dołu przyśrubowuje się do pala trzewik stalowy, u góry zaś nakłada stalową głowicę. Podczas zapuszczania pala

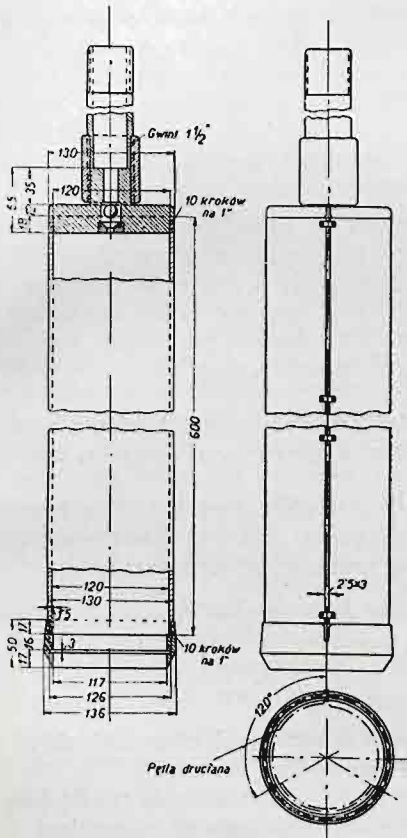


Rys. 7.

umieszcza się tuleję mosiężną. Do poboru próbki opuszcza się aparat za pomocą żerdzi na dno otworu wiertniczego i wciska przez obciążenie lub prasą hydrauliczną. Znajdujące się w cylindrze powietrze lub woda usuwane się przez wentyl kulowy i otwory boczne na zew-



Rys. 9.



Rys. 8.

nątrz; gdy aparat jest podnoszony ku górze wentyl zamyka się samoczynnie. Aparatem tym otrzymano próbki z głębokości 80 m.

j) Wylączarka A. Casagrande'a (rys. 8) — oparta jest na tej samej zasadzie co poprzednia, z tą różnicą, że próbka w tym wypadku jest odcinana od warstwy rodzimej przy pomocy odpowiednio skonstruowanej pętli drucianej. Wylączarka składa się z cylindra, stalowego zaopatrzonego w dolnej partii w wrzynak, w górnej zaś w głowicę z wentylem kulowym. Całość dośrubowana jest do żerdzi wiertniczej, przy czym u spodu cylindra w osobnym zagłębieniu umieszcza się pętlę z drutu stalowego, którego koniec wyprowadzony jest nazewnątrz, aż ponad teren.

4. Pał wiertniczy (rys. 9). Dowcipnie pomyślany przez niemieckiego inżyniera Emila Burkhardta przyrząd wiertniczy wykonany jest w formie pala rurowego z ku-

wiertniczego przy pomocy kafara, najlepiej eksplozyjnego ze względu na mniejszą komprymację wewnątrz rdzenia próbki, rura rdzeniowa wypełnia się materiałem ziemnym. Metoda ta oprócz taniości ma tę zaletę, że próbki mogą być wydobyte prawie bez naruszenia uwarstwienia poszczególnych pokładów,—żadna z dotychczasowych metod nie daje tak dokładnych wyników. Wyniki poboru próbek, z uwzględnieniem zagęszczenia materiału wewnątrz pala zestawia się w formie graficznej.

Inż. Mieczysław Jaroszyński.

### Stosowanie chlorku wapnia do wyrobów betoniar-skich.

Wyroby produkowane przez betoniarnie, ze względu na powolne tężenie musiały leżeć na składzie około trzech tygodni.

Weześniejsze wyjmowanie ich z form zwiększało ilość braków i tłuczki, a jesienią i wiosną, wskutek niskiej temperatury procent wyrobów zbrakowanych jeszcze bardziej wzrastał.

Betoniarnie były zmuszone do używania dużej ilości form i większych powierzchni składów, co angażowało

niepotrzebnie dodatkowe kapitały i paraliżowało często większą produkcję.

W betoniarni Związku Samorządowego w Lubartowie, w roku ubiegłym przeprowadzono szereg doświadczeń i prób nad użyciem chlorku wapnia do wyrobów betonowych, jak dachówki, kręgi, cegły itp. Wyniki badań dowiodły o wielkiej przydatności chlorku wapnia, tym bardziej, że nie wpłynęło to prawie na koszt produkcji.

Przeprowadzone kalkulacje wykazały, że użycie chlorku wapnia nie zwiększy kosztów własnych produkcji, a to z powodu zmniejszenia się ilości braków oraz szybszego tężenia. Poza tym zmniejsza się również lamliwość wyrobów.

Na podstawie doświadczeń przeprowadzonych w Lubartowie wynika: że przy stosowaniu chlorku wapnia do wyrobów betonowych:

- 1) zmniejszy się ilość braków, przy nieznacznym wzroście kosztów produkcji (max. 0,5%),

- 2) zmniejszy się suma wydatków na formy i podkładki z powodu lepszego ich wykorzystania,
- 3) skróci się czas tężenia betonu (5 — max. 10 dni),
- 4) wykonanie zamówień i dostaw jest możliwe w krótszym czasie, a więc zwiększa się obrót gotówką,
- 5) można betonować w czasie przymrozków (do — 4° C),
- 6) przy stosowaniu chlorku wapnia wilgotny beton nie przeżera skóry u rąk pracujących,
- oraz 7) na wyrobach betonowych z dodatkiem chlorku nie zauważono wykwitów.

Dodać należy, iż przy omawianych doświadczeniach używano od 2 do 3% chlorku wapnia w stosunku do wagi cementu, przy czym granica górna była stosowana z pomyslnym wynikiem do wyrobu kręgów w szopie, przy temperaturze dochodzącej do — 4°. („Cement” Nr. 12/37 r.).

F. St. Or.

## Wiadomości gospodarcze i prawne.

### Znaczenie gospodarcze żeglugi na Wiśle.

Nakładem Zarządu Głównego Ligi Morskiej i Kolonialnej w Warszawie ukazała się w druku ostatnio broszura pod powyższym tytułem (odbitka z Nr. 6 wydawnictwa „Drogi Polski”), autorem której jest p. Bruno Luniak.

Praca ta jest ciekawa z tego względu, że autor przedstawia w niej sprawę uregulowania Wisły w nowym świetle, a mianowicie tak, jak ją widzi nasz przemysł i handel. Autor, orientujący się dobrze w całokształcie zagadnienia Wisły, potrafił zgromadzić dość obfity materiał cyfrowy (przeważnie dotychczas nie publikowany), na którym oparł swe wywody.

Rozpatrując stan obecny żeglugi na Wiśle, autor przede wszystkim podkreśla fakt, że Wisła wraz z systemem kanału Bydgoskiego, stanowiąc około 50% całej sieci naszych śródlądowych dróg wodnych, daje jednak ponad 90% całego transportu wodnego. Fakt ten świadczy sam przez się o wyjątkowym znaczeniu jakie żegluga na Wiśle posiada dla dziedziny transportu wodnego. Ponieważ to dominujące stanowisko Wisły utrzymuje się stale pomimo fatalnych warunków żeglugowych, przemawia to za tym, że żegluga na Wiśle jest swego rodzaju koniecznością życiową, głęboko zakorzenioną w naszym organizmie gospodarczym. Dotychczas jednak nie się robi, aby ta konieczna, jak widać dla kraju, funkcja gospodarcza mogła się odbywać sprawnie i bez przeszkód. Nieuregulowany stan Wisły i wielka zmienność wodostanów powodują stale ogromną nieterminowość transportu i nie pozwalają na trwałą kalkulację kupiecką. W tych warunkach może istnieć i rozwijać się rzeczywiście tylko żegluga oparta na konieczności życiowej.

Według autora, towarzystwa żeglugowe na Wiśle na podstawie dłuższego doświadczenia określili, że koszt własny przewozu 1 tonokm zależny jest od zanurzenia statku w następującej mierze:

przy zanurzeniu	0.60 m.	koszt	ponad 5 groszy
„	„	0.80 „	„ około 4 „
„	„	1.00 „	„ „ 3 „
„	„	1.20 „	„ „ 2 „
„	„	1.40 „	„ „ 1,5 „

Ze względu na istniejące taryfy kolejowe dopiero przy koszcie własnym nie przekraczającym 3 groszy za 1 tonokm, zaczyna się kalkulować transport wodą dla droższych towarów masowych, jak zboże, cukier, skóry itp. Dla towarów tańszych, jak węgiel, ruda, cement itp. koszt własny musi być jeszcze niższy — około 2 groszy za 1 tonokm.

Jak widać z powyższego zestawienia, wymaga to zanurzenia statku w pierwszym wypadku 0,80 m, w drugim — 1 m.

Tymczasem według danych tychże towarzystw żeglugowych zanurzenie statków nawet przy średniej wodzie nie może przekraczać w praktyce:

na odcinku	Gdańsk—Toruń	— 1,00 m
„	„ Toruń—Warszawa	— 0,60 m
„	„ Warszawa—Sandomierz	— 0,60 m
„	„ Sandomierz—Kraków	— 0,70 m

choć i przy tych zanurzeniach niespodzianki na wyższych progach są na porządku dziennym.

Odcinek Wisły od Krakowa do Oświęcimia i Przemysła są obecnie dla jakiegokolwiek normalnej żeglugi zupełnie niedostępne.

Powyższe dane świadczą, że tylko na Wiśle Pomorskiej są warunki dla istnienia żeglugi opłacalnej i spełniającej choć w ograniczonym stopniu swe zasadnicze gospodarcze zadanie, tj. przewóz masowych ładunków. Autor rozpatruje szczegółowo rodzaje ładunków korzystających z drogi wodnej na tym odcinku i dochodzi do wniosku, że jedynie przemysł młynarski i cukrowniczy są tu poważniejszymi i stałymi klientami żeglugi.

To też, jakkolwiek Wisła Pomorska nadaje się do większej żeglugi, nie jest ona obecnie należycie wykorzystana z powodu braku ładunków. Sytuację niewiele zmienia istniejący tranzyt z Niemiec do Prus Wschodnich, bo jest on niewielki, a w dodatku obsługiwany przez własny aparat przewozowy. Autor zaznacza, że jedyny wypadek intensywniejszego wyzyskania Wisły Pomorskiej zaszedł w 1927 r. w czasie angielskiego strajku węglowego. Ponieważ koleje nasze nie mogły podołać wówczas transportom węgla, starano się część ładunków przetrzeć na drogę wodną. Okazało się to możliwym dopiero

od Torunia. Już z położonego o 54 km bliżej zagłębia węglowego Włocławka nie wysłano ani 1 tony węgla, gdyż to nie opłacałoby się absolutnie, tak ze względu na zły stan rzeki, jak i na brak urządzeń przeładunkowych.

Odcinek Wisły od Torunia do Warszawy jest możliwy jeszcze, zdaniem autora, dla uprawiania tzw. wielkiej żeglugi, ale przy wyzyskaniu tonażu barek tylko do 35% ich nośności.

Przewozy na tym odcinku stanowią: w stronę morza: zboże i cukier z Kujaw oraz kilka tysięcy ton rocznie z Warszawy, w czym główną rolę grają puste beczki po olejach (opakowanie zwrotne). W górę rzeki mamy tu ładunki prawie wyłącznie do Warszawy: dla fabryk chemicznych — oleje, tłuszcze, żywice dla przemysłu garbarskiego — ekstrakty, skóry surowe, pozatem kauczuk, miedź i metale półszlachetne. Artykuły te idą z portu Gdańskiego przeważnie do hurtowni warszawskich i składów konsygnacyjnych, skąd dopiero rozechodzą się po kraju. Podobnie ma się rzecz z mąką i cukrem, idącymi do Warszawy z Pomorza. Tym się tłómaczy duży stosunkowo ruch w porcie warszawskim (w 1937 r. samego cukru około 60.000 ton).

Co się tyczy Płocka, którego zadaniem ma być obsługiwanie Łódzkiego okręgu przemysłowego, to autor nie wróży mu prędkiego prosperowania. Koszta są tu stosunkowo większe niż w Warszawie, przewóz bowiem może być tylko kombinowany, wodno-kolejowy lub wodno-samochodowy z nieuniknionym przeładunkiem, — trudno wykonalnym wobec wysokiego nabrzeża i braku w porcie wszelkich urządzeń mechanicznych. W tych warunkach, przy istnieniu w dodatku progów na Wiśle poniżej Płocka pod Głizewem i Dobrzyniem, występujących nawet przy średniej wodzie, przewóz kombinowany opłaca się do Łodzi tylko dla towarów należących do pierwszych 6 klas taryfy kolejowej, a za tem dla towarów drogich, dla których transport wodny właściwie jest nieodpowiedni. Stałe, a niemożliwe do obliczenia, czy przewidzenia, przeszkody i trudności w komunikacji rzecznej odstręczają sfery przemysłowe od żeglugi, tą drogą bowiem nie daje się, jak dotychczas, racjonalnie i terminowo zaopatrywać przedsiębiorstwa w towar.

Dopóki odcinek Toruń—Płock nie będzie doprowadzony do stanu umożliwiającego swobodne przechodzenie barek o zanurzeniu przynajmniej 1 m port w Płocku nie zdoła odegrać żadnej poważniejszej roli.

Żeglugę na Wiśle powyżej Warszawy autor nazywa eksperymentalną, względnie pionierską. Odcinek ten Wisły znajduje się, jak wiadomo, w zupełnie dzikim stanie i dla żeglugi, po za zupełnie drobnymi ilościami drzewa tartego, nie dostarcza żadnych ładunków. To też przewozy należą tu prawie wyłącznie do typu tranzytowego w ruchu pomiędzy Krakowem i morzem. Ruch ten zapoczątkowany dopiero przed kilku laty pomimo szalonych trudności przejazdu na odcinku Sandomierz—Warszawa nie upada jednak, lecz powoli się rozwija, przy czym w przewozach biorą udział nawet barki o pojemności 500 ton, lecz z 20%-wym wykorzystaniem nośności. Ruch ten zaczął się od różnych przewozów z Gdyni w ilości paru tysięcy ton, następnie poszły ekstrakty garbarskie, miedź i cyna oraz cukier z Torunia, a w dół rzeki sód, kaffe i mąka.

Na odcinku Kraków—Sandomierz istnieje jeszcze przewóz lokalny węgla. Poza Sandomierz węgiel prawie nie idzie, bowiem na nieuregulowanej zupełnie rzece 50-tonowe galary węglowe, mające wolnej burty zaledwie 15—25 cm narażone są na zatopienie przez fale, które

wobec większej szerokości rzeki są tu o wiele wyższe, niż na wąskiej Wiśle uregulowanej.

Kalkulacja przewozu węgla wypada na górnej Wiśle stale deficytowo. Jeżeli te przewozy pomimo to istnieją, tłómaczy się to specjalną polityką Polskiej Konwencji Węglowej (powiększenie kontyngentu) oraz chęcią dotarcia z węglem do miejscowości pozbawionych kolei.

Autor zakańcza ten rozdział swej pracy poświęcony analizie obecnych przewozów na Wiśle ustępem, omawiającym kwestię przechodzenia transportów z Wisły do portu w Gdyni. Oryginalna ta komunikacja przez zatokę morską na przestrzeni dwudziestu paru km powstała niedawno pod wpływem wymagań życia gospodarczego oraz konieczności państwowych. Zaledwie 40% taboru wiślanego nadaje się do tej komunikacji i to tylko przy wietrze o szybkości nie przekraczającej 3 m/sek. Bywają okresy, jak pisze autor, że barki przez szeręgi dni muszą beczynnie czekać na możliwość przejazdu. Okoliczność ta, jak również konieczność dodatkowego asekurowania ładunku, podwójne opłaty portowe (w Gdańsku i Gdyni), oraz koszta holowania przez zatokę, powodowały, że towarzystwa przewozowe frachtowały ładunki do Gdyni o 2 zł na tonie drożej niż do Gdańska.

Ponieważ taryfy kolejowe do obydwóch portów oddawna są zrównane, a różnica frachtów wodnych na niekorzyść Gdyni budziła stale niezadowolenie sfer gospodarczych, towarzystwa żeglugowe były zmuszone w roku obecnym skasować tę dodatkową opłatę. Należy przypuszczać, że będzie to miało wpływ na szybki wzrost przewozów do Gdyni.

W dalszym ciągu swej pracy autor przedstawia sytuację naszego przemysłu żeglugowego. Okazuje się z tego opisu, że początkowo istniały 4 większe przedsiębiorstwa przewozowe; w roku 1929 — 3 z nich, pomimo dokonanej fuzji, zbankrutowały. Z powstałych następnie 8-miu nowych towarzystw w ostatnich 2—3 latach 5 zbankrutowało, względnie uległo dobrowolnej likwidacji. Ostatecznie dziś mamy znów tylko 4 większe przedsiębiorstwa żeglugowe, wśród nich zaś 1 tylko egzystujące nieprzerwanie od 1918 roku. Tym jedynym przedsiębiorstwem jest firma pracująca głównie na dolnej Wiśle i na systemacie kanału Bydgoskiego, to jest właśnie na jedynych szlakach nadających się do większej żeglugi. Rzecz to godna podkreślenia.

Przedsiębiorstwa żeglugowe na Wiśle, prócz fatalnego terenu pracy, musiały pokonać następujący szereg trudności:

1) do niedawna (do 1936 r.) płaciły najwyższą stopę podatku przemysłowego — 2½%; na okres 3 lat 1936/38 obniżono stopę z 2,5% do 1,2%. Co będzie dalej — wiadomo.

2) Taryfy przewozowe na zboże i przetwory zbożowe (które to ładunki stanowią ⅓ wszystkich przewozów) zostały obniżone w 1936 r. przez Ministerstwo Komunikacji, o ok. 40%;

3) brak na terenie b. zaboru rosyjskiego hipotek dla statków, co bardzo utrudnia kredyt;

4) brak szkół zawodowych dla żeglarzy (jedyny wyjątek — szkoła żeglugi rzecznej, prowadzona przy porcie Ligi Morskiej i Kolonialnej).

Pomimo tych trudności, jak również pomimo braku widoków — zdaniem autora — aby nareszcie rząd przystąpił do realizacji jakiegokolwiek, choćby najoszczędniejszego i najdłuższego programu regulacji Wisły, żegluga na Wiśle stale, choć bardzo powoli, wzrasta.

W 1931 r. przewozy wynosiły 496.000 t. obecnie dochodzą do 800.000 t.

Efekt finansowy jednak tych przewozów dla przedsiębiorstw żeglugowych nie powiększył się, a spadł wskutek niższej taryfy, która dokonała się w międzyczasie, jako następstwo obniżenia frachtów kolejowych.

Obroty towarzystw żeglugowych w okresie 1930—1932 r. wynosiły łącznie kilkanaście milionów złotych, obecnie zaś spadły do 8—9 milionów złotych, przy czym obroty 3 największych firm spadły z 9 milionów zł, do niespełna 6 milionów zł. W tych warunkach nie dziwnego, że stałe brak jest środków na inwestycje w taborze. Przez 20 ostatnich lat przybyły zaledwie 3 nowe statki pasażerskie, 2 holowniki, tonaż barek wzrósł o 15% (jednak wyłącznie przez sprowadzenie z Pińszczyzny statków nie mających tam zatrudnienia, oraz z Niemiec — szeregu barek wycofanych z użycia). Rychlejszej modernizacji taboru spodziewać się nie można wobec słabych bilansów firm żeglugowych, zlej ciągle wypłacalności szyprow w stosunku do Banku Gospodarstwa Krajowego oraz stanu żeglownego Wisły.

Porównanie ilości przewozów wodnych w Polsce do analogicznych cyfr w Niemczech i Czechosłowacji i stosunek procentowy tych ilości do przewozów kolejowych są dla nas wprost kompromitujące:

Procentowy stosunek przewozów wodnych do kolejowych:

Polska	1,2
Czechosłowacja	5
Niemcy	25

Ostatnią część swej ciekawej pracy autor poświęca gorącej i przekonywującej obronie tezy, że jak najszybsze przystąpienie do regulowania Wisły jest palącą koniecznością nie tylko już gospodarczą, lecz i prestiżową. Autor woła, że jeżeli nas nie stać na program 20-letni, to zróbmy 50-cioletni, a choćby nawet 100-letni i weźmy się do pracy, słusznie zaznaczając, że potem zawsze będzie można przyspieszyć tempo, gdy środki na to się znajdą.

Autor podkreśla znane już ogólnie korzyści gospodarcze, które przyniosłaby regulacja Wisły i kalkulując koszty, dochodzi również jak inni do przeświadczenia, że przy normalnym rozwoju żeglugi oszczędności jakie dałby transport wodny znakomicie pokryją koszty oprocentowania i amortyzacji kapitałów wyłożonych na regulację Wisły.

Autor podkreśla ten smutny i niespotykany w innych krajach fakt, że ani jeden nasz okręg gospodarczy nie jest obsługiwany przez drogę wodną i wyraża obawę, że należyty rozwój COP bez wielkiej żeglugi śródlądowej nie będzie możliwy, a więc i z tego względu rozpoczęcie regulacji Wisły nie powinno być już nadal odkładane.

Pracę zakańcza ustęp, który zasługuje na przytoczenie go „in extenso”. „Argument, że inne potrzeby państwowe nie pozwalają na rozpoczęcie tego dzieła, nawet w skromnym zakresie długoletniego programu nie wytrzyma, sądzę, krytyki następujących po nas pokoleń, które nie będą mogły zrozumieć, że pokolenie które ugruntowało niepodległość, które stworzyło Gdynię i COP, zupełnie pominęło sprawę śródlądowych dróg wodnych, która to sprawa jest zresztą nie tylko gospodarczą, lecz i polityczną, jeżeli chodzi o Wisłę i jej ujście do morza przez port Gdański”.

Inż. T. Borowy

## Nowe jednostki taborowe państwowej administracji wodnej.

Dnia 5 sierpnia b.r. zostały przyjęte przez Biuro Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji ostatnie 4 łodzie motorowe o płytkim zanurzeniu, z ogólnej liczby zamówionych 6-ciu.

Łodzie te przeznaczone są jako statki holowniczo-inspekcyjne na Warcie, dorzeczu Wisły i wschodnich drogach wodnych. Zanurzenie, wynoszące zaledwie 0,31 m, pozwala na pracę łodzi wszędzie tam, gdzie zawodzą wszelkie inne normalne środki transportowe wodne.

Wymiary łodzi:

L =	18,10 m
B =	3,75 m
T =	0,3 m

Moc silnika 60 KM przy 1200 obr/min.

Szybkość na spokojnej, stojącej wodzie — 12 km/g., uciąg na palu 500 kg.

By umożliwić pracę łodzi wczesną wiosną i późną jesienią, wyposażono je w centralne ogrzewanie wodne, zasilane przez specjalne piecyki koksowe. Grzejniki umieszczone są w kabine inspekcyjnej, sterowni i siłowni. Sieć ogrzewania jest pomyślana w ten sposób, że mogą być z niej podgrzewane silniki, co gwarantuje niezawodny i łatwy ich rozruch podczas chłódów.

Statki mają oświetlenie oraz reflektory elektryczne. Jako źródło światła na postoju służy 12-woltowa bateria akumulatorów, — podczas ruchu zaś, prądnica 12 V. 400 Watt, napędzana przez główny silnik. Prądnica ta ładuje również baterie.

Ze względu na wyjątkowo małe zanurzenie zastosowano na omawianych łodziach napęd syst. Hotchkiss'a, którego zasadniczą charakterystykę podano w Nr. 3 1937 r. „Gospodarki Wodnej”.



Rys. 1.

Łodzie zostały wykonane w stoczni Lloyd Bydgoskiego przy bezpośredniej współpracy z firmą „Polski Diesel”. Konstrukcja jest całkowicie spawana. Przez zastosowanie wręg z płaskowników, wg. syst. inż. A. Rylke, została zmniejszona do minimum waga łodzi, przy zachowaniu zupełnej sztywności kadłuba.

Ulepszenia w samej konstrukcji pędzisa, wprowadzone przez dozorującego budowę łodzi z ramienia firmy „Polski Diesel”, inż. S. Zwiagina — pozwoliły na osiągnięcie uciągu na palu ponad 500 kg. Przy próbach w porcie drzewnym w Brdy ujściu Łódź holowała bez trudu

dwie berlinki częściowo załadowane ogólnej wagi ok. 450 t z szybkością 5,5 km/godz.

Zamieszczone fotografie dają pojęcie o zewnętrznym wyglądzie łodzi oraz o wymiarach jednostek przez nie holowanych.

Dnia 17 sierpnia b.r. łodzie były demonstrowane p. Wiceministrowi inż. J. Piaseckiemu, który dla przekonania się o ich sprawności odbył dłuższą jazdę, szczególnie informując się zarówno o konstrukcji jak i właściwościach łodzi.



Rys. 2.

P. Wiceministrowi udzielali wyjaśnień: z Biura Dróg Wodnych Min. Kom., inż. H. Herbich i inż. S. Krieger, Naczelnik Wojew. Wydziału Dróg Wodnych, inż. K. Rodowicz oraz z ramienia firmy Lloyd Bydgoski — dyrektor firmy „Polski Diesel”, inż. M. Skotnicki.

Bezpośrednio po dokonanych przeglądzie statki zostały skierowane do ich miejsc przydziału, celem natychmiastowego wykorzystania przy prowadzonych w terenie robotach regulacyjnych.

Od szeregu lat państwowa administracja wodna odczuwała dotkliwy brak statków holowniczo - inspekcyjnych, które mogłyby pełnić swą służbę w czasie niskich stanów wody na rzekach i umożliwiać w ten sposób prowadzenie wodnych robót budowlanych tam, gdzie one są najpotrzebniejsze i w najbardziej korzystnym dla tych robót czasie, tj. kiedy brzegi są odkryte dzięki niskiemu stanowi wody. Budowa statków tego typu napotykała na znaczne trudności techniczne wobec tego, że dotychczas znane systemy pędziszów statkowych nie mogły być korzystnie stosowane przy zanurzeniach poniżej 0,45 m. Dzięki inicjatywie Biura Dróg Wodnych Ministerstwa Komunikacji i współpracy jego organów z firmami fachowymi udało się zbudować w kraju statki pełnowartościowe o własnościach dotychczas nienotowanych, przede wszystkim zaś zdolnych do normalnej pracy holowniczo-objazdowej przy głębokościach nurtu poniżej 40 cm. Praktycznie biorąc są to statki rozwiązujące zagadnienie komunikacji wodnej w zakresie potrzeb państwowej administracji na najgorszych odcinkach dróg wodnych, gdzie dotychczas komunikacja ta w ogóle nie była możliwa.

Należy się spodziewać, że pionierska praca pierwszych statków rzecznych tego rodzaju pobudzi prywatną inicjatywę do zastosowania podobnych obiektów na ważniejszych szlakach wodnych o nieznacznej jednak

głębokości nurtu, względnie jego zmienności i do zapoczątkowania żeglugi na odcinkach, które mogłyby mieć znaczenie dla wodnej komunikacji towarowej lub dla rozwoju turystyki.

### Stan żeglugi śródlądowej we Francji.

Oficjalna statystyka przewozów na francuskich drogach wodnych śródlądowych podaje dla lat ostatnich następujące cyfry przewiezionych ładunków:

w roku 1934	— 50.808.000 t
„ 1935	— 49.476.000 „
„ 1936	— 47.775.000 „
„ 1937	— 47.115.000 „

W cyfrach tych odzwierciedla się pewne załamanie jakie żegluga przeżywa obecnie we Francji. Złożył się na to szereg przyczyn.

Już w latach 1930—32 brak ładunków, jako skutek ogólnej depresji gospodarczej, wywołał ostrą walkę konkurencyjną wielkich przedsiębiorstw transportowych, kolejowych i wodnych między sobą. Koleje, walcząc o ładunki z drogami wodnymi i z nowym konkurentem w postaci samochodów ciężarowych, przystąpiły do szybkiej modernizacji ruchu towarowego i zniżki taryf. Spowodowało to rychło szereg bankructw i zmusiło rząd do interwencji.

Interwencja ta poszła nie w kierunku planowej organizacji rynku transportowego (słuszny rozdział transportów pomiędzy koleje, drogi wodne i samochody), a w kierunku protekcyjnego kolejowego. Wprowadzono w 1934 r. ustawową stabilizację tonażu floty śródlądowej (nowy tonaż nie może przekraczać wycofanego z użycia) i szereg taryf wyjątkowych, które spowodowały ucieczkę licznych ładunków z dróg wodnych. W tym stanie rzeczy na żeglugę spadły nowe ciężary podatkowe wprowadzone w 1936 r. wobec katastrofalnego stanu finansów państwa. Cios ten złagodziła nieco zapowiedź rychłej rewizji i podwyżki taryf kolejowych. Zanim to nastąpiło (lipiec 1937 r.), zaszły w ciągu ½ roku, dzięki eksperymentom rządów frontu ludowego, 2 zwwyżki płac personelu oraz dezorganizacja ruchu wywołana 40-to godzinnym tygodniem pracy, co razem spowodowało wzrost kosztu własnego w żegludze o 60%. W tych warunkach niewielkie podniesienie taryf nie mogło już oczywiście przywrócić rentowności i zahamować upadku żeglugi.

Równoległe z tym postępującym upadkiem obserwuje się we Francji zanik zainteresowania drogami wodnymi w ogóle, a ich stanem w szczególności. Prac konserwacyjnych prawie się nie wykonuje. Kanały zburzone podczas wojny zostały wprawdzie szybko odbudowane, a przy tej okazji zmodernizowane, lecz reszta dróg wodnych znajduje się w takim stanie, w jakim były na początku bieżącego stulecia. Nowych dróg wodnych nie buduje się zupełnie (wyjątek — krótki kanał Rodan—Marsylia).

Należy zaznaczyć, że zainteresowane sfery gospodarcze podjęły już energiczną akcję w kierunku przełamania tego marazmu. Zabiegają one o jaknajszybszą budowę kanału tzw. „północnego”, który ma łączyć północno-zachodnie zagłębienie węglowe ze wschodnim okręgiem przemysłowym, oraz domagają się przystosowania dróg wodnych, łączących Calais z Paryżem i Strasburgiem choćby dla barek 340 tonowych (obecnie kursują 270 tonowe). (Zeitschrift für Binnenschiffahrt, Nr. 5 z 1938 r.).

T. B.

## Przewozy na drogach wodnych w Rosji sowieckiej w 1938 r.

W Nr. 6 z 1938 czasopisma „Wodnyj Transport” w artykule Z. A. Szaskowa — vicekomisarza wodnego transportu — znajdujemy cyfrowe dane odnoszące się do tzw. „planu państwowego” przewozów na drogach wodnych Rosji, zaprojektowanych na rok 1938. Plan ten przedstawia się następująco:

Zboże	5315 tys. ton	—	2274,2	milionów tonkm.
Sól	1650 „ „	—	2283,3	„ „
Węgiel	2806 „ „	—	2084,7	„ „
Materiały				
budowlane	11523 „ „	—	2269,0	„ „
Drzewo tarte	8908 „ „	—	3929,8	„ „
Ropa				
naftowa	9570,8 „ „	—	11580,1	„ „
Drzewo				
w tratwach	29002 „ „	—	11197,4	„ „
Inne ładunki	7945,2 „ „	—	3881,5	„ „
<b>Razem</b>	<b>76720,0</b> tys. ton	<b>—</b>	<b>39500,0</b>	<b>milionów tonkm.</b>

Poza tym znajdujemy w tymże artykule wzmiankę, że przewozy na drogach wodnych w stosunku %-owym do przewozów kolejowych wyniosły:

	w 1936 r.	w 1937 r.
w tonach	14,4%	13%
w tonokm	9,6%	9,3%

T. B.

## Współpraca kolei żelaznych, żegluga śródlądowej i samochodów ciężarowych w Niemczech.

W Nr. 6 z 1938 czasopisma „Zeitschrift für Binnenschiffahrt”, H. Fischer — dyrektor portu w Frankfurcie n/M. — analizuje problem współpracy (w skali państwowej) 3 zasadniczych dziś środków przewozowych: kolei, żegluga i samochodów ciężarowych. Praca ta, aczkolwiek porusza temat dla naszych warunków jeszcze nie dość aktualny, zasługuje na uwagę, daje bowiem możliwość zapoznania się z całokształtem tego ciekawego zagadnienia, będącego dziś w wysokim stopniu zaognienia w państwach zachodniej Europy. Na zajadłej konkurencji samochodu ciężarowego z koleją traci z reguły że-

	I Koleje	II Samochody	III Drogi wodne	II w %/o od I	III w %/o od I
Przewozy w milionach ton . . . .	448	8,9	135	2,0	30,1
Przewozy w milionach tonkm . .	72506	2343	30600	3,2	42,2
Wpływy z przewozów w mil. RM.	2037	185	398	6,3	13,6
Średnia odległość przewozu km . .	163	263	226	161,3	138,6
Wpływy z przewozu 1 tony w RM	6,36	20,87	2,95	318,1	44,9
Wpływy z przewozu 1 tonkm w fenigach . . . .	3,65	7,90	1,30	216,4	35,6

gluga, bowiem koleje bronią się usprawnieniem ruchu i zniżką taryf, co w rezultacie niewiele szkodzi samochodom, lecz podcina egzystencję żegludze. Zresztą samochód ciężarowy okazuje się — w krajach posiadających autostrady — tak cennym środkiem przewozowym, że zwalczać go właściwie nie ma żadnej racji gospodarczej. Z tej zawiłanej sytuacji wybrnęły szczęśliwie Niemcy przez ujęcie całego transportu w ramy planowej gospodarki państwowej, której hasłem naczelnym jest harmonijne współdziałanie, a nie konkurencja. Autor daje szereg cyfrowych zestawień i kalkulacji taryfowych. Jedno z tych zestawień, jako wysoce interesujące i pouczające podaje się obok.

Ostatnia rubryka tego zestawienia wyjaśnia najlepiej powody gwałtownej rozbudowy dróg wodnych w Niemczech dzisiejszych.

T. B.

## Stan floty rzecznej i kanałowej w Niemczech na 1. I. 1938 r.

W Nr. 5 z 1938 r. czasopisma „Zeitschrift für Binnenschiffahrt” opublikowano w powołaniu na oficjalną statystykę obfity materiał cyfrowy obrazujący obecny stan taboru kursującego na niemieckich śródlądowych drogach wodnych tak pod względem ilościowym jak i jakościowym. Materiał ten, po poddaniu go pewnej przeróbce, pozwala na poczynienie szeregu ciekawych wniosków i spostrzeżeń.

a) Stan ilościowy taboru przedstawia tablica 1.

Z zestawienia tego wynika, że jeszcze około 90% całego tonażu floty stanowią barki bez własnego napędu, lecz nowych statków tego typu już się nie buduje, natomiast rośnie ilość i tonaż statków motorowych. Motoryzacja floty najenergiczniej odbywa się w dorzeczu Elby. Z zestawienia wynika dalej, że około 70% całego tonażu floty koncentruje się w 3 okręgach: Odry, Elby i Renu. Cyfrowo przedstawia się to następująco:

O k r ę g i	Udział %-owy w ogólnym tonażu		
	całej floty Niemiec	statków motorowych	barek bez napędu
Dorzecze Odry	18	6	16
„ Elby	23	33	22
„ Renu	35	29	36
<b>Razem</b>	<b>73%</b>	<b>68%</b>	<b>74%</b>

Przeciętny tonaż barek, cechujący warunki żeglowności na różnych szlakach wodnych, wykazuje znaczne różnice w poszczególnych okręgach, a w parze z tym idą i różnice w przeciętnej mocy holowników, co zestawiono w tablicy 2.

b) Niezmiernie ciekawe dane przynosi zestawienie dotyczące wieku statków. (tablica 3).

Z zestawienia tego widać, że 3/4 całego taboru żeglugowego w Niemczech liczy ponad 20 lat wieku, a na Odrze jest takich statków nawet 88%. W dziesięcioleciu przedwojennym przyrost ilości statków znacznie przewyższał 25% całego taboru, w powojennych dziesięcioleciach osiągał zaledwie 10%.



Tablica 1.

Okręgi dróg wodnych	Ogółem statków		R o d z a j e s t a t k ó w						
	Ilość	tonaż	z w ł a s n y m n a p ę d e m				bez napędu		
			Ilość	Moc silników KM	tonaż	w tym holowników		Ilość	tonaż
				Ilość	Moc siln. KM				
Prusy Wschodnie	765	153.976	162	16.137	10.447	67	7.112	603	143.529
Dorzecze Odry	3.274	985.669	577	80.312	36.855	361	63.215	2.697	948.814
Marchia	2.806	626.062	856	81.143	64.813	391	51.662	1.950	561.249
Dorzecze Elby	4.630	1.503.671	1.907	233.509	214.840	583	116.682	2.723	1.288.831
Póln. Zach. Dr. Wodne	2.198	678.133	820	90.461	88.222	345	63.177	1.378	589.911
Dorzecze Renu	3.624	2.279.010	970	299.668	179.767	512	199.505	2.654	2.099.243
Jezioro Bodeńskie	42	5.048	41	15.796	5.018	—	—	1	30
Dorzecze Dunaju	315	151.840	91	31.086	21.626	30	13.545	224	130.214
Saara	227	68.988	16	873	4.924	—	—	211	64.064
Ogółem na 1.I.1938	17.881	6.452.397	5.440	848.985	626.512	2.289	514.898	12.441	5.825.885
„ „ 1.I.1938	17.863	6.423.689	5.375	832.202	589.026	2.315	519.085	12.488	5.834.663
Przybyło w 1937 r.	18	28.708	65	16.783	37.486	—	—	—	—
Ubyło „ „	—	—	—	—	—	26	4.187	47	8.778

Tablica 2.

O k r ę g i	Przeciętny tonaż barek bez napędu	Przeciętna moc holownika KM
Prusy Wschodnie	240 ton	110
Dorzecze Odry	350 „	175
Marchia	290 „	130
Dorzecze Elby	470 „	200
Płn. Zach. Dr. Wodne	430 „	180
Dorzecze Renu	790 „	390
„ Dunaju	580 „	450
Saara	300 „	—
Średnia dla całych Niemiec	470 ton	225 KM

Tablica 3.

Wiek statków na 1 I. 1938 r.	W całej flocie Niemiec		W poszczególnych okręgach w % całej floty w okręgu				
	Ilość statków	%	Dorzecze Odry	Marchia	Dorzecze Elby	Póln. Zach. Dr. Wodne	Dorzecze Renu
poniżej 1 roku	139	0,8	0,1	0,5	0,8	1,1	1,3
od 1 do 3 lat	264	1,5	0,2	0,5	1,4	2,2	3,4
„ 3 „ 5 „	111	0,6	0,2	0,1	0,3	0,8	1,7
„ 5 „ 10 „	1.385	7,7	3,6	11,4	10,2	6,0	6,8
„ 10 „ 20 „	2.109	11,9	6,3	8,4	14,2	12,6	13,8
„ 20 „ 30 „	4.658	26,0	32,4	27,9	25,0	25,6	20,8
„ 30 „ 50 „	7.602	42,5	50,7	44,9	41,3	39,7	41,4
ponad 50 lat	1.241	7,1	5,2	4,4	5,5	5,9	10,4
o wieku nieznanym	342	1,9	0,9	1,9	1,3	6,1	0,4
Razem	17.881	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

Poza tym rzuca się w oczy bardzo słaby rozwój floty we wschodnich okręgach Niemiec, szczególnie na Odrze.

c) Następujące zestawienie charakteryzuje wymiary statków kursujących na drogach wodnych Niemiec:

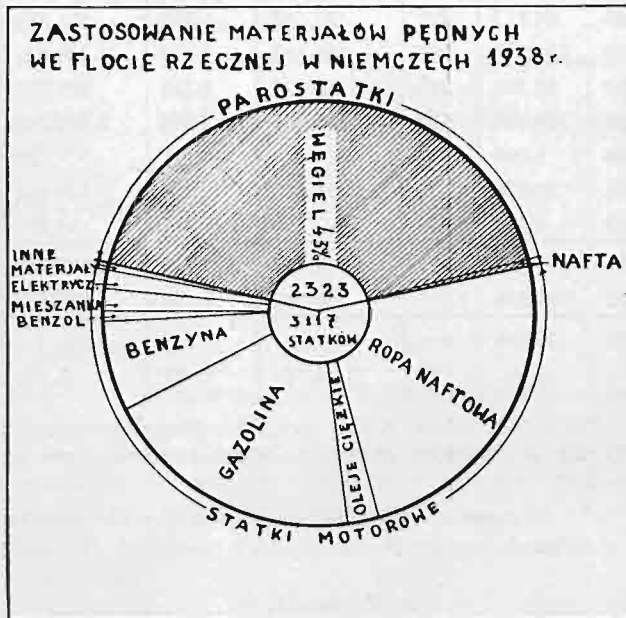
Tablica 4.

Zasadnicze wymiary statków		I l o ś ć		
szerokość m	długość m	Statków o własnym napędzie	W tym holowników	Statków bez własnego napędu
„ „	ponad 40,0	133	—	704
4,7 „ 5,1	do 42,0	785	335	1243
„ „ „	ponad 42,0	79	3	19
5,2 „ 7,0	do 52,0	1108	511	2551
„ „ „	ponad 52,0	116	2	197
7,1 „ 8,2	do 57,0	175	91	2068
„ „ „	ponad 57,0	182	3	1553
8,3 „ 9,2	do 67,0	55	33	438
„ „ „	ponad 67,0	20	1	293
9,3 „ 9,5	do 80,0	11	6	365
„ „ „	ponad 80,0	—	—	12
9,6 „ 11,5	do 100,0	82	24	874
„ „ „	ponad 100,0	—	—	1
11,6 i więcej	100 i więcej	204	153	36
Razem		5440	2289	12441

Jak widać z tego zestawienia prawie ½ statków o własnym napędzie nie osiąga wymiarów tzw. Finowmass. Poza tym okazuje się, że około 90% wszystkich jednostek pływających stanowią statki, których szerokość nie przekracza 8,2 m, a długość — 57 m, a zatem o pojemności nie przekraczającej 400—450 ton. Wobec szybko postępującej przebudowy dróg wodnych w Niemczech

na arterie dostępne dla statków o pojemności powyżej 1000 t, stwierdzić należy, że Niemcy czeka nieuchronna konieczność budowy nowej floty, istniejąca bowiem składa się z małych statków dla należytej eksploatacji przebudowanych dróg wodnych.

d) Interesujące dane przynosi zestawienie przedstawione w formie wykresu (rys. 1), obrazujące jakie



Rys. 1.

materiały pędne są zużywane przez statki o własnym napędzie. Z wykresu widać, że parowce, opalane węglem nie stanowią już nawet 1/2 wszystkich statków motorowych. Gazoliną, lub ropą naftową jest pędzona taka sama ilość statków co i węglem. Inne materiały pędne mają małe zastosowanie.

T. B.

### Drogi wodne Czechosłowacji jako część środkowo-europejskiego systemu komunikacji wodnej.

Inż. J. Wolnec w Nr. 1 — 3 r. 1938 czasopisma „Věstník pro vodni hospodářství“ poruszył ciekawe zagadnienie potrzeby połączenia dróg wodnych Czechosłowacji z innymi drogami wodnymi Europy środkowej. Poniżej podajemy artykuł inż. Wolneca w streszczeniu.

Intensywność morskiego handlu miała zawsze ogromny wpływ na zwiększenie materialnego bogactwa danego narodu, jak również na podniesienie jego kultury.

Upadek morskiej potęgi państwa powodował zwykle upadek jego niepodległości.

Jednocześnie z dążeniem człowieka do otwartego morza istniało i istnieje dążenie do przedłużenia drogi morskiej w głąb kraju za pomocą regulacji rzek lub wykonania żeglownych kanałów.

Handel światowy, ciężki przemysł, jak również rolnictwo nie mogą obecnie rozwijać się bez odpowiedniej sieci dróg wodnych, ponieważ taryfy wodne są zwykle o wiele niższe, niż taryfy innych środków komunikacji.

Rozbudowa dróg wodnych w Europie osiągnęła przed wielką wojną, a tym bardziej po wojnie, duży rozwój; obecnie istnieją trzy główne geograficzne i gospodarcze grupy śródlądowych dróg wodnych, a mianowicie:

zachodnio-europejska, środkowo-europejska i wschodnio-europejska.

Zachodnio-europejska grupa opiera się na rzekach: Garonne, Rodanie, Loarze, Sekwanie, Mozie i Renie oraz na sieci francuskich i belgijskich kanałów żeglownych.

Środkowo-europejska grupa opiera się na rzekach: Renie, Amizie (Ems), Wezerze, Łabie, Odrze, Wiśle i Dunaju.

Wschodnio-europejska grupa obejmuje rzeki: Niemien, Dźwinę, Wołgę, Don, Dniepr z dopływami, Bug i Dniestr.

Rozwój komunikacji wodnej postępował z wymienionych wielkich rzek na ich dopływy, jak np. z Renu na Nekar, Men, Ruhr i Lippe; z Wezery na Aller, Lein, Fuldę, Werre; z Łaby na Hawelę i Weltawę; z Odry na Szprewę, Wartę, Noteć, z Wisły na Narew i San; z Dunaju na Morawę, Wag, Cise, Sawę, Drawę, Prut; z Wołgi na Kamę, Okę, Kłazmę, Moskwę; z Donu na Doniec, z Dniepru na Desnę, Prypeć, Soż itd.

Rzeki środkowo-europejskie, oprócz Dunaju, płyną do morza Północnego lub do Bałtyku w kierunku od południa na północ. Kierunek ten nie jest dogodny ani dla Niemiec, ani dla Czechosłowacji. Tak np. w Niemczech węgiel z zagłębia Ruhry ma największe zapotrzebowanie w przemysłowych okręgach środkowej i północnej części państwa, natomiast obwód Ruhry potrzebuje dużo produktów rolniczych ze Śląska i z Pomorza, tj. w kierunku od wschodu na zachód.

Tak samo zagłębie górnośląskie, położone przy rz. Odrze, ma swego największego konsumenta w zakładach przemysłowych koło Berlina i Hamburga.

Wobec podobnych wymagań gospodarczych rozpoczęto w Niemczech już od dawnych czasów budowanie kanałów żeglownych, najpierw lokalnych, małych dla statków o pojemności 80 — 150 ton, następnie większych — dla statków o pojemności od 300 do 750 t. Tak powstały kanały: Ren—Herne, Ren—Lippe, Dortmund — Ems, Teltowski, kanał Hohenzollernów, Kłodnicki i cała sieć kanałów między Łabą, Odrą a Wisłą.

Jednocześnie rozwinęły się przy ujściach wyżej wymienionych większych rzek morskie porty, które obecnie przedstawiają olbrzymie centra handlowe i komunikacyjne, jak to: Emden na Amizie, Brena na Wezerze, Hamburg na Łabie, Szczecin na Odrze, Gdańsk na Wiśle.

Każdy z wyżej wymienionych portów ma swoje naturalne zaplecze, uwarunkowane siecią istniejących dróg lądowych i wodnych oraz charakterem gospodarki. Jednakże w sposób sztuczny, za pomocą odpowiednio usytuowanych nowych dróg i kanałów jeden port może zabrać drugiemu część jego zaplecza.

Tak naprz. kanał Duisburg—Ruhrort—Dortmund—Ems odciąga część towarów od holenderskiego portu Rotterdamu i portów niemieckich Emden i Wilhelmshafen. „Küstenkanal” (Ems—Wezera) zabiera też część towarów z Renu, które idą do Bremy.

Celem skierowania części towarów z Łaby do Lubeki zbudowano kanał Łabsko — Traweński. Połączenie Odry i Warty przez Noteć z Wisłą miało za cel zwiększyć operacje transportowe w Gdańsku.

Obecnie Szczecin prowadzi uporeczywą walkę z Gdańskiem, Gdynią, Lubeką i Hamburgiem, pragnąc zwiększyć swe zaplecze i dlatego wypowiedział się kategorycznie za budową nowego kanału Dunaj — Odra.

Komunikacyjna polityka Niemiec powojennych postawiła na najbliższy okres czasu następujące zadania:

a) rozbudować dla statków o pojemności od 1000 t do 1500 t niektóre rzeki (Łaba, Odra) na całej ich długości, niektóre zaś (Wezera, Amiza, Dunaj, Nekar, Men) na długości możliwie wielkiej; osiągnięcie tego celu przewidziano za pomocą regulacji i kanalizacji rzek oraz za pomocą sztucznych zbiorników wody;

b) rozbudować nowe sztuczne drogi wodne od zachodu ku wschodowi, tj. od Renu do Dunaju i Morza Czarnego, a mianowicie:

1) zakończyć do r. 1947 budowę kanału śródlądowego — (Mittellandkanal) na odcinku: Duisburg—Münster — Minden — Hannover — Brunświk — Magdeburg, stanowiącym połączenie rzek Renu i Łaby,

2) przebudować stopniowo istniejące kanały dla statków o pojemności do 1000 t.

3) uregulować Odrę od Kistrzynia do Koźła dla statków o pojemności 1000 t.

4) zakończyć budowę kanału Adolfa Hitlera (Koźle — Gliwice); ostatni kanał może służyć w przyszłości

Port Gdański, jak również nowy port Gdynia wymagają wielkiej drogi wodnej, ponieważ rozwój tych portów, nawet przy istnieniu specjalnych taryf kolejowych i protegowaniu Gdyni, jest mały a przyszłość nie pewna.

Wobec tego konieczny jest dla Gdyni nowy kanał żeglowny od Wisły do portu oraz uregulowanie Wisły do Krakowa dla statków o pojemności od 600 do 1000 t i połączenie Wisły z Czeskim kanałem Dunaj — Odra.

Ostatnie zagadnienie, jak również problem połączenia Wisły z systemem dróg wodnych Europy Wschodniej (Rosji) powinnyby Polska rozwiązać w najbliższej przyszłości.

Ten życiowy interes Polski pokrywa się z interesami Czechosłowacji, więc w tej dziedzinie mogłyby oba narody pracować po przyjacielsku.

Cały Bałkan należy też przyłączyć do systemu środkowo-europejskiego przez budowę drogi wodnej Dunaj—Morawa — Wardar — Saloniki aż do morza Egejskiego.



DROGA WODNA ŁABA-ODRA-DUNAJ W OGÓLNEJ SIĘCI EUROPEJSKICH GŁÓWNYCH DRÓG WODNYCH

Rys. 1.

ści dla połączenia Odry z Wisłą, a dalej z Dniestrem lub z Prutem a więc z Morzem Czarnym;

droga wodna Ren — Łaba — Odra — Wisła — Dniestr — Morze Czarne, jeśli by została wykonana, byłaby najwspanialszą w świecie;

5) zakończyć w r. 1942 kanalizację rzeki Men co najmniej do Bambergu dla statków o pojemności 1000 t. i przyspieszyć tempo robót na kanale Bamberg — Norymberga — Drezno;

6) kontynuować kanalizację rz. Nekar do Stuttgartu oraz budowę kanału Stuttgart — Ulm.

Polska w wielkiej części swego zachodniego terytorium należy do wodnego systemu środkowo-europejskiego, z którym jest połączona za pomocą rzeki Wisły, Warty i drogi wodnej Odra — Warta — Notec — Wisła. Wobec tego należy, jak pisze inż. Wolnec, zastanowić się nieco nad drogami wodnymi Polski.

Wisła jest żeglowna aż do Krakowa dla statków o pojemności 300 t,<sup>1)</sup> jednakże potrzebuje poważnych robót regulacyjnych.

Najpierw jednak należy zabezpieczyć żeglugę na Dunaju przy niskiej wodzie, zwłaszcza uregulować odcinek rzeki przy Żelaznej Bramie celem zmniejszenia tam prędkości prądu.

Poza tym warto jeszcze nadmienić, że między systemami wodnymi środkowo i zachodnio-europejskim, istnieje konkurencja, która powoduje sztuczne przeciąganie towarów z jednego systemu do drugiego.

Tak na przykład, rząd francuski opracował projekt drogi wodnej Ren — Saona — Rodan — Morze Śródziemne, a to celem skierowania towarów do portu Marsylii nie tylko ze swych terenów, lecz także ze Szwajcarii. Jeśli wspomniany kanał nie będzie wykonany, może być zrealizowane połączenie jeziora Bodeńskiego z Dunajem, przy czym towary Szwajcarii pójdą w kierunku do Morza Czarnego.

Biorąc pod uwagę powyższe dane i rozważania, inż. Wolnec postawił dalej pytanie: jaki powinien być stosunek Czechosłowacji do środkowo-europejskiego systemu wodnego i czy należy się do niego przyłączyć? Na to pytanie podał następującą odpowiedź.

<sup>1)</sup> Dane przytoczone za autorem.

Gospodarstwo Czechosłowacji, jej przemysł, handel, rolnictwo, rzemiosło, dowóz, wywóz towarów za granicę, gospodarcza konkurencja i współpraca z innymi narodami nie powinny być pozbawione wygód komunikacji wodnej.

Czechosłowacja nie ma własnego morza, jednakże do światowych dróg wodnych powinna dostać się czy to łądem, czy rzekami. Przy tym należy obrać drogi wodne, ponieważ transport po nich jest tańszy.

Czechosłowacja posiada duże możliwości do stworzenia dróg wodnych zarówno z punktu widzenia technicznego jak też politycznego.

Gospodarczy układ z państwami przydunajskimi jest konieczny. Łącznikiem między poszczególnymi państwami pod tym względem jest Dunaj.

Dunaj jest jednak jedną drogą z Czechosłowacji na szeroki świat; nie należy zapominać o dwóch innych wielkich drogach, a mianowicie: na północ i północny zachód, tj. do Bałtyku za pomocą rzek Odry i Wisły i do morza Niemieckiego za pomocą rz. Łaby.

Do tych ostatnich dróg życie gospodarcze Czechosłowacji ciążyło od prastarych lat. Chociaż obecnie z północą nie są unormowane stosunki polityczne, ale i Dunaj nie przepływa wśród terenów, należących jedynie do narodów braterskich.

Z wielkiej dunajowej drogi wodnej Czechosłowacja nie wyciąga obecnie dużo korzyści, ponieważ Dunaj płynie wzdłuż samej granicy państwa. Dowóz towarów kolejami od Dunaju do odległych punktów kraju kosztuje drogo. Dlatego Czechosłowacja potrzebuje taniej drogi wodnej od Dunaju na północ.

Łaba i skanalizowana Weltawa wnikają daleko do centrum Czechosłowacji, jednak średni i dolny bieg rzeki Łaby leży na terenie niemieckim.

Zaznajomienie się z istniejącymi wykonywanymi i projektowanymi drogami wodnymi w środkowej Europie (mapka dróg wodnych), daje podstawę do wniosku, że obce drogi wodne okrążają już Czechosłowację, jakby pajęczyną i okrążenie to postępuje nadal w tempie przyspieszonym.

Jakie skutki może mieć dla Czechosłowacji wspomniane okrążenie? Dość wyraźną odpowiedź na to pytanie można odnaleźć w memorandum przedstawicieli czechosłowackiego przemysłu węglowego do prezydenta Benesa. W tym memorandum zaznaczono: „Według taryfowej sytuacji z r. 1930 okazało się, że węgiel z zagłębia Ruhry będzie konkurował z węglem zagłębia ostrawskiego, gdy tylko będzie mógł korzystać z drogi wodnej Ren — Men — Dunaj, — zakończenie której przewidziano na r. 1950. Ażeby poprawić sytuację należy zbudować odpowiedni kanał między Odrą a Dunajem, który zabezpieczy tani transport i da możliwość konkurować z węglem z nad Ruhry”.

Wogóle okrążenie Czechosłowacji od północy jak też od południa nowoczesnymi drogami wodnymi spowodowałyby, jak pisze inż. Wolenee, niepowetowane szkody gospodarce.

Wobec tego należy jak najprędzej przystąpić do wybudowania połączeń wodnych Dunaju z Odrą oraz Przerowsko — Pardubickiego (patrz mapka). Koszt projektowanych, nie długich zresztą połączeń oraz uregulowania pewnych odcinków rzek wyniosłyby około 4 miliardów kez., ale zato Czechosłowacja otrzymałaby w centrum państwa węzeł dróg wodnych, prowadzących do 3-ch mórz — Niemieckiego, Bałtyckiego i Czarnego; przez terytorium państwa poszłyby tranzytem miliony

ton towarów rocznie, powstałby ogromny ruch na rzecznych przystaniach, wyrosłyby dziesiątki elewatorów, dźwigów, składów, śpichlerzy itp., wzmożłyby się prace kolei, otrzymałyby pracę tysiące ludzi i zwiększyłby się dobrobyt obywateli Czechosłowacji.

Inż. J. Szowhenow.

## Inwestycje z zakresu gospodarki wodnej w Czechosłowacji.

Na rozbudowę dróg wodnych oraz na inne roboty wodne, związane z drogami wodnymi, w Czechosłowacji wydano w okresie czasu od r. 1919 do r. 1936 — 2.348.000.000 kez., w tym na wykonanie robót — 1.668.369.389 kez. oraz na konserwację robót wykonanych — 679.662.586 kez.

Do wyżej wymienionej ogólnej sumy wydatków należy jeszcze dodać koszt inwestycji na regulację rzek Łaby i Weltawy, dokonanych do roku 1918; wtedy cała kwota, wydana do końca 1936 r. wyniesie około 3 miliardów kez.

Kosztem 3-ch miliardów kez. wykonano: 33 jazy piętrzące ze śluzami, 27 zapór wodnych, 15 przystani, 11 elektrowni wodnych, 360 km regulacji rzek, szereg drobnych prac oraz niezbędne roboty konserwacyjne.

Wydatkowana w tym okresie czasu (1919 r.—1936 r.) kwota około 2,5 miliardów kez. została zużyta w sposób następujący:

około 87% na roboty wykonane przez przedsiębiorców, 7% — na wynagrodzenie fabryk i zakładów mechanicznych, 5% na wykup gruntów i na odszkodowanie oraz 1% na administrację.

Przedsiębiorcy budowlani z otrzymanej przez nich kwoty wydali: 60% — na robociznę, 17% — na inwentarz i materiały, 10% — na socjalne ubezpieczenia robotników, 5% — na różne podatki; pozostałe 10% od ogólnej sumy przedstawia zysk przedsiębiorców.

Kwota, wydana na robociznę, wyniosła około 1,2 miliarda kez., dzięki czemu znalazło stałe zatrudnienie 18.000 robotników.

Podział wymienionej wyżej kwoty między poszczególne części Czechosłowacji był następujący:

na Czechy — 68%, na Morawy — 10%, na Słowację — 20% i na Ruś Podkarpacką — 2%.

Odpowiedni % powierzchni poszczególnych części w stosunku do ogólnej powierzchni Czechosłowacji (14.048.308 ha) wynosi: 37,05%, 19,02%, 34,89%, 9,04%; procent zaś ludności: 48,27%, 24,2%, 22,6% i 4,93%.

—O—

Oprócz wydatków na roboty wodne, wykonane w celach komunikacyjnych, duże kwoty przeznaczono (w okresie 1919—1937) na roboty wodno-melioracyjne, a mianowicie:

1) na regulację połoków górskich	197.269.407 kez.
2) na regulację rzeczek w celach melioracyjnych	1.071.082.951 kez.
3) na melioracje szczegółowe	1.130.594.327 kez.
4) na wodociągi wiejskie oraz studnie	865.066.344 kez.
5) na kanalizację mniejszych osiedli	108.700.822 kez.

razem 3.372.713.851 kez.

Od roku 1931, kiedy został utworzony specjalny fundusz melioracyjny, wydano z tego Funduszu 477.708.639 kez.

—O—

Celem porównania ostatnio wymienionych liczb z wydatkami na roboty melioracyjne w Polsce, przytaczam następujące dane: od r. 1919 do r. 1937 wydatkowano na melioracje podstawowe 91.649.655 zł, kosztem których wykonano: 2414 km regulacji rzek, 879 km kanałów, 657 km wałów ochronnych.

Oprócz tego kosztem 20.500.324 zł wykonano: 15,483 km rowów odwadniających na obszarze 449,286 ha. Ogólna suma wydatków na roboty melioracyjne wyniosła 112.149.979 zł w gotówce, tj. nie licząc szarwarku oraz świadczeń w naturze ze strony zainteresowanych.

(Věstník pro vodní hospodářství, Nr. 4—6, r. 1938, Dr. E. Reich, Zakłady organizace zemědělství, Československé Republiky r. 1934, str. 26.)

Inż. Cz. Zakaszewski, inż. St. Wawrzakowicz, St. Rychowski i St. Sienkowski. Zagadnienie melioracji rolniczych w Polsce, r. 1938).

*Inż. J. Szowhenow.*

### Program robót wodnych w Czechosłowacji na rok 1938.

Ministerstwo Robót Publicznych Czechosłowacji preliminowało na różne roboty wodne w r. 1938 kwotę 168.830.000 kec., którą podzielono i przeznaczono na następujące cele:

- 1) Na zapomogi przy odpowiednich robotach prywatnych 20.000 kec.
- 2) na kontynuowanie robót wodnych, rozpoczętych w latach ubiegłych 115.848.000 kec.
- 3) na rozpoczęcie nowych robót 52.962.000 kec.

Z ogólnej sumy 168.830.000 kec. przeznaczonej na roboty wodne przypada:

na Czechy	110.578.000 kec.
na Morawy	23.885.000 „
na Słowację	26.897.000 „
na Ruś Podkarpacką	4.170.000 „
oprócz tego na rozbudowę wolnej przystani czechosłowackiej w Hamburgu	3.280.000 „

Główne roboty wodne, których wykonanie przewiduje się w roku 1938, są następujące:

**Na rz. Łabie:** Regulacja rzeki na 2-ch odcinkach — 3.800.000 kor.; budowa zapory wodnej w Strzekowie — 2.500.000 kor.; budowa jazu w Przedmierzycach — 800.000 kor.

**Na rz. Wełtawie:** Budowa jazu i śluzy komorowej w Szechowicach—15.000.000 kor., budowa grobli ochronnej w Troi — 1.000.000 kor., pogłębienie Wełtawy od Wranego do Chuchle — 2.700.000 kor.; pogłębienie Wełtawy od Hodkowiczyn do Podoli oraz na Maninach — 4.180.000 kor.; budowa nowego jazu w Podbabie — 2.320.000 kec.

**Na Morawach:** Kontynuowanie budowy zapory wodnej w Kninieczkach — 10.000.000 kec.; regulacja rzeki Odry — 1.683.000 kec.

**W Słowacji:** Regulacja części rzeki Wah — 1.400.000 kec.; kontynuowanie budowy hydroelektrowni w Ladce — 2.000.000 kec.; budowa urządzeń portowych w Bratisławie — 1.674.000 kec.

Wydatki na wyżej wymienione roboty będą w znacznym stopniu pokryte ze specjalnego Funduszu Wodnego. (Věstník pro vodní hospodářství, r. 1938, Nr. 4—6.)

*Inż. J. Szowhenow.*

### Port w Antwerpii i znaczenie dróg wodnych śródlądowych dla tego portu.

W ciągłej walce konkurencyjnej portów Antwerpii, Rotterdamu i Hamburga drogi wodne śródlądowe odgrywają wielką rolę. Szczególnie jeśli chodzi o port w Antwerpii, to szereg danych zamieszczonych poniżej wskazuje niezbitcie na fakt ogromnego znaczenia dróg wodnych dla tego portu.

Udział floty rzecznej w ruchu towarowym między Antwerpią a jej zapleczem wynosił w r. 1937: w przywozie do Antwerpii 52% ogólnych transportów, w wywozie — 72%. W r. 1929 ruch ten obejmował tylko 47% przywozu i 54% wywozu.

W 1937 r. ruch floty rzecznej w porcie tutejszym obrazuje się cyfrą 49.547 statków rzecznych o łącznej wyporności 17.066.000 m<sup>3</sup>. Są to cyfry rekordowe, jak świadczy niżej umieszczone zestawienie:

Rok	Liczba statków rzecznych	Wyporność w tys. m <sup>3</sup>	Średni tonaż
1900	34.269	5.272	153
1913	43.956	10.022	228
1929	42.397	12.756	300
1936	47.091	15.680	333
1937	49.547	17.066	344

Wzrost średniego tonażu statków (z 228 w r. 1913 do 344 w r. 1937) spowodowany jest m. in. intensywnymi pracami nad rozbudową szeregu kanałów śródlądowych, jak kanał Bruksela — Charleroi, kanały w Campine i znajdujący się na ukończeniu wielki kanał Alberta.

Jak ważnym jest dla portu antwerpijskiego rozwój ruchu na trasie reńskiej, wskazuje poniższe zestawienie:

Rok	Przybyło statków rzecznych do Antwerpii		
	z Belgii	z Renu	z Holandii
1913	33.276	3.872	6.330
1929	30.006	4.872	6.865
1936	33.213	5.822	7.105
1937	34.099	6.956	7.703

Z zestawienia tego wynika, że ruch pomiędzy Antwerpią i pozostałą częścią Belgii w r. 1937 różni się nie wiele od ruchu w r. 1913, ruch zaś między Antwerpią a Renem zwiększył się niemal w dwójnasób. Oznacza to stale zwiększanie się znaczenia, dalej od Antwerpii leżących, obszarów zaplecza reńskiego, sięgającego aż do Szwajcarii.

Wskutek wprowadzenia w r. 1937 szeregu nowych urządzeń przeładunkowych w porcie Antwerpii ruch statków załadowanych w kierunku do portu i statków pustych, wychodzących z portu równoważy się niemal zupełnie.

Ruch pomiędzy Skaldą i kanałem Alberta od r. 1929 zwiększył się trzykrotnie:

Rok	Liczba statków rzecznych w kierunku	
	Kanał Alberta—Skalda	Skalda—Kanał Alberta
1929	2.392	2.292
1936	8.251	5.774
1937	8.633	6.344

Wobec tak pomyślnego rozwoju ruchu zamierzono specjalnie roztoczyć opiekę nad tym odcinkiem drogi wodnej przez budowę nowych śluz.

Do cyfry 50.000 jednostek taboru żeglugi śródlądowej na wejściu do Antwerpii należy jeszcze dodać 15.000, które przez ten port przechodzą tranzytem. Daje to łączną sumę 65.000 jednostek.

Powyższe rezultaty są tym bardziej godne uwagi,

że Antwerpia jest z natury rzeczy w porównaniu z portem w Rotterdamie upośledzona wskutek swego położenia geograficznego, znajdując się stosunkowo na uboczu od ujścia Renu. Niepomyślnie skutki tego położenia potrafiły zneutralizować w dużej mierze przedsiębiorczość i zapobiegliwość sfer gospodarczych.

## K r o n i k a

### III Zjazd inżynierów służby wodno-komunikacyjnej.

W dniach od 7 do 11 sierpnia b.r. obradował III Zjazd inżynierów służby wodno-komunikacyjnej, podległej Ministerstwu Komunikacji.

Zgodnie z dezyderatami II-go Zjazdu (z 1937 r) Zjazd tegoroczny poświęcony był głównie zagadnieniu drogi wodnej z Zagłębia Węglowego do Centralnego Okręgu Przemysłowego oraz problemom wodnym, związanym z C. O. P. Obrady Zjazdu odbywały się w dniu 8. VIII w Krakowie, w sali Krakowskiego Tow. Technicznego. Przewodniczył inż. E. Romański, dyrektor Biura Dróg Wodnych Min. Kom.

Na Zjeździe zostały wygłoszone następujące referaty: inż. J. Zagórskiego pt. „Wykonane roboty w Polsce na tle hierarchii potrzeb inwestycji wodnych”,

inż. M. Wyrobisza pt. „Zagadnienie Obozów Pracy przy wykonywaniu robót inwestycyjnych”,

inż. J. Wowkonowicza pt. „Zagadnienie komunikacji w Centralnym Okręgu Przemysłowym”,

inż. A. Biełańskiego pt. „Droga wodna Zagłębie Węglowe — Sandomierz” i

inż. S. Tilla pt. „Żegluga i tabor na drodze wodnej Zagłębie — Sandomierz”.

W wyniku ożywionej dyskusji powzięte zostały uchwały i rezolucje, które wraz z innymi szczegółami Zjazdu podane zostaną w następnym zeszycie „Gospodarki Wodnej”.

Ze Zjazdem połączone były: zapoznanie się z podjętymi po długoletniej przerwie, robotami przy budowie kanału żeglownego Spytkowice — Kraków, zwiedzenie budowy zapory i zakładu wodno-elektrycznego w Różnowie, objazd Wisły od Szczucina do Sandomierza oraz zwiedzenie Stalowej Woli.

### Narada w sprawie regulacji Wisły.

Na statku inspekcyjnym „Kościuszko” na Wiśle odbyło się w dniu 1. VIII br. zebranie organizacyjne w związku z zamierzonym zwołaniem na jesieni narady w sprawie regulacji rzeki Wisły, która to narada ma się odbyć w Warszawie z inicjatywy Politechniki Warszawskiej i pod egidą związków samorządu gospodarczego i terytorialnego.

W zebraniu, któremu przewodniczył inż. Cz. Klarner prezes Związku Izb Przemysłowo-Handlowych, uczestniczyli przedstawiciele Politechniki Warszawskiej, Stowarzyszenia Gospodarki Wodnej, Ligi Morskiej i Kolonialnej, samorządu gospodarczego, przemysłowo-handlowego i rolniczego oraz Zarządu m. st. Warszawy.

Zebrani jednogłośnie stwierdzili konieczność zwołania wspomnianej narady w celu omówienia zagadnienia regulacji Wisły z punktu widzenia gospodarczego, technicznego i organizacyjnego.

Jako naczelną hasło narady wysunięty zostanie problem konieczności przyspieszenia planowych prac regulacyjnych oraz ustalenia wieloletniego ich programu.

Do ścisłego komitetu organizacyjnego narady powołano PP. inż. Cz. Klarnera, inż. B. Przedpełskiego, prof. A. Ponikowskiego, dr St. Wachowiaka, inż. K. Rodowicza, inż. A. Konopkę oraz inż. K. Skarżeńskiego z Krakowa, pozostawiając nadto miejsca dla Prezydenta m. st. Warszawy lub jego delegata i dla przedstawiciela rzeźmiostła.

Termin narady wyznaczono na pierwszą połowę października r. b.

W czasie jazdy po Wiśle zebrani mieli możliwość obserwowania obecnego stanu rzeki i prowadzonych już niektórych prac regulacyjnych.

### VI Bałtycka Konferencja Hydrologiczna.

W dniach 15 — 20 sierpnia rb. na zaproszenie rządu Rzeczypospolitej odbyły się w Lubece, Travemünde i Berlinie obrady VI Bałtyckiej Konferencji Hydrologicznej według programu ustalonego na II Zwyczajnym Zjeździe Kuratorów państw zainteresowanych, w Rydze w czerwcu r. ub.

W Konferencji uczestniczyli oficjalnie delegaci wszystkich państw, których obszary należą do zlewiska morza Bałtyckiego, prócz Związku S.R.R. Poza tym w obradach Konferencji wzięli udział delegaci Norwegii, która, aczkolwiek jej terytorium należy do zlewiska Atlantyku, wykazuje znaczne zainteresowanie się sprawami Konferencji.

Na czele poszczególnych delegacji stały następujące osoby:

ESTONIA — inż. A. W e l n e r, szef Biura Hydrograficznego (Tallin),

DANIA — inż. J. T. L u n d b y e, profesor Wyższej Szkoły Technicznej (Kopenhaga),

FINLANDIA — dr H. R e n q v i s t, dyrektor Biura Hydrograficznego (Helsinki),

LITWA — inż. S. K o l u p a i l o, profesor Uniwersytetu (Kowno),

ŁOTWA — inż. P. S t a k l e, vice-dyrektor Departamentu Morskiego (Ryga),

NORWEGIA — dr fil. O. D e v i k, członek Instytutu im. Michelsena (Bergen),

POLSKA i W. M. GDAŃSK — inż. A. R u n d o, kierownik Instytutu Hydrograficznego Ministerstwa Komunikacji (Warszawa),

SZWECJA — inż. G. S l e t t e n m a r k, dyrektor Państwowego Instytutu Meteorologiczno-Hydrograficznego (Sztokholm).

Z urzędów polskich na Konferencji były przedstawione: Ministerstwo Komunikacji (Instytut Hydrograficzny w osobie wyżej wymienionego kierownika tegoż i inż. K. Dębskiego, referendarza I. H., Państwowy Instytut Meteorologiczny — w osobie kpt. S. Dłuskiego, kierownika Wydziału Morskiego Państwowego Instytutu Meteorologicznego w Gdyni), Ministerstwo Wyznań Religijnych i Oświecenia Publicznego (prof. A. B. Dobrowolski), Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych (Państwowy Instytut Naukowy Gospodarstwa Wiejskiego w Puławach — w osobie dra inż. S. Bacę, kierownika działu hydrologicznego Instytutu).

W charakterze doradcy technicznego polskiej delegacji uczestniczył w konferencji inż. A. Różański, kierownik Oddziału Wodnego Rady Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku.

W skład delegacji gdańskiej, na czele której, jak wyżej zaznaczono, stał przewodniczący polskiej delegacji, wchodziły następujące osoby: dr inż. R. Winkler, prof. Wyższej Szkoły Technicznej w Gdańsku, jako Kurator z ramienia W. M. Gdańska i inż. R. Brunś, dyrektor techniczny Rady Portu i Dróg Wodnych w Gdańsku w charakterze doradcy technicznego delegacji.

Konferencję otworzył 15 sierpnia rb. w Lubecie przewodniczący Komitetu Organizacyjnego — radca ministerialny prof. A. Wechmann, kierownik Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivellements, witając przybyłych w imieniu ministra Rzeszy do spraw wyżywienia i rolnictwa — Darre'go oraz ministerstwa komunikacji.

Następnie zostało uformowane prezydium Konferencji, do którego, prócz prof. Wechmanna, w charakterze przewodniczącego i inż. Lipperta w charakterze sekretarza generalnego, weszli przewodniczący delegacji wszystkich reprezentowanych na Konferencji państw.

Dla kierownictwa obrad w grupach powołano trzech przewodniczących: w grupie I — dyr. Slettenmara, w grupie II dyr. Renqvista, w grupie III — niżej podpisanego; do prezydium grup powyższych powołano poza tym 2 vice-przewodniczących, w tym jednego Niemca.

Otwarcie Konferencji odbyło się w obecności ok. 110 uczestników, w tym 70 hydrologów niemieckich.

Na Konferencję przedłożono ogółem 74 prac (22 referatów generalnych, 46 referatów krajowych i 6 komunikatów na tematy związane z zagadnieniami zasadniczymi); z ilości powyższej na Polskę przypada prac 14, w tym 12 referatów i 2 komunikaty — w zestawieniu ilościowym według krajów prace polskie zajmują 2-ie miejsce po pracach niemieckich (30); trzecie — zajmują prace lotewskie (11).

Z ogólnej ilości 74 prac, 69 zostało ogłoszonych drukiem i przed rozpoczęciem konferencji rozslane instytucjom zainteresowanym.

Obrady Konferencji, jak zaznaczono wyżej, prowadzone były w 3 grupach, a mianowicie:

w grupie I — hydrologii kontynentalnej,

w grupie II — hydrologii morza,

w grupie III — metodyki i przyrządów (obrazy łączne dla uczestników grup I i II).

W grupie I — przedłożono referaty, dotyczące metodyki badań nad bilansem wodnym zlewni rzecznych, największych objętości przepływu, notowanych na rze-

kach zlewni Bałtyku, zagadnienia powstawania lodu rzeczno- i pochodzącego, metodyki prognozy i sygnalizacji wezbrań, zagadnienia ruchu wody w rzekach (krytyka istniejących wzorów) oraz badania wód gruntowych, z uwzględnieniem wpływu wilgotności i zamrażania gleby.

W grupie II — przedłożono referaty, dotyczące zagadnienia wymiany wód między morzem Północnym i Bałtykiem, pomiarów opadu i parowania na morzu, metodyki obserwacji fal powierzchniowych, wykorzystanie wykonywanych przy robotach portowych wierceń dla celów badawczych ogólnogeologicznych, kontroli wzoru Munch-Petersen'a dla wyznaczenia ilości mas erozyjnych przenoszonych przez prądy morskie wzdłuż brzegów Bałtyku, stosunków lodowych Bałtyku i morfometrycznych elementów tegoż.

W grupie III — przedłożono prace na tematy następujące: sposoby mierzenia opadu, w szczególności szaty śnieżnej i deszczów nawalnych, metody i wyniki badań nad parowaniem z powierzchni wody i gleby (porośniętej i wolnej od roślinności), metodyka obliczenia objętości przepływu i chyżości prądów z uwzględnieniem wpływu zlodzenia i roślinności wodnej, przyrządy i sposoby stosowane przy pomiarach hydrometrycznych, metodyka pomiarów rumowiska i zawiesiny rzecznej, typy aparatury używane w służbie wodowskazowej.

Z inicjatywy przewodniczącego Konferencji, w drugim dniu obrad po ukończeniu posiedzeń grup I i II, odbyło się Zebranie Kuratorów, na którym zostało rozpatrzone sprawozdanie z działalności Stałego Biura Bałtyckich Konferencji Hydrologicznych za okres 1937/38 oraz wnioski kierownika tegoż Biura, dotyczące niektórych spraw o charakterze międzynarodowym, jak np. sprawa opracowania terminologii hydrologicznej według zgłoszonego przez Biuro schematu oraz bibliografii prac, dotyczących Bałtyku.

W dniu, poprzedzającym zamknięcie Konferencji, odbyło się posiedzenie Prezydium, na którym rozpatrzone i uzgodnione wnioski, opracowane przez prezydium grup na podstawie odnośnego materiału dyskusyjnego. Ogółem zaakceptowano około 25 wniosków, zawierających przeważnie wytyczne dla ustalenia programu przyszłej Konferencji, jak również dla prac instytucji hydrograficznych w okresie międzykonferencyjnym.<sup>1)</sup>

Dzięki inicjatywie Landesanstalt f. Gewässerkunde, szeroko popartej przez niemiecki przemysł mechaniczny<sup>2)</sup>, w salach, przylegających do sali obrad w Lubecie, w okresie od 15 do 17 sierpnia rb. została urządzona wystawa instrumentów i przyrządów hydrometrycznych<sup>3)</sup>, dzięki której uczestnicy Konferencji mieli możliwość dokonania przeglądu najnowszych typów aparatu-

<sup>1)</sup> Z wniosków powyższych niektóre posiadają znaczenie bardziej ogólne, jak np. wnioski, zgłoszone przez prof. A. B. Dobrowolskiego, a dotyczące potrzeby przeprowadzenia badań: a) nad niektórymi szczególnymi stanami gleby, mającymi znaczenie dla hydrologii (soliflukcja), b) nad właściwościami ciał o strukturze proskowatej, c) nad zagadnieniem wymiany ciepła pomiędzy atmosferą a warstwą śnieżną wzgl. skorupą lodową.

<sup>2)</sup> Dział instrumentów precyzyjnych przedstawiony przez firmy A. Ott (Kempten w Bawarii), R. Fuess (Berlin-Steglitz), Askania Werke (Berlin-Friedenau).

<sup>3)</sup> W celu ułatwienia zapoznania się z Wystawą Komitet Organizacyjny Konferencji wydał broszurę pt. „Messgeräte für Abfluss und Wasserstand”, zawierającą niezbędne objaśnienia eksponatów (tekst i ilustracje).

ry, używanej w Niemczech przy pomiarach ilości przepływu wód i notowaniu zmian ich stanów.

Największe zainteresowanie wzbudził wykonany według pomysłu dra inż. W. T ü r k'a (Karlsruhe) przez wytwórnice aparatów telefonicznych w Frankfurcie n/M. (Telefon — und Normalzeitapparate Fabrik, G. m. b. H.) przenośny przyrząd, automatyzujący całkowicie wszystkie czynności nie tylko przy wykonywaniu pomiaru objętości przepływu, lecz również przy obliczaniu jego wyników.

W toku Konferencji zwiedzono port rzeczny w Lubee, rozległe baseny portowe w Hamburgu, stację hydro-biologiczną w Plön oraz podnośnik okrętowy w Niederfinow; po zamknięciu Konferencji — stację doświadczalną budownictwa wodnego, ziemnego i okrętowego (Versuchsanstalt für Wasser, Erd-und Schiffbau) w Berlinie. Wreszcie zaznaczyć należy, że na prośbę przewodniczącego delegacji polskiej, członkom tejże umożliwiono zwiedzenie stacji do badania parowania gleby przy Akademii Leśniczej w Eberswalde (pod Berlinem); wycieczkę do Eberswalde uprzejmie zorganizował dr W. F r i e d r i c h z Landesanstalt f. Gewässerkunde, na miejscu — objaśnień udzielał prof. G e i g e r, kierownik stacji.

W czasie Konferencji uczestnicy jej byli nader gościnnie podejmowani przez przedstawicieli samorządu miasta Lubeki (bankiet w sali recepcyjnej ratusza) i organizacji społecznych tegoż (bankiet w komnatach starożytnego „Schabbelhaus'u” na zaproszenie Izby Przemysłowo-Handlowej, Towarzystwa Nordyckiego oraz oddziału Związku Niemieckich Stoczni). W przeddzień zamknięcia Konferencji w salonach hotelu „Esplanade” w Berlinie odbył się bankiet, wydany na cześć uczestników Konferencji przez prof. W e c h m a n n'a przewodniczącego Organizacyjnego Komitetu Konferencji; w odpowiedzi na przemówienia prof. W e c h m a n n'a oraz na mowę powitalną wygłoszoną w imieniu ministra rolnictwa przez dyrektora R i e c k e, przemawiał w imieniu delegacji zagranicznych-przewodniczący delegacji polskiej i gdańskiej.

Miejscem obrad przyszłej Konferencji mającej odbyć się w roku 1941 będzie Kowno, zgodnie z zaproszeniem, zgłoszonym na otwarciu niniejszej Konferencji w imieniu rządu przez delegata Litwy — prof. S. K o ł u p a i ł e. Szczegóły dotyczące organizacji VII. Bałtyckiej Konferencji Hydrologicznej zostaną ustalone na najbliższym Zjeździe Kuratorów, zwołanie którego zamierzone jest na miesiąc luty 1940 roku; miejsce Zjazdu wyznaczy Stałe Biuro Konferencyj w Rydze, w porozumieniu z Kuratorami poszczególnych krajów.

A. Rundo.

### Pierwszy polski kongres techników.

W dniach 11 — 13 listopada 1938 r. odbędzie się w Warszawie Pierwszy Polski Kongres Techników, zorganizowany przez Naczelną Organizację Stowarzyszeń Techników R. P. (NOST).

Obrady Kongresu toczyć się będą pod wysokim protektoratem Pana Prezydenta Rzeczypospolitej, prof. Ignacego Mościckiego i Pana Marszałka Polski Edwarda Smięgo-Rydzia.

Komitet Organizacyjny Kongresu wydał deklarację kongresową, omawiającą rolę techników i ich zadania w życiu gospodarczym Polski. Hasło Kongresu Techników jest następujące: „Przez zorganizowany świat techniczny do realizacji planu gospodarczego Polski”.

Zadaniem Kongresu jest naświetlenie roli technika, jako gospodarczego realizatora we wszystkich przejawach jego działalności zawodowo-społecznej; technicy jako zorganizowane środowisko, członkowie najszerszej pojętego świata pracy, kierownicy i organizatorzy o szerszej świadomości gospodarczej oraz technicy jako ludzie o umysłowości pionierskiej.

Koszt udziału w Kongresie wynosi 7.— zł.

Koszt Księgi Kongresowej, zawierającej referaty wygłoszone na Kongresie, z uchwałami i sprawozdaniem z Kongresu wyniesie 3.— zł. (przy zamówieniu, nadesłanym równocześnie ze zgłoszeniem uczestnictwa w Kongresie).

Koszt Księgi Kongresowej bez uczestnictwa w Kongresie będzie wynosił 6.— zł.

O udziale w Kongresie należy zawiadomić „kartą zgłoszenia” do dnia 1 listopada 1938 r. pod adresem: Komitet Organizacyjny I Polskiego Kongresu Techników, Warszawa—Śródmieście, ul. Wiejska 1 m. 40, tel. 8-09-81.

Uczestnicy Kongresu otrzymają zniżki kolejowe oraz tanie kwatery.

Każdy zgłaszający swoje uczestnictwo w Kongresie otrzyma bezpłatnie Przewodnik Kongresowy, zawierający:

- a) skład Komitetu Honorowego Kongresu,
- b) informacje dla uczestników Kongresu,
- c) terminarz,
- d) program Kongresu z planem referatów,
- e) regulamin obrad,
- f) kupony.

Równocześnie z nadesłaniem zgłoszenia, blankietem P. K. O. Nr. 342, Naczelna Organizacja Stowarzyszeń Techników R. P. — R-k Komitetu Organizacyjnego Pierwszego Polskiego Kongresu Techników, należy uiścić opłaty wymienione na odwrocie odnośnego blankietu.

Ze względu na duży zjazd ludzi w czasie trwania Kongresu w związku z obchodem XX-lecia Niepodległości, Komitet Organizacyjny I Polskiego Kongresu Techników, prosi o jaknajszysze zamawianie kwater.

Termin zgłaszania zapotrzebowania na kwatery upływa z dniem 1 listopada br. i po tym terminie zgłoszenia na kwatery nie będą rozpatrywane.

Rodzaje kwater:

- a) Kwatery prywatne od 3.50 zł do 7.— zł za dobę.
- b) Hotele od 6.50 do 10.— zł za dobę.
- c) Kwatery zbiorowe od 3.50 do 5.— zł za dobę.

---

Redaktor naczelny: Inż. E. Romański

Redaktor odpowiedzialny: Inż. M. Chudzyński  
Dział „Z literatury techn.”: Inż. K. Puczyński

Wydawca: Stowarzyszenie Gospodarki Wodnej.

---

Komitet Redakcyjny: Przewodniczący — Inż. M. Prokopowicz, Sekretarz — Inż. M. Barcikowski, Członkowie — inż. inż. P. Bomas, M. Chudzyński, L. Gumiński, H. Herbich, E. Kluźniak, W. Kollis, prof. M. Matakiewicz, prof. K. Pomianowski, K. Puczyński, W. Rabczewski, K. Rodowicz, E. Romański, A. Rundo, A. Rylke, S. Sienkowski, prof. C. Skotnicki, T. Tillinger, prof. S. Turczynowicz, J. Wowkonowicz, prof. K. Wóycicki, C. Zakaszewski.