

Prof. Dr WITOLD WIERZBICKI
(WARSZAWA)

W sprawie bezpieczeństwa pręta wyciąganego osiowo.

Wszelkie obliczenia, oparte na materiale liczbowym, zdobytym drogą doświadczalną, zawierają nieunikniony błąd, będący funkcją błędów spostrzeżenia, którymi są obarczone wyniki poszczególnych doświadczeń.

Również i obliczenia wytrzymałościowe Statyki Budowli nie mogą być wolne od tych nieuniknionych błędów, ponieważ opierają się na wynikach prób wytrzymałościowych materiałów budowlanych.

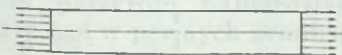
Jeżeli naprężenia dopuszczalne w danej konstrukcji są ustalone za pomocą wzoru:

$$R = \frac{1}{n} K, \dots \dots \dots (1)$$

gdzie K oznacza wytrzymałość materiału, a n współczynnik bezpieczeństwa, wówczas ten ostatni powinien być tak dobrany, aby tu były uwzględnione wszystkie błędy, wynikające z niedokładności pomiarów, charakteryzujących własności mechaniczne materiału¹⁾.

Wybór współczynnika n nie może być przeważnie oparty na dostatecznym bezpośrednim materiale statystycznym i dlatego zawiera w sobie nieraz dużo subiektywizmu konstruktora lub też autora przepisów budowlanych.

Wydaje się wobec tego uzasadnionym, aby przyjmować przy ustalaniu wielkości R za punkt wyjścia pewną cyfrę p , wyrażającą prawdopodobieństwo tego, że dana budowla nie ulegnie katastrofie. Cyfra ta może być ta sama dla wszystkich projektowanych budowli wogóle lub też różna dla poszczególnych grup budowli.



Ryc. 1.

Wszystkie budowle, dla których wielkość p miała by tę samą wartość, były by wykonane z tym samym stopniem bezpieczeństwa, wobec czego można by wybór naprężenia dopuszczalnego dla danej konstrukcji pozbawić, w znacznym przynajmniej stopniu, piętna subiektywizmu.

Na przykładzie najprostszej konstrukcji, jaką jest pręt wyciągany, przedstawimy tu sposób

postępowania, jaki należałoby wówczas zastosować.

Wyobraźmy sobie, że pręt, o który chodzi, jest przyzmatycznym prętem stalowym wyciąganym siłami rozmieszczonymi równomiernie w skrajnych przekrojach (ryc. 1) i że znajduje się w tych samych warunkach ożoczenia, co próbki w doświadczeniach, na których oparte jest obliczenie pręta.

Zwykły przebieg obliczenia statycznego pręta wyciąganego polega na obliczeniu naprężeń normalnych według wzoru:

$$\sigma = \frac{P}{A}, \dots \dots \dots (2)$$

gdzie A oznacza pole przekroju pręta, a P wypadkową sił wyciągających, i na porównaniu otrzymanego stąd naprężenia z naprężeniem dopuszczalnym R :

$$\sigma \leq R. \dots \dots \dots (3)$$

Wytrzymałość materiału na wyciąganie niech będzie K a naprężenie na granicy sprężystości K' .

Chodzi o wyznaczenie stosunku:

$$n = \frac{R}{K} \text{ lub } n_1 = \frac{R}{K'}. \dots \dots \dots (4)$$

Korzystamy tu z symbolów następujących:

- Ω_1 — prawdopodobieństwo, że hipotezy, na których oparte jest obliczenie omawianego pręta, odpowiadają rzeczywistości.
- Ω_2 — prawdopodobieństwo, że przyjęte w obliczeniu statycznym wymiary pręta i wartości obciążeń odpowiadają wartościom rzeczywistym.
- Ω_3 — prawdopodobieństwo, że wytrzymałość materiału pręta na wyciąganie nie jest mniejsza od naprężenia otrzymanego ze wzoru (2).

W prostym przypadku, z jakim tu mamy do czynienia, zarówno wymiary pręta, jak i jego obciążenie, mogą być wyznaczone, jeżeli niezupełnie ściśle, to w każdym razie z tak zwanym zapasem, t. j. z możliwością odchylenia w jednym tylko kierunku. Takie okoliczności pracy pręta, jak jego ciężar własny lub nierównomierności w rozkładzie tego ciężaru, mogą być również bez trudu wzięte pod uwagę przy ustalaniu wielkości przyjętych do obliczenia statycznego. W tych warunkach nie możemy wprawdzie powiedzieć, że mamy pewność, iż wartości przyjęte w obliczeniu statycznym są prawdziwe, możemy je-

¹⁾ Omówione to jest obszerniej w pracy autora p. t. „Bezpieczeństwo budowli, jako zagadnienie prawdopodobieństwa”, referowanej w dniu 24 listopada 1936 w Akademii Nauk Technicznych (sprawozdanie w „Przeglądzie Technicznym” z dnia 9 grudnia 1936). Praca ta ma być wydrukowana w zbiorze, który ma się ukazać w r. 1938.

dnak twierdzić, że nie zostaną one przekroczone w kierunku dla pręta niebezpiecznym. Mamy więc prawo przyjąć, iż $\Omega_2 = 1$.

Prawdopodobieństwo Ω_1 dotyczy teoretycznych podstaw wzoru (2).

Wzór ten oparty jest na założeniu płaskich przekrojów oraz na prawie Hooke'a.

Założenie ciągłego i nieskończenie powolnego wzrastania zaczepionych do pręta sił nie ma wpływu na określenie stopnia bezpieczeństwa pręta, gdyż możemy je uważać już za zrealizowane w chwili badania tego bezpieczeństwa.

Zasada superpozycji nie ma wpływu na budowę wzoru 2).

To samo dotyczy zasady zeszywnienia.

Sprawa możliwej anizotropii materiału nie odgrywa tu już roli, skoro zostało przyjęte założenie płaskich przekrojów.

Sprawa naprężeń miejscowych w częściach pręta znajdujących się w bezpośrednim sąsiedztwie z punktami zaczepienia sił wyciągających odpada tu wskutek równomiernego rozkładu tych sił w końcowych przekrojach.

Zwężenie się przekrojów poprzecznych pręta wskutek jego wciągania może być uwzględnione przy ustalaniu wymiarów do obliczenia statycznego.

Pomijamy tu wreszcie, mając na uwadze przykładowy charakter rozpatrywanego zadania, wszystkie nieomówione tu założenia, które wynikałyby z warunków pracy pręta wyciąganego i ewentualnie powinnyby zostać wzięte pod uwagę przy korzystaniu ze wzorów (2) i (3).

Przyjmąwszy, że przy korzystaniu ze wzoru (2) musimy liczyć się tylko z koniecznością urzeczywistnienia się w danym wypadku założenia płaskich przekrojów oraz prawa Hooke'a, musimy uważać prawdopodobieństwo Ω_1 za prawdopodobieństwo złożone.

Jeżeli więc przez ω_1 oznaczymy prawdopodobieństwo urzeczywistnienia się założenia płaskich przekrojów a przez ω_2 prawdopodobieństwo urzeczywistnienia się prawa Hooke'a, wówczas według wzoru na prawdopodobieństwo złożone będziemy mieli, że

$$\Omega_1 = \omega_1 \cdot \omega_2 \quad (5)$$

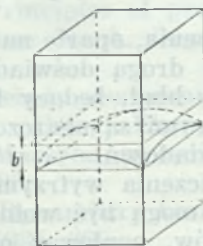
Wielkość ω_1 , według ścisłego rozumienia definicji prawdopodobieństwa, powinna być równa stosunkowi przypadków, gdy założenie płaskich przekrojów zostało ściśle zrealizowane, do liczby w ogóle wszystkich branych pod uwagę przypadków wciągania pręta lub grupy prętów.

Ponieważ mamy do czynienia z ciałem odkształcalnym, mogą mieć miejsce bardzo różne odchylenia w ukształtowaniu się przekroju poprzecznego pręta przy jego wciąganiu. Stąd prawdopodobieństwo całkowitego urzeczywistnienia się założenia płaskich przekrojów jest liczbą mało różniącą się od 0 i nie dającą się obliczyć.

W tych warunkach zmuszeni jesteśmy uciec się do statystycznego niejako pojmowania liczby ω_1 , uważając ją za równą prawdopodobieństwu faktu, że zwichrzenie się przekrojów poprzecznych pręta wyciąganego nie przekracza pewnej

granicy, odpowiadającej określonemu przyrostowi naprężenia σ .

Przechodząc do ustalenia wartości ω_1 , wyobrażamy sobie, że przekrój pręta najbardziej zwichrzony zawarty został między dwie płaszczyzny prostopadłe do osi pręta i oddalone od siebie o b (ryc. 2). Pozostawiając na uboczu kwestię trudności wyznaczania wielkości b drogą doświadczeń, przyjmujemy, że ta droga może dać nam dobre wyniki (np. dla przekroju prostokątnego).



Ryc. 2.

Niech będzie b_0 średnia arytmetyczna pomiarów wielkości b , dokonanych dla odpowiadających sobie przekrojów w grupie prętów o tych samych wymiarach, materiale i obciążeniu, a Δb odchylenie od średniej arytmetycznej. Nie ma powodu przypuszczać, aby wielkości Δb miały się grupować według innego prawa, niż według normalnego prawa Gauss'a.

Będziemy tu korzystali z prawa błędów ujętego w postać:

$$y = \frac{h_1}{\sqrt{\pi}} e^{-h_1^2 \Delta b^2} \quad (6)$$

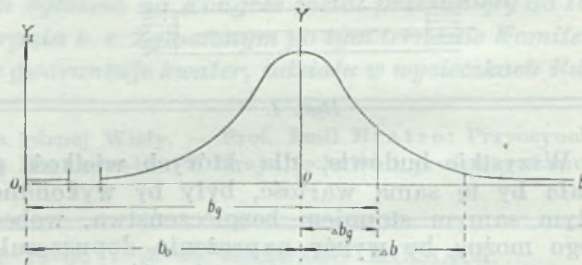
Tu wielkość stała h_1 równa się:

$$h_1 = \frac{1}{\mu_1 \sqrt{2}}, \quad (7)$$

gdzie μ_1 oznacza błąd średni z n_1 pomiarów wielkości b i wyraża się wzorem:

$$\mu_1 = \pm \sqrt{\frac{[\Delta b \Delta b]}{n_1 - 1}} \quad (8)$$

Równaniu (6) odpowiada wykres przedstawiony na ryc. 3.



Ryc. 3.

Jeżeli oznaczymy przez $d\omega_1$ prawdopodobieństwo, że pewna wartość Δb zawarta jest w granicach między Δb a $\Delta b + d(\Delta b)$, wówczas będziemy mieli, stosownie do przytoczonego prawa błędów, że:

$$d\omega_1 = \frac{h_1}{\sqrt{\pi}} e^{-h_1^2 \Delta b^2} d(\Delta b) \quad (9)$$

Prawdopodobieństwo faktu, że odchylenie Δb zawarte jest w granicach $\pm \Delta b_g$ wyraża się odpowiednio całką:

$$\int_{-\Delta b_g}^{+\Delta b_g} d\omega_1 = \int_{-\Delta b_g}^{+\Delta b_g} e^{-h_1^2 \Delta b^2} d(\Delta b) =$$

$$= \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{h_1 \Delta b_g} e^{-t^2} dt = \Theta_1(h_1 \Delta b_g), \quad (10)$$

gdzie $t = h_1 \Delta b$.

Ze wzoru (9) wynika, iż prawdopodobieństwo, że przekrój poprzeczny pręta pozostaje płaskim po odkształceniu się pręta, czyli że b równa się 0 lub wielkości nieskończenie małej, jest też wielkością nieskończenie małą.

Prawdopodobieństwo wyrażone wzorem (10) odpowiada pewnej wartości granicznej odchylenia od średniej arytmetycznej; odchylenie graniczne przyjmujemy w pomiarach Geodezji Niższej zwykle za równe 3μ , zaś w pomiarach nas tu interesujących należałoby może tę liczbę powiększyć. Nie zajmując się na razie wartością odchylenia granicznego, musimy stwierdzić, iż dla naszych obliczeń musimy umieć określić odpowiadający zwichrzeniu przekroju przyrost naprężenia σ w stosunku do naprężenia obliczonego ze wzoru (2). Ten przyrost musimy umieć określić zarówno dla średniej wartości b_0 , jak i dla wartości granicznych b , a więc dla $b = b_g$.

Gdyby wartość odchylenia granicznego Δb_g (jako miara granicznego zwichrzenia przekroju) mogła być ustalona bez błędu i gdyby przyrost $\Delta\sigma$ naprężenia σ , spowodowany zwichrzeniem, mógł być obliczony ściśle, wówczas moglibyśmy po prostu brać pod uwagę zamiast naprężenia obliczonego ze wzoru (2) jakies dające się obliczyć naprężenie $\sigma + \Delta\sigma$. W rzeczywistości tak jednak nie jest, gdyż wartość graniczna Δb_g jest tylko wartością prawdopodobną, a dla przyrostu $\Delta\sigma$ mogą być przeważnie tylko ustalone z grubsza granice, w których przyrost ten jest zawarty.

Jeżeli przyrost naprężenia σ , spowodowany zwichrzeniem przekroju najbardziej zwichrzonego, zawarty jest w pewnych granicach, t. j. gdy

$$\Delta_{11}\sigma < \Delta\sigma < \Delta_1\sigma \quad (11)$$

to, uważając wielkość $\sigma + \Delta_1\sigma$ za największe naprężenie normalne w pręcie wyciąganym, możemy twierdzić, iż prawdopodobieństwo faktu, że naprężenie $\sigma + \Delta_1\sigma$ nie zostanie przekroczone, jest równe prawdopodobieństwu, że wielkość Δb nie przekroczy wartości Δb_g , lub trochę większe.

W ten sposób dla celów, o które tu chodzi, możemy uważać prawdopodobieństwo ω_1 za równe prawdopodobieństwu, że wielkość b nie przekroczy wartości $b + \Delta b_g$, czyli, że ze względu na przyjęte tu dla wielkości b prawo błędów (wzór 3 i ryc. 3) możemy napisać, że

$$\omega_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_1(h_1 \Delta b_g), \quad (12)$$

gdzie funkcję Θ , określa równanie (10).

Matematycznemu przedstawieniu prawa Hooke'a nadajemy postać:

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E = \text{const.}, \quad (13)$$

gdzie ε oznacza wydłużenie jednostkowe, a E współczynnik sprężystości.

Wielkość E powinna być stała, wobec tego jednak, że jej poszczególne wartości otrzymujemy drogą doświadczenia, musi E wahać się około pewnej wartości średniej. Nie ma powodów, aby odchylenia ΔE od średniej arytmetycznej E_0 nie miały podlegać normalnemu prawu błędów. Wyobraźmy sobie, że pomiar wielkości E został dokonany na próbkach laboratoryjnych i że nie bierzemy pod uwagę ewentualnego wpływu na naprężenia normalne w pręcie sposobu rozmieszczenia w nim punktów o różnych wartościach E .

Prawo błędów w zastosowaniu do odchyień ΔE przybiera postać:

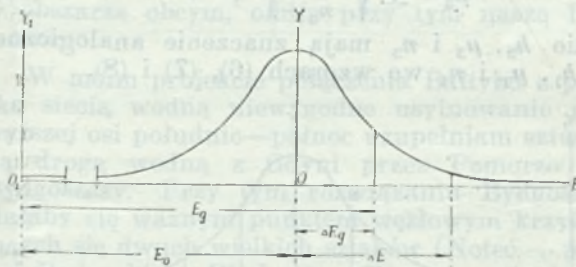
$$y = \frac{h_2}{\sqrt{\pi}} e^{-h_2^2 \Delta E^2} \quad (14)$$

przy
$$h_2 = \frac{1}{\mu_2 \sqrt{2}} \quad (15)$$

$$\mu_2 = \pm \sqrt{\frac{[\Delta E \Delta E]}{n_2 - 1}}, \quad (16)$$

gdzie h_2 , b_2 i n_2 mają znaczenia analogiczne do h_1 , μ_1 i n_1 we wzorach (6), (7) i (8).

Równaniu (14) odpowiada wykres na ryc. 4.



Ryc. 4.

Jeżeli przyjąć, że założenie płaskich przekrojów zostało urzeczywistnione, wówczas stosownie do równania (13) przyrostowi ΔE współczynnika sprężystości odpowiadać będzie pewien przyrost naprężenia normalnego σ , a więc pewnemu granicznemu przyrostowi ΔE_g będzie odpowiadał największy przyrost $\delta\sigma$. Wynika stąd, że prawdopodobieństwo faktu, że naprężenie normalne σ w razie urzeczywistnienia się założenia płaskich przekrojów nie przekroczy wartości $\sigma + \delta\sigma$, jest w tych warunkach równe prawdopodobieństwu faktu, że odchylenie od średniej wartości współczynnika sprężystości E nie przekroczy wartości $\pm \Delta E_g$. Prawdopodobieństwo to dla powodów wyjaśnionych wyżej będziemy uważali za równe prawdopodobieństwu ω_2 urzeczywistnienia się w danym wypadku prawa Hooke'a. Otrzymujemy tu więc wyrażenie analogiczne do wyrażenia (12):

$$\omega_2 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta(h_2 \Delta E_g). \quad (17)$$

Mając na widoku, że wielkość ω_1 wyraża prawdopodobieństwo faktu, iż przyrost naprężenia σ , wywołany odchyleniami poprzecznego przekroju pręta wyciąganego od kształtu płaskiego, nie przekroczy $\Delta\sigma$ i że wielkość ω_2 wyraża prawdopodobieństwo faktu, iż przyrost naprężenia σ , wywołany odchyleniami w wartościach współczynnika sprężystości od wartości średniej arytmetycznej E_0 , nie przekracza $\delta\sigma$, możemy twierdzić, iż iloczyn $\Omega_1 = \omega_1 \cdot \omega_2$ jest prawdopodobieństwem faktu, że przyrost naprężenia σ , spowodowany przez dwie wymienione przyczyny, nie przekroczy $\Delta\sigma + \delta\sigma$, czyli że naprężenie σ_0 nie przekroczy wartości:

$$\sigma_g = \sigma_0 + \Delta\sigma + \delta\sigma. \quad (18)$$

Oznaczamy w dalszym ciągu przez K wytrzymałość na wyciąganie stali, z której dany pręt jest wykonany, rozumiemy przy tym, że wielkość K została otrzymana w drodze zwykłych prób wytrzymałościowych; K_0 oznacza tu średnią wartość K a ΔK odchylenie od tej wartości średniej.

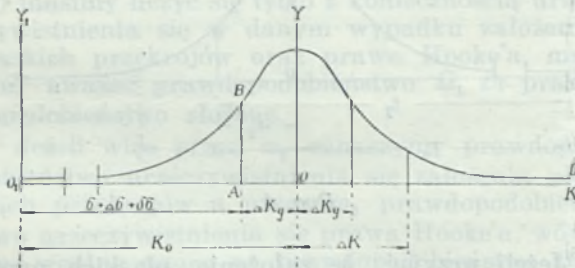
Prawo błędów wielkości K przybiera tu postać:

$$y = \frac{h_3}{\sqrt{\pi}} e^{-h_3^2 \Delta K^2} \quad (19)$$

przy
$$h_3 = \frac{1}{\mu_3 \sqrt{2}}, \quad (20)$$

$$\mu_3 = \pm \sqrt{\frac{[\Delta K \Delta K]}{n_3 - 1}}, \quad (21)$$

gdzie h_3 , μ_3 i n_3 mają znaczenie analogiczne do h_1 , μ_1 i n_1 we wzorach (6), (7) i (8).



Ryc. 5.

Równaniu (19) odpowiada wykres przedstawiony na ryc. 5. Na wykresie tym możemy wzdłuż osi odciętych odkładać naprężenia σ a więc w szczególności możemy tu odłożyć naprężenie wyrażone wzorem (18).

Pole ABD wyraża na wykresie ryc. 5 prawdopodobieństwo Ω_3 , że wytrzymałość materiału pręta K przekroczy naprężenie σ_g , czyli że będzie większe od naprężenia (2), powiększonego o przyrosty wywołane odchyleniami od założenia płaskich przekrojów i od prawa Hooke'a.

Wynika stąd, że

$$\Omega_3 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_3 [h_3 (K_0 - \sigma_g)]. \quad (22)$$

Na to, aby rozerwanie pręta wyciąganego nie mogło nastąpić, potrzeba zbiegu dwóch faktów następujących:

po pierwsze, aby hipotezy, na których oparte jest obliczenie danego pręta, odpowiadały rzeczywistości,

po wtóre, aby naprężenie obliczone na podstawie tych hipotez, nie przekroczyło wytrzymałości materiału pręta.

Prawdopodobieństwo Ω_1 zaistnienia pierwszego z wymienionych faktów określiliśmy wyżej równaniem (5), prawdopodobieństwo drugiego Ω_3 wyraża się wzorem (22).

W tych warunkach prawdopodobieństwo Ω faktu, że pręt nie zostanie rozerwany, jest prawdopodobieństwem złożonym i równa się:

$$\Omega = \Omega_1 \cdot \Omega_3 \quad (23)$$

Jeżeli p oznacza pewne prawdopodobieństwo przyjęte z góry i charakteryzujące ten stopień bezpieczeństwa, który pragniemy zapewnić budowlom w ogóle lub też pewnej ich kategorii, wówczas musi być:

$$\Omega = p. \quad (24)$$

W związku ze wzorami (12), (17) i (22) równanie (24) przybiera postać:

$$\omega_1 \omega_2 \Omega_3 = p \quad (25)$$

czyli:

$$\left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_1 (h_1 \Delta b_g) \right\} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_2 (h_2 \Delta E_g) \right\} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_3 [h_3 K_0 - \sigma_g] \right\} = p \quad (26)$$

Dwa pierwsze czynniki lewej części równania (26) zawierają wartości graniczne Δb_g oraz ΔE_g . Kwestia ustalenia tych wielkości może być przedmiotem dyskusji, nie należy uważać jednak pewnej dowolności w ich wyborze za możliwy zarzut wprowadzania nowego potoku subiektywizmu w ustalenie współczynników bezpieczeństwa. Zarzut taki nie byłby słuszny, gdyż w danym razie pewna wartość graniczna wielkości otrzymywanych z doświadczeń może być przyjęta raz na zawsze dla wszystkich budowli; wartość ta jest więc tylko wyrazem stopnia zabezpieczenia budowli przed katastrofą i jest podobnie, jak cyfra p , porównywalna z prawdopodobieństwem zdarzeń z innych dziedzin.

Zauważyć należy, że im więcej czynników ω wchodzi do równania (25), tym więcej wielkości musimy przyjmować w tym wzorze a priori, co potwierdza ogólnie znany pogląd, że im prostsza jest praca danej konstrukcji, tym większe naprężenia mogą być w niej dopuszczane.

Nie wdając się tu w szczegółową dyskusję wielkości Δb i ΔE , przyjmiemy dla przykładu, że $\Delta b_g = 4,5 \mu$ i $\Delta E_g = 4,5 \mu$, czemu odpowiadają wielkości $\omega_1 = 0,999997$ i $\omega_2 = 0,999997$. W dalszym ciągu przyjmujemy (również tylko przykładowo), że $p = 0,9999$, wobec czego otrzymujemy, że

$$\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Theta_3 [h_3 (K_0 - \sigma_g)] = \frac{p}{\omega_1 \cdot \omega_2} = 0,9999604$$

czyli, że:

$$\Theta_3 [h_3 (K_0 - \sigma_g)] = 0,9999208.$$

Stąd na podstawie tablic funkcji Θ znajdziemy¹⁾:

¹⁾ Por.: Bertrand, Calcul des Probabilités, lub inny podręcznik rachunku prawdopodobieństwa.

$$K'_0 - \sigma_g = \frac{2,79}{h_3}$$

Jeżeli chcemy wyznaczyć współczynnik bezpieczeństwa w stosunku do naprężenia na granicy sprężystości, wówczas przyjmujemy dla stali (przykładowo) $K'_0 = 1800 \text{ kg/cm}^2$ i $\mu \pm 90 \text{ kg/cm}^2$.

Ze wzoru (20) znajdziemy, że

$$h_3 = \frac{1}{90 \sqrt{2}} = 0,0079 \text{ kg/cm}^2.$$

Wówczas: $K'_0 - \sigma_g = \frac{2,79}{0,0079} = 361,$

skąd: $\sigma_g = 1439.$

Zachodzi tu potrzeba wyrażenia odchylenia Δb_g i ΔE_g w procentach od wielkości średnich. Te odchylenia procentowe mamy prawo uważać

za równe odchyleniom procentowym od wielkości naprężenia σ , otrzymanego ze wzoru (2). Na podstawie pewnych rozważań teoretycznych przyjmujemy, bez przywiązywania szczególnej wagi do ścisłości tej cyfry, że $\Delta b_g = 4,5 \cdot 0,026 = 0,12$; przyjmujemy również, że $\Delta E_g = 4,5 \cdot 0,07 = 0,315$. Wobec tego $\sigma_g = \sigma_0(1 + 0,120 + 0,315) = 1,435 \sigma_0$, tak, iż:

$$1,435 \sigma_0 = 1439$$

$$\sigma_0 = 1003 \text{ kg}$$

$$\frac{1}{n_1} = \frac{\sigma_0}{K'_0} = \frac{1003}{1800} = \sim \frac{1}{1,8}$$

Podkreślić należy, że przytoczoną tu cyfrę dla współczynnika bezpieczeństwa uważamy jedynie za ilustrację omawianej metody, a nie za proponowaną normę do zadań praktycznych.

Inż. WŁADYSŁAW KOLLIS
(WARSZAWA)

Projekt drogi wodnej Gdynia-Bydgoszcz.

Powstanie na naszym wybrzeżu pierwszego własnego portu morskiego w Gdyni otworzyło nam wolną drogę w świat. Powiązanie tego portu linią kolejową z siecią kolejową państwa zdawałoby się dopełnić zadania ekonomicznego zespolenia wybrzeża z resztą kraju. Przy bliższym jednak przyjrzeniu się mapie Pomorza niewątpliwie zwróci naszą uwagę bardzo ważny szczegół. Jeden z portów polskiego obszaru celnego — Gdańsk — jest węzłem komunikacyjnym w zupełnym znaczeniu tego słowa, jest związany z siecią kolejową, drogową i wodną (Wisła) swego zaplecza. Gdynia natomiast dotąd nie posiada połączenia z siecią polskich dróg wodnych śródlądowych (połączenia przez Wisłę i zatokę morską przy tonnażu kursujących na Wisłę statków oczywiście nie możemy brać pod uwagę). Z różnych względów wcześniej lub później będziemy musieli rozwiązać zagadnienie połączenia Gdyni z jej zapleczem drogami wodnymi, dlatego też wskazanym jest zastanowić się zawnazu nad stroną techniczną sprawy.

Jakkolwiek myśl uzyskania niezależnego ujścia naszych dróg wodnych do morza nurtuje już oddawna, to jednak dotąd nie wysunięto i nie opublikowano żadnych konkretnych koncepcyj jej zrealizowania. Nawet projekty rozwiązania sprawy przy pomocy inwestycji, które musiałyby być wykonane na obszarze wolnego miasta Gdańska, posiadały charakter bardzo ogólnikowych propozycji. Do tej grupy między innymi należy zaliczyć pomysł budowy falochronu morskiego, która to budowa byłaby niewątpliwie taką inwestycją na obcym terenie.

W czasopiśmie „Gospodarka Wodna”¹⁾ podałem własne rozwiązanie techniczne połączenia Bałtyku z polską siecią rzeczną, tam też omówiłem trasę oraz inne szczegóły projektu. Niżej podam moją koncepcję techniczną tylko w ogólnych zarysach.

Istniejąca sieć polskich dróg wodnych skupia się dokoła dwóch zasadniczych kierunków, przecinających się wzajemnie. Są to kierunki: południe—północ oraz zachód—wschód. Ze względu na swe gospodarcze i polityczne znaczenie szlaki o tych kierunkach odgrywają największą rolę, ogarniając swym zasięgiem niekiedy bardzo odległe tereny przez dalsze rozgałęzienie sieci wodnej. Oś południe — północ, wytknięta przez Wisłę, niestety końcowym swym punktem tkwi w obszarze obcym, omija przy tym nasze Pomorze.

W moim projekcie połączenia Bałtyku z polską siecią wodną niewygodne usytuowanie powyższej osi południe—północ uzupełniam sztuczną drogą wodną z Gdyni przez Pomorze do Bydgoszczy. Przy tym rozwiązaniu Bydgoszcz stałaby się ważnym punktem węzłowym krzyżujących się dwóch wielkich szlaków (Notec — kanał Bydgoski — Wisła oraz Warta — Gopło — kanał Górnonotecki). Kierunek trasy drogi Gdynia — Bydgoszcz pod względem technicznym uzależnić musimy od najważniejszego postulatu, a mianowicie od wyboru najodpowiedniejszego sposobu zasilania kanału w wodę. Jeśli zważymy, że omawiana droga wodna przejść musi przez wyżynę o znacznym wzniesieniu ponad poziom morza, łatwo wtedy dojdziemy do wniosku, że brakowi wody na szczytowym stanowisku można zaradzić tylko przez zaprojektowanie wielkiego zbiornika zasilającego. Badając różne rozwiązania alimentacji, doszedłem do wniosku, że przyjęty sposób zasilania jest najodpowiedniejszy, zasilanie zaś przez pompowanie wody z dolnych stanowisk, jakkolwiek technicznie zupełnie możliwe, należy w danych warunkach uznać za nieopłacalne. Ze względów na alimentację trasę w szczytowym stanowisku projektuję przez szereg jezior oraz przez rz. Radunię i jej dopływ Słupiankę, na których należałoby utworzyć sztuczny zbiornik wodny. Zbiornik ten po włączeniu jezior Ostrzyckiego, Patulskiego, Raduńskiego, W. i M. Brodno, Kłodno, Białego wyniesie ok. 22 km^2 , pozwoli wykorzystać w warstwie

¹⁾ Inż. Władysław Kollis. Połączenie sieci polskich dróg wodnych z Bałtykiem w Gdyni. „Gospodarka Wodna” Nr. 2, 1937.

1,70 m zapas wody ok. 36 milionów m^3 , pokrywający w 62% zapotrzebowanie wody dla kanału (patrz niżej) i uniezależniający kanał od najbardziej nawet niekorzystnych warunków posusznego roku. Trasę drogi wodnej Gdynia—Bydgoszcz podaje ryc. 1. Kanał rozpoczynałby



Ryc. 1.
Mapa Pomorza z trasą drogi wodnej Bydgoszcz—Gdynia.

się w Gdyni, dalej trasa przechodziłaby niziną pomiędzy Chylonią a Pogórzem i, skręcając około Janowa do Zagórza, boczną doliną zbliżałaby się ku jez. Marchowo. Następnie po ominięciu Kielna trasa drogi wodnej przeszłaby przez jez. Warzno, około m. Tokary, przez sztuczny zbiornik, utworzony zaporą, którą należałoby wykonać na rzece Słupiance, przez jez. Głębokie, przez zbiornik, który powstałby w dolinie rz. Raduni po spiętrzeniu jej zaporą, przez jez. Trzebnio, jez. Ostrzyckie, część jez. Raduńskiego, jez. Steżyckie, dalej rzeczką Rakownicą, przez jez. Wieprznickie, jez. Garczyn, częściowo rzeczką Graniczną, przez jez. Sudomie, rz. Trzebiochą i Czarną wodą do jez. Radolne. Stąd przez jez. Wdzydze, kanałem Czarnej Wody, przez sztuczny zbiornik, który byłby utworzony na Czarnej Wodzie, przez kanał Niechwaszcz, dalej około m. Mokre, Mościska i przecinając rz. Czerską Strugę na południo-zachód od jez. Świdno, trasa kanału biegłaby przez zabagnioną dziś nizinę, następnie t.zw. „kanałem Brdy“ i dalej przez jez. Bielnic, jez. Białe, rzeczką Bielska Struga, przez jez. Okierskie, jez. Mętne, jez. Chłodne, jez. Główna, jez. Cękcyńskie, jez. Miały, jez. Gwiazda, jez. Lucimskie, jez. Wielkie i Małe Baruny, jez. W. Strzyżyny, dalej trasa wchodziłaby w dolinę rz. Brdy. W dalszym ciągu trasę

można byłoby poprowadzić według następujących dwóch wariantów:

Wariant I. Od miejscowości Nowy Świat na rz. Brdzie, przez zbiornik utworzony w jej dolinie zaporą ziemną tuż poniżej ujścia rz. Sępólna trasa przechodziłaby przez jez. Turzynek, Stoczek, Piaseczno, Krzywe, Płotwickie, jez. Staw Młyński, jez. Wielkie i Małe Tobolno, jez. Długie i dalej przekopem około m. Gogolinek do szczytowego stanowiska kanału Bydgoskiego w Krużyńcu.

Wariant II. Od miejscowości Nowy Świat na rz. Brdzie skanalizowaną rzeką Brdą do Bydgoszczy.

Ogólną charakterystykę trasy według powyższych wariantów podaje następujące zestawienie:

Zestawienie 1.

Ogólna długość trasy Gdynia-Bydgoszcz	I wariant	II wariant
206 km	206 km	220 km
Długość trasy, przechodzącej jeziorami	56 „	47 „
Długość drogi wodnej, utworzonej przez zbiorniki	23 „	23 „
Długość skanalizowanych rzek	—	48 „
Długość trasy, zajętej przez powierzchnie wodne w % od całej długości (dług. trasy niewymagająca lub prawie niewymagająca robót ziemnych)	38,4%	53,5%

Przekrój podłużny drogi wodnej według wariantu I-go podaje ryc. 2. Szczytowe stanowisko miałyby rzędne 162,70, poziom ten musiałby jednak ulegać wahaniom do ok. 161,00 ze względu na gospodarzy plan zbiornika na rz. Raduni. Rzędna poziomu dolnego stanowiska według wariantu I-go wynosiłaby 58,66 (szczytowe stanowisko kanału Bydgoskiego) względnie według wariantu II-go — w Bydgoszczy 35,84.

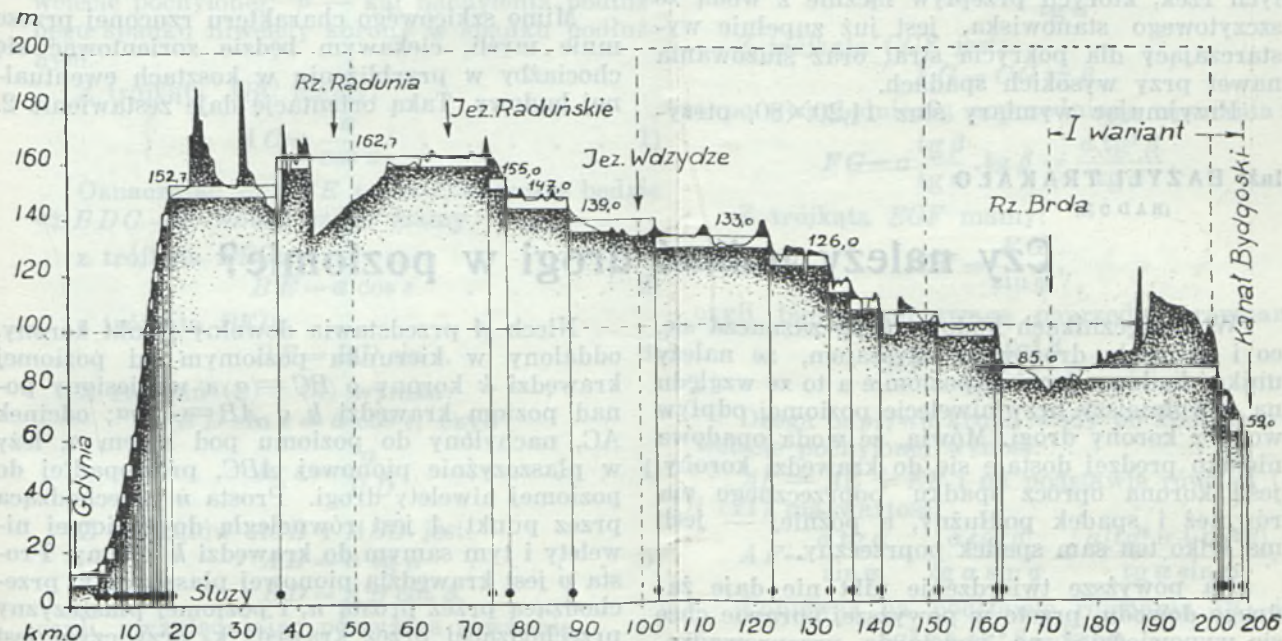
Położenie poszczególnych obiektów hydrotechnicznych, poziomy pośrednich stanowisk podaje w cytowanym wyżej artykule moim w „Gospodarce Wodnej“. Trasa drogi wodnej Gdynia—Bydgoszcz przecina szereg rzek, które w miejscach przekroczenia kanału byłyby piętrzone. Na utworzonych w ten sposób stopniach mogłaby być wyzyskana energia wodna. Na Raduni ze względu na potrzeby alimentacji, o czym mówię niżej, można byłoby wyzyskać tylko $1 m^3/s$, co przy spadzie ok. 30 m dałoby moc zakładu ok. 210 kW. Przy wypływie kanału Czarnej Wody z jez. Wdzydze, przyjmując przeciętny przepływ według danych pomiarowych $Q = 4,0 m^3/s$, można uzyskać moc zakładu $7 \times 4,0 \times 6 = 168 kW$. Pomijając drobniejsze zakłady, które byłyby wykorzystane przy eksploatacji kanału (np. na Czerskiej Strudze, Bielskiej Strudze), większe znaczenie mógłby posiadać stopień na Brdzie, posiadający według wariantu I-go wysokość 11,5 m. Przyjmując na

podstawie licznych pomiarów średni przepływ $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$, oraz zakładając, że część tego przepływu — ok. $2 \text{ m}^3/\text{s}$ — pójdzie na zasilanie kanału na odcinku Brda — kanał Bydgoski, otrzymamy moc zakładu $7 \times 23 \times 11,5 = \text{ok. } 1850 \text{ kW}$.

Przy wariantcie II-gim zakład na Brdzie w Nowym Świecie posiadałby moc $7 \times 23 \times 9 = \text{ok. } 1450 \text{ kW}$, poza tym zaś doszłyby zakłady przy każdym stopniu, łącznie o mocy $13 \times 7 \times 23 \times 5 + 2 \times 7 \times 23 \times 4 = \text{ok. } 11750 \text{ kW}$.

Energia wodna na całej długości drogi wo-

Opierając się na danych pomiarów hydrometrycznych, opublikowanych przez Instytut Hydrograficzny, można przyjąć przeciętny przepływ Raduni w Ostrzycach $Q = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ przy zlewni $A = 194 \text{ km}^2$. Ponieważ w miejscu spiętrzenia Raduni przez zapórę zlewnia wynosi ok. 230 km^2 , a spływ jednostkowy można dla Raduni przyjąć za stały, przeto zasilanie zbiornika przez Radunię wyrażać się będzie liczbą $\frac{2,0 \cdot 230}{194} = 2,37 \text{ m}^3/\text{s}$. Ten sam zbiornik (szczy-



Ryc. 2.

Profil podłużny drogi wodnej Bydgoszcz - Gdynia.

dney wyzyskana byłaby w zakładach o łącznej mocy:

- przy wariantcie I-ym ok. 2230 kW.
- „ „ II-gim ok. 13580 kW.

Zasilanie kanału w wodę odbywałoby się ze zbiornika na rz. Raduni na stanowisku szczytowym.

towe stanowisko) zasilac będzie dopływ Raduni, rz. Słupianka, o zlewni ok. 100 km^2 . Przy powyższym spływie jednostkowym rz. Słupianka da $Q = \frac{2,0 \cdot 100}{194} = \text{ok. } 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Jeśli dla potrzeb

gospodarczych miejscowości niżej położonych oddawać będziemy z Raduni przepływ $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$, zaś z rz. Słupianki $Q = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}$,

Zestawienie 2.

Koszty budowy drogi wodnej Gdynia — Bydgoszcz w milionach złotych.

Przedmiot	I wariant		II wariant	
	Ilość	Suma	Ilość	Suma
1. Wywłaszczenie (gruntu, budynki)	—	2,60	—	2,90
2. Sluzy	33	40,40	44	47,20
3. Jazy	10	5,00	25	17,00
4. Zapory	3	22,00	3	22,00
5. Mosty kolejowe	9	5,00	9	5,00
6. Mosty drogowe I klasy	13	1,90	12	1,80
7. Roboty ziemne	42 mio m^3	50,50	32 mio m^3	38,50
8. Drobne roboty i nieprzewidziane 10%	—	12,74	—	13,44
9. Administracja około 4%	—	4,86	—	5,16
Razem		145,00		153,00

wtedy zbiornik szczytowy zasilać będzie przepływ $Q=2\text{ m}^3/\text{s}$, co w ciągu roku da objętość wody ok. 63 milionów m^3 .

Zapotrzebowanie wody obliczymy z następujących założeń. Śluzy w kierunku od szczytowego stanowiska ku morzu muszą być wykonane albo jako schodkowe, albo ze zbiornikami oszczędnościowymi. Pierwsze dwie śluzy w kierunku jez. Wdzydze musiałyby być wykonane również jako oszczędnościowe. Poniżej jez. Sudomie kanał będzie zasilany przez szereg małych rzek, których przepływ łącznie z wodą ze szczytowego stanowiska, jest już zupełnie wystarczający dla pokrycia strat oraz służowania nawet przy wysokich spadach.

Przyjmując wymiary śluz $11,20 \times 80$, otrzy-

mamy zapotrzebowanie wody na jedno służowanie w obie strony kanału $11,20 \times 80 \times (5+4) = \text{ok. } 8100\text{ m}^3$. Przy 30 służowaniach dziennie w ciągu 24 dni w miesiącu oraz w ciągu 10 miesięcy całkowite zapotrzebowanie wody wypadnie 58,3 milionów m^3 , a więc jak widzimy, pokryte zostanie ze szczytowego stanowiska.

Przy wymiarach kanału dla statków 1000-tonnowych tranzytowa zdolność drogi wodnej teoretycznie mogłaby wynieść przeszło 7 milionów tonn rocznie.

Mimo szkicowego charakteru rzuconej przeze mnie myśli, ciekawym będzie zorientować się chociażby w przybliżeniu w kosztach ewentualnej budowy. Taką orientację daje zestawienie 2.

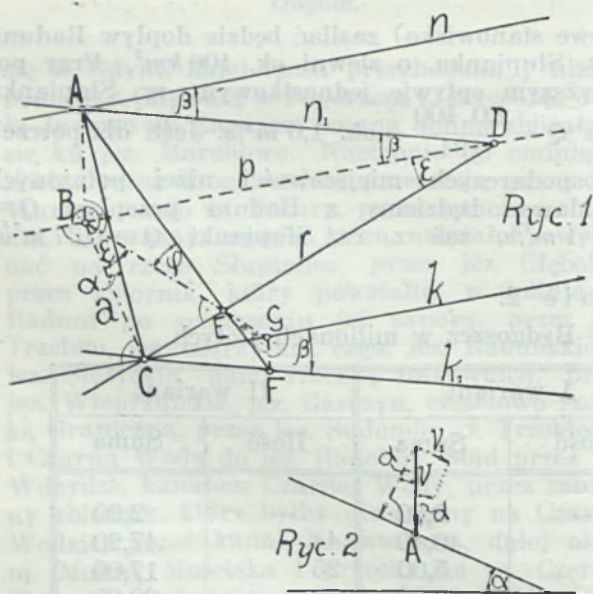
Inż. BAZYLI TRAKAŁO

(R A D O M)

Czy należy unikać drogi w poziomie?

W podręcznikach budowy dróg zaznacza się, co i od wielu drogowców słyszałem, że należy unikać budowy drogi w poziomie a to ze względu na powolniejszy przy niwelecie poziomej odpływ wody z korony drogi. Mówią, że woda opadająca nieco prędzej dostaje się do krawędzi korony, jeśli korona oprócz spadku poprzecznego ma również i spadek podłużny, a później — jeśli ma tylko ten sam spadek poprzeczny.

Na powyższe twierdzenie nikt nie daje żadnego dowodu, przeto w powyższej sprawie chcę się wypowiedzieć na podstawie przeprowadzonego poniżej rachunku, z którego wynika, że nie jest tak, jak o tym powyżej powiedziano.



Na ryc. 1 przedstawiono skrajny pas podłużny korony o niwelecie poziomej i o nachyleniu w kierunku poprzecznym pod kątem α oraz ten sam pas o nachyleniu w kierunku podłużnym pod kątem β a w kierunku poprzecznym również pod kątem α , przy czym nachylenie mierzą do poziomu.

Niech A przedstawia dowolny punkt korony, oddalony w kierunku poziomym od poziomej krawędzi k korony o $BC=a$ a wzniesiony ponad poziom krawędzi k o $AB=atg\alpha$; odcinek AC , nachylony do poziomu pod kątem α , leży w płaszczyźnie pionowej ABC , prostopadłej do poziomej niwelety drogi. Prosta n przechodząca przez punkt A jest równoległą do poziomej niwelety i tym samym do krawędzi k korony. Prosta p jest krawędzią pionowej płaszczyzny, przechodzącą przez prostą n , i poziomej płaszczyzny przechodzącej przez krawędź k , przy czym jest $p \parallel n$.

Przy koronie o niwelecie poziomej kropla wody z punktu A popłynie do krawędzi korony po odcinku AC , mającym największy spadek ze wszystkich prostych korony o niwelecie poziomej.

Zakładając teraz niweletę nachyloną do poziomu pod kątem β , będziemy mieli wszystkie proste korony, równoległe do niwelety, nachylone do poziomu pod kątem β . Więc przez punkt A przechodząca prosta równoległa do pochylonej niwelety jest prosta n_1 , a przez punkt C nachyloną do poziomu pod kątem β krawędzią korony jest prosta k_1 . Proste n i n_1 oraz k i k_1 leżą w płaszczyznach pionowych do siebie równoległych. Korona o niwelecie pochylonej przecina poziom krawędzi k według prostej r , przechodzącej przez punkt C i przecinającej prostą p w punkcie D , przez który przechodzi prosta n_1 , równoległa do pochylonej niwelety. W koronie o niwelecie pochylonej wychodzi z punktu A odcinek AF o największym pochyleniu φ , prostopadły do prostej r , i przecinający tę prostą w punkcie E , a krawędź k_1 — w punkcie F . Płaszczyzna pionowa, przechodząca przez odcinek AF , przecina poziom krawędzi k według prostej BG przechodzącej przez punkt E , a płaszczyznę $(n$ i $n_1)$ — według prostej AB oraz płaszczyznę $(k$ i $k_1)$ — według prostej GF . Ponieważ płaszczyzny $(n; n_1)$ i $k; k_1$ są pionowe, przeto ich krawędzie AB i GF przecięcia się z płaszczyzną pionową ABE są również pionowe.

Przy koronie o niwelecie pochylonej kropla wody od punktu A do krawędzi k_1 korony płynie drogą AF , nachyloną do poziomu pod kątem φ .

Obliczmy teraz długość drogi przepływu kropli wody po koronie: AC przy niwelecie poziomej i AF — przy niwelecie nachylonej do poziomu pod kątem β . Dane są: a — odległość pozioma punktu A od krawędzi korony o niwelecie poziomej; α — kąt nachylenia poprzecznego spadku korony o niwelecie poziomej i o niwelecie pochylonej; β — kąt nachylenia podłużnego spadku niwelety korony w spadku podłużnym.

Z trójkąta ABC mamy:

$$AC = \frac{a}{\cos \alpha} \quad \dots \quad 1)$$

Oznaczając $\sphericalangle CBE$ przez ε , wówczas będzie $\sphericalangle BDC = \varepsilon$, wobec czego mamy:

z trójkąta BEC :

$$BE = a \cos \varepsilon \quad \dots \quad 2)$$

z trójkąta BED :

$$BE = BD \sin \varepsilon \quad \dots \quad 3)$$

Z równań (2) i (3) wynika:

$$BD \sin \varepsilon = a \cos \varepsilon, \text{ czyli:}$$

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{a}{BD} \quad \dots \quad 4)$$

Z trójkątów ACB i ABD jest:

$$AB = a \operatorname{tg} \alpha \quad \dots \quad 5)$$

$$BD = AB \cot \beta,$$

czyli, uwzględniając powyższe równanie

$$BD = a \operatorname{tg} \alpha \cdot \cot \beta,$$

co podstawione w równanie 4), daje:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{a}{a \operatorname{tg} \alpha \cdot \cot \beta} \text{ lub}$$

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} \quad \dots \quad 6)$$

Z trójkąta ABE jest:

$$BE = AB \cot \varphi \text{ oraz:}$$

$$AE = \frac{AB}{\sin \varphi} \quad \dots \quad 7)$$

Albo $\cot \varphi = \frac{BE}{AB}$ lub na podstawie równań 2) i 5):

$$\cot \varphi = \frac{a \cos \varepsilon}{a \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\cos \varepsilon}{\operatorname{tg} \alpha}$$

czyli na podstawie równania 6):

$$\cot \varphi = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta : \operatorname{tg}^2 \alpha}} = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \beta}} \text{ lub:}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \beta} \quad \dots \quad 8)$$

Z równania powyższego widzimy, że jest:

$$\varphi > \alpha \quad \dots \quad 9)$$

A zatem: droga odpływu wody po koronie o niwelecie pochylonej ma max. spadek większy od max. spadku drogi odpływu przy niwelecie poziomej; lecz i długość drogi odpływu przy niwelecie pochylonej jest większa od długości

drogi odpływu przy niwelecie poziomej, jak widać od razu (i bez rachunku) z ryc. 1.

Z równań (5) i (7) mamy:

$$AE = \frac{a \operatorname{tg} \alpha}{\sin \varphi} \quad \dots \quad 10)$$

Z trójkąta BCG jest:

$$CG = a \operatorname{tg} \varepsilon$$

lub na podstawie równania 6):

$$CG = a \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Z trójkąta CGF jest:

$$FG = CG \operatorname{tg} \beta,$$

a po uwzględnieniu poprzedniego równania:

$$FG = a \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \operatorname{tg} \beta = \frac{a \operatorname{tg}^2 \beta}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Z trójkąta EGF mamy:

$$EF = \frac{FG}{\sin \varphi},$$

czyli, biorąc pod uwagę poprzednie równanie:

$$EF = \frac{a \operatorname{tg}^2 \beta}{\operatorname{tg} \alpha \sin \varphi} \quad \dots \quad 11)$$

Droga odpływu kropli wody po koronie o niwelecie pochylonej wynosi:

$AF = AE + EF$ i na podstawie równań (10) i (11) ma wartość:

$$AF = \frac{a \operatorname{tg} \alpha}{\sin \varphi} + \frac{a \operatorname{tg}^2 \beta}{\operatorname{tg} \alpha \sin \varphi} = \frac{a(\operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \beta)}{\operatorname{tg} \alpha \sin \varphi}$$

Ponieważ na podstawie równania (8) jest:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha + \operatorname{tg}^2 \beta = \operatorname{tg}^2 \varphi,$$

przeto będzie:

$$AF = \frac{a \operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \varphi} = \frac{a \sin^2 \varphi}{\operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \varphi \cos^2 \varphi}$$

$$AF = \frac{a \sin \varphi}{\operatorname{tg} \alpha \cdot \cos^2 \varphi} \quad \dots \quad 12)$$

Mając obliczone drogi AC oraz AF , po których kropla wody z punktu A przepływałaby po koronie do jej krawędzi przy niwelecie poziomej, oraz przy niwelecie w spadku, obliczmy teraz potrzebny czas przepływu po powyższych drogach.

Przypuśćmy, że kropla wody, spadająca pionowo na koronę w punkcie A , ma końcową prędkość pionową v . Załóżmy dalej, że kropla wody z koroną drogi nie ma żadnego tarcia, wówczas jej prędkość pionowa rozłoży się na dwie składowe, jak pokazuje ryc. 2, z których jedna jest prostopadła do drogi odpływu, a druga składowa jest równoległa do tej drogi i przy poziomej niwelecie korony wynosi:

$$v_1 = v \sin \alpha \quad \dots \quad 13)$$

Kropla wody spada również z przyspieszeniem ziemskim g , które, jak i prędkość, w punkcie A rozkłada się na składowe, z których jedna jest równoległa do drogi odpływu i wynosi:

$$g_1 = g \sin \alpha \quad \dots \quad 14)$$

Ruch kropli wody po koronie drogi jest jednostajnie przyspieszony o początkowej prędkości v_1 i o przyspieszeniu g_1 . Jeśli droga przepływu wynosi AC i czas, w którym ta droga będzie

przebyta, oznaczmy przez t_1 , wówczas mamy znane równanie ruchu jednostajnie przyspieszonego:

$$AC = v_1 t_1 + \frac{g_1 t_1^2}{2},$$

z którego otrzymujemy:

$$g_1 t_1^2 + 2v_1 t_1 - 2AC = 0,$$

$$t_1 = \frac{-v_1 + \sqrt{v_1^2 + 2g_1 \cdot AC}}{g_1},$$

przyczem znak minus przed pierwiastkiem opuszczono, gdyż on nie ma znaczenia.

Eliminując z powyższego równania v_1 , g_1 i AC na podstawie równań (13), (14) i (1) mamy:

$$t_1 = \frac{-v \sin \alpha + \sqrt{v^2 \sin^2 \alpha + 2g \sin \alpha \cdot \frac{a}{\cos \alpha}}}{g \sin \alpha}$$

$$t_1 = -\frac{v}{g} + \sqrt{\frac{v^2}{g^2} + \frac{2a}{g \sin \alpha \cos \alpha}} \quad . \quad . \quad 15)$$

Jeżeli korona drogi ma niweletę pochyłą, wówczas — analogicznie do poprzedniego — prędkość początkowa przepływu wynosi:

$$v_2 = v \sin \varphi \quad . \quad . \quad . \quad 16)$$

przyspieszenie:

$$g_2 = g \sin \varphi \quad . \quad . \quad . \quad 17)$$

droga przepływu — AF a czas przepływu:

$$t_2 = \frac{-v_2 + \sqrt{v_2^2 + 2g_2 \cdot AF}}{g_2}.$$

Wyliminowawszy z powyższego równania v_2 , g_2 i AF na podstawie równań (16), (17) i (12), mamy:

$$t_2 = \frac{-v \sin \varphi + \sqrt{v^2 \sin^2 \varphi + 2g \sin \varphi \cdot \frac{a \sin \varphi}{\cos^2 \varphi}}}{g \sin \varphi}$$

$$t_2 = -\frac{v}{g} + \sqrt{\frac{v^2}{g^2} + \frac{2a \cos^2 \varphi}{g \sin \alpha \cos \alpha \cos^2 \varphi}} \quad . \quad . \quad . \quad 18)$$

Z równań (15) i (18) od razu widzimy, że jest:

$$t_2 > t_1, \quad . \quad . \quad . \quad 19)$$

gdyż, przy $\alpha < \varphi$ jak widać z (9), jest:

$$\frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \varphi} > 1.$$

Na podstawie powyższego obliczenia mamy udowodnione twierdzenie, że: Woda opadająca przy jakimkolwiek spadku poprzecznym drogi spływa z korony drogi najszybciej przy niwelecie poziomej, a tym później, im większy jest spadek podłużny drogi przy tym samym spadku poprzecznym.

Widzimy, że powyższe twierdzenie jest wręcz przeciwne poglądom, jakie dotychczas w tej sprawie wypowiedziano. Więc z racji samego odwodnienia nawierzchni nie jest wskazane układać drogi w jakimkolwiek spadku podłużnym, gdyż spadek podłużny drogi nie jest korzystny,

ale szkodliwy dla odprowadzenia wody z nawierzchni.

Drogę zamiast w poziomie można ułożyć w spadku podłużnym równoległe do dna rowu jedynie z tej racji, jeśli nie chcemy mieć zmiennego przekroju poprzecznego rowu, przez co wykonanie i utrzymanie takiego rowu jest trudniejsze. Powyższy wypadek może mieć miejsce tylko w wykopach; natomiast w nasypach droga bezwzględnie musi być ułożona w poziomie, jeśli tylko ten poziom jest pożądany dla profilu podłużnego drogi.

Jeśli kto postawi zarzut powyższemu twierdzeniu, że: może jakie inne czynniki, — jak łukowy profil poprzeczny korony, jakieś opory ruchu wody itp. — wpływają na ruch wody i przez to ona w krótszym czasie odpływa przy spadku podłużnym drogi, to odpowiedź: Krzywoliniowy przekrój poprzeczny drogi nie wpłynie na zmianę powyższego twierdzenia, gdyż rachunek powyższy z takim samym wynikiem ogólnym można odnieść i do nieskończonego małego elementu drogi; a jeśli na elemencie drogi twierdzenie powyższe jest ważne, to ono będzie ważne i dla sumy elementów drogi. Dalej, jeśli jakiegokolwiek inne czynniki wpływają na ruch wody, to one jednakowo wpływają bez względu na kierunek poruszania się wody, a zatem czasy, t_1 i t_2 , jeśli zmieniają się od tych czynników, to prawie że proporcjonalnie tak, że zawsze będzie $t_2 > t_1$.

Na poparcie powyższego podaję jeszcze bez wyprowadzenia wzory na czasy t_1 i t_2 przy uwzględnieniu tarcia wody z drogą. Spółczynnik tego tarcia oznaczyłem przez f . Więc:

$$t_1 = -\frac{v}{g(1-f \cot \alpha)} + \sqrt{\frac{v^2}{g^2(1-f \cot \alpha)^2} + \frac{2a}{g \cos \alpha \sin \alpha (1-f \cot \alpha)}}$$

$$t_2 = -\frac{v}{g(1-f \cot \varphi)} + \sqrt{\frac{v^2}{g^2(1-f \cot \varphi)^2} + \frac{2a \cdot \cos^2 \alpha}{g \cos \alpha \sin \alpha (1-f \cot \varphi) \cdot \cos^2 \varphi}}$$

Jaka jest dokładna wartość współczynnika tarcia, tego nie wiem. W każdym razie nie jest on większy od najmniejszego spadku zwierciadła wody, przy którym woda jeszcze płynie, a zatem w każdym razie nie jest większy od liczby np. 0,001.

Czasów t_1 i t_2 nie można porównać ze sobą na podstawie ich ogólnych wzorów, lecz tylko na podstawie liczb szczegółowych. Tutaj podam tylko wyniki porównania obu powyższych czasów przy następujących liczbach szczegółowych: $v=0$; $\alpha=2^\circ$; $\beta=1^\circ$ czyli $\varphi=2^\circ 15'$; $f=0,001$, przy których otrzymano:

$$t_1 = \sqrt{\frac{2a}{g}} \cdot 29,5$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{2a}{g}} \cdot 31,0 \quad \text{czyli jest:}$$

$$t_2 > t_1.$$

Przegląd czasopism technicznych

Budownictwo wodne

Pięćdziesięciolecie zasłużonej instytucji hydrograficznej. Węgry, z którymi nas łączy tyle nici historycznych, posiadają jeden z najstarszych w świecie instytutów hydrograficznych i bogatą w wyniki przeszłość na polu hydrologii, hydrografii i hydrometrii, jak nie mniej budownictwa wodnego. Prace naprzykład nad regulacją, ochroną od powodzi i melioracjami w dolinie Cisy, rozpoczęły się przed przeszło stu laty, a węgierski instytut hydrograficzny, istniejący do r. 1929 pod nazwą Sekcja Hydrograficzna (Vizrajzi Osztály), a później jako Zakład Hydrograficzny (Vizrajzi Intézet), przyłączona od r. 1889 do kr. węg. Ministerstwa Rolnictwa (M. Kir. Földmívelésügyi Minisztérium), zorganizowany został już przed pięćdziesięciu laty i obecnie obchodzi swój jubileusz.

Jakkolwiek z natury rzeczy instytut ten służył przede wszystkim gospodarstwu wodnemu Węgier, posiadających przed traktatem w Trianon obszar trzy razy większy jak obecnie, to jednak jego wysoki poziom i znakomita organizacja, oraz prace naukowe i praktyczne, miały w wielu wypadkach światowe znaczenie. Stąd też długi szereg wybitnych hydraulików i hydrografów węgierskich, znanych w świecie ze swych dzieł praktycznych i teoretycznych, publikacji i wynalazków, że wspomnimy tu choćby tylko następujące nazwiska pracowników dawniejszych i nowszych: Vásárhelyi, Péch, Kvassay, Hajos, Bogdánfy, Viczian (twórca katastru sił wodnych Węgier), Fekete, Maurer, Lampl, Lászlóffy, Trummer i w. i. Obecnie o pracach instytutu informuje piękne wydawnictwo „Vizügyi Közlemények (Wiadomości z Budownictwa Wodnego), podające streszczenie artykułów również w czterech językach światowych¹⁾.

Z jubileuszem wiąże się wydanie wspaniałego dzieła hydrograficznego²⁾, dotyczącego wielkiej rzeki węgierskiej Cisy, tak ciekawej pod względem hydrologicznym i szereg mniejszych wydawnictw.

Zasłużonemu kr. węg. Zakładowi Hydrograficznemu życzymy dalszego świetnego rozwoju, dla dobra Jego ojczyzny i dla dobra nauki.

Dbałość o wykorzystanie nieużytków dla kultury, przy robotach publicznych. Przy przeprowadzaniu kanalizacji średniej Wezery, materiał wydobyty przy kopaniu kanałów bocznych służy częściowo do wykonania wałów bocznych i pochylni drogowych przy mostach, częściowo zaś do podniesienia nisko położonych gruntów na marszach nad Wezerą położonych. Górne, urodzajne warstwy z wykopu kanału, do 3 m grube, użyto do podniesienia niskich gruntów, zbywające zaś warstwy dolne, złożone z piasku i żwiru, lub też wkładki ilastych i torfowych, odkładano na bagnach na 1 m wysoko, pokrywając je 20 cm warstwą gleby urodzajnej. W ten sposób w obrębie jednego stanowiska 80 ha nieużytków zamieniono na 40 ha pastwisk marszowych i 40 ha urodzajnych gruntów, wynagradzając w ten sposób ubytek gruntu, przez który przeprowadzono kanał (*Bautechnik* 1937, zesz. 22).

¹⁾ Otrzymuje je również Biblioteka Politechniki Lwowskiej za pośrednictwem I. Katedry Bud. Wodn.
²⁾ Budapeszt 1934.

Przewozy wodne na Węgrzech. Poza korzystnymi lub mniej korzystnymi stanami wody na rzekach wpływa na ruch żeglowny na Węgrzech również wynik zbiorów. Węgry posiadają 184 porty na Dunaju, 8 portów na Cisie, 28 na jeziorze Balaton i 2 porty na kanale Sió. 33% całego przewozu stanowi żwir, piasek i inne materiały budowlane, węgiel 25%, zboża 9% i t. d. (za rok 1935, wyjątkowo słabe zbiory). Cały ruch wodny wyniósł w r. 1935 2,6 miliona ton. W obrocie wodnym zagranicznym figuruje na pierwszym miejscu Rumunia, dalej idą Austria i Niemcy. Charakterystyczne jest, że w r. 1935, z powodu złego zbioru, musiano kukurydzę dowozić z zagranicy. Duże znaczenie ma tu również ruch przeladowniczy z kolei na wodę i odwrotnie (*Vizügyi Közlemények, Wiadomości z Budownictwa wodnego, Budapeszt 1936/4*).

Obniżanie obszarów przyległych rzece odbywa się obecnie na Renie w wielu miejscach w celu uzyskania pojemniejszego profilu dla wielkiej wody. W okręgu Wesel wykopano w tym celu około 1 milion m³, w okręgu Mehrum ponad 1/2 miliona m³.

Regulacja dla żeglugi (na małą wodę) górnego Renu między Istein a Bazyleą postępuje szybko. Obecnie nurt już jest ustalony we właściwym położeniu, a pożądana głębokość została osiągnięta, z wyjątkiem kilku niekorzystnych przejść. Równocześnie z poprawą warunków żeglugi wzrastają frachty na Renie w stronę Bazylei. W roku 1935 812.000 t, a w r. 1936 1,319.000 t.

Przy kanalizacji Menu (droga wodna Ren-Men-Dunaj) między Aschaffenburgiem a Wertheim (71 km), która jest już w przeważnej mierze ukończona, wykończą się we wszystkich 7-u stanowiskach rzynną dla wielkiej żeglugi, dając jej wszędzie głębokość 2,5 m pod zwierciadłem hydraulicznym. Jej dno przebiega w górnych stanowiskach poziomo, w dolnych w spadku 1 : 20.000. Szerokość tej rzynny wynosi normalnie 36 m, w krzywiznach do 42 m. Rynna ta służy dla ruchu statków 1500-tonowych.

„Süddeutscher Mittellandkanal Saar - Rhein-Neckar-Donau“. Taka jest nazwa projektowanego nowego kanału w Niemczech, którego plany zostały w ostatnim czasie opracowane.

Jego zachodnią część utworzy nowo projektowany kanał „Saarpfalz-Rhein-Kanal“, środkową kanalizacją Neckaru między Mannheimem a Plochingen (będąca na ukończeniu), oraz projektowany (bardzo trudny) kanał Plochingen do Ulm nad Dunajem, a wschodnią regulowany obecnie górny Dunaj między Ulm a Regensburgiem. Będzie to droga wodna dla wielkiego ruchu (statki 1200-tonowe), która połączy okręg Saary i nadreński obszar gospodarczy, przez ważne centra przemysłowe południowych Niemiec, z państwami naddunajskimi (*Wasserwirtschaft und Technik* Nr 9—11/1937, str. 137).

Regulacja Dunaju dla żeglugi w obrębie Austrii. Zasady tej regulacji (na m. w.) omawia inż. Parger w *Wasserwirtschaft und Technik* Nr 9—11/1937. Profile m. w. oznaczono na podstawie najlepszych wybranych profilów naturalnych, przyczem przyjęto

tz. profil talerzowy, paraboliczny, na przejściach symetryczny 1,5 m głęboki, a w krzywiznach niesymetryczny, 2,5 m głęboki o przesuniętej osi profilu ku brzegowi wklęsłemu o $\frac{1}{5} b$. Nachylenie głów ostróg przyjęto dla profilu symetrycznego obustronnie 1:10, w niesymetrycznych (w wierzchołku łuku wklęsłego) 1:20.

W przestrzeni o długości L między środkami dwu sąsiednich przęgięć (przeciętnie 1700 m) przypada tu 0,25 L na długość ostrego spodu na progu (Absturzstrecke), 0,30 na przejście (Übergangstrecke) i 0,45 L na wybój (Kolkstrecke). Co się zaś tyczy rozkładu spadków, to z całego spadku 3 h w tej przestrzeni przypada tu na pierwszą z wymienionych części 1,2 h , na drugą h , a na trzecią 0,8 h .

Zresztą zasady tej regulacji nie odstępują zasadniczo od klasycznych zasad Girardona, który tu zresztą pierwszy był wzywany przed laty, jako ekspert.

Przekształcenia łożysk naszych rzek, a ochrona przyrody. Pod tym tytułem zamieścił Inż. Dr Adam Rożański, profesor U. J., bardzo interesujący artykuł w Nrze 3 czasopisma *Gospodarka Wodna*. Autor po wymienieniu praktycznych celów, dla których przekształcamy łożyska rzek, żąda, aby nasze roboty jak najmniej, bez istotnej potrzeby, uwydatniały się na tle przyrody, nie sspeciły piękna przyrody i nie oddziaływały zbyt szkodliwie na inne interesy związane z przyrodą.

Autor jednak jako doświadczony i wybitny inżynier, a przy tym uczony o szerokim poglądzie, traktuje te postulaty mądrze, bez przesady tak w jednym jak i drugim kierunku, pragnąc przedstawić rzecz z punktu widzenia „ogólnej działalności człowieka w przekształcaniu otaczającej go przyrody“. Rozumie on dobrze znaczenie, cel i konieczność wtargnięcia techniki w królestwo przyrody, dla stworzenia stanów ustalonych, korzystniejszych dla samego jej istnienia, trwałości i rozwoju jej tworów, nie widzi zasadniczo nieestetycznych znamion w celowo i zgodnie z wymogami przyrody założonych budowlach rzecznych. To stanowisko autora jest najzupełniej słuszne.

Problem ochrony przyrody tak ze stanowiska praktycznego, a więc ochrony jej piękności, jak i ze stanowiska praktycznego, a więc ochrony jej dotychczasowej użyteczności dla człowieka, jest niezmiernie doniosły i można powiedzieć, że nowoczesna technika coraz więcej ważność jego uznaje. Już w czasie wojny światowej ogłoszony międzynarodowy konkurs na projekt użegłownienia górnego Renu między jeziorem Bodeńskim a Bazyleą, w którym współpracował również śp. Prezydent Narutowicz, zawierał m. i. warunek, aby projektowane budowle nie sspeciły piękna krajobrazu. Dziś w krajach zachodnich wszelkie nowe projekty mostów opracowuje się i rozważa również pod kątem o ile możliwości jak najlepszego zlania się rysunku mostu z krajobrazem. A często w technice doświadczenie praktyczne poucza, że nagięcie projektu do kształtów przyrodzonych daje najlepsze rozwiązanie; tak jest naprzykład z regulacją rzek wogóle, a z regulacją rzek dla żeglugi w szczególności.

Nie chcę tu mówić o rezerwach, które mają reprezentować nienaruszoną przyrodę, ale jeżeli chodzi o obszary, w których rozwija się gospodar-

stwo ludzkie, to tu już człowiek kulturalny, mający zresztą zrozumienie dla ochrony przyrody, nie godzi się na pustkę — raczej pragnie widzieć harmonijne powiązanie dzieł ręki ludzkiej z przyrodą. Chodzi jednak o to, aby przyrody tymi dziełami nie przeładować i można powiedzieć, że im bardziej zbliżamy się od gór ku nizinom, a wreszcie ku jednostki większe. Tak naprzykład nie razi nas wspaniały ratusz stockholmski, wyrastający wprost z morza, natomiast razi nas olbrzymie, koszarowe sanatoria w Zakopanem, na tle Tatr, niczym nie zamaskowane. Z drugiej zaś strony razi nas nasze złe, wąskie i wyboiste i błotniste drogi, w miejscach gdzie panuje z konieczności silny ruch (miasta, miejscowości klimatyczne, ośrodki przemysłowe i główne szlaki między nimi), choćby takie drogi były może bliższe „warunkom przyrodzonym“. Wreszcie nie razi nas na dolnej Wiśle wielki i wysoki most żelazny, w jej rozległej dolinie i na tle rozległych płaskich form terenowych, natomiast razi wielkie i ciężkie mostowe łuki żelazno-betonowe w wąskiej i górskiej dolinie Białego Dunajca.

W dalszym ciągu swego artykułu zajmuje się autor szczegółowo tą częścią przyrody, którą stanowią najważniejsi mieszkańcy rzek t. j. — ryby, a następnie urządzeniami technicznymi, które służą do umożliwienia im przejść przez przeszkody naturalne, tj. wodospady i szypoty, oraz sztuczne, tj. wszelkie budowle spiętrzające, a więc jazy, śluzy, przegrody dolin i zakłady o sile wodnej. Problem ten dotąd niezupełnie technicznie rozwiązany¹⁾ ²⁾, a ciągle aktualny, wobec mnożenia się zakładów piętrzących wodę. Autor mówi tu również o wymogach jakie się powinno stawiać dla budowli regulacyjnych, aby nie przeszkadzały hodowli ryb, a w dalszym ciągu omawia dawniejsze i nowsze systemy przejść dla ryb (przepławki, schodki, śluzy i wyciągi), przy czym cytuje najnowsze zapatrywania w tej kwestii z literatury, tak krajowej, jak i światowej. Również zwraca autor uwagę na konieczne nieraz zarządzenia i przemiany hodowlane, w miarę wzrostu utrudnienia przejścia pewnych gatunków ryb, oraz w razie zmiany układu rzeki, np. przez zmianę jej spadków, kanalizację itp.

Z tym interesującym artykułem powinien się każdy inżynier wodny zapoznać, a to tym bardziej, że autor omawia w nim również aktualne problemy krajowe (Porąbka, Rożnów itd.). Dr M. M.

Drogi

Najwyżej położona droga górską w Europie została otwarta w lipcu r. 1937 w Sabaudii w obecności prezydenta Francji. Łączy ona miejscowość Evian nad Lemanem z Niceą a najwyższy jej punkt przy przełęczy Iseran znajduje się na wysokości 2.769 m.

Samochody w Czechosłowacji. Największym ze wszystkich przedsięwzięć samochodowych w Czechosłowacji są koleje państwowe. Jako pomocnicze

¹⁾ Patrz podpisane: „Budowa Jazów“, Lwów 1920, „Przejścia dla ryb“.

²⁾ Patrz także artykuł inż. Hinterleitner'a w N-rze 9-tym z r. 1937. Czasopisma *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* p. t.: „Schutz der Fischerei bei Wasserkraftanlagen“.

przedsiębiorstwo kolejowe jest ono największym w Europie. Powstało w r. 1927, zagarniając pod siebie w r. 1933 i ruch autobusowy pocztowy, istniejący od r. 1914. Komunikacja samochodowa kolei czeskich spełnia chlubnie swoje zadania jako pomocnicza kolejnictwa, oraz na usługach turystyki, dając korzystne połączenia z kąpieliskami i letniskami. Wygodne autobusy są wyrabiane w kraju, a popędzane paliwem krajowym, mięszanką benzynowo-spirytusową. Publiczność używa ich chętnie.

Samochody kolei państw. liczyły 1/I. 1936 r. 719 jednostek o 15.123 miejscach siedzących, 9.776 stojących. W r. 1935 przewieziono na 293 liniach o długości 8.160 km 15.737.805 podróźnych. Dochód netto z autob. — km wynosił 2.60 kor. cz.

Prócz tego było w ruchu 183 autobusów towarowych a całkowitej ładowności 618 t. Ilość w r. 1935 przewiezionych towarów wynosiła 331.294 t przy ujechanej drodze 2.096.238. Można powiedzieć, że dalszemu rozwojowi tego przedsiębiorstwa stoi na przeszkodzie konkurencja prywatna, zwalczająca przedsiębiorczość państwową. *Inż. A. W. Krüger.*

Koleje

Stowarzyszenia Środkowoeuropejskich Zarządów kolejowych. Dnia 10 listopada 1846 powołano do życia w Hamburgu „Związek Pruskich Kolei“, który w r. 1847 przekształcono na „Stowarzyszenie Niemieckich Zarządów kolejowych“, a w r. 1929 na „Stowarzyszenie Środkowoeuropejskich Zarządów kolejowych“. Ubiegło zatem 90 lat od powstania tego, wysoce użytecznego związku, do którego należy obecnie 112 Zarządów kolejowych Austrii, Danii, Niemiec, Norwegii, Szwajcarii, Szwecji i Węgier.

Z okazji tego jubileuszu wydał dwutygodnik *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens* pięknie i szczegółowo opracowany zeszyt (22/1936), w którym pomieszczone są prace dra inż. Blossa, prof. B. Baumana, inż. R. Masera i inż. P. Lottera, ilustrujące rozwój postępowy kolejnictwa w wymienionym okresie.

Gaz z węgla drzewnego do popędu wagonu motorowego na liniach głównych użyto po raz pierwszy z początkiem r. 1936 we Francji. Wagon ten o pojemności 5 ton wyzyskano do przewozu dzienników pomiędzy Paryżem a Mons na szlaku przeszło 200 km długim. Zużycie węgla drzewnego wynosi 80 kg na 100 km, szybkość jazdy handlowa 85 km/godz. Francuskie koleje państwowe mają w projekcie uruchomienie dalszych trzech takich wagonów dla ruchu osobowego na 96 pasażerów. Gaz z węgla drzewnego to produkt krajowy. (*Ch. d. fer et tramw.* 4/1936). *Inż. A. W. Krüger.*

Mosty

Most żelbetowy w Kaletach (Śląsk) opisuje *Cement* (1939, str. 46). Belki główne są wspornikowe $l=14$ m, długość wsporników po 5.40 m, jako wkładki użyto stali Griffa przy naprężeniu dopuszczalnym 1800 kg/cm².

Most żelbetowy na kanale Naviglio opisuje inż. Bertolami w *Mém. d'Assoc. internat. des ponts et charp.* (II t., str. 15). Most ten podczas wielkiej wody na Panaro jest całkowicie zalany, gdyż poziom wielkiej wody leży wyżej, niż pomost. Przy obliczeniu uwzględniono parcie do góry i parcie boczne wody na belki.

Wpływ tarcia w przegubach mostów łukowych omawia prof. Hawranek w *Mém. d'Assoc. internat. des ponts et charp.* (II t., str. 235). Autor udowadnia, że małe mosty łukowe wskutek tarcia działają jak bezprzegubowe. Przy większych rozpiętościach jest wpływ tarcia bardzo mały, można go przy obliczeniu opuścić. *Dr M. Thullie.*

Żelazobeton

Zastosowanie teorii plastyczności w belkach żelbetonowych statycznie niewyznaczalnych omawia Dr Freudenthal w *Mém. d'Assoc. internat. des ponts et charp.* (II t., str. 180). Autor ogranicza zastosowanie swej teorii do małej ilości wypadków, a przy obliczeniu przyjmuje dowolnie momenty podporowe, badając, czy to przyjęcie jest możliwe,

Współdziałanie żelaza i betonu w słupach omawia L. Santarella w 1 t. Spraw. Stow. Międzynar. dla mostów i budow. (1932, str. 423). Autor wykonał szereg doświadczeń w Medjolanie i doszedł do wniosku, że liczba n maleje wraz ze zwiększonym uzbrojeniem. Np. dla betonu wyborowego otrzymano przy uzbrojeniu 0.5% $n=16$, przy uzbrojeniu 1.62% $n=13$, a przy uzbrojeniu 1.97% $n=10$, czyli, że wytrzymałość słupa nie wzrasta proporcjonalnie do procentu uzbrojenia, lecz nieco wolniej. Dla słupów o przekroju ośmiobocznym n różni się bardzo z rodzajem betonu. Dla betonu zwykłego jest dla 0.67% $n=16$, dla 2.03% $n=11.5$, dla betonu wyborowego dla 0.67% $n=21$, dla 2.03% $n=13.5$. *Dr M. Thullie.*

Wytrzymałość materiału

Projekt norm dla przedniego cementu portlandzkiego ogłasza *Cement* (1937, str. 44). Termin zgłaszania sprzeciwów 15 lipca 1937. Wytrzymałość 3-dniowa zaprawy cementowej 1:3 na ciągnięcie wynosić ma najmniej 30 kg/cm², 28-dniowa 40 kg/cm². Na ciśnienie wytrzymałość 3-dniowa ma być najmniej 400 kg/cm², 28-dniowa 600 kg/cm².

Oszczędność na stali w Niemczech. *Beton-Stein-Zeitung* z dnia 10 marca 1937 donosi w okólniku ministra skarbu, nakazującym oszczędzanie stali w budownictwie. Przy budownictwie żelbetowym wskazane jest w tym celu przy belkach ciągłych zastosowanie skosów na podporach. Zbyt cienkich słupów nie należy używać ze względu na potrzebny wówczas wielki procent uzbrojenia, który nie powinien przewyższać 3%. *Dr M. Thullie.*

Recenzje i krytyki

„Technologia cementu glinowego“ nap. Dr Zygryd Kragen. Wydanie III uzupełnione. Warszawa 1937.

Cement glinowy wyrabiano najprzód we Francji pod nazwą „ciment fondu“ (cement lany), później w Stanach Zjednoczonych we Włoszech, w Niemczech, na Węgrzech, a w r. 1931 w Polsce w Łaziskach Górnych na Śląsku. Jest on szybko twardniejący i bardzo wytrzymały. Autor omawia wszystkie zalety i ujemne strony cementu glinowego, sposób wykonania betonu glinowego w warunkach zwyczajnych i w czasie mrozów. Inżynierom, chcącym zapoznać się bliżej z cementem glinowym i pragnącym używać go do budowy, książkę tę mogą polecić gorąco. *Dr M. Thullie.*

Nekrologia

† Inż. Zygmunt Marynowski, em. Naczelnik Wydziału Ministerstwa Komunikacji, Członek Wydziału Głównego Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, b. Członek Lwowskiej Rady Miejskiej, Członek Związku Polskich Inżynierów Kolejowych, zmarł we Lwowie dnia 19-go sierpnia b. r.

Obszerniejsze wspomnienie o ś. p. Zmarłym zostanie zamieszczone w jednym z najbliższych numerów Czasopisma Technicznego.

Sprawy Towarzystwa

Protokół Walnego Zgromadzenia Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, odbytego dnia 17. marca 1937 r.

Wiceprezes Towarzystwa inż. Andrzej Nosowicz w zastępstwie nieobecnego Prezesa Prof. Dra Ottona Nadolskiego, wobec braku o godz. 17-tej kompletu przewidzianego statutem, otwiera o godz. 18-tej Walne Zgromadzenie stwierdzając, że liczba obecnych członków jest wystarczająca do powzięcia prawomocnych uchwał.

Przewodniczący zaprosił na sekretarzy Walnego Zgromadzenia inż. Fryderyka Stauba i inż. Mieczysława Wranę, następnie odczytał porządek obrad:

1. Odczytanie protokołu Walnego Zgromadzenia z dnia 25 marca 1936 r.
2. Sprawozdanie Wydziału Głównego z działalności Towarzystwa.
3. a) Sprawozdanie kasowe, b) Sprawozdanie Komisji Rewizyjnej.
4. Sprawozdanie Redakcji „Czasopisma Technicznego“.
5. Sprawozdanie z przygotowań do 60-letniego jubileuszu P. T. P. i Pierwszego Polskiego Kongresu Inżynierów.
6. Wybory: a) Prezesa na dwa lata, b) 8 członków Wydziału na dwa lata, c) 5 członków Komisji Rewizyjnej, d) 15 członków Sądu Honorowego, e) 18 członków Sądu Polubownego.
7. Wnioski Wydziału Głównego.
8. Wnioski członków.

Po przyjęciu do wiadomości porządku obrad uchwalono wniosek inż. Bluma o nieodczytywanie sprawozdania ad pkt. 1, 2, 3 a) i 4 z uwagi na to, że były ogłoszone w Czasopiśmie Technicznym Nr 15 z r. 1936 i Nr 5 z r. 1937.

Uzupełniając sprawozdanie Wydziału Głównego P. T. P. za ubiegły rok administracyjny, przewodniczący inż. Nosowicz omawia dodatkowo następujące sprawy:

Przede wszystkim zwraca się z apelem do Członków Towarzystwa, aby zgłaszali referaty do Księgi jubileuszowej, która będzie wydana z okazji uroczystości 60-lecia P. T. P. Następnie Przewodniczący podał zebrany do wiadomości, że Towarzystwo nasze zabierając głos w żywo interesowanych Ministerstwach, przedłożyło ostatnio zainteresowanym Ministerstwu memoriał, dotyczący wykonywania robót publicznych, finansowanych przez Fundusz Pracy. Na polecenie Przewodniczącego odczytano następujące wnioski, względnie tezy tego memoriału.

Wnioski.

I. Wypracowywanie w odpowiednim czasie, tj. na kilka lat naprzód, zakresu i rozmiaru robót publicznych, planu sfinansowania tych robót oraz zrealizowanie ich i nadzór, zarówno w czasie budowy jak i eksploatacji, winny być scentralizowane w restytuowanemu Ministerstwu Robót Publicznych, któreby objęło wszystkie techniczne działy, rozdzielone obecnie po rozmaitych Ministerstwach, oraz przejęło funkcje i zasoby szeregu samodzielnych „Fundusów“, w pierwszym rzędzie Funduszu Pracy. Do spełnienia wymienionych zadań okazał się bowiem Fundusz Pracy nieodpowiedni i dlatego powinien być zlikwidowany na rzecz technicznego Ministerstwa.

II. Do czasu restytuowania Min. Rob. Publ. powinien Fundusz Pracy rozdzielać kredyty odpowiednio do potrzeb gospodarczych poszczególnych ośrodków i zwiększać przydział z kredytów w miarę wzrostu ilości rzeczywistych bezrobotnych.

Takie zwiększone kredyty należy przewidzieć przede wszystkim dla Lwowa, który z powodu długoletniego za-

niedbania, ma szczególnie zadrażnione stosunki robotnicze i gospodarcze.

III. Kredyty te muszą być przyznawane i dostarczane tak wcześnie, aby możliwym było terminowe opracowanie projektów technicznych i programu szczegółowego prac, zamówienie materiałów i przeprowadzenie przetargów przed rozpoczęciem właściwego sezonu budowlanego. Kredyty powinny być w zasadzie gotówkowe, gdyż dostawa materiałów przez Fundusz Pracy okazała się nieodpowiednią, nie zabezpieczała terminów dostaw i nie była dostosowana do koniecznego toku prac

IV. Należy wprowadzić na rynku pracy swobodę doboru robotników i znieść przymus zatrudniania robotników, przydzielonych przez Fundusz Pracy.

Istniejące Wojewódzkie Biura Pośrednictwa Pracy winny się zająć li tylko rejestracją wszystkich bezrobotnych, a nie tylko robotników, tracących pracę. Przy robotach finansowanych przez Fundusz Pracy, przedsiębiorstwa winny zatrudniać w pierwszym rzędzie robotników zarejestrowanych.

V. Celem umożliwienia wczesnego ustalania preliminarzy robót i uniknięcia szkodliwego prowadzenia robót w nieodpowiednich warunkach atmosferycznych, należy przynajmniej dla robót publicznych przeprowadzić przesunięcie początku roku budżetowego i zrównanie go z rokiem kalendarzowym.

VI. Należy dążyć usilnie do podniesienia wydajności pracy przez wprowadzenie systemu płac, zależnego od wydajności pracy. Taki system (roboty premiowe, akordowe itp.) zapewni podwyższenie zarobków robotniczych, przy równoczesnym obniżeniu ogólnych kosztów budowy, a tym samym zapewni pożyteczniejsze zużycie przyznanych środków.

Konieczne jest usunięcie w poszczególnych rejonach rozbieżnych stawek płac dla takich samych robót i robotników takiej samej kwalifikacji. Równocześnie dla uniknięcia szkodliwych tarć na robotach, jest konieczne uzgodnienie regulaminu pracy w robotach publicznych, z regulaminami prywatnego przemysłu budowlanego, z uwzględnieniem specyficznych wymogów robót publicznych.

VII. Władze administracyjne powinny się wstrzymać od wydawania jakichkolwiek zarządzeń co do przyjmowania i zwalniania robotników, oraz określania ilościowego stanu robotników, pozostawiając załatwianie tych spraw wyłącznie kierownikom robót publicznych.

Równocześnie powinny Władze administracyjne wziąć roboty publiczne w specjalną ochronę i nie dopuszczać by destrukcyjne jednostki przeprowadzały nieodpowiedzialną agitację, podkopującą porządek robót, dyscyplinę i wydajność pracy.

VIII. Inspektoraty Pracy powinny przy swych interwencjach działać w kierunku realizacji zamierzeń Rządu, tj. poprawy gospodarczej przez roboty publiczne i patronować tym słusznym żądaniom robotników, które takim zamierzeniom się nie przeciwstawiają.

IX. Roboty publiczne powinny być wykonywane ile możliwości przez przedsiębiorstwa prywatne, otrzymujące roboty w drodze normalnych przetargów. We własnym zakresie mogłyby Zarządy miejskie prowadzić wyłącznie roboty konserwacyjne i to przy pomocy personelu stałego.

X. Dla odciążenia miast od naporu bezrobotnych ze wsi, należy równocześnie prowadzić roboty publiczne po za obszarami miast, a w rejonie ich zasięgu. Np. dla Lwowa należałoby przystąpić do przebudowy linii kolejowej Lwów — Warszawa przez Rawę Ruską, dawno już i wielokrotnie przez wybitnych znawców kolejnictwa zalecanego połączenia Bałtyku z Morzem Czarnym. Na terenie całego Państwa, po za wysuwającą się na pierwszy plan koniecznością budowy dróg, powinno się uwzględnić regulację rzek, budowę dróg wodnych, melioracje i osuszanie terenów, tak bardzo potrzebnych dla nasycenia ziemią poważnie zwiększającej się z roku na rok ludności rolniczej.

Akcję Polskiego Tow. Politechnicznego zmierzającą do uzdrowienia naszych stosunków ekonomicznych, podjęło również Krakowskie Towarzystwo Techniczne, przesyłając Władzom Centralnym memoriał omawiający konieczność restytuowania Ministerstwa Robót Publicznych.

W dalszym ciągu swojego przemówienia Przewodniczący podaje do wiadomości treść pisma nadesłanego przez Naczelną Organizację Inżynierów R. P., w którym omawia sprawę przedkładania Władzom Centralnym me-

moriałów tylko za pośrednictwem N.O.I., po czym wyjaśnia, że zgodnie z postanowieniem statutu. Polskie Towarzystwo Politechniczne ma nie tylko prawo, ale i obowiązek przedkładania czynnikom kompetentnym petycji i memoriałów leżących w sferze zainteresowań naszych członków i oświadcza na koniec, że odpowiednie pismo wyjaśniające stanowisko P.T.P. w omawianej sprawie zostało przesłane Prezydium N.O.I.

Wreszcie Przewodniczący wymienia nazwiska zmarłych w ub. roku administracyjnym członków P.T.P., a mianowicie: Inż. Bielskiego Mariana, Prof. Dra Dziwińskiego Placyda, Inż. Gałka Aleksandra, Inż. Gąsiorowskiego Kazimierza, Inż. Kuczyńskiego Mariana (seniora), Prof. Dra Łopuszańskiego Jana, Inż. Navratila Arnulfa, Inż. Neuhoffa Stefana, Inż. Świrskiego Franciszka, Prof. Inż. Weissa Adolfa, Dra Inż. Wicińskiego Adama, Prof. Inż. Wojtana Władysława.

Obecni uczcili pamięć zmarłych Kolegów przez powstanie i chwilę ciszy.

Imieniem Komisji Rewizyjnej przedkłada inż. Adolf Kamieniobrodzki następujące sprawozdanie:

Komisja Rewizyjna w składzie: Inż. Biernacki, Inż. Kamieniobrodzki, Inż. Matzke i Inż. Winiarz przeprowadziła w dniach 24, 27 lutego i 3 marca 1937 lustrację ksiąg rachunkowych Towarzystwa, przy czym wyjaśnienia udzielili jej wiceprezes Inż. A. Nosowicz, skarbnik Dr Wilczkiewicz i buchalter Towarzystwa.

Według zamknięć rachunkowych za r. 1936 wydatki Tow. dzielą się w ściąganiu na następujące główne grupy:

1. Koszta lokalu z ogrzewaniem i oświetleniem w kwocie	4.128.—
2. Wydatki biurowe wraz z płacami i ubezpieczeniem (6.690.—)	8.980.—
3. Czytelnia, biblioteka, odczyty, zgromadzenia i reprezentacja	1.526.—
4. Redakcja i administracja „Czasopisma Technicznego”	17.669.—
5. Administracja domu (podatki, dozór i konserwacja)	4.667.—
Razem	36.970.—

Suma wydatków jest zupełnie zgodna z preliminarzem uchwalonym w kwocie zł 37.000.—.

Wobec stałego obniżania się budżetu P. T. P., stosunek wydatków stałych, które mogą ulec tylko małemu zwężeniu, tj. wydatków na lokal i administrację, muszą niestety zmaleć wydatki na „Czasopismo Techniczne”, odczyty, czytelnie itp. i wynoszą łącznie kwotę 19.185 zł. tj. nie wiele więcej ponad połowę budżetu. Wydatek na Redakcję Czasopisma Techn. jest niezwykle skromny w stosunku do wartości tego wydawnictwa, co zawdzięczamy ofiarności współpracowników Czasopisma.

Wreszcie podnieść należy, że prawie wszystkie wydatki zapadłe po koniec r. 1936 zostały zapłacone, co widoczne jest z zamknięcia bilansowego.

Powyższe wydatki pokryte zostały dochodami, które składają się:

- a) dochód z domu w kwocie brutto 7.620 zł. z wynikiem netto 3.920 zł.
- b) ze składek członków. Składki te prelimitowane na kwotę 14.448 zł, wpłynęły w znacznie mniejszej kwocie, bo tylko 11.950 zł.
- c) Czasopismo Techniczne przyniosło we wszystkich działach dochodowych 17.309 zł, a że łączne koszty wydawnictwa wyniosły 17.840 zł, niedobór w tym dziale jest bardzo drobny.

Komisja Rewizyjna przeglądnięta szczegółowo wszystkie wydatki za cały rok sprawozdawczy i stwierdziła, że są udokumentowane, sprawdziła stan ksiąg fundacji im. Bar. Gostkowskiego i fund. prez. Tow. Stan. Rybickiego przy stanie dla 1: 2.967.99, dla 2: 14.564.51.

Komisja stwierdziła stan kasy w dniu 24 lutego na kwotę 449.90 zł, co w łączności z dochodami i wydatkami do dnia lustracji stwierdzono jako zgodne ze stanem zamknięcia.

Komisja uznaje książki i rachunki za prowadzone prawidłowo i starannie i wyraża skarbnikowi koleżeńskie podziękowanie.

Przechodząc do bilansu Towarzystwa słusznym jest, że nie czyni się odpisów w wartości budynku Tow., ponieważ budynek ten jest oszacowany nadzwyczajnie nisko, 12%-wy odpis wartości ruchomości jest zupełnie dostateczny. W bilansie powinno się usunąć kwotę 67 zł, jako

pozostałości z rachunku S.S.S. i przeznaczyć tę kwotę zgodnie z uchwałą Walnego Zgromadzenia; powinno się również z bilansu wyeliminować kwotę 753 zł. jako resztę kapitału Towarzystwa Naukowego i traktować tę pozycję pozabilansowo jako depozyt tego Towarzystwa.

Stan kasy z dnia 24 lutego 1937 r.:

Gotówka papiery	420— zł.	
bilon	2930 „	44930 zł.
Bony	275— zł.	

Książeczki:

1. Fund. styp. im. Inż. St. Rybickiego	14.56451 zł.
2. Fund. S. S. S.	6685 „
3. „ Im. Bar. Gostkowskiego	2.96799 „
Papiery wartościowe Inwest. z kuponami	200— zł.
Pożyczka Narodowa z kuponami	250— „

Następnie inż. Kamieniobrodzki stawia wniosek o udzielenie absolutorium Wydziałowi Głównemu i złożenie specjalnego podziękowania skarbnikowi Towarzystwa.

Prezes hon. Inż. Stanisław Rybicki, jako przewodniczący Komitetu Jubileuszowego 60-cio lecia P.T.P. w kilku słowach przedstawia dotychczasowe prace przygotowawcze Komitetu i zwraca się z apelem do zebranych o współpracę.

W dyskusji nad omawianymi sprawami Prof. Inż. E. Hauswald podkreśla z zadowoleniem widoczne pozytywne rezultaty pracy Towarzystwa i stawia wniosek o wyrażeniu podziękowania Wydziałowi Głównemu, po czym omawiając sprawę Kongresu Inżynierów, proponuje wezwać do współpracy Komitet Młodzieży i Komitet Pań z grona Koła Pań Politechniki.

Inż. L. Ciechanowicz nawiązując do przemówienia wiceprezesa Towarzystwa inż. Nosowicza uważa, że Polskie Towarzystwo Politechniczne swą 60-cio letnią działalnością zasłużyło sobie na prawo przedkładania memoriałów bezpośrednio Władzom Centralnym, a tylko odpisy memoriałów należałoby przedkładać do wiadomości N.O.I. Dalej oświadcza, że ze względu na mały przyrost ilości członków podobnie jak to zrobiła Sekcja Drogowa P.T.P. i inne Sekcje starały się zainteresować młodszych studentów Politechniki w przystępowaniu do Towarzystwa.

Inż. Blum przypomina starania P. T. P. w sprawie utworzenia Ministerstwa Robót Publicznych i nawiązując do memoriału Krakowskiego Tow. Technicznego dotyczącego reaktywowania tego Ministerstwa, proponuje wznowić akcję Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, kilkakrotnie, w szeregu memoriałów i artykułów omawianą. Dalej uważa za wskazane zwrócić się do Naczelnego Wodza Sił Zbrojnych w tej sprawie podkreślając, że ponowne utworzenie Ministerstwa Robót Publicznych jest ze względu na obronność kraju, koniecznością państwową. Również konserwację robót publicznych wykonywanych w Małopolsce uważa za zupełnie niewystarczającą i proponuje zwrócić się z odpowiednimi wnioskami do Władz Centralnych.

Inż. Lisowski zwraca uwagę na konieczność obserwowania memoriałów przedkładanych przez nasze Towarzystwo za pośrednictwem Naczelnej Organizacji Inżynierów. Delegaci P. T. P. do Rady Głównej N. O. I. powinni się tą sprawą zainteresować. W sprawie zwiększenia ilości członków jest zdania, że najlepsze rezultaty dadzą indywidualne starania, przy uwzględnieniu możliwości finansowych poszczególnych kandydatów.

Prof. Inż. Hauswald powracając do omawianego memoriału Krakowskiego Towarzystwa Technicznego wpytuje się za poparciem tych wniosków w tym memoriale zawartych, radzi jednak przesłać ponownie Naczelnej Organizacji Inżynierów nasze dawne wnioski w sprawie utworzenia Ministerstwa Spraw Technicznych z apelem o szybkie przedłożenie ich właściwym czynnikiem.

Inż. Kubiński uważa drogę obniżenia wkładek członkowskich za najwłaściwszą do zwiększenia ilości członków.

Po zakończeniu dyskusji poddany przez Przewodniczącego pod głosowanie wniosek Inż. Kamieniobrodzkiego o udzielenie Wydziałowi Głównemu absolutorium uchwalono przez aklamację. w końcu przyjęto wniosek prof. Hauswalda i wniosek Inż. Bluma uzupełniony przez prof. Hauswalda.

Przewodniczący odczytuje nazwiska i wręcza dyplomy zaszczytnego uznania za 30-letnią nieprzerwaną przynależność do Towarzystwa nast. członkom:

1. Inż. Alfredowi Aleksandrowi z Nowego Sącza; 2. Inż. Bogdanowiczowi Aleksandrowi ze Lwowa; 3. Prof. Inż. Ciechanowskiemu Zygmuntowi ze Lwowa; 4. Inż. Glazerowi Ksaweremu z Węgierskiej Górki koło Żywca; 5. Inż. Huberowi Kazimierzowi z Tarnowa; 6. Inż. Janowskiemu Włodzimierzowi ze Lwowa; 7. Inż. Kinelowi Ignacemu ze Lwowa; 8. Knausowi Konradowi ze Lwowa; 9. Inż. Marcinkiewiczowi Romanowi ze Lwowa; 10. Inż. Szumskiemu Stefanowi ze Lwowa; 11. Inż. Wowkonowiczowi Romualdowi z Tarnowa.

Przystępując do wyboru nowych członków Wydziału Głównego przewodniczący zaprasza na skrutatorów Inż. Kamieniobrodzkiego, Inż. Kubińskiego i prof. Zipsera, po czym zarządza 15-minutową przerwę.

Po ustaleniu wyników głosowania prof. Zipser podaje do wiadomości nazwiska zaproponowanych przez Komisję Matkę i wybranych przez Walne Zgromadzenie nowych członków Wydziału Głównego.

Nowy skład Wydziału Głównego P. T. P. w r. 1937 przedstawia się następująco:

Prezes: Prof. Dr Otto Nadolski, Wiceprezesi: Inż. Andrzej Nosowicz, Inż. Stanisław Kozłowski, Członkowie: Prof. Dr Adolf Joszt, Inż. Liberat Krasucki¹⁾, Dr Inż. Franciszek Krzysik, Inż. Zygmunt Marynowski, Prof. Dr Maksymilian Matakiewicz, Inż. Juliusz Mokry, Dr Inż. Stanisław Ochędusko, Inż. Władysław Ostrowski, Prezes hon. Inż. Stanisław Rybicki, Inż. Franciszek Szczygieł, Dr Inż. Robert Szewalski, Inż. Bronisław Welcher, Inż. Zbigniew Wierzbiański, Dr Inż. Edmund Wilczkiewicz, Inż. Tadeusz Wróbel, Prof. Inż. Kazimierz Zipser. Zast. członków: Inż. Stanisław Basch, Inż. Stanisław Kornicki i Inż. Roman Voelpel.

Komisja Rewizyjna: 1. Inż. Biernacki Konstanty. 2. Inż. Kolbuszowski Michał. 3. Inż. Matzke Władysław. 4. Inż. Kamieniobrodzki Alfred. 5. Inż. Winiarz Kazimierz.

Sąd Honorowy: 1. Inż. Bedyktowicz Bogdan. 2. Inż. Engel Kazimierz. 3. Prof. Inż. Geisler Edward. 4. Inż. Hilbricht Edward. 5. Prof. Inż. Hubicki Stanisław. 6. Prof. Dr Klemensiewicz Z. 7. Inż. Lisowski Konrad. 8. Inż. Łoziński Konrad. 9. Prof. Inż. Łukasiewicz Stanisław. 10. Inż. Nechay Ernest. 11. Inż. Piwoński Emil. 12. Inż. Prachtel-Morawiański Paweł. 13. Inż. Przetocki Marian. 14. Inż. Tomaszewski Antoni. 15. Inż. Voelpel Roman.

Sąd polubowny: 1. Inż. Biernacki Konstanty. 2. Prof. Inż. Bratro Emil. 3. Inż. Derdacki Zdzisław. 4. Prof. Inż. Hauswald Edwin. 5. Inż. Jarosz Tadeusz. 6. Inż. Kinel Ignacy. 7. Prof. Dr Krukowski Włodz. 8. Inż. Krzyworażka Paweł. 9. Inż. Lupiński Stefan. 10. Inż. Łazoryk Bohdan. 11. Inż. Matzke Władysław. 12. Prof. Inż. Osiński Marian. 13. Inż. Ostawski Henryk. 14. Inż. Przetocki Kazimierz. 15. Inż. Rogowski Roman. 16. Inż.

¹⁾ Nowowyzbrani członkowie Wydziału Głównego: na okres 2-letni.

Szumski Stefan. 17. Inż. Winiarz Kazimierz. 18. Inż. Winnicki Bronisław.

Przewodniczący Walnego Zebrania przedkłada następujące wnioski Wydziału Głównego:

1. Pragnąc umożliwić młodszym Inżynierom wstępowanie do Polskiego Towarzystwa Politechnicznego, Walne Zgromadzenie uchwała obniżyć wkładki dla nowowstępujących na okres 3 (trzech) lat po uzyskaniu dyplomu, t. zn. po 1.50 zł. mies. przy czym wysokość wpisowego pozostaje niezmienną tj. 1 zł.

2. Walne Zgromadzenie uchwała utrzymać w roku adm. 1937 wkładki członkowskie w dotychczasowej wysokości.

3. Walne Zgromadzenie przychyliła się do wniosku Komisji Rewizyjnej i Wydziału Głównego i uchwała przełanie kwoty 67 zł. z r-ku S. S. S. na konto P. T. P.

Po dyskusji, w której zabrali głos: Inż. Kubiński, Prof. Dr Aulich, Inż. Ciechanowicz, Inż. Prachtel-Morawiański, Inż. Staub, Prof. Inż. Geisler i Inż. Mucha, przyjęto wszystkie wnioski Wydziału Głównego.

W końcu Przewodniczący odczytuje nast. wezwania: 1. Zwraca się z apelem do wszystkich Członków o opracowywanie artykułów treści ogólnej i nadsyłanie ich do Redakcji Czasopisma.

2. Podtrzymuje apel ogłoszony w 59 sprawozdaniu Wydziału Głównego P. T. P. za r. 1936 i wzywa wszystkich Członków, którym drogą jest dobro Towarzystwa, o propagowanie wśród inżynierów niezrzeszonych idei łączności, przez wpisywanie się na członków najstarszego Stowarzyszenia jakim jest P. T. P.

3. Wzywa wszystkich członków do wzięcia udziału w uroczystościach 60-lecia Polskiego Towarzystwa Politechnicznego i Pierwszego Polskiego Kongresu Inżynierów, które się odbędą w dniach 12—16. IX. br. we Lwowie.

4. Zwraca się z apelem do wszystkich inżynierów o zgłaszanie referatów na zebrania śródowe o treści ogólnego znaczenia i referatów specjalnych na zebranie sekcyjne.

Po stwierdzeniu, że do pkt. 8 porządku obrad nie wpłynęły żadne wnioski, zamyka Przewodniczący o godz. 20.30, 59-te Walne Zgromadzenie Członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego.

Sprostowanie do artykułu prof. Hauswalda w „Czasop. Techn.” s. 269, szpalta 1, w. 22 z góry — zamiast: zakładów — ma być: dróg.

Urządzenie jubileuszu 60-ciolecia Polskiego Towarzystwa Politechnicznego będzie połączone z koniecznymi znaczniejszymi wydatkami. Dlatego uprasza się tych Członków P. T. P., którzy zalegają z zaplaceniem wkładek, by zechcieli jak najrychlej je wyrównać.

WYDZIAŁ GŁÓWNY P. T. P.

TREŚĆ: Prof. Dr. Witold Wierzbicki: W sprawie bezpieczeństwa pręta wyciąganego osiowo. — Inż. Wł. Kollis: Projekt drogi wodnej Gdynia-Bydgoszcz. — Inż. Bazyli Trakało: Czy należy unikać drogi w poziomie? — Przegląd czasopism technicznych. — Recenzje i krytyki. — Nekrologia. — Sprawy Towarzystwa.

„CZASOPISMO TECHNICZNE“ WYCHODZI 10-go i 25-go KAŻDEGO MIESIĄCA.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:	Adres Redakcji i Administracji:	Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:
1/1 str. zł. 240; 1/2 str. zł. 140	Lwów, ul. Zimorowicza 1. 9.	2-krotnie 10% 3-krotnie 12%
1/4 " " 80; 1/8 " " 50	Telefon Redakcji 226—60. Telefon	4- " 15% 6- " 20%
1/16 " " 30; 1/32 " " 20	Redaktora 236—46. Konto P. K. O.	10- " 25% 12- " 30%
	151,857.	18- " 40% 24- " 50%
Ogłoszenia na miejscach specjalnie rezerwowanych o 25% drożej. Dla ogłoszeń o zaopiarowaniu lub poszukiwaniu pracy opust 50%.	Prenumerata w kraju: rocznie zł. 32; kwartalnie zł. 8.	Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne
	Cena pojedynczego zeszytu zł. 1.60.	