

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Prof. M. Matakiewicz: Regulacja rzek na małą wodę i regulacja Renu między Bazyleą a Strasburgiem. — S. Bryła: Pomost współpracujący pod działaniem siły skupionej. — Inż. J. Pruchnik: Gospodarka wodna w Holandji. Roboty na Zuiderzee. Kultura torfów wysokich w Niemczech. (Ciąg dalszy). — I. Czeszyk: Obliczenie jazu walcowego. — Polemika. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Sprawozdanie z odczytów. — Sprawy Towarzystwa.

## Część urzędowa.

### Ustawy i rozporządzenia.

1. „Dziennik Ustaw“ Nr. 16, poz. 120: Rozporządzenie Ministra Spraw Wojskowych z dn. 8 lutego 1930 r. wydane w porozumieniu z Ministrami: Robót Publicznych, Spraw Wewnętrznych i Sprawiedliwości, w sprawie udzielania przez władze wojskowe pozwoleń na wznowienie, przebudowę lub zmianę budynku w pobliżu twierdz, lub w rejonach fortyfikacyjnych (przedruk w Mon. P. Nr. 63).

2. „Dziennik Ustaw“ Nr. 21, poz. 177—180: Konwencje Międzynarodowe, dotyczące ruchu samochodowego i ruchu drogowego.

3. „Dziennik Ustaw“ Nr. 22, poz. 186: Rozporządzenie Rady Ministrów z dn. 8. III. 1930 r. w sprawie zmiany rozporządzenia Rady Ministrów z dn. 1. X. 1924 r. o opłatach za mieszkania zajmowane przez funkcjonariuszów państwowych i wojskowych zawodowych w budynkach państwowych przez Skarb Państwa wynajętych lub administrowanych (przedruk w Mon. P. Nr. 90).

4. W „Monitorze Polskim“ Nr. 42: Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dn. 20. stycznia 1930 r., zmieniające wykazy wybrzeży, oraz portów i zimowisk, za których użytkowanie mają być pobierane opłaty. (Przedruk z Dz. U. R. P. z dnia 4 lutego 1930 r. Nr. 6, poz. 53).

### Zmiany personalne.

#### Mianowania.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Warszawie: inżynier powiatowy VI st. sł. Antoni Łaguna — radcą budownictwa w VI st. sł.; pracownik kontraktowy inż. Jerzy Szaniawski — prowiz. referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Lublinie: pracownik kontraktowy inż. Piotr Suszycki — prowiz. referendarzem w VII st. sł.

#### Przeniesienia.

Inż. Kiejstut Przewłocki, urzędnik prowiz. w VII st. sł. z etatu Urzędu Wojewódzkiego (Dyr. Rob. Publ.) w Wilnie — do służby w Dyrekcji Dróg Wodnych w Wilnie (na stanowisko kierownika Zarządu Dróg Wodnych w Łucku).

#### Przeniesienia na emeryturę.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Białymstoku: Inżynier powiatowy VI st. sł. Władysław Herman — z dn. 1 kwietnia 1930 r.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Warszawie: urzędnik VII st. sł. Józef Jarecki — z dniem 1 kwietnia 1930 r.

#### Zwolnienia.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Warszawie: Urzędnik prowizoryczny VII st. sł. inż. Bolesław Tomaszewski.

## Część nieurzędowa.

Prof. M. Matakiewicz.

### Regulacja rzek na małą wodę i regulacja Renu między Bazyleą a Strasburgiem.

Regulacje rzek żeglownych przeprowadzano dawniej, podobnie jak i rzek górskich, na średnią wodę, co miało ten skutek, że ustalono położenie łożyska, jednak warunków żeglugi nie poprawiono w większym stopniu. Głębokości do jazdy były nadal przy stanach niskich małe, a ruch statków o dużym ładunku i większym zanurzeniu, albo nie był możliwy, albo też był przerywany i niestały. Stąd też dawniej we Francji wolano rzeki kanalizować, lub budować w ich dolinach równoległe, sztuczne kanały żeglugi, jak przeprowadzać regulację rzek. Jednak właśnie we Francji, dzięki badaniom i pracom wybitnych i genialnych inżynierów, jak Baumgartena, Fargue'a, Girardona i i., powstał i rozwinał się system regulacji rzek żeglownych, czyli system t. zw. regulacji rzek na małą wodę, dążący, przy zatrzymaniu naturalnego łożyska rzeki jako drogi wodnej, do uzyskania możliwie dużych głębokości. Objektami doświadczalnymi były tu przedewszystkiem Garonna i Rodan; regulacja tej ostatniej rzeki, przeprowadzona przez Girardona, była pierwowzorem przy wszystkich późniejszych tego rodzaju robotach, a zasady ustalone przez tegoż inżyniera zyskały sobie powszechne uznanie<sup>1)</sup>. Rezultaty uzyskane na Rodanie były bardzo korzystne, jakkolwiek Rodan nie był rzeką łatwą do regulacji, gdyż pomimo znacznej zlewni (99.000 km<sup>2</sup>) i du-

żych objętości odpływu, posiada znaczne spadki, a mianowicie przeciętny spadek na 330-kilometrowej przestrzeni od Lyonu do ujścia wynosi 0,48‰ i jest bardzo niekorzystnie rozłożony. Między ujściem Isère i Ardèche wynosi 0,775‰, a na krótkich przestrzeniach i znacznie więcej.

Nowszym objektem tego rodzaju jest we Francji regulacja dolnej Loary, największej rzeki francuskiej (zlewnia 121.000 km<sup>2</sup>)<sup>2)</sup>, o której podaliśmy w swoim czasie wzmiankę w „Czasopiśmie“ z r. 1929. Jest to praca również udana, jakkolwiek przeprowadzenie jej napotykało trudności ze strony zorganizowanych właścicieli gruntów nadbrzeżnych.

Trochę inaczej rozwijała się sprawa regulacji rzek żeglownych w Niemczech. Rzeki niemieckie, jak Odra, Łaba, Wezera, Ren i i. uregulowane najpierw na wodę średnią wymagały „regulacji uzupełniającej“ dla stanów niskich. Następowo więc zwięźanie dawnych, dla małej wody zbyt szerokich normalnych szerokości, według nowego normalnego profilu. Stąd Francuzi odróżniają niemiecką metodę regulacji na małą wodę od swej własnej, twierdząc, że we Francji starają się o stworzenie ciągłości przejścia między poszczególnymi profilami rzeki, oraz o uzyskanie ciągłości co do zmian prędkości, w celu uży-

<sup>1)</sup> VI Kongres żeglugi śródlądowej w Hadze: „Amélioration des rivières en basses eaux“. 1894.

<sup>2)</sup> Opisana przez inżyniera Kaufmanna w „Annales des ponts et chaussées“ 1915.

skania uregulowania ruchu materiału i ustalenia korzystnych głębokości, podczas gdy w Niemczech normalizuje się profile, przyjmując stałą średnią prędkość.

W rzeczywistości jednak zdanie powyższe nie jest całkiem słuszne i nowsze regulacje rzek żeglownych wykonane w Niemczech nie różnią się zasadniczo od francuskich.

W okresie przedwojennym opracowali również Niemcy projekt regulacji na małą wodę dolnej Wisły, w granicach dawnego zaboru pruskiego uregulowanej już na wodę średnią. Projekt ten nie został wykonany, ani nawet przekazany władzom polskim. Nie jest to jednak jeszcze wielkie nieszczęście, gdyż opracowanie projektu nie sprawia tyle trudności, ile wykonanie, a metodę wykonania można będzie ustalić dopiero w toku rozpoczęcia robót, w miarę nabytych doświadczeń.

Regulacja Wisły dla żeglugi, szczególnie w partii poniżej ujścia Sanu, gdzie jest ona już rzeką dużą, nie będzie rzeczą łatwą ani taną, wobec wielkiego zdziwienia łożyska, ruchomego dna i bardzo znacznych szerokości łożyska średnich i małych wód, oraz zwykłej wielkiej wody. Łożysko to nierzadko o szerokości ponad 1 km będzie musiało być skoncentrowane dla małej wody na 142 m (poniżej Sanu) do 270 m (powyżej rozdziału ramion). Roboty, jakie tu trzeba będzie podjąć, celem ustalenia profilu dla zwykłej wielkiej wody, oraz skupienia całej małej wody w jednym łożysku będą bardzo rozległe i długotrwałe.

Regulacja Wisły na małą wodę będzie jednak nieporównanie trudniejsza i kosztowniejsza jak regulacja dolnej Loary. Podczas gdy Loara ma profil dla zwykłej wielkiej wody zwarty, o stosunkowo nieznacznej szerokości, to Wisła, jak już poprzednio zaznaczono, ma niezmiernie rozległe łożysko zwykłej wielkiej wody. Tylko w partii leżącej w granicach dawnego zaboru pruskiego jest ono skoncentrowane; skutkiem przeprowadzonej już regulacji na średnią wodę; tu znowu powstają trudności z powodu zbyt długiego wyprostowania biegu i istnienia ławic wędrujących.

Dla wyjaśnienia dodaje się, że przy regulacji Wisły dla żeglugi uwzględniamy stan średni z najniższych, podczas gdy we Francji stan t. zw. „*étiage conventionnel*“, t. j. średni z bardzo niskich stanów<sup>3)</sup>. Sądzę, że pojęcie stanu regulacyjnego jako średniego z najniższych jest ściślejsze i wyraźniejsze<sup>4)</sup>.

Przechodząc do głównego tematu tego artykułu, t. j. do regulacji Renu na małą wodę, muszę zaznaczyć, że Ren jest największą śródlądową drogą wodną świata, że obrót towarów na nim wynosił przed wojną 57 milionów ton, a dziś dochodzi już do tej cyfry. To znaczenie zawdzięcza niezwykle korzystnym warunkom przyrodzonym, a przede wszystkim wielkim objętościom odpływu (lodowce w górnym dorzeczu, wyrównanie odpływu przez jeziora), oraz małym spadkiem na przestrzeni między Mannheimem a ujściem. Jak wykazałem w jednej z prac<sup>5)</sup>, gdyby się chciało cyfrowo przedstawić żeglowność rzek, opartą na głębokościach, jakie są możliwe do uzyskania przy stanie średnim niskim na dolnych partiach bliżej nam znanych rzek europejskich, to stosunek jest następujący:

Ren na granicy niemiecko-holenderskiej	1,00
Wisła poniżej Narwi	0,62
Łaba dolna poniżej Jetzel	0,56
Loara między Saumur a Nantes	0,47
Odra poniżej Warty	0,47
Wezera dolna poniżej Allery	0,37

<sup>3)</sup> Dla Loary był to stan, od którego stany niższe trwały przeciętnie 18 dni w roku.

<sup>4)</sup> Przegląd metod i wyników regulacji na małą wodę, wykonanej na szeregu rzek, podany jest w „Regulacji rzek“ autora.

<sup>5)</sup> „Hydrologiczna miara żeglowności“. Lwów 1928.

Jednak tak korzystne warunki dla wielkiej żeglugi istniały tylko do Mannheimu, powyżej zaś spadek Renu znacznie wzrasta, tak, że łożysko pomimo uregulowania na średnią wodę nie tworzyło dobrej drogi wodnej. Pragnienie przedłużenia wielkiej drogi wodnej Renu w górę, aż do dwu wielkich portów, naprzeciw siebie leżących, alzackiego Strasburga i badeńskiego Kehl, wywołało potrzebę regulacji Renu na małą wodę między Strasburgiem a Sondernheim, którą po długoletnich studiach nad projektem, przeprowadził rząd niemiecki w głównych zarysach w okresie lat 1907—1917; końcowe roboty trwały z powodu wojny jeszcze do roku 1924. Z uwagi na to, że regulacja ta poprzedziła regulację Renu między Bazyleą a Strasburgiem i jest niejako dla niej pierwowzorem, przedstawimy tu pokrótce jej przebieg i wyniki<sup>6)</sup>.

Przestrzeń Strasburg-Sondernheim ma 85 km długości; żegluga wielka odbywała się tu tylko przy korzystnych, letnich stanach wody.

Projekt regulacji miał na celu uzyskanie drogi do jazdy o głębokości przy stanie średnim niskim 2 m, na szerokości w części górnej 88 m, w części dolnej 92 m, usunięcie ławic żwirowych i umożliwienie powstawania złoży materiału w polach między ostrogami, nadto złagodzenie zbyt ostrych załomów nurtu. Roboty regulacyjne obejmowały włożenie w łożysko dla średnich i zwykłych wielkich wód łożyska małej wody, przez wybudowanie ostróg i progów. To łożysko jest trochę szersze od wymaganej szerokości pasu do jazdy (j. w. 88 i 92 m), zostawiając rzece pewną swobodę rozwoju, gdyż kształtowanie jej jako kanał sztuczny nie byłoby właściwe.

Budowle, t. j. ostrogi i progi, wykonano częściowo z wałków faszynowych, 8—10 m długości i 0,9 m średnicy, wypełnionych kamieniem lub żwirem (na jeden wałek 2 m<sup>3</sup> wypełnienia). Pracę usunięcia ławic żwirowych pozostawiono rzece samej, a bagrowania wykonywano tylko w celu uzyskania żwiru do budowli. Złagodzenie ostrych załomów nurtu uzyskano przez zmniejszenie liczby przebiegów nurtu; zmniejszenie to wyniosło aż 36%. Obawy przesunięcia ławic żwirowych na przestrzeń poniżej Sondernheim okazały się płonne; zjawisk takich nie zauważono.

Rezultat regulacji jest zgodny z przewidywaniami<sup>7)</sup>. Pomijając wyjątkowe okoliczności, jak mgłę, wielką wodę i wyjątkowo niskie stany, wielka żegluga odbywa się przez cały rok. Okazało się przytem, że dzielność holownicza statków parowych wzrosła o 25%, a wyzyskanie ładowności statków o 44%. Efekt poprawy drogi wodnej wyraża się także i w tem, że w okresie lat od 1908 do 1913 wzrósł obrót w portach Strasburga i Kehl 2,5-krotnie.

Ale na tem nie skończyły się plany użegłownienia Renu. W czasie wojny opracowano plan użegłownienia Renu między jeziorem Bodeńskim a Bazyleą, na granicy szwajcarsko-badeńskiej, oparty na konkursie publicznym, uwzględniając możliwość ruchu statków 1200-tonowych. Jakkolwiek nazywają zasady projektu tego „regulacją“ jednak jest to właściwie kanalizacja, z uwzględnieniem racjonalnego wyzyskania siły wodnej, przyczem jednak postawiono zasadę, aby nie budować długich kanałów bocznych, lecz żeglugę pozostawić o ile możliwości w łożysku rzeki. Ze uzyskanie drogi wodnej dostępnej dla statków 1200-tonowych drogą regulacji nie było tu możli-

<sup>6)</sup> „Die Regulierung des Rheins zwischen Straßburg und Basel“ von Oberbaurat K. Spiess. Separatabzüge aus „Rheinquellen“, 1925 r.

<sup>7)</sup> Wybitny znawca Renu inż. Kupferschmid stwierdza, że regulacja wprawdzie poprawiła warunki żeglugi, jednak w zupełności zamierzonego celu nie osiągnęła. Głębokość przy stanie średnim z najniższych wynosi zamiast 2 m, tylko 1,60—1,70, a właściwie mniej, gdyż mierzono ją w nurcie, a tymczasem projekt zakładał głębokość na szerokości pasa 90-metrowego. (*Ztschrift f. Binnenschiffahrt* Nr. 3/1926).

we wynika już choćby z tego, że spadek rzeki między jeziorem Bodeńskim a Bazyleą wynosi aż 1,05‰.

Gdy zatem już i co do przyszłości tej przestrzeni zapadła decyzja, skutkiem porozumienia Szwajcarii z Niemcami, należało pomyśleć i o przestrzeni pośredniej, a mianowicie o partji Renu między Bazyleą a Strasburgiem. Decyzja co do sposobu użegłownienia tej przestrzeni była trudna, wobec trudności przeprowadzenia tak kanalizacji, jak i regulacji; o ile chodzi o regulację to było wielu jej przeciwników, którzy twierdzili, że rezultat regulacji na małą wodę jest bardzo wątpliwy, wobec znacznego przeciętnego spadku rzeki, który zmienia się między Bazyleą a Strasburgiem od 1,03 do 0,65‰.

Co do samego obecnego stanu łożyska, to zauważyć należy, że zostało ono w latach 1841—1876 uregulowane na średnią wodę, (normalna szerokość wynosiła 200—250 m), przyczem zapomocą szeregu przekopów wyprostowano je i skrócono o 14‰. Regulacja ta ustaliła brzegi, lecz nie wytworzyła drogi wodnej, gdy w roku 1901 zwiedzałem tę przestrzeń, po przejechaniu partji Bazylea - Alt-Breysach łódź naszą musiano załadować na wóz, który ją z powrotem zawiózł drogą kołową do Bazylei.

Jednak pomimo wszelkich trudności drogę wodną forsowało samo życie, domagające się niskich frachtów. W latach 1903—1907 przedsiębrano jazdy próbne, które okazały możliwość holowania pociągów statków aż do Bazylei, zapomocą silnych parowców sрубowych przy korzystnych stanach wody. Okoliczność ta była powodem, że Bazylea wybudowała wielki port kosztem osmnastu milionów fr. szw., a ruch w tym porcie stale się wzmacniał. W roku 1927 cały obrót osiągnął 739.840 ton, z czego na Ren przypada 513.242 ton, a na kanał Hünningen (Hunique)-Bazylea 226.598 ton. Prawie cała ta ilość przewozu idzie do Bazylei w górę Renem i kanałem, przewóz w dół jest nieznaczny. Że jednak Ren, z powodu nieuregulowania na małą wodę, nie jest należytą drogą wodną, stwierdza to rok 1928, bardzo suchy, w którym cały obrót spadł do 472.077 ton, z czego przewóz na Renie wyniósł tylko 23.196 ton.

Jednak przyszłość drogi wodnej Bazylea-Strasburg zdawała się już być przesądzona postanowieniem traktatu wersalskiego, według którego przyznano Francji prawo ujęcia całej średniej wody Renu tuż poniżej Bazylei, pod Kembs i odprowadzenia lewobrzeżnym kanałem przez terytorjum alzackie aż po Strasburg, w celu wyzyskania siły wodnej i stworzenia drogi wodnej dla statków 1200-tonowych. Takie rozwiązanie sprawy można było uważać za definitywne, tembardziej, że we Francji opracowano projekt i w ostatnich czasach rozpoczęto budowę pierwszego stanowiska tego kanału, zwanego „Wielkim Kanałem Alzackim“ (Grand Canal d'Alsace)<sup>8)</sup>, oraz jazu na Renie pod Kembs.

Tymczasem rok 1929 przyniósł niespodziankę: oto z pism fachowych dowiedzieliśmy się, że 28 marca 1929 podpisano w Bern układ szwajcarsko-niemiecki, według którego kosztem Szwajcarii (60‰) i Niemiec (40‰) ma być przeprowadzona regulacja Renu na przestrzeni od wylotu kanału dolnego pierwszego stanowiska „Wielkiego Kanału Alzackiego“ pod Istein, aż do Strasburga, a roboty bezzwłocznie rozpoczęte. Jak zatem pogodzić zamiary francuskie z zamiarami szwajcarsko-niemieckimi i jak wytłómaczyć tę ostatnią decyzję?

Znanem jest wielkie niezadowolenie Niemców z podanego powyżej postanowienia traktatu wersalskiego, po wykonaniu którego cała woda średnia Renu przeszłaby na „Wielki Kanał Alzacki“ (z wyjątkiem 50 m<sup>3</sup>/sek, które płynęłyby w łożysku rzeki). Równocześnie cała żegluga Renu musiałaby się odbywać na tym kanale, leżącym

<sup>8)</sup> Opisany w *Czasopiśmie* w artykułach „Nowe prądy i działanie w budownictwie wodnym“, 1922 i „Wielki Kanał Alzacki“, 1926 (sprawozdanie z dzieła Beliarda).

w całości na terytorjum francuskim. Również i Szwajcarii takie rozwiązanie nie zadowalnia, gdyż pragnie ona rozwinąć własną żeglugę na drodze wodnej dużego typu, przyczem wolałaby, aby ta droga wodna nie była w takiej zależności od Francji. W przedłożeniu Rady Związkowej na Zgromadzenie Związkowe<sup>9)</sup> uzasadniono w następujący sposób potrzebę podjęcia przez Szwajcarię, łącznie z Niemcami, regulacji Renu między Bazyleą i Strasburgiem:

Według opracowanego projektu i kosztorysu wyniosą kosztą budowy 61,1 milionów franków szw. Doliczając do tego oprocentowanie kapitału budowy w stosunku 5‰, tylko przez lat 5, gdyż po tym okresie już droga wodna będzie w dużym stopniu poprawiona i będą z niej korzyści, otrzymuje się łączny koszt 66 milionów fr. szw. Według porozumienia z Niemcami, z tej kwoty przypadnie:

na Szwajcarię 60‰, t. j. 39,6 milj. fr. szw.

„ Niemcy . 40‰ „ 26,4 „ „ „

Wobec tego, że kanton Bazylea-miasto deklaruował udział w wysokości 20‰ kwoty przypadającej na Szwajcarię, na cały Związek przypadnie 31,68 milj. fr. szw. i to o ile nie uda się skłonić Francji do udziału w kosztach. W szczególności pragnieniem obu kontrahentów jest skłonienie Francji: a) do udzielenia pomocy technicznej i administracyjnej przy wykonaniu robót, b) do objęcia utrzymania robót przy granicy francuskiej i c) do udziału w kosztach budowy, jednak ewentualne odmowne stanowisko Francji nie będzie miało wpływu na wykonanie budowy.

Kontrahenci przyjmują po 1-e: że wykonanie przez Francję pierwszego stanowiska „Wielkiego Kanału Alzackiego“ z wlotem powyżej jazu pod Kembs, a wylotem poniżej szypotów pod Istein jest potrzebne, gdyż stanowi ono obejście trudnego dla żeglugi skupienia spadku, zwiększającego się stale skutkiem erozji wstecznej dna, a powtóre, że czas budowy dalszej części tegoż kanału będzie bardzo długi, a nawet gdyby jego budowa trwała w całości choćby 35 lat, to i tak regulacja Renu się opłaci, gdyż rachunek rentowności wykazuje możność odpisania całych jej kosztów w tym okresie. Jakkolwiek rachunek rentowności, który podany będzie poniżej, posiada realne podstawy, to jednak prawdopodobnie kontrahenci przyjmują także (o czem głośno nie mówią), że budowa dalszej części „Wielkiego Kanału Alzackiego“ zostanie zaniechana.

Dalsze motywy podnoszą, że łożysko obecne Renu ulega niekorzystnym zmianom, tak, że wogóle żegluga może w przyszłości na nim ustać; wprawdzie istnieje już na terytorjum alzackim kanał Hünningen-Strasburg, jednak nie podlega on „Aktom Renu“ i służy tylko dla ruchu statków 300-tonowych.

Widzimy tu pragnienie Szwajcarii i Niemiec uniezależnienie za wszelką cenę żeglugi na Renie od bezpośredniego zwierzchnictwa Francji.

Dalej podnosi przedłożenie, że obywatele szwajcarscy ponieśli już wielkie ofiary finansowe, licząc się z tem, że regulacja Renu między Strasburgiem a Bazyleą dojdzie do skutku. I tak, na port w Bazylei wydano 18 milionów fr. szw., z czego Związek dał 6 milionów, a resztę kanton miasta Bazylei. Firmy prywatne zainstalowały się w porcie kapitałem 10 milionów fr., a pozatem wyłożyły do 30 milionów fr. na urządzenia i statki. Te wszystkie wkłady nie przyniosłyby owoców, w razie niedojścia do skutku regulacji Renu. Przedłożenie żąda płynności pierwszej raty w kwocie 4,5 miliona fr. szw. już w roku 1930.

Projekt techniczny, opracowany przez władze budownicze badeńskie, przedstawiony jest w bardzo zwięzłym

<sup>9)</sup> „Botschaft des Bundesrates an die Bundesversammlung, betreffend die Regulierung des Rheins zwischen Basel (Istein) und Straßburg v. 6/VIII. 1929.

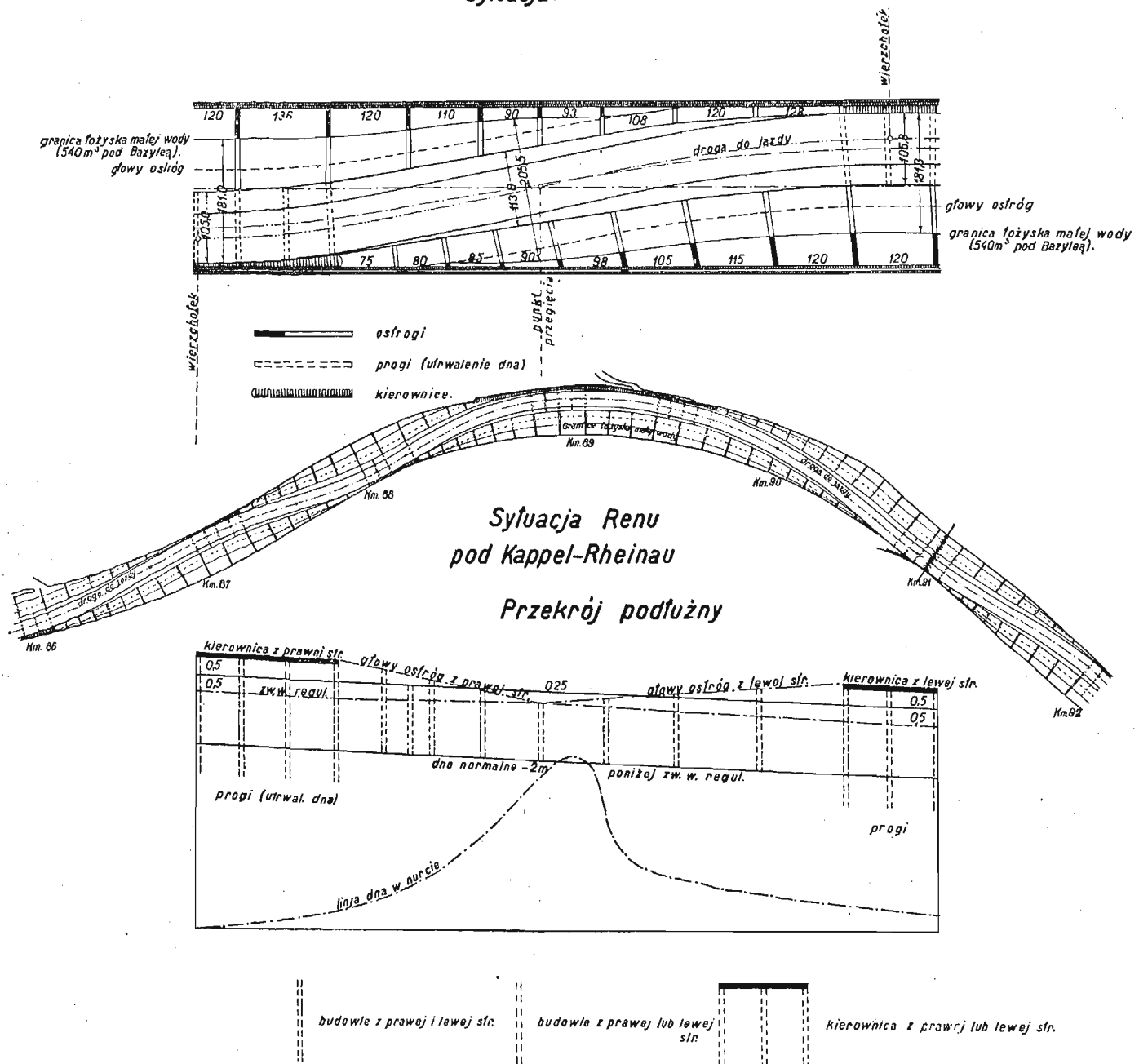
tekście publikacji Związkowego Urzędu gospodarstwa wodnego<sup>10)</sup>, wyjaśnionym jednak licznymi planami.

Celem regulacji jest stworzenie na przestrzeni Istein-Strasburg regularnej drogi żeglownej o głębokości do jazdy 2 m przy stanie wodoskazu w Bazylei — 0,15 m.

osiągnięta trwają 47 dni. Minimalną szerokość pasu żeglownego, o głębokości 2 m, przyjmuje się 75 m. Długość uregulowanej partji Renu wyniesie 117 km, do czego dodać należy 5 km „Wielkiego Kanału Alzackiego“ (Istein-Kembs), łącznie zatem 122 km. Przy podanym powyżej

## REGULACJA RENU NA MAŁĄ WODĘ MIĘDZY STRASSBURGIEM A BAZYLEĄ.

Sytuacja.



Stan ten wraz z wyższymi trwa przeciętnie 318 dni w roku, stany zaś niższe, przy których ta głębokość nie będzie

<sup>10)</sup> Mitteilungen des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft: „Die Regulierung des Rheins zwischen Basel und Straßburg“, Bern 1929, tekst niemiecki i francuski.

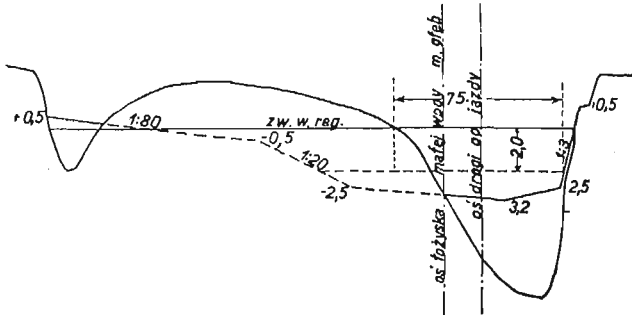
stanie regulacyjnym płynie łożyskiem 540 m<sup>3</sup>/sek, z czego przeznacza projekt 15 m<sup>3</sup>/sek na zasilenie kanału Hünningen-Strasburg, reszta zaś, t. j. 525 m<sup>3</sup>, płynąć będzie w dalszym ciągu łożyskiem rzeki.

Projekt przewiduje ciągłość przejścia profilów na

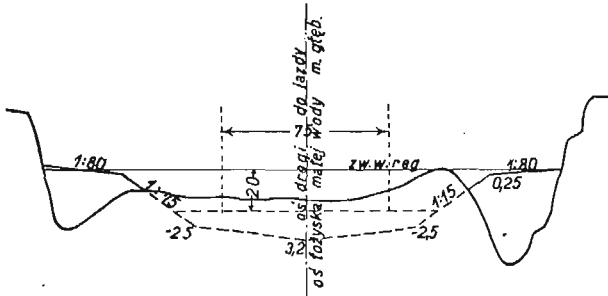
przebiegach i w łukach, przyczem profile te różnią się od siebie. Profile na przejściach są symetryczne, w łukach niesymetryczne, o największej głębokości przy brzegu wklęsłym; profile te ustalono na podstawie starannego studjowania naturalnych profilów rzeki, oraz doświadczeń uzyskanych na przestrzeni Strasburg-Sondernheim. Rys. 1 i 2 podają element sytuacji i kształty przyjętych profilów.

**Przekrój w wierzchołku trasy małej wody.**

*Nurt po prawej stronie.*

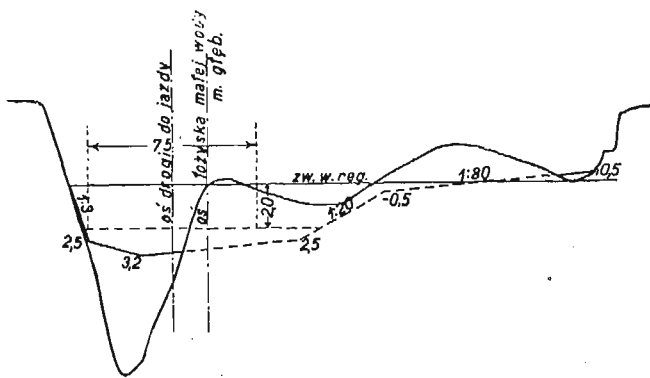


**Przekrój na przegięciu nurtu.**



**Przekrój w wierzchołku trasy małej wody.**

*Nurt po lewej stronie.*



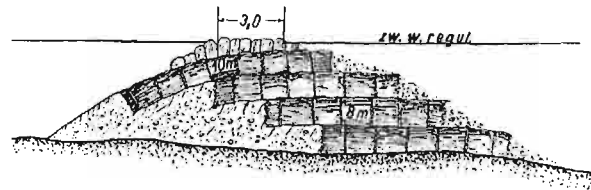
Rys. 2.

Co do trasy regulacyjnej, to starano się o ile możliwości zatrzymać obecną liczbę przegięć, a trasę małej wody rozwinąć w obrębie łożyska średniej wody w łagodnych łukach. W rzeczywistości jednak liczbę przegięć łożyska z roku 1903 zmniejszono w projekcie ze 120 na 93, t. j. o 22,5%. Jako łuki trasy przyjmowano koło lub lemniskatę, przyczem nową trasę dostosowano do dokładnie przestudjowanej naturalnej trasy małej wody w miejscach, gdzie przebieg jej był normalny.

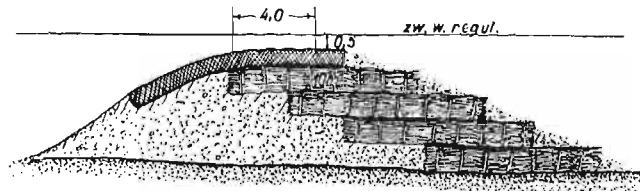
Budowle regulacyjne składają się tu z krótkich kierownic przy wierzchołku łuku, ostróg o koronach dosięgających małej wody i progów podwodnych, wykonywanych w łukach, celem zapobieżenia zbyt głębokim wybojom. Budowle te przedstawione są na rysunku 3; widać tu wykonanie częściowe ze żwiru, częściowe z wałków faszynowych zatapiających, wypełnionych żwirem, lub kamieniem i przykrycie korony materacem faszynowym, lub brukiem.

**Przekroje budowli.**

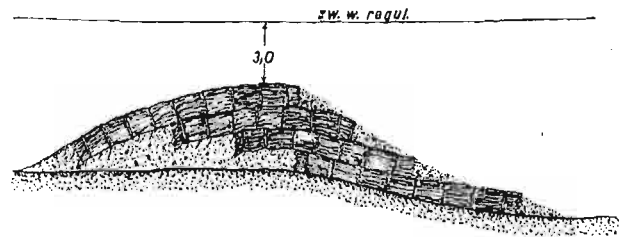
**Ostroga - o szerokości korony 3,0m z brukiem.**



**Ostroga - o szerokości korony 4,0m pokrytej płytą siatkową.**



**Próg - (utrwalenie dna).**



Rys. 3.

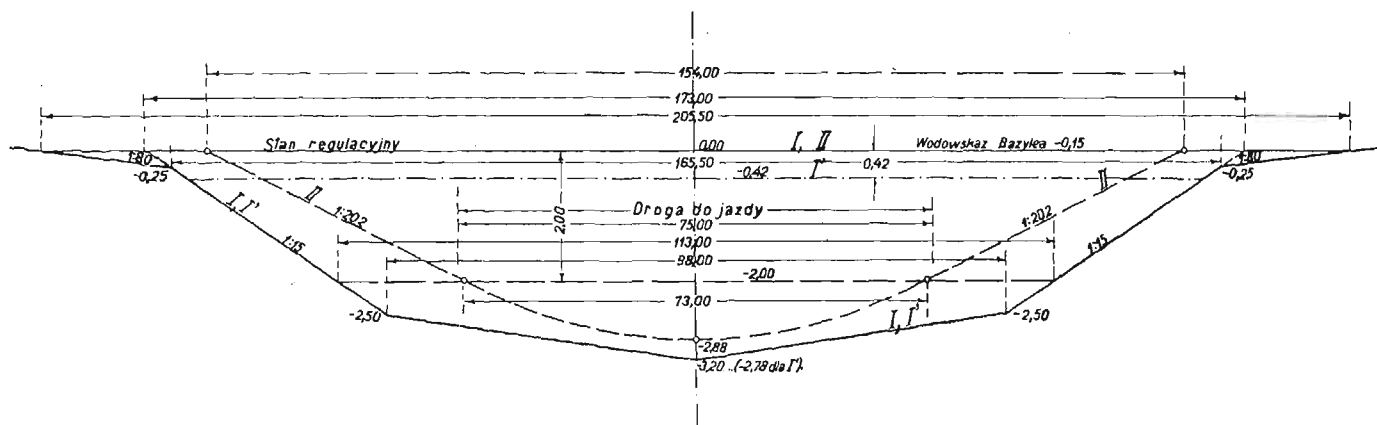
Bliższego omówienia wymaga zastosowany tu normalny profil regulacji; przypatrzmy się symetrycznemu profilowi, przyjętemu dla przejść i przeprowadźmy dla niego obliczenie przepływu.

Na rys. 4 wykreślono ten profil linią pełną i oznaczono jego dno i zwierciadło cyframi I—I—I, zaś u spodu, po lewej stronie, podano obliczenie przepływu w tym profilu, stosując formułę na średnią prędkość autora:  $v = 35,4 T^{0,7} I^{0,493+10 I}$ .

Z obliczenia tego wyniku<sup>11)</sup>, że profilem tym przepływnie nie założona objętość  $525 \text{ m}^3/\text{sek}$ , lecz  $730,7 \text{ m}^3/\text{sek}$ , przyczem średnia prędkość, w środkowej części profilu, poza obustronnymi płytkimi trójkącikami, wyniesie aż  $1,96 \text{ m}/\text{sek}$ .

To obrachowanie, jak również porównanie normalnych szerokości według obecnego projektu z dawną normalną szerokością dla średniej wody, utwierdza mię w przekonaniu, że przyjęte w projekcie normalne szerokości są przynajmniej dla górnej partji rzeki, zbyt duże i że kon-

### Regulacja Renu na małą wodę między Bazyleą a Strassburgiem.



Normalny przekrój na przejściach.

#### Obrachowanie przepływu.

##### Profil I.

$$J = 0,00103$$

$$F = 656 \text{ m}^2 \quad T = 0,125 \text{ m} \quad V = 0,25 \text{ m}/\text{sek} \quad Q = 1,4 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$F = 372,10 \text{ m}^2 \quad T = 2,250 \text{ m} \quad V = 1,96 \text{ m}/\text{sek} \quad Q = 729,3 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$F = 378,66 \text{ m}^2$$

##### Profil II.

$$J = 0,00103$$

$$F = 303,0 \text{ m}^2$$

$$T = 1,89 \text{ m}$$

$$V = 1,733 \text{ m}/\text{sek}$$

$$Q = 525 \text{ m}^3/\text{sek}$$

##### Profil I'

$$J = 0,00103$$

$$F = 295,7 \text{ m}^2$$

$$T = 1,92 \text{ m}$$

$$V = 1,742 \text{ m}/\text{sek}$$

$$Q = 515,1 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Rys. 4.

Skąd ta różnica? Zapewne z powodu zastosowania zbyt dużego współczynnika szorstkości  $n$  do formuły Ganguillet-Kuttera, którą tu zastosowano. Wskutek takiego obliczenia otrzymano mojem zdaniem profil zbyt szeroki i zbyt głęboki. Szerokość normalna wynosi tu w całości  $205,5 \text{ m}$ , a więc blisko tyle, co dla dotychczasowego łożyska dla średniej wody, a nawet pomijając obustronne trójkątki i przedłużając skarpy profilu I—I do przecięcia się ze zwierciadłem wody, otrzymuje się jeszcze szerokość  $173 \text{ m}$ , według mego zdania zbyt dużą dla ujęcia małej wody na przejściach.

Aby się przekonać, jak się przedstawi profil przepływu przy zastosowaniu formuły autora, przeprowadzono drugie obliczenie, przedstawione na rys. 4 u spodu po stronie prawej. Według tego obliczenia, w profilu normalnym ustalonym w projekcie (I—I—I), zwierciadło wody wypada niżej o  $42 \text{ cm}$ , tak, że właściwy profil byłby I'—I'—I', a średnia prędkość wynosiłaby  $1,74 \text{ m}$ . Ten profil jest co do powierzchni znacznie mniejszy od profilu według projektu (różnica powierzchni  $378,66 - 295,7 = 83 \text{ m}^2$ ), szerokość zwierciadła (normalna szerokość) byłaby  $160 \text{ m}$ , a szerokość pasu do jazdy o głębokości  $2 \text{ m}$ , byłaby mniejsza, ale wystarczająca ( $60 \text{ m}$ ).

Wreszcie przeprowadzono trzecie obliczenie, przyjmując jako kształt profilu parabolę drugiego stopnia, obrachowanie średniej prędkości według formuły autora, oraz położenie zwierciadła takie samo jak dla profilu I—I—I. Profil ten oznaczono na rys. 4 cyframi II—II—II. Według tego profilu wypada szerokość zwierciadła  $154 \text{ m}$ .

centracja małej wody nie będzie wystarczająca. Z drugiej strony zaś warunek koncentracji takiej, aby przy stanie  $-0,15$  wytworzyła dostatecznie szeroki pas do jazdy o głębokości  $2 \text{ m}$ , wywołuje znaczne prędkości przepływu, które będą uciążliwe dla żeglugi.

Zadanie regulacji jest tu trudne, a trudność po większa jeszcze fakt, że mamy tu do czynienia z rzeką o tak znacznym spadku, jaki jest właściwością rzek górskich. Podobnego przykładu, przy którymby stawiano tak duże wymagania pod względem żeglowności, dotychczas w praktyce regulacji rzek nie było.

Rentowność przedsięwzięcia, względnie sposób jej uzasadnienia jest najciekawszą częścią przedłożenia.

Za podstawę obliczenia opłacalności uregulowanej drogi wodnej Renu między Bazyleą a Strassburgiem przyjmują Szwajcarzy następujący roczny obrót towarów:

	I. Po 10 latach	II. Po 20 latach
a) Przywóz:		
Węgiel . . . . .	800.000 ton	800.000 ton
Zboże i pasza . . . . .	250.000 "	300.000 "
Żelazo i stal . . . . .	50.000 "	70.000 "
Nafta, benzyna, oleje palne	50.000 "	70.000 "
Inne . . . . .	100.000 "	120.000 "
Razem . . . . .	1,250.000 ton	1,360.000 ton
b) Wywóz:		
Ruda żelazna . . . . .	100.000 ton	200.000 ton
Cement . . . . .	40.000 "	50.000 "
Karbid . . . . .	30.000 "	40.000 "
Inne . . . . .	30.000 "	50.000 "
Razem . . . . .	200.000 ton	340.000 ton
Razem przywóz i wywóz .	1,450.000 "	1,700.000 "

<sup>11)</sup> Spadek  $I$  przyjęto do obliczenia taki, jaki jest w górnej części przestrzeni  $I=0,00103$ ; jak wiadomo, na progach spadki są największe, przeto takie przyjęcie jest uzasadnione.

Licząc, że cały „Wielki Kanał Alzacki“ będzie gotowy dopiero po 40 latach, oraz, że już po pięciu latach regulacji droga wodna się poprawi i da zyski, przyjmuje się 35-letni okres amortyzacji kapitału zakładowego, co przy stopie procentowej 5% wymaga na amortyzację 1,1%. Roczne zatem koszty kapitału zakładowego przypadającego na Szwajcarię (40% z 66 milionów), t. j. 39,600.000 fr. szw. wyniosą:

a) oprocentowanie 5% z 39,6 m. fr. szw.	1,980.000 fr. szw.
b) amortyzacja 1,1% „ „ „ „	435.000 „ „
Razem . . .	2,415.000 fr. szw.

Pokrycie. Obecne frachty między Bazyleą a Strasburgiem wynoszą:

4,60 fr./t dla węgla } przeciętnie 4,85 fr./t,
5,10 „ „ zboża }

z czego przypada na koszt statku 0,50 fr./t, a na koszt holowania 4,35 fr./t.

Skutkiem regulacji spodziewane jest znaczne obniżenie frachtów, a mianowicie przyjmuje się następujące frachty po zrealizowaniu się drogi wodnej:

koszt statku . . .	0,36 fr./t
„ holowania . . .	2,40 „
razem . . .	2,76 fr./t,

jednak z ostrożności przyjmuje się stawki wyższe, a mianowicie: dla węgla 3 fr./t, zboża 3,50 fr./t, innych towarów przywozu 3,50 fr./t, dla przewozu w dół 2,00 fr./t.

Taryfa kolejowa powojenna na kolejach alzacko-badeńskich ulegała licznym wahaniom; z ostrożności przyjmuje się taryfę niższą jak obecna powojenna, a mianowicie:

4,60 fr. za 1 tonę węgla,
i 7,50 „ „ 1 „ zboża,

zakładając, że taryfy kolejowe, skutkiem utworzenia konkurencyjnej drogi wodnej ulegną pewnej niższe. Te stawki

są tylko o 15%, względnie o 3% wyższe od przedwojennych.

Podane powyżej frachty wodne uregulowanego przysiężego Renu, są dla węgla o 30%, a dla zboża o 53% niższe od kolejowych. Oprócz tego skorzysta Szwajcaria z obniżenia frachtów kolejowych na przewozie tych towarów, które przewozić będzie kolej.

Oszczędność na frachtach z powodu uregulowania drogi wodnej Bazylea-Strasburg.

Według powyżej podanych stawek wodnych i kolejowych oszczędność na przewozie wodnym wyniesie w okresie:

od 6 do 10 roku włącznie	$5 \times 1,690.000 = 8,450.000$	fr. szw.
„ 11 „ 20 „ „	$10 \times 3,645.000 = 36,450.000$	„ „
„ 21 „ 40 „ „	$20 \times 3,910.000 = 78,200.000$	„ „
razem . . .	123,100.000 fr. szw.,	

przyczem liczono ją dla ostrożności tylko dla przywozu. Przeciętna roczna oszczędność wyniesie:

$$\frac{123,100.000}{35} = 3,520.000 \text{ fr. szw.}$$

Od tej kwoty odjąć należy oszczędność na drodze wodnej obecnej . . . . . 327.000 „ „

właściwa zatem oszczędność wyniesie . . . . . 3,193.000 fr. szw.

Kwota ta jest znacznie wyższa jak roczny koszt drogi wodnej (2,415.000 fr. szw.). W rzeczywistości, jak stwierdza przedłożenie, korzyści będą znacznie większe, gdyż przyjęto tu tylko minimum przewozu, nadto ponieważ przez stworzenie dogodnej drogi wodnej, o niskich frachtach, będzie można ze Szwajcarii exportować także i towary, które dotychczas skutkiem konkurencji towarów zagranicznych nie były wywożone.

W Warszawie, w marcu 1930 r.

Prof. Stefan Bryła.

## Pomost współpracujący pod działaniem siły skupionej.

Połączenie podłużnic z poprzecznicami zapewnia zawsze współpracę pomostu, tem samem zaś ciągłość podłużnic. Współpraca ta występuje jednak w różnych konstrukcjach w różny sposób; w mostach nitowanych polegać na niej nie można, ze względu na niezupełną bezpośrednią połączeń, (należy nadto pamiętać, że największe osłabienie podłużnic występuje tu na podporach). Natomiast można i należy ją uwzględnić przy obliczeniu mostów żelbetowych i żelaznych spawanych, których pomost jest „współpracujący“ w bezporównania większym stopniu; dzięki rodzajowi połączeń system podłużnic i poprzecznic, a nawet belek głównych, stanowi tu bowiem całość monolitową, „współpracującą“. Podłużnice są tu belkami na podporach sprężystych, tak wskutek ugięcia poprzecznic, jak i belek głównych. Podatność zatem podpor podłużnicy jest zmienna i rośnie ku środkowi mostu. Pozatem poprzecznice stawiają opór sprężysty obrotowi podłużnic, który również jest zmienny, t. j. inny dla każdej podłużnicy i maleje ku środkowi poprzecznic. Dokładne uwzględnienie wszystkich tych czynników byłoby bardzo żmudne, a nawet wręcz niewykonalne w praktyce. O ile sprężysty opór obrotowy poprzecznic, jako korzystny, można zaniedbać, to poddawalność linjową (pionową), jako niekorzystną dla podłużnicy, należy w jej obliczeniu uwzględnić. Natomiast korzystnie wpływa ciągłość podłużnic na poprzecznice. Zmusza je bowiem do współpracy tak, iż poprzecznic, nad którą pewien ciężar się znajduje, dźwiga tylko część tego ciężaru, resztę dźwi-

gają poprzecznice sąsiednie i dalsze. To samo dotyczy ciężaru, znajdującego się pomiędzy poprzecznicami.

Przy równoczesnym obciążeniu wszystkich, albo choćby tylko kilku sąsiednich poprzecznic, ciągłość i sztywność podłużnic nie daje żadnej korzyści, albo tylko minimalną. Dana bowiem poprzecznic dźwiga wprawdzie tylko część ciężaru, znajdującego się nad nią, ale za to dźwiga też część ciężarów, znajdujących się nad innymi poprzecznicami, jest więc obciążona tak samo, jak gdyby współdziałania nie było. Odnosi się to przede wszystkim do ciężaru stałego (ciężar własny pomostu), jednak w bardzo dużym przybliżeniu przypadek ten zachodzi również w mostach kolejowych (długi szereg ciężarów skupionych). Jeżeli jednak na moście znajdują się jeden lub dwa duże ciężary, w stosunku do których inne są znacznie mniejsze, to uwzględnienie współpracy poprzecznic prowadzi do oszczędności w ich materjale.

Udział, jaki biorą poprzecznice w dźwiganiu pewnego ciężaru, maleje szybko w miarę, jak ciężar przechodzi kolejno na coraz to dalsze poprzecznice, oddalając się od poprzecznic badanej. Wpływ więc poprzecznic dalszych aniżeli trzecia na obciążenie poprzecznic bezpośrednio obciążonej, względnie na obciążenie dwu sąsiednich poprzecznic, pomiędzy którymi ciężar się znajduje, jest znikomym małym. Pomijając go, popełniamy bardzo nieznaczny błąd na korzyść pewności. Wystarczy więc badać reakcje środkowe belki ciągłej na sześciu podporach sprężystych, czyli belki pięcioprześłowej. Na długości równej połowie

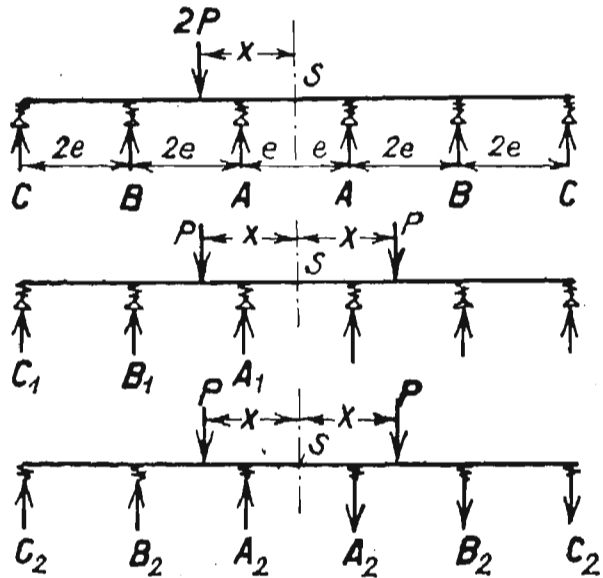
tej belki, t. j. w obrębie  $2\frac{1}{2}$  pól dźwigara głównego, różnica jego ugięć w porównaniu z ugięciem poprzecznic jest niewielka. Jeżeli ją (znowu na korzyść pewności) pominiemy, będziemy mieli belkę, ciągłą na 6 podporach, o tym samym stopniu podatności sprężystej o 5 równych przęsłach.

Dla wyznaczenia tego wpływu należy znaleźć reakcje  $A$  w zależności od stosunku sztywności poprzecznic do podłużnicy dla obciążenia siłą  $P=1$  w poszczególnych miejscach. Mając je łatwo znajdziemy i linje wpływowe<sup>1)</sup>.

Dla uproszczenia dalszych wywodów, nazwiemy ciężar skupiony  $2P$ , zaś odstęp poprzecznic  $a=2e$ .

Uwzględniając każdy ciężar skupiony oddzielnie sprowadzamy zagadnienie do znalezienia reakcji  $A$  w belce (rys. 1) obciążonej w dowolnym miejscu ciężarem skupionym.

W zagadnieniu tem występuje 6 niewiadomych reakcji, a że mamy tylko dwa równania równowagi, zatem będziemy mieli układ hyperstatyczny 4-go stopnia, którego rozwiązanie byłoby bardzo żmudne. Układ ten jednak można zastąpić dwoma układami, z których każdy zawiera tylko dwie niewiadome hyperstatyczne. Układ sił niesymetryczny (rys. 1) da się mianowicie rozłożyć na dwa układy, z których jeden jest symetryczny (rys. 2), drugi zaś odwrotnie symetryczny (rys. 3). W układzie symetrycznym reakcje symetryczne względem środka  $S$



Rys. 1-3.

są sobie równe, np.  $A_1 = A$ . W układzie zaś odwrotnie symetrycznym reakcje symetryczne są równe, lecz przeciwnego znaku, np.  $A_2 = -A'_2$ . Przez superpozycję obu układów otrzymamy:

$$A = A_1 + A_2, \\ A' = A'_1 + A'_2 = A_1 + A_2.$$

Znając  $A_1$  i  $A_2$  w zależności od  $x$  w granicach od  $x=0$  do  $x=5e$ , możemy nakreślić linję wpływową dla reakcji  $A$ . Dla ciężaru znajdującego się na prawej połowie belki, t. j. na prawo od  $S$ , reakcja  $A$  przechodzi w  $A'$ .

Wogólności siła  $2P$  może być przyłożona w dowolnym miejscu.

I. Układ symetryczny.

Z powodu symetrii jest styczna linii ugięcia w środku  $S$  pozioma, zatem lewą połowę belki  $CS$  można uważać

<sup>1)</sup> Zadanie to rozwiązane dla polskich obciążeń mostów drogowych por. art. mój w *Przeglądzie Technicznym* 1929 „Obliczenie pomostu współpracującego”, z którego znaczną część wywodów tutaj powtarzam.

za utwierdzoną w  $S$ . Ugięcia mierzone od tej stycznej obliczymy przy pomocy wzorów (por. rys. 4):

$$6EI\delta_w = Qw^2(3u-w), \\ 6EI\delta_u = Q2u^3, \\ 6EI\delta_v = Q \cdot u^2(2u+3v).$$

Wprowadzimy wielkość niemianowaną:

$$\xi = \frac{x}{e}; \quad \dots \quad (1)$$

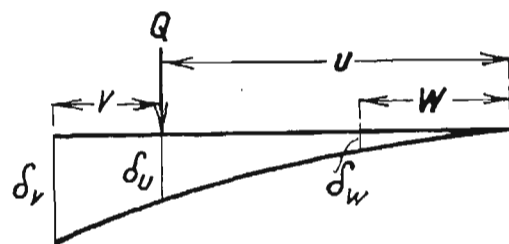
wtedy otrzymamy:

1. dla  $x < e$  (rys. 5): ugięcia  $\delta_a$ ,  $\delta_b$  i  $\delta_c$  wyrażą się równaniami:

$$\left. \begin{aligned} \frac{6EI}{e^3} \delta_c &= C \cdot 2 \cdot 5^2 + B \cdot 3^3(2 \cdot 3 + 3 \cdot 2) + A \cdot 1^2(2 \cdot 1 + 3 \cdot 4) - \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(5-\xi)] = 250C + 108B + 14A - P\xi^2(15-\xi), \\ \frac{6EI}{e^3} \delta_b &= C \cdot 3^2(3 \cdot 5 - 3) + B \cdot 2 \cdot 3^3 + A \cdot 1^2(2 \cdot 1 + 3 \cdot 2) - \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(3-\xi)] = 108C + 54B + 8A - P\xi^2(9 - \\ \frac{6EI}{e^3} \delta_a &= C \cdot 1^2(3 \cdot 5 - 1) + B \cdot 1^2(3 \cdot 3 - 1) + A \cdot 2 \cdot 1^3 - \\ &- P\xi^2[2\xi + 3(1-\xi)] = 14C + 8B + 2A - P\xi^2(3-\xi). \end{aligned} \right\} (2)$$

Jeżeli ugięcia poprzecznic w miejscu połączenia z podłużnicą wskutek działania w tym miejscu siły  $P=I$  wynosi  $V$  (charakterystyka podatności sprężystej), to sprężysta podatność podpór wyrazi się równaniami:

$$\left. \begin{aligned} V_a &= AV \\ V_b &= BV \\ V_c &= CV \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$



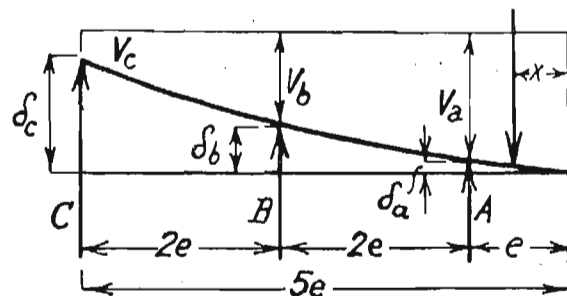
Rys. 4.

Z rys. 5 wynika:

$$\left. \begin{aligned} V_a &= V_c + \delta_c - \delta_a \\ V_b &= V_c + \delta_c - \delta_b \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

Podstawiając (3) w (4) otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} V(A-C) &= \delta_c - \delta_a \\ V(B-C) &= \delta_c - \delta_b \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$



Rys. 5.

Równanie równowagi sił pionowych brzmi:

$$\left. \begin{aligned} A + B + C &= P, \\ C &= P - A - B \\ A - C &= 2A + B - P \\ B - C &= A + 2B - P \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

zatem:



Dla skrócenia nazwijmy:

$$\frac{3EI}{e^3} V = \varphi. \quad (7)$$

Mnożąc równanie (2) przez  $V$  i odpowiednio je odejmując, otrzymamy z uwagi na (5), (6) i (7), po uporządkowaniu względem  $A$  i  $B$ , układ równań:

$$\left. \begin{aligned} A(68 + \varphi) + B(44 + 2\varphi) - P(51 + \varphi - 3\xi^2) \\ A(112 + 2\varphi) + B(68 + \varphi) - P(118 + \varphi - 6\xi^2) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Stąd, z uwagi na znakowanie w systemie symetrycznym (rys. 2), otrzymamy:  $A_1 = \alpha_1 P$ , przyczem:

$$\alpha_1 = \frac{364 + 141\varphi + \varphi^2 - (20 + 3\varphi)3}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} = \frac{\lambda_1}{\mu_1} \quad (9)$$

2. Dla  $3e > x > e$ , czyli  $3 > \xi > 1$ .

W ostatnim z pośród równań (2) ostatni wyraz prawej strony przybierze postać:

$$P(3\xi - 1),$$

wskutek czego w równ. (8) zamiast  $-6$  będzie:

$$-6\xi^2 + \frac{1}{2}(\xi - 1)^3,$$

więc licznik równania (9) zwiększy się o wyraz:

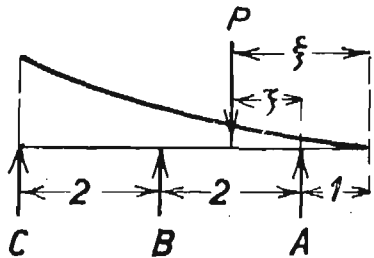
$$\xi^2(22 + \varphi),$$

jeżeli nazwiemy (por. rys. 6):

$$\xi - 1 = \zeta.$$

Zamiast (9) będzie zatem:

$$\alpha'_1 = \frac{364 + 141\varphi + \varphi^2 - (20 + 3\varphi)3\xi^2 + (22 + \varphi)\xi^2}{404 + 176\varphi + 3\varphi^2} \quad (9a)$$



Rys. 6.

Dla  $\xi = 1$ , zarówno równanie (9), jak i (9a), dają tę samą wartość:

$$A_1 = \frac{304 + 132\varphi + \varphi^2}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} P = \frac{\lambda_1}{\mu_1} P = \beta_1. \quad (9b)$$

Dla  $\varphi = 0$  (podpory nie poddające się) jest oczywiście  $A_1 = P$ .

Dla  $x > 3e$ , czyli  $\xi > 3$  równania (2) przyjmą postać:

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{e^3} 6EI\delta_c &= 250C + 108B + 14A - P\xi^2(15 - \xi) \\ \frac{1}{e^3} 6EI\delta_b &= 108C + 54B + 8A - 27P(\xi - 1) \\ \frac{1}{e^3} 6EI\delta_a &= 14C + 8B + 2A - P(3\xi - 1) \end{aligned} \right\} \quad (2a)$$

Zamiast równań (8) otrzymamy w ten sam sposób układ równań (8a):

$$\left. \begin{aligned} A(224 + 4\varphi) + B(136 + 2\varphi) &= P(235 + \xi^3 - 15\xi^2 + 3\xi + 2\varphi) \\ A(136 + 2\varphi) + B(88 + 4\varphi) &= P(142 + \xi^3 - 15\xi^2 + 27\xi - 27\xi + 2\varphi) \end{aligned} \right\} \quad (8a)$$

Stąd: 
$$A_1 = \alpha_1'' P = \frac{\lambda_1''}{\mu_1}, \quad (9b)$$

przyczem mianownik  $\mu_1$ , jak wyżej:

$$\mu_1 = 304 + 176\varphi + 3\varphi^2,$$

zaś  $\lambda_1'' = 1260 + \frac{1}{2}307\varphi + \varphi^2 - \frac{1}{2}\xi X$ ,

gdzie:  $X = (24 - \varphi)\xi(-15) + 1704 + 21\varphi$ .

Dla  $\xi = 3$  zarówno równanie (9a) jak i (9b) dają tę samą wartość:

$$A = \frac{68\varphi + \varphi^2}{304 + 176\varphi + 3\varphi^2} P,$$

która dla  $\varphi = 0$  (podpory nie poddające się) oczywiście znika, gdyż  $A = 0$ , gdy ciężar spoczywa nad podporą  $B$ .

Dla  $\xi = 5$ ,  $\lambda_1'' = -24\varphi + \varphi^2$ .

Tutaj również dla  $\varphi = 0$ ,  $A_1 = 0$ .

Jeżeli belka jest nieskończenie sztywna, czyli jeżeli  $\varphi = \infty$ , to dla dowolnej wartości  $\xi$ , otrzymujemy wedle 9, 9a, albo 9b:  $A_1 = \frac{1}{3}P = B_1 - C_1$ , t. j. równomierny rozkład ciężaru pomiędzy wszystkie podpory.

## II. Układ odwrotnie symetryczny (rys. 7).

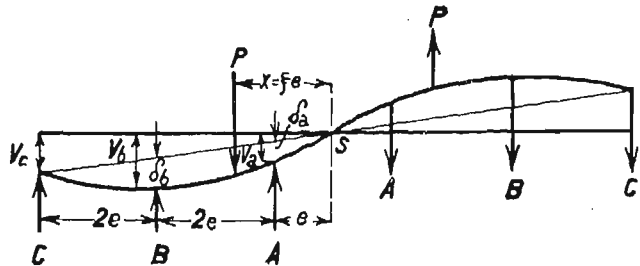
Punkt środkowy belki  $S$  jest punktem przegięcia. Moment w  $S$  równa się zeru, zatem z uwagi na rys. 6:

$$P\xi = A + 3B + 5C. \quad (10)$$

Z rys. znajdziemy:

$$V_a = \delta_a + \frac{1}{3}V_c,$$

$$V_b = \delta_b + \frac{2}{3}V_c.$$



Rys. 7.

Stąd z uwagi na (3) i (10), otrzymamy:

$$5\delta_a = \frac{V}{5}(26A + 3B - P\xi) \quad (11)$$

$$5\delta_b = \frac{V}{5}(3A + 34B - 3P\xi) \quad (12)$$

Ugięcia  $\delta_a$  i  $\delta_b$ , mierzone od cięciwy  $CS$ , znajdziemy według wzorów poniższych (por. rys. 8).

$$6EIL\delta_m = uu'm \left( L + u' - \frac{m^2}{u} \right) Q,$$

$$6EIL\delta_{uu} = 2u^2u'^2 Q \quad (b)$$

$$6EIL\delta_n = uu'n \left( L + u - \frac{n^2}{u} \right) Q.$$

1. Dla  $x < e$  będzie zatem:

$$\frac{6EI}{e^3} 5\delta_a - P(5 - \xi) \cdot 4 \left( 5 + \xi - \frac{16}{5 - \xi} \right) - A \cdot 2 \cdot 16 \cdot 1 - B \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1 \left( 5 + 2 - \frac{1}{3} \right) - 1 \cdot [P\xi 2(9 - \xi^2) - 16A - 20B] \quad (13)$$

$$\frac{6EI}{e^3} 5\delta_b = P(5 - \xi) \xi 2 \left( 5 + \xi - \frac{4}{5 - \xi} \right) - A \cdot 4 \cdot 1 \cdot 2 \left( 5 + 1 - \frac{1}{3} \right) - B \cdot 2 \cdot 4 \cdot 9 - 2[P\xi(21 - \xi^2) - 20A - 36B] \quad (14)$$

Z uwagi na (7), otrzymamy z porównania (11) i (13):

$$P\xi 2(9 - \xi^2) - 16A - 20P - \frac{S}{5}(26A + 3B - P\xi) \quad (15)$$

Podobnie z porównania (12) i (13) wynika:

$$P\xi(21 - \xi^2) - 2GA - 36P = \frac{S}{5}(3A + 34B - 3P\xi) \quad (16)$$

Po uporządkowaniu (15) i (16) względem  $A$  i  $B$ , otrzymamy:

$$A(40 + 13\varphi) + B(100 + 3\varphi) - P(10)9 - 1 + 1 \quad (17)$$

$$A(100 + 3\varphi) + B \cdot 2(90 + 17\varphi) = P\xi[5(21 - \xi^2) + 3\varphi] \quad (18)$$

Zastępując  $A$  przez  $A_2$ , z uwagi na znakowanie w systemie odwrotnie symetrycznym (rys. 3), otrzymamy:

$$A_2 = \alpha_2 P,$$

przyczem:

$$\alpha_2 = \frac{228 + 105\varphi + \varphi^2 - \xi^2(52 + 13\varphi)}{176 + 272\varphi + 35\varphi^2} \xi = \frac{\lambda_2}{\mu_2} \xi \quad (19)$$

2. Dla  $e < x < 3e$ , czyli  $1 < \xi < 3$  pierwszy wyraz prawej strony równ. (13) będzie:

$$P(5-\xi)\xi \cdot 1 \left[ 5 + (5-\xi) - \frac{1^2}{\xi} \right] = 2(5-\xi) \cdot \left[ 4 - \frac{1}{2} \xi^2 \right] P,$$

przyczem  $\zeta = \xi - 1$ .

Zatem wyraz wolny, t. j. prawa strona równania (17) przyjmie postać:

$$P \left[ (5-\xi) \cdot \left( 4\xi - \frac{1}{2} \xi^2 \right) 5 + \xi \varphi \right].$$

Wskutek tego zamiast (19) otrzymamy:

$$\alpha_2' = \frac{(18+3,4\varphi) \cdot [(5-\xi) \cdot (8\xi - \xi^2) + 0,4\xi\varphi] - (20+0,6\varphi) \cdot (21-\xi^2+0,6\varphi)\xi}{176+272\varphi+35\varphi^2} = \frac{\lambda_2'}{\mu_2} \dots \dots \dots (19a)$$

Dla  $\xi = 1$ , czyli  $\zeta = 0$ , równanie 19 i 19a dają tę samą wartość:

$$A - \frac{176+92\varphi+\varphi^2}{176+272\varphi+35\varphi^2} P = \frac{\lambda_2}{\mu_2} P = \beta_2 P. \dots (19aa)$$

Jeżeli także  $\varphi = 0$ , t. j. podpory są nieskończenie sztywne (nie poddające się), to oczywiście:  $A_2 = P$ .

Dla  $x > 3e$  czyli  $\xi > 3$ , równanie (13) i (14) będą odpowiednio brzmiały:

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_a = P(5-\xi) \cdot \xi \cdot I \cdot \left( 5+5-\xi - \frac{1}{\xi} \right) - 32A - 40B$$

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_b = P(5-\xi) \cdot 3 \cdot \left( 5+5-\xi - \frac{3^2}{\xi} \right) - 40A - 72B.$$

Czyli:

$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_a = Pp_a - 32A - 40B, \dots (13a)$$

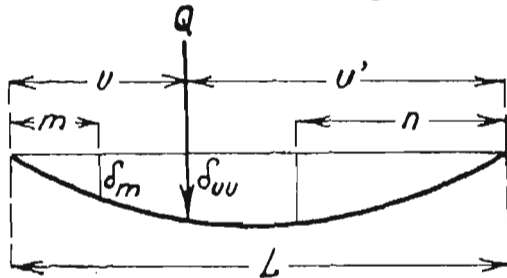
$$\frac{1}{e^3} 6EI \cdot 5\delta_b = Pp_b - 40A - 72B, \dots (14a)$$

przyczem:  $p_a = \xi^3 - 15\xi^2 + 51\xi - 5$ ,  
 $p_b = 3(\xi^2 - 15\xi + 59\xi - 45)$ .

Zamiast (15) i (16) otrzymamy odpowiednio:

$$Pp_a - 32A - 40B = \frac{2}{5}\varphi(26A + 3B - P\xi), \dots (15a)$$

$$Pp_b - 40A - 72B = \frac{2}{5}\varphi(3A + 34B - 3P\xi). (16a)$$



Rys. 8.

Wreszcie zamiast (17) i (18):

$$A(32+26 \cdot \frac{2}{5}\varphi) + B(40+3 \cdot \frac{2}{5}\varphi) = P(p_a + \frac{2}{5}\varphi\xi),$$

$$A(40+3 \cdot \frac{2}{5}\varphi) + B(72+34 \cdot \frac{2}{5}\varphi) = P(Pp + 3 \cdot \frac{2}{5}\varphi\xi).$$

$$\text{Stąd: } A = A_2 = \alpha'' P = \frac{\lambda_2''}{\mu_2}, \dots \dots \dots (19b)$$

przyczem mianownik jak wyżej:

$$\mu_2 = 176 + 272\varphi + 35\varphi^2,$$

zaś  $\lambda_2'' = 6F_1 + \frac{1}{2}F_2\varphi + \xi\varphi^2,$

gdzie  $F_1 = 210 - 142\xi + 30\xi^2 - 2\xi^3,$

$$F_2 = 42 + 231\xi - 75\xi^2 + 5\xi^3.$$

Dla  $\xi = 3$ , t. j., gdy  $P$  stoi w  $B$  zarówno (19a) jak i (19b) dają:

$$\lambda_2' = \lambda_2'' = 100\varphi + 3\varphi^2.$$

Dla  $\xi = 5$ , t. j. gdy  $P$  stoi w  $C$ :

$$\lambda_2'' = -24\varphi + 5\varphi^2.$$

Jeżeli  $\varphi = 0$  jest oczywiście zarówno dla  $\xi = 3$  jak  $\xi = 5$ :

$$A_2 = 0.$$

Jeżeli zaś belka jest nieskończenie sztywna, a podatność podpór skończona, czyli  $\varphi = \infty$ , to zarówno (19), (19a) jak i (19b) dają:

$$A_2 = \frac{1}{35} P\xi, \dots \dots \dots (20)$$

co jest zgodne z równaniem równowagi (10); wówczas bowiem (rys. 9) jest  $V_b = 3V_a$ ,  $V_c = 5V_a$ , zatem wedle (3)

$$B = 3A, \quad C = 5A,$$

zaś  $Px = A_2(e + 3 \cdot 3e + 5 \cdot 5e) = 35Ae,$

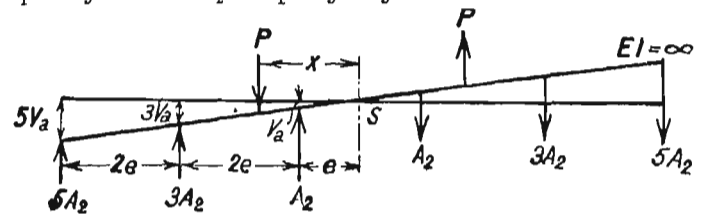
czyli:

$$A_2 = \frac{P}{35}.$$

Na podstawie powyższych wzorów na  $A_1$  i  $A_2$  możemy wykreślić linię wpływową reakcji:

$$A = \frac{1}{2} (A_1 \pm A_2), \dots \dots \dots (20)$$

przyczem znak + odnosi się do lewej, zaś znak - do prawej połowy belki. Z uwagi na rys. 1-3 należałoby we wzorach na  $A_1$  i  $A_2$  wstawić  $\frac{1}{2}P$ , co uwzględniono współczynnikiem  $\frac{1}{2}$  w powyższym wzorze.



Rys. 9.

We wzorach na  $\alpha$ ,  $\alpha'$  i  $\beta$ , zostaje  $A$  (równanie 20) mamy wielkość, która zależna jest od  $V$  według równ. (7). Jak wyżej wspomniano,  $V$  jest to ugięcie poprzecznic w miejscu zetknięcia się jej z badaną podłużnicą, jeżeli ta ostatnia wywiera na poprzecznicy nacisk  $P=1$ . Dla jednostajnego obciążenia (np. wedle polskich przepisów M. R. P.) obciążenie podłużnic jest proporcjonalne do ich odstepu  $c$ . Zwykle odstep ten jest stały, zatem obciążenia podłużnic są równe. Jednakże naciski, jakie te podłużnice wywierają na pewną poprzecznicy, są różne, a to z powodu różnicy ugięcia  $V$ . Jak poniżej zobaczymy naciski podłużnic na poprzecznicy  $A$ , nad którą stoi cięższa oś walca, maleją (zresztą nieznacznie) ku środkowi poprzecznic. Tem samym naciski podłużnic na inne poprzecznic rosną ku środkowi poprzecznic. Jeżeli tedy dane obciążenie pomnożymy przez pewną wielkość tak, aby nacisk badanej podłużnicy (niech to będzie podłużnica środkowa, znajdująca się w osi mostu; jak później zobaczymy, wystarczy badać podłużnicę środkową i skrajną) na pewną poprzecznicy był równy jedności, to naciski innych podłużnic na tę poprzecznicy będą wogóle różne od jedności, mianowicie dla poprzecznic  $A$  większe, zaś dla innych mniejsze od jedności. Dla znalezienia  $V$  w poprzecznic  $A$ , należy ją obciążyć siłą  $P=1$ , umieszczoną tam, gdzie spoczywa badana podłużnica (środkowa), zaś w miejscach zetknięcia innych podłużnic - siłami większymi od jedności; ugięcie poprzecznic w miejscu  $P=1$  jest wartością  $V$ . Dla innych poprzecznic, dla znalezienia  $V$  należy również umieścić siłę  $P=1$  w środku poprzecznic, ale w miejscach zetknięcia innych podłużnic - siły  $P$  mniejsze od jedności. Wartość  $V$  dla poprzecznic  $A$  będzie tedy większa, niż dla innych poprzecznic. Wogóle podatność podpór podłużnicy środkowej jest zmienna, t. j. inna dla każdej podpory. Zagadnienie rozwiążemy w sposób przybliżony, gdyż ściśle zagadnienie rozwiązać się nie da.

Równania (9) i (19) ustawiliśmy pod założeniem stałej podatności podpór,  $V = \text{const}$ . Przyjmujemy tedy dla

$V$  wartość średnią, mianowicie strzałkę ugięcia poprzecznic, na którą każda podłużnica wywiera nacisk  $P=1$  (por. rys. 10). Wartość ta będzie oczywiście mniejsza od wartości odpowiadającej ściśle poprzecznic  $A$ . Błąd przyjęcia wartości  $V$  na podporze  $A$  posiada większy wpływ na wielkość otrzymanej reakcji  $A$ , niż błąd, popełniony przy innych podporach. Ponieważ, im większa podatność podpór, tem korzystniejsze jest współdziałanie poprzecznic, przeto przyjmując  $V$  wedle powyższej definicji popełniamy błąd na korzyść pewności; zresztą jest on bardzo nieznaczny. Przyjmijmy mianowicie, że naciski podłużnic na poprzecznic zmieniają się wedle prawa paraboli.

Niech będą dwie belki wolno podparte o tej samej rozpiętości  $l, = 2l$  i sztywności przekroju  $EI$ , jedna obciążona ciężarem zupełnym jednostajnie rozłożonym  $p$ , druga zaś ponadto ciężarem rosnącym od środka ku podporom wedlug paraboli, której wierzchołek jest w środku belki (gdzie rzędna  $= 0$ ), zaś rzędne na podporach są  $p'$ . Strzałka ugięcia belki pierwszej wynosi:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_0}{EI} \cdot l_1^4 - \frac{10p_0}{48EI} \cdot l^4,$$

zaś belki drugiej  $f + \Delta f$ . Różnicę  $\Delta f$  znajdziemy przy pomocy linii wpływowej ugięcia środka belki. Jest to linja ugięcia belki obciążonej w środku rozpiętości ciężarem  $P=1$ . Największa jej rzędna wynosi:

$$y_0 = \frac{1}{48EI} \cdot l_1^3 - \frac{1}{6EI} \cdot l^3,$$

zaś rzędna w odległości  $x=1\xi$  od podpory ( $\xi < 1$ ) jest:

$$\frac{1}{2} \xi(3 - \xi^2) y_0.$$

Równanie paraboli dodatkowego obciążenia jest:

$$p = p'(1 - \xi^2).$$

Zatem:  $\Delta f = 2 \int_0^l p dx \cdot y = p' y_0 l \varphi = \frac{p' l^4 \varphi}{6EI}$ ,

przyczem:  $\varphi = \int_0^1 \xi(3 - \xi^2) \cdot (1 - \xi^2) d\xi = \frac{7}{30}$ ,

czyli:  $\Delta f = \frac{7}{180} \cdot \frac{p' l^4 \varphi}{EI}$ .

Stosunek zaś:  $\Delta f : f = \frac{7}{180} \cdot \frac{48p'}{10p_0} = 0,187 \frac{p'}{p_0}$ .

W konkretnym obliczonym przezemnie przypadku<sup>2)</sup> nacisk jednostkowy podłużnic na poprzecznicę  $A$  wynosił o około 12% więcej na jej końcach, niż w środku rozpiętości, czyli  $p' = p_0 = 0,12$ . Jeżelibyśmy jednak przyjęli nawet  $p' - p_0 = 0,20$ , to dodatkowe ugięcie w belce obciążonej wedle paraboli wyniesie  $\Delta f = 0,187 \cdot 0,20 f$ , czyli zaledwie 3,74% wartości ugięcia belki obciążonej wedle prostokąta. Tyleż więc wynosiłby w skrajnym przypadku błąd przyjęcia wartości  $V$  wedle przyjętej definicji. Jeżeli poprzecznic jest utwierdzona, to stosunek  $\Delta f : f$  będzie jeszcze mniejszy.

W ogólności jest poprzecznic na swoich końcach sprężyste utwierdzona. Stopień utwierdzenia zależy od rodzaju ramy, w której skład prócz poprzecznic badanej wchodzi słupek belek głównych i rozpory tężnika pionowego. Jeżeli momentowi utwierdzenia  $M'$  odpowiada obrót stycznej podporowej o kąt, którego styczna wynosi  $\epsilon M'^3$ , wtenczas stopniem utwierdzenia można nazwać wartość  $1 : \epsilon$ . Dla belki wolno podpartej, t. j. gdy niema rozpory (mosty otwarte) jest  $\epsilon = \infty$ .

Niechaj w miejscach zetknięcia podłużnic z poprzecznicą działają ciężary  $P=1$  (rys. 10a). W przypadku znacznej ilości podłużnic, można ciężary skupione  $P=1$

<sup>2)</sup> Por. cyt. artykuł w *Przeglądzie Technicznym*.

<sup>3)</sup> Por. „Podręcznik Inżynierski“. Cz. VI. „Statyka budowli“. Huber: „Sprężystość i wytrzymałość“, str. 1131. Bryła: „Ramy“, str. 1306.

zastąpić ciężarem jednostajnie rozłożonym  $p=1 : c$  (rys. 20 b). Wedle zasady Mohra, reakcja powierzchni momentów (rys. 10 c).

$$(A_0) = EI \epsilon M' = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} p b^2 \cdot \frac{b}{2} - M' \frac{b}{2}. \quad (m)$$

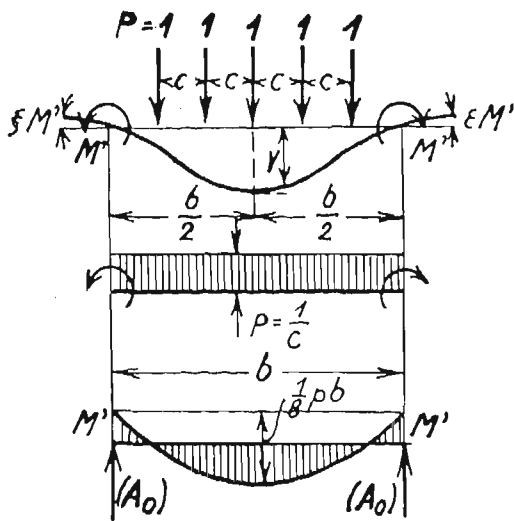
Stąd:  $M' = \frac{1}{12} \cdot \frac{b^2}{c} \cdot \frac{1}{k}$ , . . . . . (21)

przyczem:  $k = \frac{2EI}{b} + 1$ ,

zaś ugięcie:  $V = \frac{1}{EI} \left[ \frac{5}{384} \cdot \frac{b^4}{c} - \frac{1}{8} M' b^2 \right]$ ,

czyli z uwagi na (21):  $V = \frac{5}{384} \cdot \frac{b^4}{c} \cdot \frac{\psi}{EI}$ ,

przyczem:  $\psi = 1 - \frac{4}{5k}$ . . . . . (22)



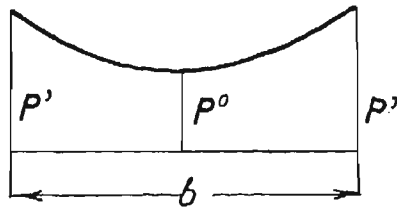
Rys. 10.

Wedle (7) będzie więc:

$$\varphi = \frac{3EI}{c^3} V = \frac{24EIV}{a^3} = \frac{5}{16c} \cdot \frac{b^4 I}{a^3 I'} \psi \quad (23)$$

$I$  jest momentem bezwładności podłużnicy,  $I'$  zaś poprzecznic. Dzielać równanie (m) przez  $M' \frac{b}{2}$  i podstawiając  $\frac{1}{8} p b^2 = M'_0$ , otrzymamy  $k = \frac{2}{3} M'_0 : M'$ .

Równanie (23) odnosi się do środka poprzecznic. Licząc poprzecznic na ciężary skupione, (co miałyby rację, gdyby odstęp podłużnic był bardzo znaczny), należałoby



Rys. 11.

dla każdej podłużnicy znaleźć oddzielnie wartość  $\varphi$ , a następnie wartość  $A$  z równania (20); nacisk podłużnicy na poprzecznicę wynosi  $A \cdot c$ . Zwykle jednak długość  $c$  w porównaniu z  $b$  jest nieznaczna, wskutek czego można działanie podłużnic uważać za obciążenie ciągłe. Wartość  $A$  z rów. (20) i (23) będzie zatem obciążeniem jednostkowym  $p^0$  (t. j. przypadającym na 1 m b.) poprzecznic w środku jej rozpiętości. Na końcach poprzecznic jest  $V=0$ , zatem i  $\varphi=0$ . Odpowiednia wartość  $A$  niech będzie

\*

$p_1$ . Krzywą obciążenia poprzecznic, której rzędne na końcach są  $p$ , zaś w środku  $p_0$  (rys. 11), możemy bez wielkiej ujemy dla dokładności zastąpić parabolą. Jeżeli przytem poprzecznicą jest belką wolno podpartą, to moment w środku:

$$M_0 = \frac{1}{8} b^2 p^2,$$

przyczem:

$$p_2 = p_0 + \frac{1}{6} (p_1 - p_0).$$

Siła poprzeczna na końcach poprzecznic:

$$T_0 = \frac{b}{2} p_2',$$

przyczem:

$$p_2' = p_0 + \frac{1}{3} (p_1 - p_0).$$

Jeżeli uwzględnimy, że obciążona jest tylko jezdnia na długości  $b$ , zaś końce poprzecznic o długości:

$$\Delta b = \frac{1}{2} (b - b_j),$$

są nieobciążone, to w przybliżeniu, na korzyść pewności można od  $M_0 = \frac{1}{8} p_2 b^2$  odjąć:

$$\Delta M_0 = p \Delta b \frac{\Delta b}{2} - \frac{1}{2} p_2 (\Delta b)^2,$$

więc:

$$M_0' = M_0 - \Delta M_0 = \frac{1}{8} p_2 b_j (2b - b_j).$$

Podobnie od  $T_0$  należy odjąć:

$$\Delta T_0 = p_2' \Delta b,$$

otrzymamy wtedy:

$$T_0 - \Delta T_0 = p_2' \left( \frac{b}{2} - \Delta b \right) = \frac{1}{2} p_2' b_j.$$

Współdziałanie poprzecznic wpływa również korzystnie na dźwigary główne, powodując bardziej równomierny rozkład ciężarów skupionych, niż przyjmuje się w obliczeniu. Ugięcie belek głównych posiada wartość pośrednią pomiędzy wartością obliczoną dla ciężarów skupionych a wartością odpowiadającą ciężarowi jednostajnie rozłożonemu na całej długości mostu.

Inż. Józef Pruchnik.

## Gospodarka wodna w Holandji. Roboty na Zuiderzee. Kultura torfów wysokich w Niemczech.

Sprawozdanie z podróży.

(Ciąg dalszy).

### ZATOKA ZUIDERZEE.

Zatoka Zuiderzee o powierzchni  $5.250 \text{ km}^2$  (rys. 1) ma bardzo małą głębokość, naogół mniejszą niż  $5 \text{ m}$ . Z tego powodu już od dawna proponowano zdobycie większej części tego jeziora dla kultury rolnej przez obwałowanie i wypompowanie wody. Projekt opracowany jeszcze w r. 1894 został w zasadzie przyjęty w r. 1915, przez Rząd zaś sankcjonowany ustawą z dnia 14 czerwca 1918 r. Wielkie zasługi dla tej sprawy położył nieżyjący już Dr. Ir. C. Lely b. minister van Waterstaat.



Ryc. 8.

Projekt obejmuje następujące roboty:

1. Zamknięcie Zuiderzee za pomocą krótkiej  $2.5 \text{ km}$  grobli ziemnej między wybrzeżem prowincji Noordholland a wyspą Wieringen, dla zamknięcia dosyć głębokiej cieśniny zwanej Amsteldiep i długiej  $30 \text{ km}$  grobli między Wieringen i brzegiem Fryzji na południe od miasta Harlingen.

2. Osuszenie znacznej części Zuiderzee przez wypompowanie wody, pozostawiając w środku obszerne jezioro nazwane Yselmeer utworzone przez wody rzeki Ysel (ramię Renu), które to wody będą mogły odpływać do morza północnego (Noordzee) przy pomocy dwóch grup śluz umieszczonych w wale zamykającym Zuiderzee, zaś żegluga bę-

dzie się mogła odbywać przy pomocy specjalnie urządzonych śluz komorowych.

3. Ciągłą obronę przed wielkimi wodami, terenów w ten sposób uzyskanych (polder) przez obwałowanie i stałe utrzymywanie poziomu wody na głębokości, jakiej kultura rolna wymagać będzie.

W tym celu z Zuiderzee odcięto wałami cztery poldery (rys. 1):

A. Polder północno-zachodni koło Wieringen o powierzchni około  $20.000 \text{ ha}$ .

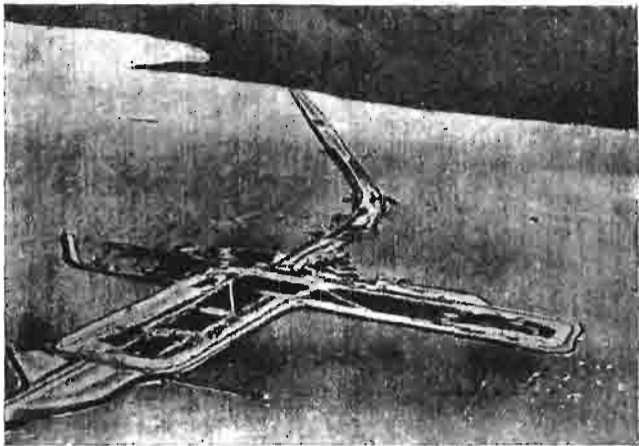
B. Polder północno-wschodni koło Lemmer o pow. około  $55.000 \text{ ha}$ .

C. Polder południowo-wschodni koło Harderwijk o pow.  $95.000 \text{ ha}$ .

D. Polder południowo-zachodni koło Hoorn o powierzchni  $55.000 \text{ ha}$ .

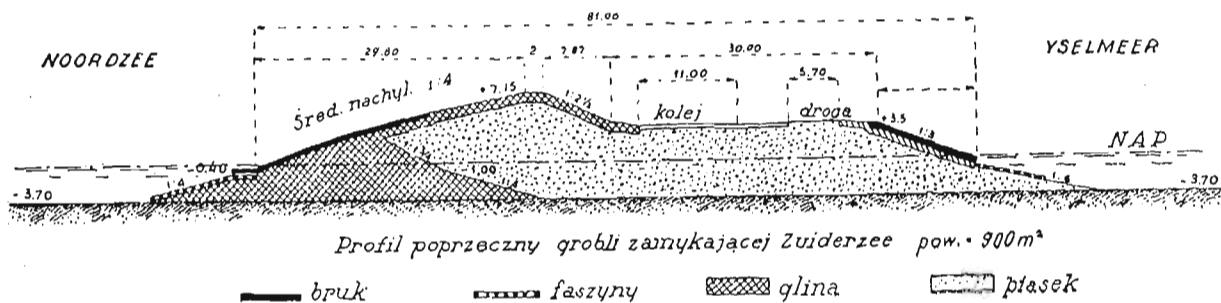
Ogółem powierzchnia uzyskanych dla kultury rolnej terenów wyniesie około  $225.000 \text{ ha}$ , zaś powierzchnia wszystkich uprawnych gruntów w Holandji zwiększy się o  $10\%$ . Powstanie nowa prowincja dorównująca co do obszaru istniejącym średnim, zaś większa od małych (Groningen ma  $234.000 \text{ ha}$ , Utrecht  $138.000 \text{ ha}$ , Fryzja  $330.000 \text{ ha}$ ). Stworzy się przeszło  $30.000$  gospodarstw chłopskich, blisko  $200$  tysięcy ludzi znajdzie sposób do życia. W środku Zuiderzee między 4-ma polderami powstanie, jak już wyżej wspomniano obszerny zbiornik wody — Yselmeer — który ma za zadanie pomieścić bez szkody dla sąsiednich prowincji gruntów — wody rzek Ysel, Vecht oraz wody wypompowane i odpływające z polderów i przyległych obszarów. Średnia woda tego zbiornika będzie utrzymywana  $0.40 \text{ m}$  poniżej N. A. P. Wody będą odpływać dwa razy w ciągu 24 godzin podczas odpływu morza, które w tym czasie opada poniżej średniej wody w Yselmeer, przez śluzy odwadniające, umieszczone w wale zamykającym Zuiderzee. Mogą jednak zdarzyć się także takie perjody 3 lub 4-dniowe, podczas których woda w morzu przez burze lub nacisk gwałtowny wiatrów utrzymuje się tak wysoko, iż odpływ wolny przez śluzy stanie się niemożliwy. Wówczas Yselmeer musi pomieścić wody rzeki Ysel i innych, bez szkodliwego spiętrzenia. Obliczenia wykazały, iż dla tego celu Yselmeer musi mieć powierzchnię

co najmniej 100.000 ha, a w rzeczywistości powierzchnia ta wyniesie 110.000 ha. Tak się szczęśliwie złożyło, iż właśnie w środkowej partji, Zuiderzee ma dno piaszczyste, mało przydatne dla kultury rolnej, podczas gdy po brzegach, gdzie zaprojektowano poldery na dnie są urodzajne gliny.



Ryc. 9.

Yselmeer będzie miało w przyszłości duże znaczenie dla Fryzji i półn. części prowincji Noordholland jako zbiornik słodkiej wody. Po ukończeniu grobli zamykającej Zuiderzee będą wielkie masy słodkiej wody napływały rzeką Ysel do Yselmeer zawierającego z początku wodę słoną,



Rys. 10.

która przez śluz odpłynie do morza. Po niedługim więc czasie Yselmeer będzie zawierało tylko słodką wodę, gdyż nieznaczne ilości wody słonej, jaka przy śluzowaniu statków dostanie się, nie wchodzi w rachubę. Tę słodką wodę można napuszczać do środka lądu kanałami podczas posuchy lub nawet pompować do wyżej położonych polderów z wielką korzyścią dla rolnictwa, tudzież dla podniesienia stanu wody w śródlądowych kanałach żeglugi. Szczególnie zyska na tom Fryzja, gdyż przy pomocy olbrzymiego zakładu pomp koło Lemmer będzie można większą część tej prowincji w ten sposób nawadniać. Obecnie tego czynić nie można, gdyż słona woda szkodzi roślinom. Podczas naszej bytności we Fryzji w jesieni 1929 r. panowała wyjątkowa posucha o mimo to nie można było puszczać wody morskiej podczas przypływu do środka lądu. Stworzenie więc zbiornika słodkiej wody jest dodatkowym zyskiem robót na Zuiderzee, którego doniosłość jest bardzo wielka, jakkolwiek trudno ją ująć cyframi.

Oprócz Yselmeer powstanie nadto przed Amsterdamem jezioro o powierzchni 6.800 ha tak zwane Ymeer dla utrzymania żeglugi przybrzeżnej, połączone z Yselmeer 15 m szerokim kanałem. Do odwodnienia Yselmeer buduje się 25 śluz po 12 m w św. 15 tych śluz razem 180 m w św. stanie koło Den Oever tuż koło wyspy Wieringen, zaś 10 razem 120 m w św. na Kornwerderzand około 4 km od brzegu Fryzji. Przy każdej grupie śluz odwadniających będą także wybudowane śluz komorowe, jedna koło Den Oever na 2000 ton i jedna na Kornwerderzand (ryc. 9) dla statków 600-tonowych dla utrzymania żeglugi z morzem północnym.

Średnia wysokość korony grobli (rys. 10) zamykającej wynosi około 7.25 + N. A. P., to jest około 3.5 m ponad najwyższe dotychczas znane spiętrzenie morza podczas burzy, także nigdy nawet przy najgwałtowniejszych burzach nie nastąpi przerzucanie fal morskich przez groble. Na wewnętrznej stronie urządzona jest 30 m szeroka berma, na której umieszczona zostanie dwutorowa kolej, szosa automobilowa, tor dla cyklistów i t.d.; berma jest wzniesiona 3.5 + N. A. P.

Co do sposobu budowy wału to najpierw był zamiar wykonać z jednej i z drugiej strony budowle faszynowe (aż do pow. najniższego stanu wody) a następnie pod ochroną tych budowli sypać materiał ziemny. Budowle faszynowe miały chronić ten materiał przed rozmyciem przez fale morskie. Okazało się jednak przy bliższych badaniach, iż na dnie Zuiderzee znajduje się bardzo twarda glina („Keileem“) morenowa z kamieniami, pochodząca z epoki dyluwjalnej, która falom, prądom morskim zdolna jest stawić dostateczny opór. Ta glina morenowa bardzo wytrzymała leży przeważnie przy brzegach fryzjskich, podczas gdy w kierunku zachodnim ku wyspie Wieringen przechodzi w glinę znacznie miększą i poprzegradzaną torfem.

Z tej to gliny twardej wydobywanej z dna przy pomocy olbrzymich bagrów (ryc. 11) sypie się najpierw groble od strony zewnętrznej (morza północnego) aż do wysokości około 5 m + N. A. P., zaś resztę profilu wykonuje się z piasku sposobem hydraulicznym.

Dla zebrania doświadczeń wykonano jeszcze w r. 1920 zamknięcie głębokiego przesmyku Amsteldiep między Wieringen a Noordholland zapomocą grobli podwodnej, której

korona była 4.5 + N. A. P. i badano zachowanie się tej grobli wobec fal i prądów morskich, tudzież zwiększenie chyżości fal morskich w miarę wykończenia grobli.



Ryc. 11.

Zebrane w ten sposób dane pozwoliły obliczyć w przybliżeniu również zmianę chyżości i kierunku fal morskich w miarę, jak się będzie budować główny wał zamykający między Wieringen a Zuring, który przecina w kilku miejscach duże zagłębienia dna dochodzące w Middegronden do 12 m. Studja wykazały, iż najlepiej będzie zacząć bu-

dowę grobli (ryc. 12) ze środka, gdzie prądy są najmniejsze i posuwać się równocześnie w kierunku wschodnim i zachodnim. Obliczono, iż podczas ostatnich periodów przed zamknięciem wału chyżość burzliwych fal morskich nie przekroczy 4 m/sek i że owa glina morenowa takie chyżości wytrzyma.



Ryc. 12.

Wał będzie ubezpieczony przeciwko rozmyciu w częściach pod wodą materacami faszynowymi, obciążonymi kamieniami (ryc. 13), zaś nad wodą, gdzie liczyć się należy z codziennymi atakami fal morskich brukiem z bloków bazaltowych lub belgijskiego wapienia (ryc. 14). Bruk ten od strony zewnętrznej sięga do 5.40 + N. A. P., zaś od strony



Ryc. 13.

wewnętrznej + 3.5 m. Reszta skarp i korona będzie wyłożona urodzajną gliną i obsiana trawami.

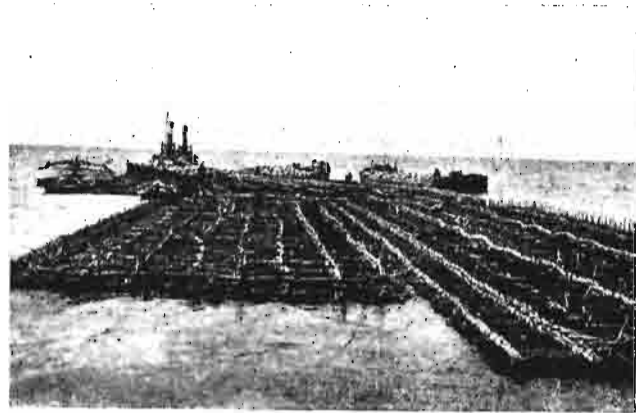


Ryc. 14.

Tymczasowo na krótki czas zabezpiecza się koronę i skarpy nasypów przed rozmyciem matami słomianymi, przytwierdzonymi drutem i kołkami do ziemi.

Początkowo był zamiar do obwałowania i osuszenia polderów przystąpić dopiero po zamknięciu Zuiderzee. Jed-

nak ze względu na gwałtowny głód ziemi zdecydowano się już wcześniej przystąpić do obwałowania i oddania pod kulturę rolną poldera A. koło Wieringen o powierzchni 20.000 ha mimo, iż wymiary grobli od Wieringen do Medemblik



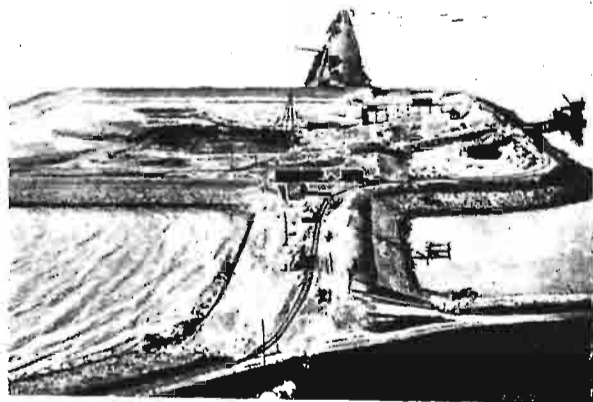
Ryc. 15.

(ryc. 17) i jej wzniesienie nad N. A. P. (+4.35) a zatem i koszty wypadną znacznie większe, niżby to było po zamknięciu Zuiderzee. Obwałowanie omawianego poldera rozpoczęło w r. 1927, roboty prowadzi się tak intensywnie, iż z końcem 1929 r. grobla jest prawie zupełnie gotowa (20 km).



Ryc. 16.

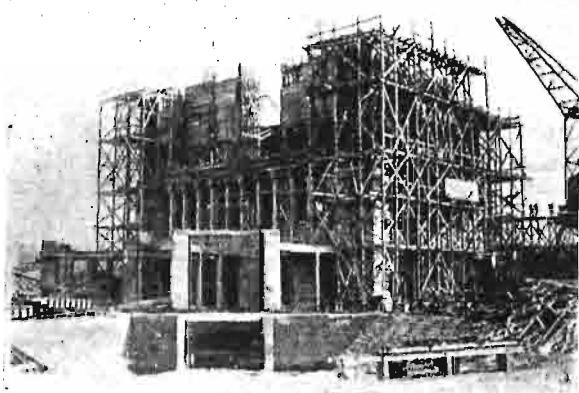
Dla wypompowania wody buduje się obecnie dwa zakłady pomp, jeden elektryczny (3 pompy, każda o wydajności 10 m<sup>3</sup>/sek przy wysokości pompowania 5 m. Prąd o sile 5.000 V. dostarcza centrala prowincjonalna) koło Medemblik i jeden z motorami Diesla koło Den Oever (jedna pompa).



Ryc. 17.

Teren w polderze ma różne wzniesienia. Podzielono go na podstawie dokładnych pomiarów na 4 rejony, każdy rejon obsługiwać będzie jedna pompa. Przedewszystkiem

wypadnie wypompować wodę z poldera, co potrwa kilka miesięcy a następnie pompy mają zadanie utrzymywanie dla celów rolniczych stanu wody w polderze na jednym poziomie 1.40 m poniżej powierzchni gruntu, przy czym wahania stanu wody nie śmia przekraczać 10 cm. Prawdopodobnie z końcem 1930 r. będzie cały polder odwodniony, poczem 3 lata potrwa wykończenie kanałów żeglugi rowów (głównie ka-



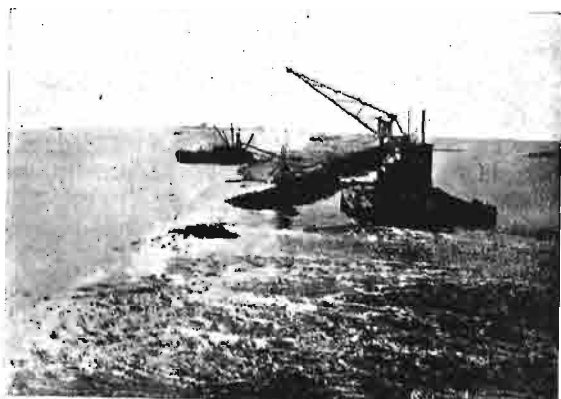
Ryc. 18.

nały wykonuje się już obecnie przy pomocy bagrów pod wodą, gdyż robota taniej wypada niż na sucho), dróg i t. d. Jeszcze potem jakiś czas upłynie zanim ziemia, która zawiera dosyć duży zasób soli będzie mogła być oddana pod normalną kul-



Ryc. 19.

ture rolną. Kanały żeglowne poldera będą połączone z Yselmeer śluzą komorową koło Medemblik, która również obecnie jest w budowie. Śluza ma 40 m długości, 7 m szerokości (dla statków o 600 t.) wysokość stopnia 4 m. Budowę głów-



Ryc. 20.

nego wału zamykającego Zuiderzee miano rozpocząć zaraz po uchwaleniu ustawy z r. 1918, jednak trudności finansowe zmusiły Rząd holenderski do znacznego ograniczenia

robót w latach 1922—1926. W tym czasie wykonano zamknięcie cieśniny Amsteldieb (ryc. 18 i 19). Dopiero w roku 1927 wzięto się bardzo energicznie do dzieła budowy grobli od strony Fryzji do Cornwerderzand i Den Oever. Wreszcie w myśl wyżej wyliczonych powodów rozpoczęto budowę wału od środka t. j. od Breezand ku wschodowi i zachodowi. W tym celu wybudowano w Breezand sztuczną wyspę, jako punkt oparcia dla statków, maszyn roboczych, baraków, składu materiałów i t. d. Również w Cornwerderzand wypa- dło stworzyć sztuczną wyspę otoczoną wałami o powierz. 34 ha dla fundacji i budowy wspomnianych wyżej śluz od-

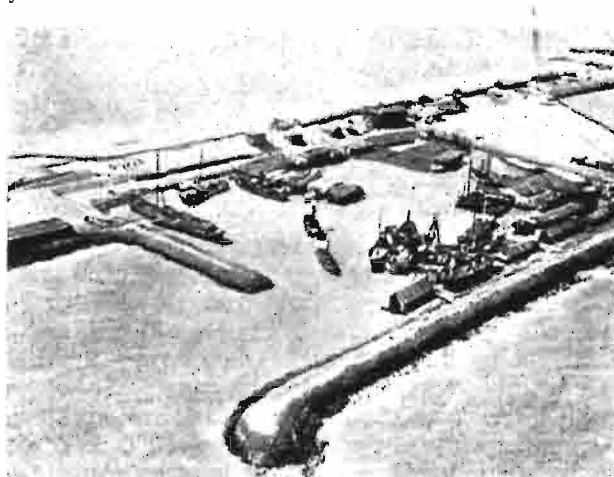


Ryc. 21.

wadniających i komorowych, tudzież potrzebnych budynków, warsztatów i magazynów. Wspomnieć jeszcze należy, iż okazała się potrzeba podniesienia i wzmocnienia wałów ochronnych nadmorskich między Harlingen a Zurig we Fryzji, tudzież na północnym brzegu wyspy Wieringen, gdyż po zamknięciu Zuiderzee wysokość spiętrzenia fal morskich podczas burzy zwiększy się.

Roboty te również są w pełnym toku.

Wał zamykający ma być ukończony w r. 1934; jeżeli w równym tempie pójdą roboty z obwałowaniem i osuszeniem pozostałych 3-ch polderów, to cały projekt będzie ukończony w r. 1952.



Ryc. 22.

Równocześnie z rozpoczęciem robót zainicjowano bardzo energicznie studia nad kwestją jaknajlepszego i najszybszego przygotowania uzyskanych terenów przez osuszenie Zuiderzee gruntów dla kultury rolnej. Pracuje nad tą sprawą specjalna komisja znawców, której sekretarjat jest w Hadze. Zajmuje się tem również Instytut gleboznawczy (Bodenkundig Institut) w Groningen, który dla tego celu utworzył specjalny oddział. Wreszcie w r. 1926 rozpoczęto, zaś w sierpniu 1927 r. ukończono urządzenie specjalnego poldera doświadczalnego koło Andijk (Proepolder bij Andijk) 8 km na południowy wschód od Medemblik. Pole doświadczalne znajduje się między starą groblą a nową, ma kształt trójkąta o powierzchni przeszło 40 ha i leży

3.30 m N. A. P. Pompa centryfugalna odwadnia polder i utrzymuje stan wody na głębokości umożliwiającej drenowanie. Grunt tworzy ciężka glina morenowa, gdzieśgdzie leżąca na pokładach torfu wydzielającego gazy (metan), który ujęty w rury zużytkowuje się dla celów opałowych w laboratorjach. Odwodnienie uskutecznił przy pomocy rowów otwartych w odstępach 250 m, do których uchodzą dreny oddalone od siebie 9 m o średniej głębokości 1 m. Gdzieśgdzie zamiast drenów zastosowano na próbę ścieki otwarte.

Polder podzielony na szereg poletek, na których uprawia się trawy pastewne, jarzyny i zboża.

Obok budynku administracyjnego istnieje laboratorium z dwoma oddziałami: glebowy (filja Instytutu gleboznawczego w Groningen) i bakterjologiczny. Główną troską jest odsolenie gleby, albowiem sól przeszkadza roślinom w pobieraniu wody, tudzież zaszczepienie bakteryj potrzebnych do życia roślin. Na szczęście wody Zuiderzee zawierają stosunkowo mało, bo tylko 5 gr soli w litrze, podczas gdy na otwartym morzu zawartość dochodzi do 16 gr. Dotychczasowe doświadczenia wykazały, iż dla odsolenia gleby nie trzeba żadnych specjalnych zabiegów, wystarczy zwyczajny drenarz: odsolenie następuje tem szybciej, im więcej opadów w ciągu roku. Wody deszczowe wypłukują sól, która rozpuszcza się w wodzie i uchodzi drenami. Co do bakteryj, to już w drugim roku, dzięki dobrej pogodzie i słońcu stwierdzono prawie normalną ilość, z wyjątkiem azotobaktera (bakterje wiążące azot), którego jest mało.

W roku 1929 był pierwszy zbiór produktów rolnych. Strączkowe i jarzyny dosyć kiepskie z powodu niedostatku bakteryj i niewyrobienia gleby, zato zboża udały się dobrze, a nawet bardzo dobrze mimo, iż nawozów nigdzie nie dawano.

Kierownikiem działu bakterjologicznego jest Ir. G. W. Warmesen, uczoney, znający stosunki w Polsce i interesujący się Polesiem.

W każdym razie dotychczasowe badania zdają się dowodzić, iż obawy co do trudności zagospodarowania osuszonych partyj Zuiderzee z powodu zawartości soli i braku bakteryj są mocno przesadzone i że prędzej, niż pierwotnie przypuszczano, można będzie zaprowadzić normalną i rentowną kulturę rolną.

Jakie będą koszta osuszenia Zuiderzee dosyć trudno się dowiedzieć. W publikacjach, dotyczących tej sprawy, albo wcale nie podaje się kosztorysu, albo podaje się cyfry znacznie różniące się od siebie. I nic w tem dziwnego, gdyż przy tak olbrzymiej budowie i do tego rozłożonej na długi szereg lat, możliwe są różne niespodzianki. Według informacji zasięgniętej na miejscu u inżynierów prowadzących roboty, całkowity kosztorys robót inżynierskich ma wynieść 600 milionów guldenów holend. czyli 2.160 milj. zł. Wypadnie zatem na 1 ha uzyskanej ziemi (przy 225.000 ha) 2.666 Guld. czyli 9.600 zł. Do tego jeszcze dochodzą koszta meljoracji (drenowania), odsolenia, zasilenia bakterjami, dróg komunikacyjnych, uprawy, nawozów i t. d. Zdaje się więc nie będzie przesadą przyjęcie, iż koszt osuszenia i przygotowania pod kulturę rolną 1 ha dosięgnie kwoty 12.000 zł.

Porównajmy to wszystko teraz z robotami na Polesiu. Według przybliżonego kosztorysu opracowanego w Min. Rob. Publ. przy pomocy ekspertów, wyniesie koszt wszystkich robót na Polesiu wraz z regulacją rzek spławnych, przebudową kanałów żeglownych i meljoracją gruntów 450 milionów zł. Przyjąwszy obszar uzyskanych gruntów tylko na 1.5 miliona ha, otrzymamy koszt meljoracji 1 ha na 300 zł. W rzeczywistości koszt ten będzie znacznie mniejszy, gdyż od kwoty 450 milj. należałoby odjąć koszt regulacji wielkich rzek (Prypeci) tudzież przebudowy kanałów żeglownych, a z drugiej strony wpływ robót meljoracyjnych rozciągnie się na znacznie większą przestrzeń, niż 1.5 milj. ha. Tereny, które uzyska się na Polesiu, to albo bardzo urodzajne niskie torfy, albo mady rzeczne przydatne natychmiast po meljoracji bez wielkich zabiegów pod kulturę rolną.

Z tego widać, jakie olbrzymie ofiary ponosi mała Holandia dla uzyskania 225.000 ha ziemi (Zuiderzee robi się wyłącznie kosztem Rządu holend.), a z drugiej strony, jak niezmiernie taniem i rentownem przedsięwzięciem jest meljoracja Polesia.

Roboty na Zuiderzee wykonuje specjalnie dla tego celu zorganizowane Towarzystwo, złożone z najwybitniejszych holenderskich firm inżynierskich. Do tego Towarzystwa wchodzi z udziałem Rząd. Poszczególne roboty oddaje się temu Towarzystwu bez przetargu na podstawie bardzo ściśle opracowanych kosztorysów. Zysk do 5% idzie na rzecz Towarzystwa, o ile jest większy, połowę nadwyżki zabiera Skarb Państwa. Z początku urządzano na każdy poszczególny odcinek robót przetargi. Sposób ten jednak okazał się niedobry i Rząd miał duże kłopoty z przedsięwzięciami. Na Zuiderzee potrzeba olbrzymiej ilości maszyn, ekskawatörów, statków i narzędzi, a na zakupienie tak kosztownego taboru może pozwolić sobie tylko firma, która ma zapewnioną ciągłość robót. (O organizacji tego Towarzystwa (Société pour l'execution des travaux du Zuiderzee) można znaleźć informacje w czasopiśmie „Le Génie civil“ z 8 stycznia 1927, str. 59).

Na każdym odcinku robót pracuje jako kierownik inżynier rządowy wraz z bardzo nielicznym personelem pomocniczym. Wymienię kilku, z którymi zetknęliśmy się i którzy z niezwykłą uprzejmością i gotowością udzielali nam wyjaśnień. Są to pp. inż. Jansen w Cornwerderzand, inż. I. A. Verhey i inż. Postma w Medemblik, inż. Boosma w Andijk a wreszcie p. Dyrektor Departamentu „van Waterstaat“ w Ministerstwie w Hadze, inż. Rosemwald. Z wyjątkiem tego ostatniego są to ludzie całkiem młodzi, pełni energii i przejęcia się powierzonym zadaniem. Uderza skromność i prostota w urządzeniu biur, wszelki brak samochwalstwa i hałaśliwej reklamy.

Inżynierowie rządowi są opłacani dosyć skromnie, istnieje nadmiar sił technicznych, wielu wyjeżdża do kolonii, głównie na wyspę Jawę.

Ewentualnie w razie potrzeby zaangażowania kilku wybitnych fachowców do robót w Polsce (na Polesiu) nie napotkałoby na trudności. (C. d. n.).

## I. Czeszyk.

### Obliczenie jazu walcowego.

#### A) Popęd obustronny (rys. 1)<sup>1)</sup>.

Przyjąwszy, że ciągnięcia w linach są na obydwu końcach walca równe, otrzymamy na obydwu końcach (podporach) jednakowe układy trzech sił.

Znamy: 1. wielkość, punkt zaczepienia i kierunek

- wypadkowej  $\frac{D}{2}$  ciężaru własnego walca i parcia wody<sup>2)</sup>,
2. punkt zaczepienia i kierunek ciągnięcia w linii  $\frac{S}{2}$ , oraz
3. punkt zaczepienia i kierunek oddziaływania  $\frac{R}{4}$ , (dla rów-

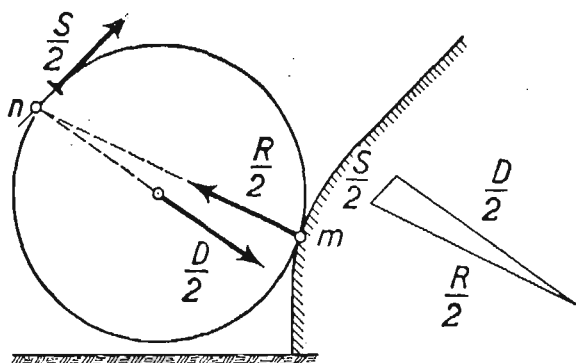
<sup>1)</sup> Matakiewicz: „Budowa jazów“ (str. 128 i nast.).

<sup>2)</sup> Engels: „Handbuch des Wasserbaues“ (wyd. 2, str. 616 i nast.).



nowagi bowiem siła  $\frac{R}{2}$  musi przejść przez punkt  $n$  przecięcia się sił  $\frac{D}{2}$  i  $\frac{S}{2}$ .

Z wykresu znajdziemy wielkości sił  $\frac{R}{2}$  i  $\frac{S}{2}$ .



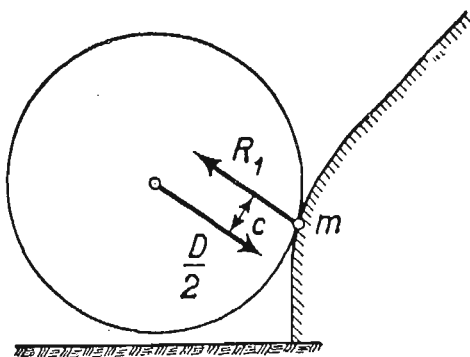
Rys. 1

Dla obliczenia toru i zębów (względnie łańcucha Galla) rozłożymy siłę  $\frac{R}{2}$  na składowe prostopadłą i równoległą do toru.

B) Popęd jednostronny.

a) Koniec bez popędu (rys. 2).

Działają tu tylko 2 siły  $\frac{D}{2}$  i  $R_1$ , które dla równowagi powinny być równe, przeciwnie skierowane i powinny leżeć na jednej prostej. Ostatni warunek nie będzie spełniony z tej przyczyny, że wypadkowa  $\frac{D}{2}$  nie przechodzi przez punkt podparcia  $m$ , bo my właśnie tak ją konstruujemy, aby sam bez użycia wyciągu nie wypłynął t. j. tak, aby ta wypadkowa przeszła poniżej punktu  $m$ <sup>3)</sup>.



Rys. 2

Dla spełnienia dwóch pierwszych warunków czyli dla uniknięcia ruchu postępowego (ześlizgnięcia się) tego końca walca wykreślimy siłę  $R_1$  równą i równoległą do siły  $\frac{D}{2}$  a przeciwnie skierowaną.

Składowa oddziaływania  $R_1$  styczna do toru jest tu skierowana do góry, zatem w tym kierunku będą cisnąć powierzchnie boczne zębów toru na zęby walca.

Z sił  $\frac{D}{2}$  i  $R_1$  otrzymamy parę sił o momencie (na-

<sup>3)</sup> Matakiewicz: „Budowa jazów“ str. 126 (w. 22–26) i str. 128 (w. 2–5), oraz Bryła: „Podręcznik inżynierski“ str. 584 (w. 11–13).

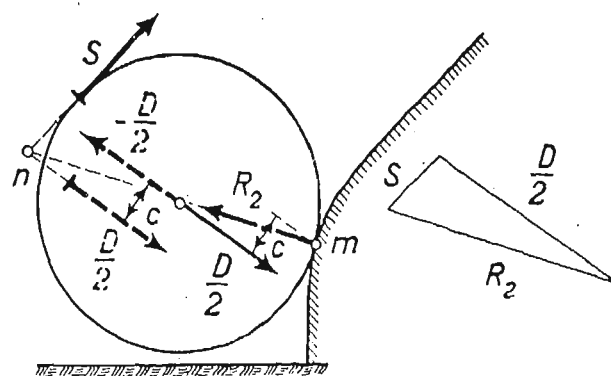
związemy go ujemnym)  $-\frac{D}{2} \cdot c$  (jeżeli przez  $c$  nazwiemy odstęp tych sił).

Pod wpływem tego momentu potoczyłby się walec w dół, gdyby temu za pośrednictwem pobocznic walca nie przeciwdziałał równy a przeciwny moment wyłoniony na drugim końcu walca z sił tam działających.

W stanie równowagi pozostaje więc walec pod działaniem momentu skręcającego o wartości bezwzględnej  $M_t = \frac{D}{2} c$ .

b) Koniec z popędem (rys. 3).

Przyłożymy dla formalności na końcu walca z popędem równocześnie moment (parę sił)  $+\frac{D}{2} c$  i moment  $-\frac{D}{2} c$ . (Ten ostatni w rys. 3 oznaczony liniami kreskowanymi). Wolno nam to uczynić, gdyż stan równowagi sił zewnętrznych (ani wewnętrznych) przez to się nie zmieni.



Rys. 3

Wtedy moment  $+\frac{D}{2} c$  przyłożony na końcu z popędem zniesie się (zrównoważy się) z momentem  $-\frac{D}{2} c$  działającym na końcu bez popędu, oprócz tego na końcu z popędem zniosą się obydwie siły  $\frac{D}{2}$  leżące na jednej prostej<sup>4)</sup> (rys. 3), a pozostanie tylko siła  $\frac{D}{2}$  po lewej stronie (kreskowana), oraz siła  $S$  i oddziaływanie  $R_2$  (różne od  $R_1$ ).

Oddziaływanie  $R_2$  dla równowagi przejdzie przez punkt  $n$  przecięcia się dwu pierwszych sił. Mamy zatem warunki jak pod A) i z wykresu znajdziemy wielkości sił  $S$  i  $R_2$ .

Kierunek oddziaływania  $R_2$  przechodzi dla danego położenia walca nieco powyżej osi walca<sup>5)</sup>, więc składowa równoległa do toru (b. mała) jest tu skierowana też do góry.

Praktycznie redukuje się zadanie przy popędzie jednostronnym do następujących czynności:

1. Wyznaczenie wypadkowej  $\frac{D}{2}$  i jej odstępu  $c$  od

<sup>4)</sup> Jak wiadomo z mechaniki na określenie momentu składają się trzy cechy: wielkość momentu, płaszczyzna, w której moment działa i kierunek (sens) obrotu. Zachowując te trzy cechy niezmiennie, możemy pozatem dowolnie wybierać na danej płaszczyźnie miejsce i kierunek (a nawet wielkość względnie odstęp sił) pary sił tworzącej dany moment.

W naszym wypadku ustawiamy parę sił przyłożonego momentu  $-\frac{D}{2} c$  w ten sposób, aby się wspomniane dwie siły zniosły.

<sup>5)</sup> Oddziaływanie  $R_2$  przejdzie (przy walcu o przekroju kołowym) przez środek koła, gdy punkt  $n$  wypadnie na obwodzie koła czyli, gdy siła  $S$  (lina wyciągowa) będzie równoległa do toru walca (do stycznej w punkcie  $m$ ). W tym więc wypadku zniknie składowa oddziaływania równoległa do toru, a zęby — teoretycznie biorąc — będą na końcu z popędem zbyteczne. (W rzeczywistości stosujemy je na obydwu końcach).

punktu podparcia walca, skąd otrzymamy oddziaływanie  $R_1$  i moment skręcający  $M_1$ .

2. Przesunięcie siły  $\frac{D}{2}$  o odstęp  $c$  dalej od punktu podparcia walca (tak, aby całkowity odstęp wynosił  $2c$ ), skierowanie oddziaływania  $R_2$  do punktu przecięcia się siły  $S$  i przesuniętej siły  $\frac{D}{2}$  i wyznaczenie wykreślne wielkości sił  $R_2$  i  $S$ .

c) Według znanych formuł otrzymamy dalej:  
Moment zginający w środku długości walca.

$$M = \frac{Dl}{8}, \text{ przyczem } l \text{ oznacza długość walca.}$$

Moment bezwładności przekroju walca:

$$I = \frac{\pi \delta \cdot d^3}{8}, \text{ przyczem } \delta \text{ — grubość blachy poboczniczy, } d \text{ — średnicę walca.}$$

Natężenie skrajne na zginanie:

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot \frac{d}{2} = \frac{D \cdot l}{2 \pi \delta \cdot d^2}.$$

Moment skręcający (jak wyżej):

$$M_t = \frac{D}{2} \cdot c.$$

Przekrój walca:  $F = \pi \delta d$ .

Natężenie na skręcanie:

$$\tau = \frac{M_t}{F} \cdot \frac{d}{2} = \frac{D \cdot c}{\pi \delta \cdot d^2}.$$

Natężenie miarodajne<sup>6)</sup>:

$$\sigma_m = \frac{\psi - 1}{2\psi} \sigma + \frac{\psi + 1}{2\psi} \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}.$$

Dla liczby Poisson'a  $\psi = \frac{10}{3}$  otrzymamy:

$$\sigma_m = 0.35 \sigma + 0.65 \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}.$$

Powyższe oddziaływania i momenty obliczymy dla więcej położenia walca, a w każdym razie dla walca w położeniu najniższym (przy rozpoczęciu podnoszenia) i dla walca wynurzonego całkowicie z wody.

<sup>6)</sup> Bogucki: „Statyka budowli“ (część I, str. 199), oraz Foerster, „Taschenbuch für Bauingenieure“ (wyd. 3, str. 216).

## POLEMIKA.

Poniżej zamieszczamy następujące dwa pisma nadesłane Redakcji:

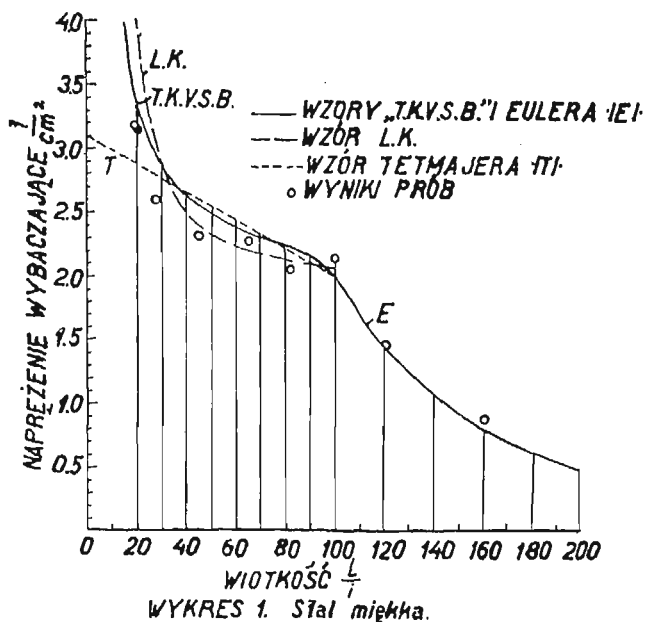
Warszawa, dnia 7 kwietnia 1930 r.

Do

Redakcji „Czasopisma Technicznego“

we Lwowie.

W Nr. 3 *Czasopisma Technicznego* z dnia 10 lutego r. b. ogłoszony został artykuł prof. M. T. Hubera, w którym zostałem zaatakowany w imię łacińskiego przysłowia z powodu pracy mojej p. t. „Wykresy do projektowania słupów obciążonych osiowo“<sup>1)</sup>, a w szczególności z powodu zdania wygłoszonego w tej pracy, że wzór prof. Karasińskiego (L. K.) na wyobczenie prętów ze stali miękkiej lepiej opowiada danym doświadczalnym, niż wzór Tetmajera; prof. Huber zarzuca mi „brak rozejrzania się w nowej literaturze“.



W odpowiedzi na wstępie zaznaczam, że przytyk co do mego nieoczytania jest conajmniej niesłuszny, czytuję bowiem nawet takie artykuły, które wskutek popełnionych błędów dru-

<sup>1)</sup> *Przegląd Techniczny* Nr. 12 z 1928 r.

kowane są po raz wtóry przez tegoż autora w poprawionej formie<sup>2)</sup>.

Po tej uwadze w imię bezstronności chcę jednak zastosować się do wskazań prof. Hubera, zalecających kilka prac do przeczytania<sup>3)</sup>.

Otóż w jednej z nich: „Die Knickfestigkeit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl“<sup>4)</sup> M. Roš'a znajdujemy wykres przytoczony poniżej<sup>5)</sup>.

Na wykresie tym linia ciągła przedstawia wzór Eulera, oraz wzór „T. K. V. S. B.“ (Technische Kommission des Verbandes Schweiz. Brücken und Eisenhochbaufabriken), podany przez prof. Roš'a dla mimośrodu  $m=0$ , kółka oznaczają dane z doświadczeń, otrzymane w Laboratorium w Zurychu. W celu porównania na tymże wykresie przedstawiłem w postaci linii punktowanej wzór Tetmajera  $K_w = 3100 - 11.4 \frac{l}{i}$ , oraz w postaci linii przerywanej wzór L. K., który otrzymuję, biorąc podane w powyższej pracy M. Roš'a dla badanego gatunku stali współczynnik sprężystości  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  i granicę sprężystości  $S_r = 1900 \text{ kg/cm}^2$ , oraz uwzględniając według wskazań tego wzoru, że granica sprężystości przy wyobczeniu jest około 3% wyższa od  $S_r$ :

$$N_w = 1900 \cdot 1.03 + 0.385 \cdot \frac{2100000}{w^2};$$

po zaokrągleniu jest to wzór identyczny ze wzorem zalecanym przez prof. Karasińskiego dla stali miękkiej:

$$N_w = 2000 + \frac{800000}{w^2}, \text{ gdzie przez } w = \frac{L}{i} \text{ oznaczono wiotkość.}$$

Jak widzimy przytoczony wzór L. K. jest bardziej zbliżony do danych doświadczalnych, aniżeli wzór T. K. V. S. B., a tembardziej wzór Tetmajera.

W nowszym wydawnictwie z r. 1929 r.<sup>7)</sup>, niestety pominiętem milczeniem przez prof. Hubera (najnowsze dzieła, które prof. Huber zalecił do przeczytania są z r. 1928) znajdujemy artykuł prof. M. Roš'a: „Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung“. Na str. 302 tej pracy znajdujemy znów podobny do poprzedniego wykres,

<sup>2)</sup> Np. w *Przeglądzie Technicznym* Nr. 3 i 8 z 1930 r.

<sup>3)</sup> *Czasopismo Techniczne* Nr. 3, str. 41, odsyłacze.

<sup>4)</sup> 1. M. Roš: „Knickfestigkeit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl“. Zürich 1927 r.  
2. „Verhandlungen des 2 internationalen Kongresses für technische Mechanik“. Zürich 1927 r.

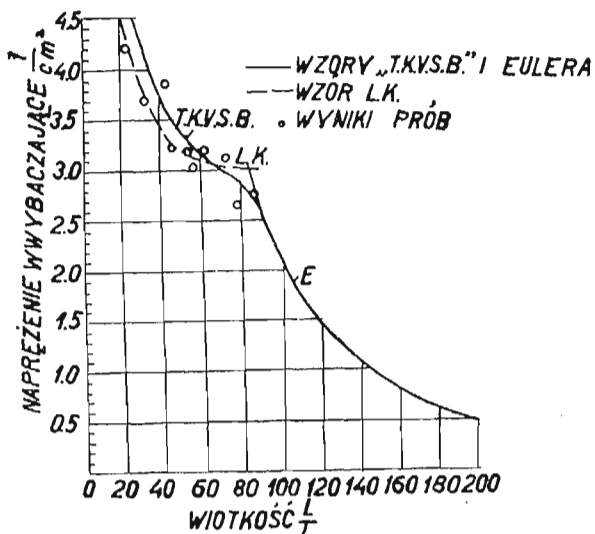
<sup>5)</sup> „Mitteilungen des staatlichen Prüfungsemt“. Wien 1928 r.

<sup>6)</sup> Str. 377 wymienionych w poprzednich odsyłaczach „Verhandlungen“.

tym razem dla stali krzemowej; wykres ten przytaczam poniżej z dodaniem krzywej wzoru L. K.:

$$N_w = 2900 + \frac{800000}{r^2},$$

otrzymanego w sposób identyczny do poprzedniego opisanego przez podstawienie podanej przez Roš'a dla danego tworzywa granicy sprężystości  $S_r = 2780$  at. i współczynnika sprężystości  $E = 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>.



WYKRES 2. Stal krzemowa

Wykres 2 jeszcze raz potwierdza słuszność mego poglądu, że wzór L. K. dokładniej odpowiada danym doświadczalnym niż inne wzory (Tetmajer nie podaje wzoru dla stali krzemowej).

Jak widzimy z wykresów punkty danych doświadczalnych leżą po obydwu stronach krzywej L. K.

Twierdzenie prof. Hubera<sup>8)</sup>, że wszystkie punkty doświadczalne winny leżeć poniżej krzywej teoretycznej mogłoby być słuszne tylko w idealnym wypadku tworzywa o idealnie niezmiennych cechach wytrzymałościowych i najzupełniej ścisłych pomiarach sił wybaczących, co w badaniach praktycznych nie jest osiągalne; odchylenia zależne są od sumy niedokładności jednych i drugich.

Wobec powyższego bez obawy można polecić do użytku praktycznego sporządzone przezemnie wykresy obliczania słupów ściskanych, tembardziej, że na tych wykresach oprócz krzywych L. K. są naniesione równorzędnie proste Tetmajera, przyjęte w wielu przepisach państwowych.

Wacław Zenczykowski.

Warszawa, dnia 14 kwietnia 1930 r.

Szanowna Redakcja  
„Czasopisma Technicznego“  
we Lwowie.

(Odpowiedź na list do Redakcji inż. W. Zenczykowskiego).

Szanowny Autor powyższego listu jest w błędzie przypisując mi „zaatakowanie“ Go z powodów przytoczonych na wstępie listu. Pozatem przypisuje mi zarzut, którego bezstronny Czytelnik też nie znajdzie w moim artykule, przy uważnym porównaniu tekstu zakończenia pierwszego zdania listu z odnośnym zakończeniem mego artykułu.

Moje zakończenie było podyktowane żalem, że Autor włożył dużo pracy w sporządzenie wykresów na podstawie wzoru, który nie ma racji bytu ani naukowej, ani też praktycznej. Wiadomo zaś, że nie jestem bynajmniej odosobniony z tą moją opinią, ustaloną już od lat ośmiu.

<sup>6)</sup> L. Karasiński: „Wytrzymałość Tworzyw“ 1930 r., str. 332.

<sup>7)</sup> „Bericht über die II internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau“. Wiedeń 1929 r.

<sup>8)</sup> „Czasopismo Techniczne“ Nr. 3 z 1930 r., str. 40.

Wobec uporczywej, jak się zdaje, wiary Autora we wzór, uważam powtarzanie przy tej sposobności argumentów rzeczowych, ogłoszonych już w licznych pracach i artykułach, za zbyteczne. Nie mogę jednakże pominąć milczeniem faktu, że Szan. Autor listu mija się nadto z prawdą pisząc, że „najnowsze dzieła, które prof. Huber zalecił do przeczytania są z r. 1928“, albowiem bardzo łatwo przekonać się dowodnie, że w odsyłaczach do zaatakowanego przez Autora zakończenia mego artykułu w Nr. 3 *Czasop. Technicznego*, przytoczyłem także dwie prace z r. 1929. Jedną z nich, prof. A. Ostenfelda z Kopenhagi, pozwolę sobie raz jeszcze polecić każdemu inżynierowi studującemu poważnie sprawę obliczenia prętów ściskanych podłużnie.

M. T. Huber.

## OD REDAKCJI.

W imię lojalnej bezstronności umieszczamy list P. Inż. W. Zenczykowskiego w dosłownym brzmieniu, jakkolwiek forma drugiego ustępu tego listu wzbudza poważne wątpliwości, czy sposób odnoszenia się do tak poważnej osobistości w świecie naukowym, jaką jest obecny Prezes Akademii Technicznej, uważać należy za właściwy.

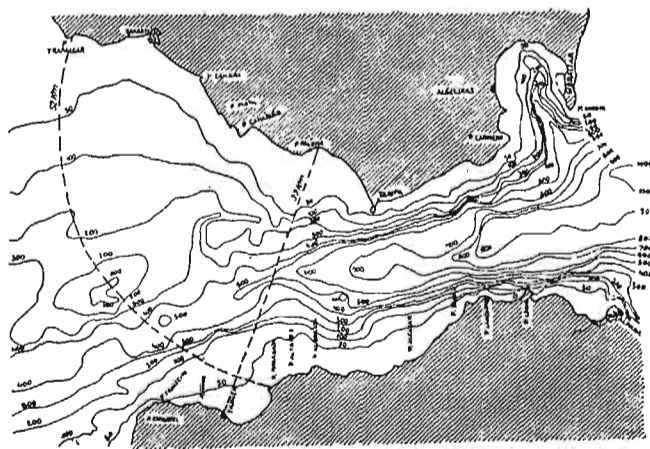
Na tem polemikę w powyższej sprawie zamykamy.

## Wiadomości z literatury technicznej.

### Tunele.

— Podwodny tunel w cieśninie Gibraltaru omawia Dr. O. Syffert w Nr. *Zentralblatt der Bauverwaltung*.

Cieśnina Gibraltaru jest mało podatna do przeprowadzenia tunelu podwodnego. Okazuje ona dość znaczne głębokości dochodzące w najwyższym miejscu do 1000 m; z tego też powodu musi być z góry wykluczone użycie metody pneumatycznej. Ze względu na budowę geologiczną i tektonikę pokładów pod dnem morskim należy oczekiwać również wielkich trudności przy ewentualnym użyciu metody rurowania względnie zwykłych sposobów górniczych. Trudności te będą szczególnie wielkie na wschód od Tarify, a więc właśnie w tej partii cieśniny, któraby ze względu na odległość brzegu europejskiego od afrykańskiego do tego celu najlepiej się nadawała. Cieśnina Gibraltaru powstała wskutek zapadliska terenu, który ongiś łączył Europę z Afryką. Na łączność tę wskazuje jeszcze dzisiaj jednolita budowa geologiczna północnej części Marokka i południowej części Hiszpanji; w tym kataklizmie dziejowym wy-



Rys. 1.

tworzyły się w pokładach dna morskiego uskoki, których szczeliny mogą się okazać nader niebezpieczne dla przyszłej budowy. Wedle badań geologicznych Dupuy de Lôme'a nadaje się już więcej zachodnia część cieśniny do przeprowadzenia tunelu, w której pokłady dna należą do kredy i eocenu. W przeciwieństwie do wschodniej części spękanych i przepuszczalnych wapieni, ma się tu do czynienia z iłem i marglem warunkującym należyte uszczelnienie pojedynczych uskoków.

Zaznaczyć jednakże odrazu należy, że badań szczegółowych w tej materji dotychczas wyczerpująco nie przeprowadzono i ta niejasność warunków geologicznych tłumaczy fakt najrozmaitszych tras dla wykonania tego tunelu. Pierwszym projektodawcą był Francuz Berlier, wedle którego tunel miał się rozpoczynać w sąsiedztwie Tangeru i przy największej głębokości 400 m i maksymalnym spadku 25‰ miał posiadać długość około 32 km. Następnie w r. 1908 zajął się tą sprawą Ibañez de Ibero i zaprojektował dwa rozwiązania.

Wedle pierwszego tunel rozpoczynałby się na zachód od Tarify w zatoce Vaqueros, a kończył w Tangerze, mając całkowitą długość 41,5 km, podwodną część długości 32 km. Drugi projekt rozpoczyna się na przylądku Trafalgar i prowadzi do przylądka Malabata, mając całkowitą długość 75 km, podwodną część 52 km.

Następnie w r. 1918 wystąpił z projektem Don Mariano Rubioy Bellvé, podając również dwa rozwiązania; pierwsze o łącznej długości 58 km ma swój początek na przylądku Ciris, drugie o długości 36 km rozpoczynające się na zachód od Tarify, a dochodzące na wschód od Tangeru.

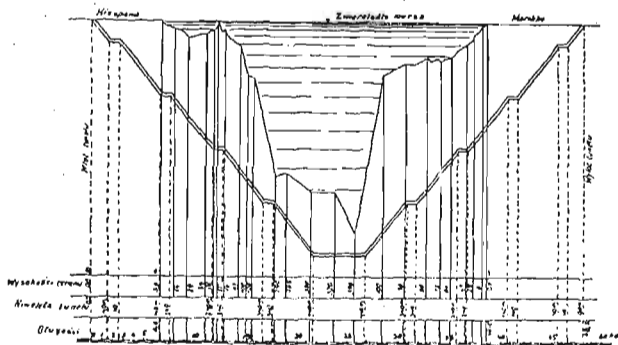
W tym samym roku Anglik H. Bressler przedstawił swój projekt w dwóch alternatywach. Początkowym punktem wyjścia obu alternatyw jest najbardziej na południe wysunięty punkt wybrzeża hiszpańskiego, zatem okolica Tarify, przyczem w pierwszym projekcie osiąga wybrzeże afrykańskie w najkrótszej drodze w poprzek cieśniny, w drugim skierowuje się bardziej na zachód w okolicę Tangeru.

Dwaj dalsi inżynierowie C. Mendoza (1918) i Garcia Faria (1923) zarzucają w swoich projektach myśl wykonania tunelu sposobem górniczym i podają rozwiązanie zapomocą zatopionych rur stalowych.

Wedle projektu Mendozy rury mają być zawieszane do głębokości 20–30 m pod zwierciadłem wody na pływakach, średnica ich 10–12 m, wolny przekrój 47 m<sup>2</sup>, grubość ścian 0,30 m. Wedle obliczeń projektanta wystarczy 13 pływaków w odległościach co 1 km celem utrzymania równowagi. Z uwagi na prąd cieśninowy o chyżości 1,3 m/ssek w kierunku wschodnim, projektuje on odpowiednie zakotwienie rur.

Projekt Faria'ego przewiduje ułożenie rur bezpośrednio na dnie morskiem.

Najbardziej realnym wydaje się być projekt Ibañez de Ibero. Przekrój podłużny tunelu wedle pierwszej alternatywy Vaqueros-Tanger widoczny w rys. 2.

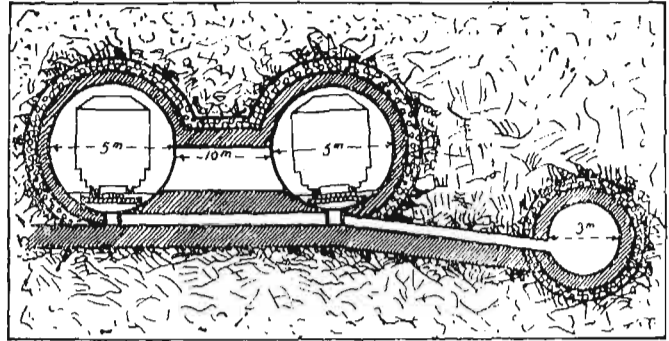


Rys. 2.

Przekrój poprzeczny projektowanego tunelu podaje rys. 3.

Robotę ma się rozpocząć od pędzenia sztolni pomocniczej o przekroju kołowym, średnicy wewnętrznej 3 m. Sztolnia ta umożliwi z jednej strony z pomocą stosownych sztolni poprzecznych rozpoczęcie budowy głównego tunelu w szeregu punktów, z drugiej zaś służyć będzie dla celów odwodnienia i usuwania wylamu. Główny tunel składa się z dwóch oddzielnych tuneli jednotorowych o przekrojach kołowych, wewnętrznej średnicy 5 m usytuowanych w odstępach osiowych 15 m. Przewidziana grubość ścian obudowy stałej 0,60 m. Tory o rozstawie normalnym w przeciwieństwie do hiszpańskich, które mają rozstaw 1,67 m. Zastosowano rozstaw normalny z uwagi na światowe znaczenie tego tunelu.

Usuwanie wylamu pomyslane jest w ten sposób, iż będzie on w tunelu mielony i wraz z wodą wypompowywany. Czas budowy projektowany na lat 5–6, koszt około 330 milionów pesetów. Projekt ten poparty jest nadto obliczeniami natury gospodarczej, wykazującymi rentowność projektowanej budowy.



Rys. 3.

W związku z ewentualnem wykonaniem tunelu jest budowa normalno-torowej linii kolejowej od granicy francuskiej w Dax przez Calahora, Pamplona, Madryt, która połączy z pomocą tunelu sieć kolei europejskich z kolejami afrykańskimi. Znaczenie tunelu wzrośnie po ukończeniu kolei transafrykańskiej, umożliwiając omińnięcie nie zawsze pewnej i bezpiecznej drogi morskiej i złączonego z tem przeładunku towarów.

E. B.

### Wytrzymałość materiałów.

— O wytrzymałości na ciśnienie granitu pisze w Nr. 7 *Der Strassenbau* prof. O. Greger.

Nawiązując do pewnego konkretnego wypadku, zajmuje się autor sprawą wytrzymałości na ciśnienie granitu w zależności od jego świeżyzny. Skonstatowanem mianowicie zostało, iż w zależności od tego, czy próbki granitu poddane zostały badaniu natychmiast po wylamaniu go w kamieniołomie, czy też w czasie późniejszym, po kilkumiesięcznym przechowaniu, przedstawiają się wyniki prób bardzo rozmaicie, mianowicie w tym sensie, iż w pierwszym wypadku otrzymuje się daty znacznie mniejsze niżli w drugim.

W podanym wypadku badano 3 sorty granitu biotytowego, a rezultaty badań były następujące:

Sorta	Od wykonania próbki do badania upłynęło dni	Wytrzymałość naciśnienia w kg/cm <sup>2</sup>	Ciężar przestrzenny w g/cm <sup>3</sup>
I	14	1065	2,59
	105	1743	2,62
	150	1544	2,61
II	14	1093	2,60
	105	1614	2,62
	150	1588	2,62
III	14	1505	2,62
	105	1978	2,61
	150	2188	2,64

Analizując obszerniej powyższy objaw dochodzi autor do wniosku, iż nie odgrywała tu żadnej roli mniejsza lub większa zawartość wody, co zresztą jest widoczne z dat odnoszących się do ciężaru przestrzennego, który jest większy przy próbkach dłużej przetrzymanych. Jakkolwiek objawu tego dotychczas dostatecznie dokładnie nie zbadano, wyraża autor przypuszczenie, iż powodem są tutaj prawdopodobnie natężenia wewnętrzne w materiale świeżym, które w miarę upływu czasu zanikają, oraz i inne wpływy, jak np. pewna radioaktywność granitu.

Celem otrzymania dat możliwie najpewniejszych zaleca autor przeprowadzanie prób mechanicznych dopiero po upływie co najmniej 3-miesięcznego czasu od chwili wydobycia próbki z kamieniołomu.

Byłoby bardzo interesującym przeprowadzenie analogicznych badań w naszych stacjach mechanicznych z materiałami krajowego pochodzenia, w szczególności granitów tatrzańskich i wołyńskich, a nadto andezytu z Wiaru, z uwagi na ważność tych materiałów dla gospodarki technicznej w kraju.

E. B.

## Drogi.

— **Metody badania punktu rozplynniania się materiałów bitumicznych** są przedmiotem artykułu Inż. K. Ziegasa w Nr. 50 *Verkehrstechnik*.

Na wstępie konieczną jest pewna uwaga. Nomenklatura nasza nie posiada jeszcze ustalonego wyrażenia na tzn. „Erweichungspunkt“, który w naszym języku identyfikuje się często z punktem topliwości („Schmelzpunkt“).

Wiemy jednakże dobrze, że oba pojęcia są dość różne, albowiem przy tego rodzaju amorficznych ciałach jak bitumy, przejście ze stanu stałego w płynny następuje w dość rozległej skali temperatury, podczas gdy przy ciałach jednorodnych istnieje pewna ścisła granica topliwości.

Z tego powodu proponuję dla ustalenia temperatury w której bitumy przechodzą ze stanu ciągliwego (plastycznego) w stan płynny, określenie „punktu rozplynniania się“<sup>1)</sup>.

Określenie tego punktu odbywa się dotychczas tak w Niemczech jak i u nas znaną metodą Krämer-Sarnowa polegającą na tem, iż rurkę szklaną 6 mm średnicy wypełnia się na wysokość 5 mm bitumem, zaś po wyrównaniu nanosi się na górną powierzchnię 5 gr rtęci i całość wstawia się do kąpieli wodnej powoli ogrzewanej. Temperatura przy której rtęć przebije próbkę asfaltu oznaczana jest jako punkt rozplynniania się.

Jest to typowa próba umowna, albowiem porównawcze rezultaty otrzymać można tylko w tych samych warunkach próby. Tymczasem warunki jej wykonania nie są jednostajne, a to w odniesieniu do rodzaju wzrostu temperatury podgrzewania wody. Gdy jedni badacze przepisują wzrost temperatury o 1° co minutę, to inni zalecają podgrzewanie o 2° co minutę, inni wreszcie określają ją na 1° do 2° na minutę. Okazało się jednak, że dla jednego i tego samego gatunku asfaltu, przy zachowaniu wszystkich przepisów co do zewnętrznej formy wykonania próby, różnice w oznaczeniu punktu rozplynniania się wynosiły około 4° w zależności od rodzaju wzrostu podgrzewania. Nadto zwrócić należy uwagę na niebezpieczeństwa zatrucia się rtęcią tych osób, które stale zajęte są przeprowadzaniem wspomnianych prób. Były nawet zamierzenia zastąpienia z powyższego powodu rtęci przez wodę lub aliaz cziolkowy, które jednakowoż z rozmaitych powodów nie przyjęły się.

Z wspomnianych powodów autor przemawia za przyjęciem wniosku Mallisona zaniechania ustalania punktu rozplynniania się metodą Krämer-Sarnowa a przejście do używanej powszechnie w Ameryce próby „pierścienia i kuli“.

Metoda ta polega na tem, iż pierścień mosiężny o stałych wymiarach (śred.zew. 15.875 mm, wew. 10.63 mm, wys. 6.35 mm), wypełnia się na gorąco asfaltem, poczem po ostudzeniu, umieszcza się go na uchwycie mosiężnym w zbiorniku z wodą o objętości wody 400 cm<sup>3</sup> tak, by spod pierścienia znajdował się 25 mm nad dnem zbiornika. Następnie obciąża się wierzch asfaltu kuleczką stalową średnicy 9.53 mm o ciężarze 35 gr. Ogrzewanie wody następuje w ten sposób, iż przyrost temperatury co minutę wynosi 5° C.

Jako punkt rozplynniania się ustala się tę temperaturę, przy której przebijająca się przez asfalt kulka uderzy o dno zbiornika zwyczajnie szklanego.

Metoda ta ustalająca bardzo dokładnie wszelkie momenty odnoszące się do próby nadaje się lepiej niżli poprzednia, przy czem nie od rzeczy będzie uwaga, iż otrzymane przez nią daty

<sup>1)</sup> Notatka niniejsza napisana została w grudniu 1929. W Nr. 33 „Wiadomości Stow. Członków Polskich Kongresów Drog.“ ukazał się artykuł Inż. W. Skalmowskiego pt.: „Z prac Drogowego Instytutu Badawczego“ w którym autor przyjmuje poraz pierwszy nomenklaturę „punktu zmięknienia“. Jakkolwiek wyrażenie to odpowiada ściśle niemieckiemu „Erweichungspunkt“ mam wrażenie, iż „punkt rozplynniania się“ charakteryzuje dokładniej istotę rzeczy.

różnią się o 8 do 15° C in plus od tych jakie otrzymuje się metodą Krämer-Sarnowa. Wobec jednak potrzeby otrzymania tylko dat porównawczych, rzecz ta jest zupełnie obojętna, o ile naturalnie przyjmie się tylko jednostajność wszystkich prób jedną i tą samą metodą. Metoda „pierścienia i kuli“ wolna od trującej rtęci a zatem dla zdrowia pracujących nieszkodliwa, zdobyła już świat anglo-saski i wprowadzenie jej powszechnie jest rzeczą niedalekiej przyszłości.

Nawiasem dodać należy, czego autor nie czyni, iż istnieje jeszcze, na zupełnie innej zasadzie wykonywana próba badania punktu rozplynniania się, zapomocą pływaka, z dośrubowanym od spodu wałeczkiem metalowym wypełnionym asfaltem, przy której ustalenie tego punktu, następuje przez podanie czasu w jakim tonie płwak umieszczony w wodzie ogrzanej do pewnej temperatury. Temperatura ta przyjmowana jest dla normalnych asfaltów na 50° C przy asfaltach twardych 100° C zaś bardzo miękkich 32° C.

E. B.

## Statyka budowli.

— **Doświadczenia Gehlera co do wytrzymałości kostkowej i słupowej** (*Der Bauing.* 1928, str. 21).

Profesor Gehler w Dreźnie wykonał liczne doświadczenia nad wpływem tarcia przy badaniu wytrzymałości kostek i słupków betonowych. Przy badaniu kostek wielki wpływ na wytrzymałość ma tarcie na powierzchni. Gehler chcąc wyznaczyć ten wpływ badał kostki, zmniejszając albo znosząc tarcie między kostką a stemplem wstawiając warstwę stearyny albo samą albo z płytką cienką mosiężną, by zapobiec wsiąkaniu stearyny do kostek. Doświadczenia okazały, że przy usunięciu tarcia na powierzchniach końcowych, wytrzymałość kostek spadła do połowy, dla słupów ten ubytek stawał się mniejszym aż przy  $h:d = 7.5$  znikał zupełnie, wpływ tarcia czołowego nie dał się już stwierdzić. Otrzymał on dla:

$h:d =$	1:1	2:1	3:1	4:1	6:1	7.5:1
wytrzym. z uwzgl. tarcia	100%	89%	80%	76%	70%	68%
„ bez tarcia	50%	59%	60%	62%	65%	68%

Przy złamaniu kostek zwykłych występują jak wiadomo graniastosłupy, przy usunięciu tarcia pęknięcia są pionowe.

Gehler stwierdził dalej, że wpływ wielkości kostek na wytrzymałość jest spowodowany tylko tarcie. Jeżeli tarcie stearyny usuniemy, to otrzymamy jednaką wytrzymałość dla  $a = 7 m$  i 30 cm. Wyznaczono też współczynnik Poissona dla ciśnienia  $m = 6$  i dla ciągnięcia  $m = 10$  do 12.

— **Doświadczenia Probst'a co do uzbrojenia przeciw ścinaniu belek żelbetonowych** opisuje *Der Bauing.* (1928 str. 202).

Stwierdził on, że pionowe strzemiona z początku wcale nie działają aż do 30% obciążenia, powodującego złamanie. Przy złamaniu z powodu przekroczenia granicy ciastowatości uzbrojenia podłużnego było ciągnięcie w strzemionach 1.350 kg/cm<sup>2</sup> chociaż wedle obliczenia powinno było wynosić 3.260 kg/cm<sup>2</sup>. Przy prętach odgiętych krótko przed złamaniem stwierdzono ciągnięcie w prętach odgiętych 2.000 kg/cm<sup>2</sup> gdy bez uwzględnienia betonu byłoby 3.050 kg/cm<sup>2</sup>. Przy złamaniu ciągnięcie mierzone wynosiło 3.150 kg/cm<sup>2</sup>, gdy wedle obliczenia miało być 3.300 kg/cm<sup>2</sup>, Probst wnosi stąd, że należy wrócić przy obliczeniu do uwzględnienia 45 kg/cm<sup>2</sup> naprężenia betonu, gdy ja widzę właśnie w wyniku doświadczeń dowód, że chcąc mieć odpowiednią pewność, nie możemy uwzględniać betonu, bo przy złamaniu on już nie współdziała a od tego zależy właśnie pewność.

Dla małych naprężeń ścinających 4 do 5 kg/cm<sup>2</sup> nie potrzeba wcale żadnego uzbrojenia, bo złamanie następowało dopiero przy 15 do 18 kg/cm<sup>2</sup>.

Dr. M. Thullie.

## Drogi żelazne.

— **Drugi tor na odcinku Kalety-Herby Nowe** na Śląsku Górnym, 21.5 km długi, został wykończony i oddany do użytku publicznego.

Odcinek Kalety-Herby nowe, wybudowany przed kilku laty dla obejścia niemieckiego węzła Kluczborka i uzyskania bezpośredniego połączenia Górnego Śląska z Poznańskiem, jest

początkowym odcinkiem linii Kalety-Podzamcze. Stanowi on również ważne początkowe ogniwo magistrali węglowej Górny Śląsk-Gdynia. (*Inżynier Kolejowy*, 12/1929).

— **Światowy Kongres Komunikacyjny w Polsce** „Union International du Transport en Commun” odbędzie się poraz pierwszy u nas w r. 1930 w Warszawie i Poznaniu. W Kongresie biorą udział przedstawiciele przeszło 1.000 wielkich przedsiębiorstw: tramwajowych, autobusowych, kolejek podziemnych, kolei nawigacyjnych i lotniczych, pokrywających siecią transportową 64 kraje na 5 kontynentach świata i przedstawiających rynek zakupu o pojemności blisko 2 miliardów dolarów rocznie.

Związek jako niewątpliwie jedno z najpoważniejszych na świecie zrzeszeń gospodarczych, jest w całym tego słowa znaczeniu Ligą Narodów w dziedzinie konsumpcji środków komunikacji.

Kongres taki odbywa się co 2 lata i ściągają kilka tysięcy przedstawicieli przedsiębiorstw, decydujących w światowych zakupach.

Okazję tę wyzyskano w Poznaniu, by w ramach fachowej i poważnej Wystawy Komunikacji dać możliwość członkom światowego Kongresu przyjrzenia się z bliska polskiej wytwórczości, wyrobom gotowym, półfabrykatom i surowcom.

Wystawa pod protektoratem Pana Prezydenta Państwa będzie trwała od dnia 6 lipca do 10 sierpnia 1930.

Wystawa będzie podzielona na trzy Sekcje.

A) Sekcja komunikacji ogólnej: Koleje normalne i wąskotorowe, komunikacja miejska i podmiejska; lotnictwo, żegluga morska i rzeczna, powozy, wozy, i wózki, drogi i mosty, telegraf, telefon, i poczta, radio, urządzenia transportowe.

B) Sekcja Trakcji Spalinowej; autobusy, samochody ciężarowe, samochody specjalne, samochody osobowe, traktory, cyklonетки, motocykle, rowery, karoserje, opony, części składowe i zapasowe, materiały i półfabrykaty, akcesoria.

C) Sekcja Turystyki: Propaganda indywidualnych miejscowości, propaganda przedsiębiorstw transportowo-turystycznych, prop. biur podróży, wydawnictwa poświęcone komunikacji i podróży, film podróżniczy i fotografia, kartografia, sport i artykuły sportowe, przybory podróżne.

Koszta udziału będą minimalne ze względu na wyzyskanie stoisk Wystawy Powszechnej. Wystawcy, wycieczki i osoby, przybywające na wystawę, będą korzystały ze wszelkich ulg.

Zgłoszenia na Wystawę przyjmuje i udziela wszelkich informacji Dyrekcja Międzynarodowej Wystawy Komunikacji i Turystyki w Poznaniu, ul. Marszałka Focha 18, 2 piętro. Telefon 71—50, 71—58, 71—60, adres telegraficzny: Konntur Poznań. („Wiadomości Związku Polskich Zrzeszeń Technicznych“ 2/1930).

— **Żelazne podkłady kolejowe w Anglii.** W przeważnej części państw przeważa dotąd stosowanie do nawierzchni podkładów z drewna niżli z żelaza. W państwach o wydajnej wytwórczości żelaza, jak w Niemczech i Belgii rozszerzyły się znacznie podkłady z żelaza, a w Stanach Zjednoczonych P. A. starają się huty żelazne o wprowadzenie w używanie podkładów ze stali.

W Anglii odrzucono dotąd używanie podkładów żelaznych i przyznawano pierwszeństwo podkładowi drewnianemu, które sprowadzano z zagranicy. Wzrost cen drzewa doprowadził do tego, że ceny podkładów drewnianych i żelaznych są jednakowe. Wchodzi tu jednak w grę okoliczność, że angielskie huty uskarżają się na brak pracy i są skore do ustępstw w celach daleko idących.

W Anglii są jednak przy przejściu z podkładów drewnianych do żelaznych pewne szczególne trudności do pokonania. Gdy na kontynencie panuje szyna szerokostopowa, którą należy tylko przymocować do podkładu, w Anglii jest w użyciu szyna dwugłowa, która musi być chwytna w szyji.

Jako pierwsza z czterech wielkich grup, w jakie obecnie skonsolidowały się koleje angielskie, postanowiła kolej Połu-

dniowa przejść do podkładów żelaznych. Po ośmioletnich próbach na linii Londyn-Portsmouth zamówiono w jednej angielskiej stalowni 70.000 sztuk żelaznych podkładów o wadze 5.000 ton. Ma się je ułożyć na odcinku 56 km długim.

Angielski podkład żelazny typu Sandberga w kształcie odwróconej litery U przypomina podkład żelazny niemiecki i austriacki Hendla, tylko gdy pierwsze posługiwały się tylko podkładką, tu z powierzchni podkładu wystają jeszcze pazury, między które wchodzi szyna, ułożona dolną głową w odpowiednio urobionej podkładce, a usztywniona w pazurach klinami drewnianymi. Jedno silne żeberko u wierzchu, a dwa mniejsze u spodu pokrywają podkład, wzmacniają go.

Podkład jest 2·44 m długi, 28·6 cm szeroki, 6·3 cm wysoki, waży 64·5 kg, do czego przybývają jeszcze dwie podkładki o wadze 7·3 kg.

Koleje angielskie potrzebują rocznie cztery miliony podkładów, a już 10% tej ilości dałoby roczne spożycie 30.000 ton.

Przy wyrobie podkładów żelaznych w Anglii sposobem Bessemera i Siemens-Martina dodaje się 0·2 silicium, które ma chronić stal przed rdzewieniem.

Przy długości żywota podkładów drewnianych i żelaznych 20 lat są koszty zakupu, ułożenia, utrzymania i wymiany obu jednakowe. Podniesie się cena podkładu drewnianego tylko o 0·5 marki, to zwycięży podkład żelazny — gdyż do tego niektóre statystyki przyznają mu żywot 30 letni. (*Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens* 15/7 1929).

Inż. A. W. Krüger.

## RECENZJE I KRYTYKI.

Inż. Walerjan Marzec: „Administracja i organizacja robót budowlanych”. Nakładem autora. Warszawa, ul. Mazowiecka 5. 1930.

Pod powyższym, dość obszernym tytułem, zamieścił autor bardzo rzeczowo i starannie opracowany fragment administracji i organizacji robót budowlanych, odnoszący się do zakresu działalności przedsiębiorstwa, a w szczególności ustanowionego przez przedsiębiorstwo kierownika robót.

Z całości opracowanego tematu, wynika wielka znajomość poruszonego zakresu działania, a szereg wskazówek autora odda prawdziwie cenne usługi tym wszystkim, którzy tej dziedzinie pracy technicznej poświęcić się zamierzają. Dodać należy, iż jest to właściwie pierwsza praca w tym zakresie w języku polskim. Całość czynności związanych z wykonaniem budowy inżynierskiej dzieli autor na pojedyncze grupy, mianowicie: finansową, administracyjną, handlową, rachunkową, ubezpieczeniową i techniczną, podając przy każdej netylko ogólny jej zarys, ale również szereg praktycznych wskazówek i wzorów, których dochowanie na budowie zapobiegne ewentualnemu szkodliwemu chaosowi i przyczyni się z jednej strony do powiększenia dobroci wykonania, z drugiej zaś zapewni dla przedsiębiorstwa zabezpieczenie godziwego zysku.

Szczególniej cennymi dla młodych techników będą wskazania autora odnoszące się do rachunkowości i księzkowości budowlanej tak pieniężnej jakoteż materiałowej, gdyż doświadczenie wykazuje, iż na tem polu spotykamy się często z wielkimi błędami ze strony kierowników robót, błędami, których rezultatem jest z reguły uszczerbek materialny przedsiębiorstwa. Żałować należy, że autor nie rozszerzył tego działu pracy również na zaznajomienie ogółu techników polskich z wprowadzaną obecnie na zachodzie podwójną księzkowością materiałową; nie wątpię, iż przy wydaniu następnem, którego autorowi życzyć należy jak najszybciej, rzecz ta również będzie uwzględniona.

Zwrócę uwagę na jedno jeszcze. Z doświadczenia szeregu lat spędzonych w służbie budownictwa państwowego, zrobiłem to smutne spostrzeżenie, iż przedsiębiorstwa budowlane nasze, przystępując do oferowania, kalkulują przeważnie bardzo nie-realnie. Jedne z nich idą często na nadmierny zysk, inne zaś pragnąc robotę otrzymać do wykonania za każdą cenę, obniżają wartość swych świadczeń do granic, które z góry dają

przeświadczenie straty. To ostatnie odbija się naturalnie na stronie materialnej przedsiębiorstwa, jest również szkodliwe dla samej budowy. Analizując ten stan, doszedłem do wniosku, iż główną przyczyną niedomagań jest tutaj brak t. zw. kalkulacji wykonawczej, tego, co Niemiec nazywa „Nachkalkulieren“. Słusznie zatem autor podnosi na str. 250 i następnych konieczność prowadzenia dokładnej statystyki wykonywanych robót i zaznajomienia się z realną ich wartością, pożądanymby jednak było w dalszych wydaniach szersze opracowanie tego niezmiernie ważnego tematu z podaniem praktycznych przykładów. Z uwagi na ważność poruszonych przez autora zagadnień, praca jego powinna się znaleźć w ręku wszystkich techników pracujących w dziale budowlanym, gdyż zaznajomienie się z nią, przyniesie im prawdziwą i rzetelną korzyść.

Prof. E. Bratro.

#### BIBLIOGRAFJA.

**Książki nadesłane.** Jan Kwiatkowski: „Kiedy spodziewać się należy wezbrań Wisły“. Sandomierz 1920. *Biblioteka Sandomierska* Nr. 4.

Inż. Bohdan Nowakowski; „Tablice samochodowe do szybkiego odnajdywania i usuwania uszkodzeń“. Warszawa 1930.

Wanda Karpowiczówna: „Badania nad rozwojem przedrośli, oraz pierwszych liści sporofitu paproci krajowych“. Nakładem Pol. Akademii Umiejętności. Kraków 1929.

#### Sprawozdanie z odczytów.

Dnia 16. kwietnia br. odbyło się w lokalu Polskiego Towarzystwa Politechnicznego przy ul. Zimorowicza 9 zwyczajne środowowe (odczytowe) zebranie członków P. T. P. w obecności przybyłych licznie zaproszonych gości, których powitał przewodniczący Prof. Dr. Inż. Borowicz, oddając następnie głos prelegentowi, Inż. Adamowi Ebenbergerowi, dyrektorowi lwowskiego oddziału firmy „Siemens“. Prelegent wygłosił przeszło dwugodzinny, ilustrowany 64-ma przeźroczkami, odczyt: „**O nowoczesnym oświetlaniu sceny**“. Po wstępie, omawiającym kardynalne zasady techniki oświetlenia scenicznego, dał prelegent retrospektywny obraz bogatego dorobku technicznego w tym kierunku firmy „Siemens“, porównując niektóre urządzenia w jej wykonaniu z pomysłami obcemi. Przeszedłszy kolejno opisy rozwoju konstrukcyj tak armatur, lamp i latarń, służących do naświetlania sceny, jej dekoracyj i horyzontu, oraz urządzeń do wyczarowywania przed okiem widza chmur na horyzoncie i t. p. efektów świetlnych, — jakoteż zapoznawszy słuchaczy z rozmaitemi systemami sterujących tamtymi urządzeniami

i lampami stawideł i rozdzielnic, mieszczących się w łoży teatralnego światłomistrza, zakończył prelegent swój wysoce pouczający odczyt naprowadzeniem z niemieckiej praktyki szeregu przykładów urządzeń tej miary, co projektowane nowe urządzenia sceniczne we Lwowie, konsumujące tyle prądu, ile wystarcza do zaopatrzenia przeciętnego miasteczka prowincjonalnego.

Po przyjętym żywymi oklaskami odczycie, zabrał głos w dyskusji Prof. Dr. Inż. Fryze, poddając rzeczowej krytyce niektóre z urządzeń scenicznych firmy „Siemens“ i motywując przekonywująco, dlaczego — jako doradca techniczny Magistratu m. Lwowa — zalecił nie stosować tych urządzeń we Lwowie. Najwymowniej przeciwstawił się Prof. Fryze zaistniałemu zamiarowi wyposażenia lwowskiego teatru w wynaleziony przez włoskiego inżyniera Bordonio, a proponowany przez firmę „Siemens“, autotransformator z 24 kontaktami, ślizgającymi się po gołem jego uzwojeniu, w miejsce powszechnie używanych do dławienia napięcia opornic, które rzekomo mają być droższe w eksploatacji. Prof. Fryze wyjaśnił przytem, że wynalazek Bordonio, nie mający za sobą jeszcze referencyjnej przeszłości, nie daje gwarancji pewności ruchu, ani nie może w lwowskich warunkach przynieść pokaźnej oszczędności na kosztach ruchu, a przytem droższy jest w założeniu. Do opisanego i pokazanego na ekranie przez prelegenta urządzenia doprowadzeń prądu do ruchomych kosztów z lampami przed horyzontem sceny — wiedeńskiego systemu Haucka — odniósł się Prof. Fryze również z nieufnością, podnosząc wielkie prawdopodobieństwo pęknięcia przewodów zaszytych w płaską taśmę skórzaną i z nią razem stale zginanych, przez co przy silnych prądach, jakie tu w grę wchodzi, mogą powstawać wewnątrz taśm łuki elektryczne i wywołać groźny w skutkach pożar. Wreszcie Prof. Fryze obiecał zaprosić zebranych we wrześniu b. r. na wycieczkę do Miejskiego Wielkiego Teatru lwowskiego, w którym do tego czasu zainstalowane zostaną pod jego okiem nowe urządzenia fototechniczne, pobierające maksymalnie 312 kilowatów mocy.

W końcu Prof. Dr. Inż. Witkiewicz zaapelował do obydwu przedmówców, aby zaopiekowali się również zrationalizowaniem oświetlenia sali odczytowej Pols. Tow. Politechnicznego.

Wszystkie przemówienia nagrodzili zebrani, pośród których było wiele powag naukowych i wybitnych osobistości z lwowskich sfer przemysłowych, hucznymi oklaskami, a przewodniczący imieniem zebranych podziękował prelegentowi serdecznie za jego odczyt, który wzbudził tak wielkie zainteresowanie.

W. F. Sieprawski.

## SPRAWY TOWARZYSTWA.

**Posiedzenie Wydziału Głównego** z dnia 17. III. 1930 r. Obecni: Prezes Rybicki, Wiceprezes Blum, Koledzy: Dr. Aulich, Prof. Bratro, Bronarski, Bessaga, Kozłowski, Prof. Krzyżkowski, Łazoryk, Łodziński, Tomaszewski, Prof. Zipser.

1. Odczytano i przyjęto protokół z ostatniego posiedzenia. W sprawie protokołu wyjaśnia Prezes Rybicki, iż: 1. Ministerstwo Poczty i Telegrafów cofnęło na telegraficzną interwencję P. T. P. nowy sposób ekspedycji *Czasopisma Technicznego*, ale tylko do pierwszego kwietnia br., zapowiadając, że się porozumie co do nowego sposobu wysyłki z Towarzystwem. 2. Co do budowy mieszkań z funduszy Zakładu Ubezpieczeń Społecznych interwencja delegatów P. T. P. nie odniosła przynajmniej na rok bieżący skutku, z powodu sprzeciwu Ministra Prystora.

2. Przyjęto balotem jednogłośnie nowych członków: Babak Tadeusz, Franczuk Marjan, Goldman Sylwester, Günther Mieczysław, Hügiel Bronisław, Laskowski Zygmunt, Lebda Edward, Meisner Jakób, Nawrocki Jan, Nedey Marjan, Ostrowski Władysław, Paliszewski Waclaw, Richter August, Roszkowski Witold, Wyspiański Tadeusz.

3. Przyjęto do wiadomości sprawozdanie skarbnika i pre-

liminarz budżetowy na r. 1930, wyrażając mu uznanie za jego gorliwą pracę.

4. Prof. Bratro referuje sprawę subwencjonowania *Czasopisma Technicznego* przez Ministerstwo Robót Publicznych. Po dłuższej dyskusji postanowiono na wniosek Prof. Zipsera odłożyć załatwienie sprawy do następnego posiedzenia.

5. Przyjęto do wiadomości podziękowanie Koła Pań Politechniki Lwowskiej za przyznanie udziału w dochodzie z zabawy tanecznej dnia 3. marca br. w kwocie 300 zł.

6. Na wniosek Prezesa Rybickiego uchwalono po dłuższej dyskusji, w której zabierali głos Prof. Bratro, Dr. Aulich, Wiceprezes Blum, Inż. Łodziński, podjąć inicjatywę w zwołaniu komisji, któraby się zajęła zbadaniem przyczyn upadku przemysłu we Lwowie.

7. Prezes Rybicki komunikuje, iż na konferencji w Ministerstwie Rolnictwa d. 8. marca br. w sprawie utworzenia biur meljoracyjnych przy Województwach zasięgnięto Jego opinii.

Postanowiono na wniosek Wiceprezesa Bluma zasięgnąć opinii Sekcji inżynierów meljoracyjnych P. T. P.

8. Na wniosek Prof. Bratry uchwalono podwyższyć honorarium autorskie w *Czasopiśmie Technicznym* na 14 gr. za wiersz garmondu i 15 gr. za wiersz petito i borgisu.

9. Prof. Zipser zreferował sprawę regulaminu Sekcji P. T. P. i związane z tem zmiany statutu Towarzystwa. Wnio-

ski referenta uchwalono i uproszono Prof. Zipsera o postawienie wniosku o zmianę statutu na Walnym Zgromadzeniu.

Ze względu na spóźnioną porę postanowiono dalsze sprawy odłożyć do przyszłego posiedzenia.

Na tem posiedzenie zamknięto.

#### Posiedzenie Wydziału Głównego z dnia 7. IV. 1930 r.

Obecni: Prezes Rybicki, Wiceprezesa Blum i Prof. Dr. Borowicz, Koledzy: Dr. Aulich, Prof. Bratro, Bronarski, Jarosz, Kalityński, Kozłowski, Prof. Krzyczkowski, Laškiewicz, Łazoryk, Nechaj, Prof. Zipser. Nieobecność usprawiedliwił Prof. Dr. Weigel.

Przed przystąpieniem do obrad Pan Prezes Rybicki wita nowoobranych członków Wydziału, wyrażając radość z powodu możliwości współpracy z nimi i apeluje by pracowali dla dobra Towarzystwa.

1. Odczytano i przyjęto protokół z ostatniego posiedzenia.

2. Przyjęto balotem jednogłośnie nowych członków: Jan Borowski, Alfred Krischke i Józef Noworytko.

3. Prezes przedstawia prośbę Lwowskiego Chóru Technicznego o udzielenie subwencji na wycieczkę propagandową na Wschód. Po dłuższej dyskusji postanowiono odmówić ze względu na to, że wycieczka nie ma charakteru naukowego.

4. Prezes przedstawia sprawę subwencjonowania *Czasopisma Technicznego* przez Ministerstwo Robót Publicznych. Po dłuższej dyskusji postanowiono w tej sprawie na wniosek Prof. Bratry wystosować do Ministerstwa pismo, proponujące dodatek do umowy, które Prezes Rybicki wręczy osobiście Panu Ministrowi Dr. Matakiewiczowi.

5. Postanowiono zgodzić się na wymianę *Czasopisma Technicznego* z *Górnosląskimi Wiadomościami Gospodarczymi*, odmówiono zaś wymianę pismu *Studia Mathematica*. Prośbę Czytelni Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej o bezpłatną prenumeratę *Czasopisma Technicznego* załatwiono przychylnie.

6. Prof. Zipser referuje statut Polskiego Towarzystwa Technicznego. Postanowiono, celem dokładnego rozpatrzenia tej sprawy, wybrać komisję w składzie: Prof. Bratro, Prof. Zipser, Prof. Krzyczkowski, Inż. Nechaj.

7. Prezes Rybicki referuje sprawę reaktywowania Oddziału P. T. P. w Nowym Sączu i stworzenia Oddziału P. T. P. w Tarnopolu. Postanowiono odroczyć sprawę do czasu wypłynięcia propozycji od zainteresowanych w tej sprawie członków.

8. Sprawę funduszu na budowę pomnika ś. p. Prof. Ski-bińskiego postanowiono oddać Komitetowi złożonemu przez Pol. Tow. Politechnicznego oraz trzech delegatów Związku Studentów Inżynierji, który się dotychczas tą sprawą zajmował. Na członków Komitetu wybrano Prof. Krzyczkowskiego, Inż. Wróbla i Inż. Nechaj'a.

9. Prezes Rybicki referuje tematy, przedstawione przez Komisję konkursową Fundacji im. Barona Gostkowskiego. Na wniosek Dra Aulicha postanowiono rozpisać konkurs na temat „dowolny“, a tematy polecane przez Komisję konkursową wymienić jako szczególnie polecane. Po dłuższej dyskusji ustanowiono wysokość kwoty konkursowej na 800 zł., z tem, że mogą być udzielone z tej sumy ewentualnie i dwie nagrody.

10. Postanowiono zaprosić Polskie Zrzeszenia Techniczne na Zjazd delegatów Zrzeszeń Technicznych do Lwowa na 31. maja i 1. czerwca br.

11. Prezes Rybicki przedstawia prośbę Związku Techników w sprawie pozwolenia brania udziału w odczytach P. T. P. Po długiej dyskusji postanowiono na wniosek Dr. Aulicha wydawać dla członków tego Zrzeszenia, którzy posiadają pełne prawa do tytułu „Technika“, sezonowe legitymacje na podstawie polecenia członka P. T. P., z zastrzeżeniem, że legitymacje te są ważne tylko na odczyty, które są ogłoszone w prasie z dodatkiem: „goście mile widziani“.

12. Ze względu na spóźnioną porę postanowiono sprawę memoriału w sprawie biur meljoracyjnych przy urządach wojewódzkich oddać Komisji, któraby memoriał ten dokładnie rozpatrzyła i przedstawiła na następnym posiedzeniu Wydziału Głównego, które odbędzie się dnia 15. bm. Do Komisji tej wybrano Wiceprezesa Bluma, Prof. Müldnera i Inż. Bronarskiego.

Na tem posiedzenie zamknięto.

**Konkurs Fundacji im. ś. p. Barona Romana Gostkowskiego.** Polskie Towarzystwo Politechniczne rozpisuje konkurs na pracę naukową pod następującymi warunkami:

1. O nagrodę mogą się ubiegać autorowie, którzy są członkami Polskiego Towarzystwa Politechnicznego.

2. Prace przedstawione na konkursie muszą być pracami oryginalnymi, nie wydanymi w druku.

3. Temat pracy może być dowolny, lecz szczególnie pożądanym byłby jeden z tematów niżej wymienionych:

a) Znaczenie instytutów badawczych dla rozwoju przemysłu.

b) Polityka terenowa zarządu miast a kwestja mieszkaniowa.

c) Gospodarcze znaczenie stosowania mieszanek spirytusowych dla napędu motoru.

d) Racjonalne systemy budowy nawierzchni dróg dla warunków istniejących w Polsce.

e) Znaczenie meljoracji nieużytków dla gospodarki rolnej.

f) Korzyści akcji scaleniowej gruntów budowlanych w miastach.

4. Prace konkursowe bez nazwiska autora winne być zaopatrzone godłem, z kopertą zawierającą imię, nazwisko i adres autora.

5. Termin wręczenia prac konkursowych upływa w dniu 30. grudnia 1930 r. o godz. 10-tej. (Sekretarjat Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, Lwów, ul. Zimorowicza 9).

6. Nagroda wyznaczona w wysokości 800 zł. może być przyznana za jedną pracę lub rozdzieloną na dwie nagrody, o ileby żadna z prac wręczonych nie przedstawiała pełnej wartości naukowej, względnie gdyby dwie z wręczonych prac przedstawiały się jako równowartościowe.

7. Nagrodę przyznaje Wydział Główny Polskiego Towarzystwa Politechnicznego na podstawie wniosku Komisji konkursowej, złożonej z J. M. Rektora Politechniki Lwowskiej, Prezesa Polskiego Towarzystwa Politechnicznego i członków Sądu Konkursowego (pp. Prof. Inż. E. T. Geisler, Prof. Inż. Witold Minkiewicz i Prof. Dr. Maksymiljan Matakiewicz, (względnie zastępców) pp. Prof. Inż. Zygmunt Ciechanowski, Prof. Inż. Djonizy Krzyczkowski i Prof. Inż. Kazimierz Zipser.

Sekretarz:

Prezes:

Inż. Stanisław Kozłowski mp.

Inż. Stanisław Rybicki mp.

**Wydział Główny Polskiego Towarzystwa Politechnicznego** zawiadamia, że czyniąc zadość życzeniom wielu członków Towarzystwa, zaprenumerował począwszy od 1. stycznia 1930 dwa czasopisma radjotechniczne, a mianowicie:

1. wiedeńskie *Radio-Amateur* i

2. polskie *Radjo-Amator Polski*.

Oba wspomniane pisma będą wyłożone wraz z innymi w czytelni Towarzystwa do dyspozycji członków.

*U w a g a:* W części inseratowej numeru umieszczono ogłoszenie konkursu architektonicznego na wykonanie więzienia karno-śledczego w Łodzi.