

TR E Ś Ć: Inż. Dr. Al. Pareński: Zbiorniki powodziowe i użytkowe w dorzeczu Świcy i Łomnicy. (Ciąg dalszy). — Dr. T. Kluz: O budowie dróg powietrznych. (Ciąg dalszy). — Inż. K. Stadtmüller: Program pracy przy ustalaniu słowiańskiego słownictwa technicznego. — Inż. Dr. Wł. Burzyński: W sprawie wybożenia. — Inż. Dr. A. Chmielowiec: Największy na świecie most żelbetowy. — Inż. G. Daniłow: Rama prostokątna pionowo obciążona. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Kongresy i Zjazdy. — Zebrania i odczyty w Towarzystwie. — Sprawy Towarzystwa.

Inż. Dr. Aleksander Pareński.

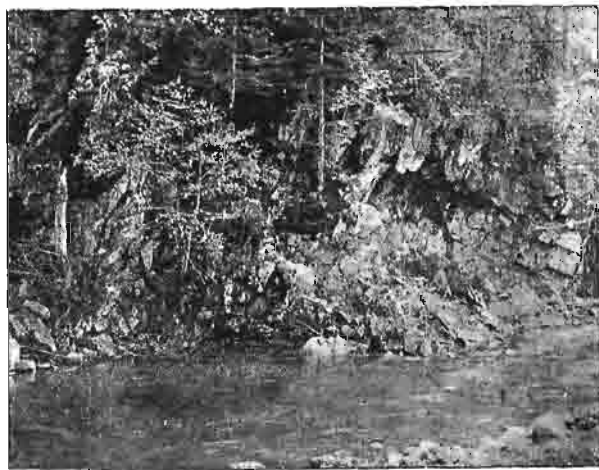
Zbiorniki powodziowe i użytkowe w dorzeczu Świcy i Łomnicy.

(Ciąg dalszy).

E) Wnioski wypływające ze zbadanych geologicznych.

Nasunięcia poszczególnych skib karpackich na siebie spowodowały wypiętrzenie warstw, które zależnie od wielkości i kierunku upadu warstw stają się dla budowy przegród czynnikiem ujemnym lub dodatnim. Ujemnym dla samego podparcia przegrody ponieważ przegroda pod działaniem swego własnego ciężaru mogłaby się po płaszczyźnie warstwy zesunąć. Dodatnim dla oparcia przyczółków przegród szczególnie łukowych, działających pod naporem wody, napełnionego zbiornika, jako sklepienie, zależnie od kierunku upadu, który musi być przeciwny kierunkowi parcia przyczółków, t. j. kierunkowi biegu rzeki. Wielkość upadu warstw w poszczególnych przekrojach, w których zaprojektowano przegrody w przeważnych przypadkach nie jest znaczną, wynosi bowiem dla przekrojów I—19 S, II—6 N, III—39 S, IV—12 S, V—14 S, VII—23 S, IX—25 S, z wyjątkiem przekrojów VI i X, w których wielkość tego upadu wynosi dla VI—75 S, a dla X—62 N.

Także kierunki upadów są dla całości budowli, t. zn. dla fundamentowania i oparcia przyczółków przegród dodatnie, t. zn. zwrócone ku południowi czyli w przeciwnym kierunku biegów rzek, z wyjątkiem przekroju II i X, które wykazują niekorzystny, t. j. północny kierunek upadu warstw. W przekroju II-gim odgrywa ten północny kierunek nie wielką rolę ze względu na mały upad warstw 6 stopniowy, natomiast w przekroju X jest on czynnikiem ujemnym.



Ryc. 16

Południowy kierunek upadu warstw ma także ważne znaczenie dla szczelności zbiornika, mianowicie dodatnie, ponieważ jest wprost przeciwnym biegowi wody w łózku rzeki.

Następnym czynnikiem stratygraficznym, mającym wpływ na budowę zapor i zbiorników jest bieg warstw. Bieg ten jest we wszystkich przekrojach projektowanych

przegród czynnikiem dodatnim dla budowli. Nie odchyła się bowiem znacznie w badanym obszarze od normalnego biegu skib karpackich, który wynosi 315° NW, wahając się między 307° NW (w przekroju VI-tym), a 342° NW (w przekroju IV-tym). Bieg ten jest przeważnie prostopadły lub mało ukośny (zbliżony do prostopadłego) do biegu rzek (jak widoczne z rys. 2), a ponieważ upad warstw jest stale prostopadły do ich biegu, przeto oparcie i podparcie przegrody nie natrafi na większe trudności. W jednym przypadku, t. j. w przekroju III-cim bieg warstw skalnych jest prawie równoległy do biegu rzeki, co jest czynnikiem ujemnym dla budowy. Łatwo jednak tę przeszkodę usunąć, przesuując przegrodę poniżej projektowanego miejsca tembardziej, że rzeka Mizunka płynie tu w najszerszym miejscu formacji kredowej (patrz rys. 2). Pozatem szczelność pod budowlą można będzie także — przy niekorzystnym biegu warstw skalnych — uzyskać środkami sztucznymi, jak n. p. iniekcją z płynnego cementu pod wysokim ciśnieniem do 40 atmosfer, przy pomocy otworów wierconych. Szereg już w ten sposób wykonanych przegród wskazuje na dodatnie wyniki tego sztucznego środka wzmacniającego.

Ten sztuczny zabieg jest wskazany i z tego względu, że stosunek modułu elastyczności podłoża do modułu elastyczności przegrody — wykonanej bądźto z betonu



Ryc. 17.

z wkładkami żelaznymi lub bez, bądźto z t. zw. gigant-betonu, t. zn. betonu o olbrzymich ziarnach tłuczni, względnie odłamów skalnych, wreszcie z kamienia łamanego — zbliża do jedności, zapobiegając tem samem, względnie zmniejszając do minimum ruchy przegrody.

Należy tu zaznaczyć, że uwarstwienie poziome skał nie zawsze jest dla fundamentowania najkorzystniejsze,

szczególnie niekorzystnym jest układ cienkoławicowych skał o charakterze litologicznym, t. zn. przekładanym innym rodzajem skał o mniejszej lub większej wytrzymałości, n. p. piaskowiec przekładany łupkami.

Najlepiej nadaje się do fundamentowania tak ciężkich budowli, jakimi są przegrody dolin, formacja eocieńska, posiadająca przeważnie twarde piaskowiec (wygodzki), występujący bądźto w skałach bryłowych, bądź też uławiczone następnie warstwy popielskie i hieroglifowe. Również z powodu twardości tych skał rozmycie dolin rzecznych jest w miejscach, w których rzeki tę formację przekraczają, najmniejsze, a doliny najwęższe.

Wskutek tych dodatnich cech obrano przeważną część przekrojów, t. j. II, IV, VI, VII, IX i X dla projektów przegród, w formacji eocieńskiej.

Mniej dobrze do omawianego celu nadaje się formacja kredowa ze względu na jej litologiczny charakter. Wprawdzie i w tej formacji występują twarde piaskowce (jamieńskie o miąższości do 100 m) lecz inne piętra tej formacji jak warstwy płytowe (świętosławskie również dość twarde) i warstwy inceramowe przekładane są czerwonymi, czarnymi i zielonymi łupkami, marglami, krzemionkowymi, wreszcie fukoidowymi o mniejszej wytrzymałości.

W formacji tej zaprojektowano cztery przegrody, mianowicie Nr. I, III, V i VIII.

Formacja oligocenska, ze względu na mało wytrzymałe i mało szczelne podłoże, w którym występują przeważnie łupki menilitowe — do fundamentowania ciężkich budowli nie nadaje się dobrze.

W piaskowcach bryłowych formacji kredowej i eocenu można dopuścić natężenie pod fundamentami przegrody do 14 kg/cm^2 , w piaskowcach warstwowych (bez wkładek skał miękkich), tych formacji, $8-12 \text{ kg/cm}^2$ zależnie od grubości, biegu i upadu tych warstw, wreszcie w piaskowcach miękkich oraz twardych przy uwzględnieniu litologicznego charakteru budowy geologicznej, to natężenie dopuszczalne waha między 5 do 8 kg/cm^2 .

Warunki te można jednak znacznie polepszyć środkami sztucznymi, o których mowa wyżej.

Wysokość przegród jest w pewnym stopniu zależną od naprężenia dopuszczalnego czyli od wytrzymałości podłoża. Naprężenie dopuszczalne 5 do 8 kg/cm^2 zdolne jest podeprzeć przegrodę typową, o których wyżej mowa, od 25 do 40 m wysoką, naprężenie $8-12 \text{ kg/cm}^2$, przegrodę od 40 do 60 m wysoką a naprężenie wyższe jak 12 kg/cm^2 , przegrodę wyższą jak 60 m.

Taki jest wynik ogólnych badań geologicznych na obszarze dorzeczy rzek Świcy i Łomnicy, na którym zaprojektowano w ogólnych zarysach grupę współdziałających z sobą zbiorników retencyjnych i użytkowych.

Wynik ten nie przesądza jednak wyników szczegółowych badań, geologicznych w odpowiednich przekrojach dla projektów szczegółowych.

Te dość szczegółowe badania geologiczne przeprowadzono celem zorientowania się w podłożu karpackim, które pod względem geologicznym należy — jak te badania wykazały — do podłoża nadającego się pod fundamenty ciężkich budowli.

Tak w rzeczywistości przedstawia się — ze stanowiska naukowego — podłoże karpackie pod względem wytrzymałości i szczelności gruntu.

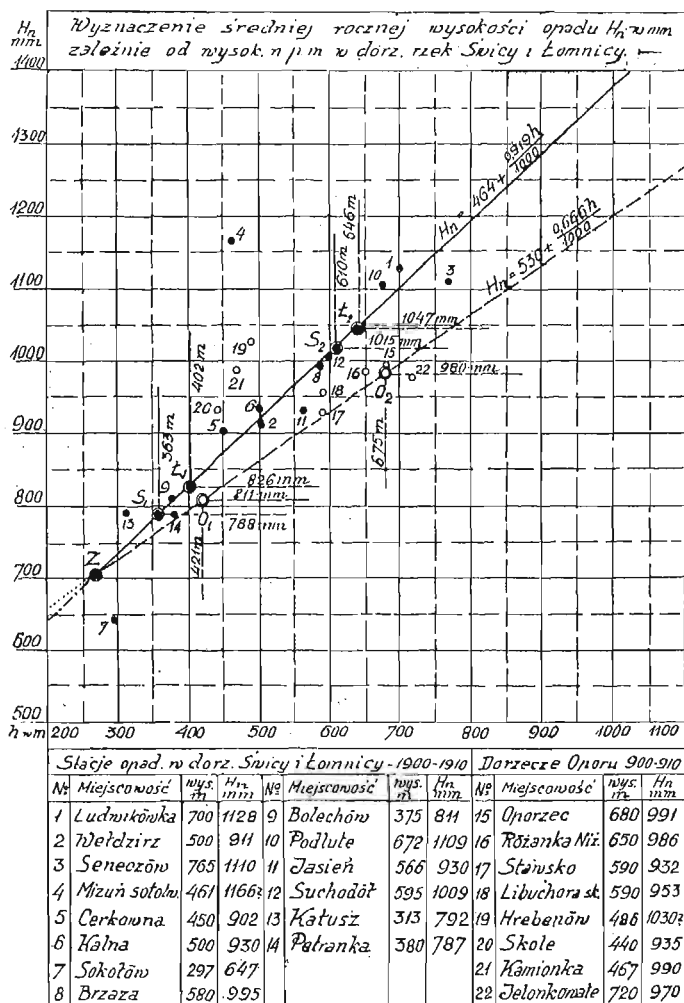
III. Hydrologia.

A) Stosunki opadowe.

Rzeka Świca wraz ze swymi znaczącymi dopływami lewobrzeźnymi Sukielą i Mizunką a Łomnica z Młodą i Czeczwą, mają swoje źródła na głównym grzbiecie karpackim, którego szczyty w tem odcinku sięgają od 1161 (Heczka) do 1815 (Siwula) nad poziom morza A. Wysokość ta jest znaczną w stosunku do wysokości

szczytów sąsiedniego zachodniego odcinka grzbiecie karpackiego, tworzącego południowy dział wodny dorzecza rzeki Stryja wraz z Oporem. Szczyty sięgają tu od 882 (Korna) do 1405 (Pikul) n. p. m. A. Różnica zatem między południowymi działami wód, a zarazem i górnymi obszarami dorzeczy — w których projektowane są przegrody dolin — rzek Stryja z Oporem oraz Świcy i Łomnicy, wynosi średnio około 300 m. Obie te rzeki są pod wieloma względami do siebie podobne tak, że możnaby je nazwać siostrami.

Powierzchnia dorzecza rzeki Świcy wynosi 1490 km^2 a rzeki Łomnicy 1522 km^2 , razem więc 3012 km^2 , to znaczy tyle, ile Stryj z Oporem (2919 km^2). Z powierzchni tej przypada tak w dorzeczu jednej jak i drugiej rzeki około $\frac{2}{3}$ na obszar karpacki, a około $\frac{1}{3}$ na obszar przedgórza karpackiego i niziny. Charakter krajobrazowy tych obszarów jest jednaki. Z obszaru karpackiego dorzeczy obu rzek objęto połowę projektami zbiorników retencyjnych i użytkowych, mianowicie: w dorzeczu Świcy $600,8 \text{ km}^2$ a w dorzeczu Łomnicy $516,2 \text{ km}^2$, razem więc 1117 km^2 (rys. 1). Jest to $33,6\%$, a więc więcej jak $\frac{1}{3}$ całkowitej zlewni.



Rys. 18.

Obszar ten obejmuje część źródłową tych rzek i ich najważniejszych dopływów, leżącą pod głównym grzbiecie karpackim oraz pas ich górnych biegów. Wysokości, na których zaprojektowano zbiorniki, można uważać za znaczne, leżą one w pasie wysokościowym między 600 m (najniższy Hleśnia na Hlence) a 840 m n. p. m. A. (Darów na Łomnicy).

Stacjami opadowymi w dorzeczu rzek Świcy i Łomnicy było i jest niewiele. Do roku 1914 było w dorzeczu Świcy 10 a dorzeczu Łomnicy 5 stacji. Stacje te — oczy-

Tabela I.

Stacja opadowa	Opad roczny w mm						Wys. stacji n. p. m. A.	Najw. opad miesięczny w mm*)						Opad dzienny w mm			
	Rok			Wys. opadu				Suchy 1904		Normalny 1909		Mokry 1906		Maximum			
	Suchy	Norm.	Mokry	zredukowana				miesiąc		miesiąc		miesiąc		Opad Data			
	1904	1909	1906	1904	1909	1906		VIII	IX	X	V	VI	VII	VI	VII	Opad	Data
Dorzecze rzeki Świcy																	
Ludwikówka	1040	1095	1487	690	1150	1495	700	136	225	150	108	153	179	285	148	61,5	5/VI 1906
Wełdzirz	799	824	1079	534	890	1157	500	174	173	97	156	144	89	233	112	60,2	6/VI 1906
Seneczów	1049	939	1363	741	1235	1605	765	101	134	211	106	123	121	236	146	65,3	12/IX 1906
Mizuń Sołotwiński	1039	—	—	528	880	1144	490	150	177	156	—	—	—	—	—	—	—
Cerkowna	784	826	1155	498	830	1079	450	116	155	110	122	107	117	240	134	80,0	10/VII 1906
Kalna	850	807	1163	534	890	1157	500	136	191	107	140	111	109	264	118	87,1	6/VI 1906
Sokołów	—	565?	—	420	700	910	297	113	70	—	68	106	32	164	173	84,0	14/VII 1906
Brzaza	843	892	1239	597	995	1294	580	118	186	119	162	112	119	291	131	82,0	6/VI 1906
Bolechów a)	729	792	1045	447	745	969	375	122	132	89	95	125	81	224	115	66,6	6/VI 1906
Bolechów b)	—	—	—	447	745	969	375	—	141	96	—	—	62?	—	—	—	—
Dorzecze rzeki Łomnicy																	
Podlute	875?	931?	—	666	1110	1443	672	122	166	163	139	80	47	—	—	—	—
Jasień	856	—	1070	591	985	1271	566	124	165	96	—	—	—	—	—	—	—
Suchodół	—	—	1070	609	1015	1320	595	165	167	—	—	—	—	214	108	80,0	6/VI 1906
Kałuż	643	846	1025	426	710	923	313	125	131	83	91	173	43	179	174	48,6	6/VI 1906
Petranka	636	—	—	450	750	975	380	114	142	53	54	106	37	190	107	56,0	5/VI 1906

*) Maxyma roczne danego miesiąca oznaczono tłustym drukiem.

wiście jak wszystkie inne od sierpnia 1914 do ich reaktywowania podczas wojny i w okresie organizowania Państwa Polskiego — nie były czynne. Dopiero w ostatnich latach założono tu nowe stacje, bardziej celowo rozłożone, mianowicie: 6 w dorzeczu Świcy (Wyszków, Ludwikówka, Sołotwina mizuńska, Hemnia, Słoboda mizuńska i Sokołów, patrz. rys. 1), a 8 stacji w dorzeczu Łomnicy (Darów, Piskawa, Podlute, Jasień, Meczyszcze, Łuhy, Petranka i Kałuż). Z tych 14 stacji leży 10 w pasie badanym, t. j. w pasie wznoszącym się nad poziom morza od 600 m do najwyższego szczytu 1815 m. Roczna wysokość opadów jest tu nieco większa od takiej wysokości sąsiedniego zachodniego dorzecza Stryja z Oporem, a rośnie w kierunku południowo-wschodnim wraz z podnoszeniem się głównego grzbietu karpackiego.

Stosunek wysokości warstwy opadowej w roku suchym, normalnym i mokrym wynosi — w badanym obszarze — około 60:100:130. Jest to normalny stosunek spotykany na obszarze niemal całego pasma karpackiego, nie obejmuje on jednak wyjątkowych nad- i pod-normalnych (katastrofalnych mokrych i suchych lat) okresów opadowych. W takich przypadkach należałoby jeszcze około 15–20% odjąć względnie dodać do cyfr podanych powyżej.

Normalne stosunki opadowe w badanym obszarze z roku suchego, normalnego i mokrego zestawione są w tabeli I.

Na rys. 18 podano analityczne wyznaczenie średniej rocznej wysokości opadu H_n w mm w dorzeczach rzek Świcy i Łomnicy za okres jedenastoletni, t. j. od r. 1900 do 1911, zależnej od wysokości h w m nad p. m. Adryatyckiego, w porównaniu z taką wysokością z dorzecza Oporu za okres 1896 do 1911.

Do wyznaczenia tej wysokości użyto równanie prostej:

$$H_n = ah + b, \dots \dots \dots 1)$$

w której H_n oznacza średnią roczną wysokość opadu w mm, h = wysokość n. p. m., wreszcie a i b stałe.

Wprawdzie wysokość rocznej warstwy opadowej rośnie z wysokością ponad poziom morza według prawideł linii krzywej lecz w omawianym przypadku rachuje się z dostateczną dokładnością, zastępując tę krzywą w badanym interwale t. j. od punktu Z (270 m i 700 mm opadu) linią prostą.

Celem wyznaczenia punktów stałych S_1 i S_2 względnie L_1 i L_2 , tej prostej wzięto pod rozwagę średnie arytmetyczne rzędnych i odciętych 14 stacji opadowych (podanych na rys. 18) z wyjątkiem wartości odnoszących się do stacji opadowej Mizuń sołotwiński, wykazującej za wielkie wartości wysokości warstwy opadu — podzieliwszy otrzymane wartości na dwie grupy, mianowicie: do pierwszej zaliczono stacje leżące poniżej, a do drugiej powyżej 500 m n. p. m. Tym sposobem dla pierwszej grupy otrzymano punkty stałe S_1 ($H_n = 788$ mm, $h = 363$ m) i L_1 ($H_n = 826$ mm, $h = 402$ m), zależnie od tego, do której grupy zaliczono stacje opadowe Wełdzirz i Kalna leżące na wysokości równej 500 m; oraz punkty stałe S_2 ($H_n = 1015$ mm, $h = 610$ m) i L_2 ($H_n = 1047$ mm, $h = 646$ m). Te cztery podstawowe punkty leżą na jednej prostej, której równanie

$$H_n = 464 + \frac{0,919 h}{1000} \dots \dots \dots 2)$$

bardzo łatwo znaleźć przez podstawienie wartości na H_n i h .

Podobnie prof. Dr. Th. Rehbock¹⁾ znalazł równanie

$$H_n = 530 + \frac{0,666 h}{1000}$$

takiej prostej dla rzeki Oporu, biorąc pod uwagę 16 stacji opadowych — z wykluczeniem Hrebenowa — z całego dorzecza Oporu oraz interwał czasu od r. 1896 do r. 1911 a więc piętnastoletni, w którym się mieszczą obok lat normalnych, lata wybitnie suche i mokre.

Z graficznego przedstawienia obydwóch prostych opadowych dla rzek Świcy i Łomnicy w porównaniu z Opo-

¹⁾ Dr. Th. Rehbock: „Gutachten über den Entwurf eines Opór-Wasserkraftwerkes“. Karlsruhe, 1913.

rem (rys. 18) wynika, że wysokość rocznej warstwy opadowej dla Świcy i Łomnicy rośnie znacznie z wysokością n. p. m. aniżeli dla dorzecza Oporu. Gdy dla Oporu w wysokości 500 m n. p. m. wysokość warstwy opadowej wynosi 863 mm, to Świca i Łomnica wykazują w tej wysokości 924 mm czyli o 61 mm więcej. Różnica ta wzrasta z wysokością nad poziom morza i wynosi dla 1000 m już 187 mm, a dla 1500 m — 314 mm.

Są to wartości średnie — skrajne wartości wysokości warstwy opadowej, otrzyma się przy zastosowaniu stosunku (podanego powyżej) 60:100:150. Ponadto należy zauważyć, że wartości te uzyskano drogą arytmetyczną, drogą geometryczną (planimetrem) uzyskuje się wartości około 12% większe.

Na uwagę zasługuje tu jeszcze natężenie deszczu. Wprawdzie natężenie opadu jest zupełnie niezależne od położenia geograficznego oraz od średniej rocznej i miesięcznej wysokości opadu, lecz wielkość tego natężenia odgrywa ważną rolę przy budowach przeciwpowodziowych. Przy natężeniu opadu rozróżniamy trzy elementy zasadnicze, mianowicie: 1. wysokość maximum natężenia, 2. czas trwania i 3. zasięg natężenia.

Wielkości te są od siebie zależne. Związek między maximum natężenia „*i*” w mm/min a powierzchnią zasięgu „*A*” w km² da się ogólnie według Haeusera, Horáka, Rożańskiego i Hellmanna wyrazić ogólnym równaniem:

$$i = a - \sqrt[3]{\beta \cdot A} \text{ mm} \quad \dots \quad 3)$$

lub
$$A = \frac{(a-i)^3}{\beta} \text{ km}^2 \quad \dots \quad 4)$$

w czym *a* i *β* są stałymi wyznaczalnymi na podstawie materiału statystycznego dla badanego obszaru.

Podobnie związek między natężeniem maksymalnym a czasem określił Hellmann równaniem:

$$i = a + \frac{b}{\sqrt[3]{T}} \text{ mm} \quad \dots \quad 5)$$

lub
$$T = \left(\frac{b}{i-a} \right)^3 \text{ minut} \quad \dots \quad 6)$$

Prof. Dr. Rożański²⁾ wyznaczył stałe *a* i *b* dla b. zaboru austriackiego, mianowicie *a* = -0,365, *b* = +5,143. Stałe *a* i *β* nie zostały dla obszaru Polski dotychczas wyznaczone, natomiast Haeuser i Horák przyjmują dla Bawarii i Moraw, a więc krajów o krajobrazie pokrewnym krajobrazowi karpackiemu: *a* = 5,0 zaś *β* = 0,2.

Ze spostrzeżeń natężenia opadu w b. zaborze austriackim zasługuje na szczególną uwagę opad z 18 czerwca 1906 (rok wybitnie mokry), obserwowany w stacji Przemysłany (dorzecze Dniestru) podany w tabeli 2-giej³⁾.

Podstawiawszy te wartości we wzorach 5) względnie 6) otrzymamy stałe:

$$a = \text{od } -0,545 \text{ do } -2,662, \\ b = \text{od } 4,455 \text{ do } 15,069.$$

²⁾ Dr. A. Rożański: „Oznaczenie przepływu wielkiej wody w potokach”. Warszawa 1929.

³⁾ Rocznik Centr. Biura Hydrograficznego w Wiedniu 1906, str. 53 (wydanie polskie).

Tabela II.

Dla jednego opadu	Data	Początek opadu	Czas trwania	Natężenie w mm/min	<i>a</i>	<i>b</i>
5 mm	18/VI 906	11 h 32'	1 min	5,0 mm	-0,545	4,455
10 "	"	11 h 32'	3 "	3,3 "	—	—
20 "	"	11 h 30'	6 "	3,3 "	—	—
30 "	"	11 h 30'	9 "	3,3 "	—	—
40 "	"	11 h 27'	12,5 "	3,2 "	—	—
50 "	"	11 h 27'	16 "	3,1 "	—	—
60 "	"	11 h 22'	21 "	2,8 "	—	—
65 "	"	11 h 22'	28 "	2,3 "	-2,662	15,069

Dla projektów zbiorników retencyjnych trzeba przyjąć dolne krańce maksymalnego natężenia, które według wzoru 5) dla 30 minutowego deszczu, dają maksymalne natężenie:

$$i = -2,962 + \frac{15,069}{\sqrt[3]{30}} = 2,19 \text{ mm.}$$

Natężenie to nie jest jeszcze miarodajnym, ponieważ zależnym jest także od zasięgu.

W omawianym projekcie występują następujące wielkości dorzeczy względnie zasięgi deszczów nawalnych, *a)* jako zasięgi zbiorników pojedynczych: 1. *S*₃ = 210,6 km² (III, przegroda Sołotwina Mizuńska), 2. *E*₂ = 212,6 km² (VII, przegroda Podlute) i najmniejsza powierzchnia 3. *S*₅ = 40,5 km² (V, przegroda Brzaza);

b) zasięgi złożone (w razie wybudowania tylko zbiorników dolnych): *S*₃ + *S*₄ = 210,6 + 83,4 = 294,0 km² (IV, przegroda Mizuń Nowy) i 2. *E*₂ + *E*₁ + *E*₃ = 212,6 + 94,2 + 87,5 = 394,3 km² (VII przegroda Podlute bez przegród górnych, VI Darów i VIII Mszana).

Dla zasięgów pojedynczych otrzymano według wzoru 3):

$$\text{dla III, } i = 5 - \sqrt[3]{0,2 \times 210,6} = 1,52 \text{ mm}$$

$$\text{dla VII, } i = 5 - \sqrt[3]{0,2 \times 212,6} = 1,51 \text{ mm}$$

$$\text{dla V, } i = 5 - \sqrt[3]{0,2 \times 40,5} = 3,00 \text{ mm,}$$

dla zasięgów dolnych:

$$\text{dla IV, } i = 5 - \sqrt[3]{0,2 \times 294,0} = 1,11 \text{ mm}$$

$$\text{dla VII, } i = 5 - \sqrt[3]{0,2 \times 394,3} = 0,71 \text{ mm.}$$

Wreszcie zasięg maksymalnego natężenia odpowiadającego 30 minutowemu deszczowi nawalnemu wynosi według wzoru 4):

$$A = \frac{(5-2,19)^3}{0,2} = 110,9 \text{ km}^2 \text{ okrągło } 111 \text{ km}^2.$$

Krzywa „*i*” według wzoru 3-go i krzywa „*A*” według wzoru 4-go nie jest jednak ważną w granicach od 0 do ∞, ponieważ już przy powierzchni *A* = 625 km² → *i* = 0 i odwrotnie. Interwał ważności tej krzywej dla stosunków opadowych w b. zaborze austriackim można przyjąć dla *i* = (6,0 do 1,0) mm, zaś dla *A* = (0,001 do 320) km².

Na podstawie tych zasad obliczono poniżej odpływ. (C. d. n.).

Inż. Dr. Tomasz Kluz,
kierownik budowy lotnisk i dróg powietrznych w Minist. Kom.

O budowie dróg powietrznych.

(Ciąg dalszy).

f) Smołowane nawierzchnie pola wzlotów.

Podobnie, jak w Europie znalazła niemal wyłącznie zastosowanie nawierzchnia darniowa na polach wzlotów,

tak w Stanach Zjednoczonych przyjęły się znowu nawierzchnie smołowane (węglowodorowe), budowane przede wszystkim z myślą stworzenia jak najlepszych warunków

ków dla lądowania samolotów. Różnią się one zasadniczo od nawierzchni darniowej, że życie roślinne w nich jest wyeliminowane. To sprowadza za sobą zupełnie inne wymogi odnośnie odwodnienia i plantowania. Ponieważ niema tu mowy w ścisłym tego słowa znaczeniu o glebie, która w istocie swej wymaga przystosowania do pewnego akumulowania i przechowywania wilgoci potrzebnej dla życia roślin, więc dany teren może być pozbawionym zupełnie wody, która jest dla nawierzchni smołowanej niepotrzebna. Odpływ wody opadowej odbywa się tu nie przy pomocy drenów, lecz przez spływ po powierzchni terenu. Ogólny układ spadków musi więc być tego rodzaju, by to odprowadzenie powierzchniowe wody opadowej było możliwe.

Nawierzchnie smołowane są niezwykle różnorodne. Ponieważ stosowane są od niedawna, więc nie było jeszcze czasu na ustalenie najbardziej odpowiednich typów smołowania. Prace w tym kierunku uważać raczej należy za szereg mniej lub więcej udatnych prób. Poniżej podane rodzaje wraz z odpowiednimi datami, zastosowane na poszczególnych lotniskach amerykańskich, dały według zapodań amerykańskiej prasy technicznej bardzo dobre wyniki.

Stosowane na lotniskach smołowanie nawierzchni podzielić można na: 1. smołowanie powierzchniowe i 2. smołowanie wgłębne. Smołowanie powierzchniowe polega na silnym skropieniu lub polaniu uprzednio przygotowanego terenu emulsją bitumiczną, której głównym składnikiem jest asfalt, dla utworzenia cienkiej powierzchniowej warstewki ochronnej. Smołowanie zaś wgłębne nawierzchni powstaje przez zmieszanie tejże z powyższymi bituminami tak, że nawierzchnia po osiągnięciu pewnej spoiwości nie przepuszcza wody do podłoża.

Smołowanie powierzchniowe jest oczywiście znacznie tańsze od smołowania wgłębne. Najprostszy sposób smołowania powierzchniowego polega na odpowiednim ułożeniu i zwłóczeniu ziemi, polaniu wyrównanej powierzchni kompozycją asfaltową i następnym powtórnym zwłóczeniu. Wprawdzie luźne, drobne grudki, znajdujące się na powierzchni, są często porywane przez pęd powietrza, wywołany obrotem śmigła, jednak nie powstają już tumany kurzu i pyłu, które działając niszcząco na silniki lotnicze są prawdziwą plagą na lotniskach o lotnej nawierzchni. Drugim efektem powierzchniowego traktowania jest to, że teren podlega w znacznie mniejszym stopniu rozmiękczeniu podczas deszczów, niż w wypadku niestosowania asfaltu. Mniejsze deszcze wogóle nie rozmiękczają terenu.

Powyższe przygotowanie terenu okazuje się zwłaszcza bardzo skutecznym na pasach przejściowych, wzdłuż twardej drogi startowych, oraz na pasach pomiędzy dwiema drogami startowymi o twardej nawierzchni. Woda nawet przy większych deszczach spływa łatwo po nasmołowanej powierzchni, tem samem teren przyległy do twardej nawierzchni nie zamaka i nie wpływa niszcząco na bruk jezdni startowych. W celu utrzymania zalet działania smołowania powierzchniowego należy ponawiać tę czynność, w odstępach mniej więcej rocznych. Odstępy te mogą być znacznie dłuższe, jeżeli po kilka smołowaniach nastąpi pewnego rodzaju nasycenie powierzchni materiałem bitumicznym.

Koszt takiego smołowania podaje literatura amerykańska na 0,50 do 1,50 zł na 1 m² powierzchni. Niektórzy autorzy uważają, że koszt ten jest w wielu wypadkach mniejszym niż roczny koszt dla utrzymania zatrawienia powierzchni darniowej (na stosunki europejskie mało prawdopodobne).

Przykładem powyżej podanego smołowania powierzchniowego wprost na wyrównanym terenie jest lotnisko w Bakersfield (Kalifornia). Użyto tam około 1,7 t oleju asfaltowego (o zawartości 60—70% asfaltu) na 1 m² piaszczystej glinki. Po skropieniu olejem powierzchnia zo-

stała zwróconą. Uzyskano w ten sposób równą powierzchnię i dokładne wymieszanie kompozycji asfaltowej z ziemią. Powierzchni tej nie wałowano dlatego, by uzyskać dostatecznie miękkie podłoże, w celu uzyskania jak największych oporów dla płozy samolotów przy lądowaniu. Tę samą metodę powierzchniowego traktowania nawierzchni zastosowano również na lotnisku Visalia (Kalifornia). W tym wypadku lotnisko nie było zwłócone po naoliwieniu. Według zapodań amerykańskich uzyskano zadawalniające wyniki w obydwu powyższych wypadkach.

Nie zawsze jednak skropienie istniejącego podłoża kompozycją asfaltową dawało dobre wyniki. W wypadku, gdy podłoże nie jest dość zwarte dla zatrzymania napojonej asfaltem warstewki na powierzchni, oliwienie nie daje rezultatów. Podłoże z lekkiego piasku należy do tej kategorii. Naoliwiona warstewka „topi się” w podłożu lub zostaje wymieszana przy przejściu kół i płozy samolotu z grubszą warstwą piasku. Dlatego też przy tego rodzaju podłożu samo skropienie kompozycją asfaltową nie wystarcza. Tu trzeba związać grubszą warstwę nawierzchni i unieruchomić. Przy zastosowaniu w tym celu większej ilości kompozycji asfaltowej koszt tego już wgłębne asfaltowania samego piasku byłby nieproporcjonalnie wysoki. Zastosowana na próbę jako materiał wiążący glina dała na lotniskach amerykańskich bardzo dobre wyniki podobnie, jak i przy drogach kołowych. Pewna nieznaczna ilość gliny wymieszana z wierzchnią warstwą piasku, daje w razie naoliwienia daleko lepsze wyniki, aniżeli oliwienie warstw nie zawierających gliny (piasek, żwir i t. p.). Po umieszczeniu więc gliny w cienkiej warstwie na powierzchni splantowanego terenu cały obszar zostaje zwłóczony przy pomocy specjalnych przyrządów, przyczem powierzchnia zostaje wzruszona na głębokości 5 do 8 cm, a warstwa gliny zostaje wymieszana z wierzchnią warstwą piasku. Następujące w dalszym ciągu oliwienie powierzchni i wałowanie daje dosyć zwężłą i równą warstwę, posiadającą wszystkie wymagane zalety dla lądowania.

Tak traktowaną została powierzchnia pola wlotów na wyspie Wilmington (Kalifornia). Warstewka gliny została rozpostartą na podłożu piaszczystem. Po pierwszym jednak oliwieniu i po zwałowaniu zastosowano powtórne oliwienie kompozycją asfaltową (50 do 60% asfaltu) o temperaturze około 60° C. w ilości około 2,3 t na 1 m². Olejowanie wykonano natryskiem pod ciśnieniem 10 atm. W 24 godzin po skropieniu cały obszar został zwłóczony.

Obecnie stosowanie ciężkiego oleju asfaltowego jest uważane za lepsze od oleju lekkiego. Im cięższy olej, tem bardziej trwałe uzyskuje się wyniki i tem większą jest siła wiążąca oleju asfaltowego. Ciężki olej zwiększa w znacznej mierze własność nieprzepuszczania wody przez daną powierzchnię, gdyż przenika on w głąb podłoża i przedłuża w ten sposób trwałość nawierzchni.

System właściwego wgłębne smołowania nawierzchni terenu lotniska polega na przepojeniu nawierzchni bituminami na większej głębokości do 10 i 20 cm. Odpowiednią warstwę nawierzchni miesza się z olejem asfaltowym, wymieszana warstwę układa się na podłożu i wałuje, lub też — o ile dana warstwa posiada pory umożliwiające przenikanie asfaltu do żądanej głębokości, wciska się daną kompozycję w daną nawierzchnię i w ten sposób tworzy się mniej więcej jednostajną masę. Powstała w ten sposób warstwa nieprzepuszcza wody i jest wolna od kurzu.

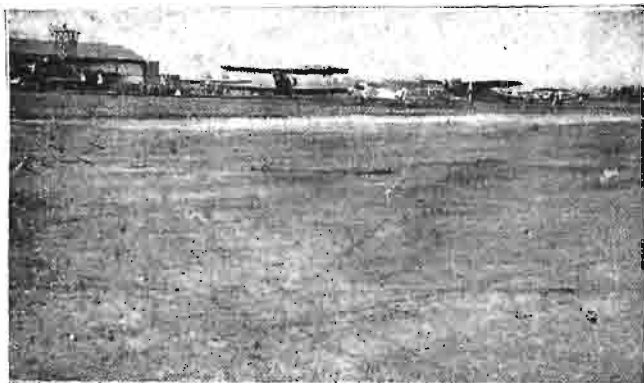
W bardzo prosty sposób została wykonana taka nawierzchnia w Jacksonville (Floryda) jako podłoga w hangarach, na jezdni startowej i drogę dojazdową. Powierzchnia z piaszczystej glinki skropiona olejem asfaltowym została wzruszona i wymieszana z asfaltem przy pomocy równaczy i bron. Czynności te, to jest skrapianie olejem i bronowanie powtórzone kilkakrotnie aż do utwo-

rzenia jednolitej nawierzchni z tego rodzaju betonu asfaltowo-ziemnego o grubości około 20 *cm*.

Dalszy typ ulepszonej nawierzchni polega na pokryciu podłoża jezdni warstwą ciężkiej nawierzchni. Przygotowuje się ją w ten sposób, że na podglebiu odpowiednio ubitem, ułożonym i zdrenowanym, nakłada się warstwę mieszaniny, którą się również jaknajdokładniej ubija. Mieszanina taka składa się z tłucznia, żwiru lub żużla. Wyrównaną powierzchnię polewa się bituminami, które wnika ją łatwo wgląd i spajają w jedną masę wierzchnią warstwę nawierzchni. System ten nadaje się specjalnie do jezdni startowych przy stopniowej budowie. Nawierzchnia powyższa daje się bowiem łatwo zamienić na najwyższy typ nawierzchni, to jest nawierzchni z betonu asfaltowego. W każdej chwili cienka nawet warstwa betonu asfaltowego ułożona na nawierzchni powyżej opisanej, a traktowanej obecnie jako podłoże pod asfalt, wiąże się bardzo dobrze z podłożem bez specjalnego wzmocnienia tegoż podłoża.

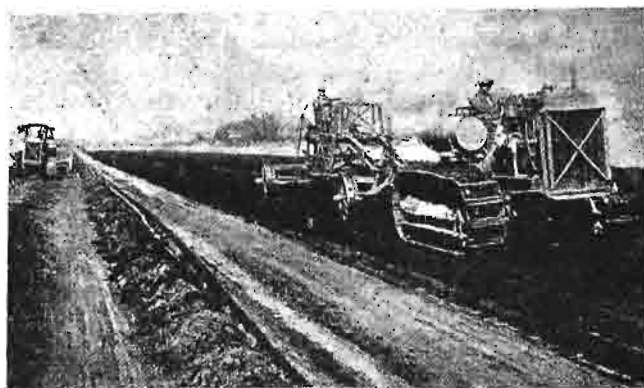
Lotnisko w Stockton (w Kalifornji) posiada jezdnie startowe makadamowe traktowane olejem asfaltowym. Wymiary tej jezdni są: 30 *m* szerokości i 300 *m* długości.

Lotnisko w Salt Lake City posiada trzy drogi startowe o długościach 1500, 900 i 600 *m*, wszystkie szerokości 7,2 *m* z powierzchnią naolejonego żwiru i piasku.



Ryc. 36.

Lotnisko w Jacksonville posiada dwie jezdnie startowe 30 *m* na 630 *m* z warstwy naturalnego żwiru ze skrup muszlowych grubości 10 *cm*. Warstwa ta została następnie pogruntowana najpierw ciężkim olejem, a następnie pokryta asfaltem w ilości 1,5 *lt* na 1 *m*². Ta powłoka asfaltowa została następnie posypana żużlem z lokomotyw.



Ryc. 37.

Lotnisko w Chicago posiada ośm jezdni startowych długości 840 do 930 *m* i szerokości 39 do 51 *m*. Nawierzchnię stanowi warstwa żużli kolejowych grubości około 30 *cm*, napojonych olejem asfaltowym.

Ostatnie rodzaje nawierzchni przedstawiają typ pośredni pomiędzy miękką nawierzchnią do lądowania, a nawierzchnią twardą startową.

Ryc. 36 przedstawia fotografię pola wzlotów lotniska w Newark o nawierzchni smołowanej wgłębnie. Nawierzchnia wykonana została z dwu warstw żużlu napojonego kompozycją asfaltową o całkowitej grubości 10 *cm*. Ryc. 37 pokazuje pracę napajania nawierzchni piaszczysto-gliniastej olejem asfaltowym przez wymieszanie przy pomocy specjalnych maszyn. (Główne lotnisko w Los Angeles).

Poniżej zestawiono tabelarycznie poszczególne rodzaje smołowania nawierzchni zastosowanych z dobrymi wynikami na lotniskach amerykańskich.

g) Twarde nawierzchnie startowe.

Jak to już poprzednio wspomniano, budowa specjalnych dróg startowych na terenie pola wzlotów staje się coraz bardziej konieczną, a w przyszłości przy silnym ruchu lotniczym trudno będzie wyobrazić sobie wielkie i ważne lotniska bez dróg startowych. Nawet w chwili obecnej przy słabym ruchu lotniczym, drogi startowe przynoszą bardzo znaczne korzyści w eksploatacji linii lotniczych.

Już pierwszy pomyślny lot braci Wright został dokonany przy pomocy pewnego rodzaju katapulty i drewnianej jezdni startowej. Bezpośrednie wprowadzenie użycia kół przy pierwszych lekkich samolotach wstrzymało na szereg lat budowę specjalnych dróg startowych aż do czasu wybudowania większych znacznie i szybszych płatowców. Loty transatlantyckie ostatnich czasów sprowadzały w kilku wypadkach konieczność budowy twardych dróg startowych. Taka droga musiała być wykonana dla umożliwienia wystartowania samolotu „America” Byrda, do przelotu z Ameryki do Europy. Start samolotu „Bremen” w Dessau do lotu do Stanów Zjednoczonych w r. 1927 był możliwym dzięki specjalnej drodze, wykonanej z bruku. Ostatnie przykłady wskazują, że nawet dla średniej wielkości samolotów — o ile tylko są bardzo obciążone — konieczną jest twarda droga startowa dla umożliwienia oderwania się od ziemi. W najbliższej przyszłości ta sama konieczność może zająć w odniesieniu do wielkich typów płatowców.

Szereg państw przodujących w rozwoju lotniczym liczy się z tą koniecznością poważnie i przeprowadza dlatego w miarę możliwości budowę specjalnych bitych dróg startowych (Ameryka, Niemcy).

Prócz innych zalet, jakie posiada lotnisko z urządzonymi bitymi drogami startowymi, wymienić należy przede wszystkim zmniejszenie długości startu. Skrócenie drogi startu samolotu sprowadza za sobą zmniejszenie wymiarów i powierzchni pola wzlotów, a więc w sumie zmniejszenie ogólnych wydatków inwestycyjnych budowy lotniska i zmniejszenie kosztów utrzymania. Dawniej wymiary pola wzlotów będące do dyspozycji pozwalały nieraz ocenić, czy dane lotnisko nadaje się dla danego typu samolotu. Obecnie bierze się również pod uwagę i stawia się nieraz na pierwszym miejscu istnienie i stan dróg startowych na lotnisku. Nieraz można będzie „małe” lotnisko zamienić na „duże”, nie przez powiększenie jego pola wzlotów, ale przez budowę twardych dróg startowych. Przyjąć można w zależności od rodzaju nawierzchni dróg startowych i ich układu, że drogi startowe zmniejszają od 10 do 20% wymiary lotniska, wymagane dla danej kategorii lotnisk.

Wymagania stawiane dobrej drodze startowej są różnorodne i w pewnej mierze odbiegają od wymagań stawianych drogom kołowym o silnym ruchu. Dobra droga startowa winna posiadać:

1. gładką i równą powierzchnię,
2. sprężystą i podatną nawierzchnię niepekającą, a wytrzymałą na uderzenia sił żywych,

Przykłady niektórych typowych nawierzchni smołowanych, stosowanych w Stanach Zjednoczonych.

Typ smołowania	Podłoże	Nawierzchnia	Koszt na 1 m ²	Szczegóły wykonania	Przykłady
Smołowanie powierzchniowe	Gleba (glinka piaszkowa)	Warstwa około 1 cm smołowanej gleby	0:55 zł. do 1:60 zł.	Powierzchnia polana kompozycją (60—70% asfaltu) w ilości ok. 1:7 lit—2:3 lit na 1 m ²	1. Kern Kalifornia, do pasów lądowania; 2. Visalia Kalifornia, do pasów lądowania; 3. Los Angeles Kalifornia, całe pole wlotów.
	Naturalna gleba, piasek	Cienka warstwa smołowanego piasku	około 1:00 zł.	Polanie kompozycją jak wyżej.	La Cross, Wisconsin, 2 jezdnie startowe.
	Naturalna warstwa żwirowopiaszczysta			Powierzchnia polana olejem asfaltowym.	1. Salt Lake City, 2. Bridgeport, po 3 drogi startowe i lądowe.
Smołowanie głębokie	Naturalna gleba urodzajna	Warstwa 15 do 20 cm gleby wymieszanej z asfaltem	około 3:80 zł.	Warstwa wymieszana z asfaltem w ilości 9 lit/1 m ²	Jacksonville (Floryda)
	Warstwa żwirowopiaszczysta	Warstwa wymieszana z gliną i asfaltem z rozsypaniem na powierzchni tłucznia grubości 2 cm	5:40 zł. do 11:30 zł.	Żwir z piaskiem spojony gliną, wymieszano z kompozycją 50—60% asfaltu 2:5 lit ha 1 m ²	Wilmington (Kalifornia)
	Gлина piaszczysta, warstwa ziemi, żwir	Warstwa wymieszana z asfaltem i pokryta warstwą żużlu, żwiru, tłucznia itp.		1. Warstwa 10 cm żwiru muszlowego z kompozycją 1:3 lit/1 m ² pokryta warstwą żużlu; 2. Warstwa 10 cm żwiru granitowego z gliną wymieszana z asfaltem 4:5 lit/m ²	1. Jacksonville, 2 drogi startowe i lądowania; 2. Los Angeles, 2 drogi startowe i lądowania.

3. nawierzchnię chropowatą,
4. nawierzchnię nieprzepuszczalną dla wody,
5. przekrój poprzeczny o małych spadkach,
6. powierzchnię drogi na jednej płaszczyźnie z przyległymi partjami terenu pola wlotów,
7. wytrzymałą nawierzchnię dla przeniesienia znacznych obciążeń podczas ruchu,
8. powierzchnię wolną od kurzu,
9. nawierzchnię odcinającą się wyraźnie od przyległego terenu i widoczną z większych odległości z powietrza,
10. odwodnienie dokładnie przeprowadzone,
11. nawierzchnię tego rodzaju, by ewentualne naprawy mogły być szybko uskutecznione bez przerwy w ruchu,
12. taki typ nawierzchni, któryby przedstawiał możliwie najmniejsze koszty budowy i utrzymania.

Ponieważ szybkości płatowców, — szczególnie tych, które posiadają nadmiar mocy silników, — dochodzą na drodze startowej do 100 (i wyżej) kilometrów, więc gładka i równa powierzchnia drogi jest konieczną. Nawierzchnia ta winna być jednak chropowatą dla uniknięcia ześlizgiwania się i zarzucania na boki pojazdów, posiadających wielkie chyżości oraz dla umożliwienia dobrego działania hamulców, wprowadzanych obecnie coraz szerzej w użycie.

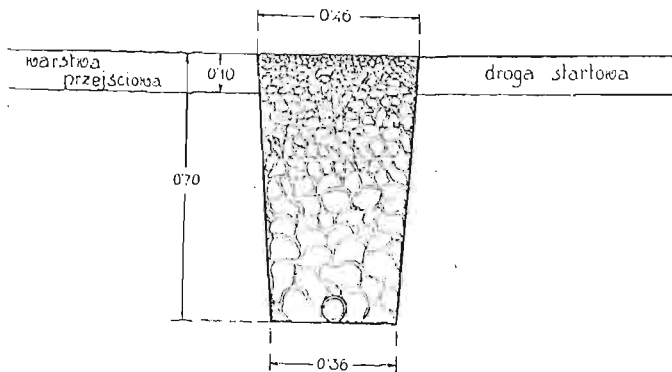
Sprężystość i podatność nawierzchni jest sprawą zasadniczą przy drogach startowych, o wiele ważniejszą niż przy drogach samochodowych. Startujący samolot, w chwili przewyższenia siły ciężkości odrywa się od powierzchni i z powrotem uderza o nawierzchnię aż do chwili uzyskania potrzebnej szybkości. Uderzenia te przy starcie, występują w całej serji, nie tak szkodliwie dla samej nawierzchni, ile dla samolotu maszyny bardzo delikatnej

i czulej. Twarde i tępe, a niesprężyste uderzenie wywołuje często zniszczenie podwozia, a tem samem katastrofę przy starcie, która z powodu bardzo wielkiej szybkości (o wiele większej niż przy lądowaniu), kończy się zawsze niemal fatalnie. Pierwsze zetknięcia się z nawierzchnią drogi przy lądowaniu wywołują również serję uderzeń, zwykle silniejszych, niż przy starcie, ale mniej niebezpiecznych ze względu na mniejszą szybkość. Uderzenia te przy lądowaniu z nawierzchnią niesprężystą i niepodatną mogą być również tragiczne. Dlatego też zagadnienie zastosowania wytrzymałej, a sprężystej i podatnej nawierzchni, należy do najtrudniejszych zagadnień przy budowie pola wlotów.

Budowane obecnie drogi startowe mają znaczne szerokości, dochodzące do kilkudziesięciu metrów. Nawierzchnia tej drogi winna więc być bezwzględnie nieprzepuszczalną dla wody. Przy tak znacznych bowiem szerokościach, woda, która się przedostanie do podłoża, spowoduje za sobą w następstwie zniszczenie nawierzchni na pewnych partjach (usunięcie się, wybrzuszenie, pęknięcie). Przedostawanie się wody do podłoża jest tem bardziej niebezpieczne, że odwodnienie podłoża jest często niedostateczne z powodu stosowania małych bardzo spadków i niemożności stosowania otwartych rowów bocznych obok drogi startowej.

Spadek podłużny drogi startowej ustalony jest spadkiem terenu pola wlotów, gdzie leży dana droga. Ponieważ dopuszczalny spadek pola wlotów wynosi najwyżej 1,5%, przeważnie zaś spadek pola wlotów waha się koło 1%, a często wynosi i 0%, więc dla odprowadzenia wody powierzchniowej posiada znaczenie spadek poprzeczny drogi. Spadek ten różni się zasadniczo od spadków poprzecznych, stosowanych na drogach kołowych.

Ponieważ droga startowa nie może wznosić się ponad bezpośrednio przyległy teren, więc spadek poprzeczny drogi mieści się w granicach dopuszczalnego spadku dla pola wzlotów. Samolot bowiem lądujący na miękkim terenie, poprzecznie do danej drogi startowej, nie może napotkać na drodze swej na przeszkodę, za jaką uznałby się musiało poważniejsze wzniesienie środka drogi startowej.



Rys. 38.

Poprzeczny spadek 1% należy uznać za maksymalny i o ile możliwości starać się stosować spadki mniejsze, wynoszące 1/2%. Konieczność stosowania tak małych spadków poprzecznych, kilkakrotnie mniejszych od spadków, używanych na drogach kołowych (żwirówka 7 i 5%, beton 4%, asfalt 2 i 1 1/2%), sprowadza za sobą bardzo znaczne utrudnienia w odwodnieniu nawierzchni. Dlatego też wykonanie nawierzchni, odwodnienie podłoża i odpro-

wadzenie wody zebranej z nawierzchni musi być bardzo staranne (nawierzchnia równa, gładka, dokładne wykonanie na odpowiednio przygotowanym podłożu). Woda spływająca z nawierzchni winna być ujęta rowem, wypełnionym odpowiednim grubym materiałem kamiennym i odprowadzoną drenem zbiorczym ułożonym na dnie tegoż rowu (por. rys. 38). Dla złagodzenia przejścia samolotu lądującego w kierunku poprzecznym do drogi z miękkiej nawierzchni (darniowej) na twardą, należy ułożyć na pewnej partji nawierzchnię pośrednią (smołowana wgłębnie warstwa żużlu, żwiru i gliny i t. d.).

Mimo mniejszego natężenia ruchu niż na drogach kołowych, nawierzchnia startowa winna być bardzo wytrzymała. Nawierzchnia ta przenosi bowiem ciężary większe niż nawierzchnia drogowa. Liczyć się trzeba w najbliższej przyszłości z kilkunastotonowymi siłami, przenoszonymi przez poszczególne koła wielkiego samolotu (będący obecnie w ruchu w Niemczech cztero-silnikowy samolot Junkersa typ G. 38 całkowicie obciążony waży 24 ton, ciężar rozkłada się na 4 koła).

Bardzo ważną dla lotniska jest sprawa widzialności dróg startowych. Samolot przed lądowaniem winien dokładnie widzieć drogi startowe tak w dzień, jak i w nocy. Kolor tych dróg winien się odcinać od tła pola wzlotów. Najlepszym jest kolor biały (beton) następnie czarny (asfalt), który przedstawia prócz tego doskonałe tło dla białych napisów i znaków, które się zwykle na nim umieszcza dla dokładnego zorientowania pilota. Nawierzchnia nie powinna być jednak tego rodzaju, by przy oświetleniu nocnym raziła wzrok pilota.

(C. d. n.)

Inż. Karol Stadtmüller.

Program pracy przy ustalaniu słowiańskiego słownictwa technicznego.

Odczyt wygłoszony na XI Zjeździe Delegatów Zrzeszeń Technicznych w Warszawie d. 14. VI. 1930.

Sprawa słowiańskiego słownika technicznego sprowadza się w głównej mierze do ustalenia programu polskiego słownictwa technicznego, gdyż z chwilą, gdybyśmy zdołali ustalić jakąkolwiek, większą czy mniejszą, część naszego słownictwa technicznego, możemy niem służyć dalej naszym braciom Słowianom. W sprawie tego programu pracy, między dotychczasową uchwałą Kom. słown. techn. Akad. Nauk Techn. (ANT) a moim poglądem na program tej pracy zachodzi różnica, którą obecnie pragnę przedstawić.

Najpierw przedstawię stan obecny kwestji ustalenia słown. techn.

Według uchwał narad wstępnych w tej sprawie, oraz „odezwy“, ogłoszonej w *Wiadomościach* nr. 19/30, mają być utworzone 2 komisje główne a m.: Pierwsza Komisja, złożona z przedstawicieli ANT., Związku P. Z. T. z moim udziałem, ma za zadanie kierowanie pracami pod względem rzeczowym t. zn. co do schematu i układu słownika, instrukcji, wzorów formularzy, wszelkich kwestyj językowych (równoznaczników i t. d.), kolejności wydawnictwa poszczególnych części słownika i t. d. Druga komisja, wyłoniona ze Związku P. Z. T. z moim udziałem, ma kierować wydawnictwem pod względem finansowym i technicznym (finansowanie, zbieranie materiałów, drukowanie, sprzedaż i t. d.) i ma pozostawać w stałym kontakcie ze Związkami Narodowymi Inżynierów słowiańskich, należących do Federacji, a to celem równoległego wydawnictwa słowników w innych językach słowiańskich. Dalej mają być utworzone t. zw. Komisje słownikowe lokalne, przy wszystkich Stow. Techn. (zatem ok. 26 komisyj), których zadaniem ma być zbieranie materiałów do pol. słown. techn., przekazywanych na moje ręce, zaś po ich rozpatrzeniu, materiały ten ma być przę-

ślany Kom. ANT., która podała również swój program pracy jak i instrukcję dla współpracowników.

Następnie, czego żądać należy od programu pracy przy wydaniu SST.?

Ze względu na przeciąganie się terminu wydania SST. uważam, że owocność tej pracy zależy od 2 warunków: 1. przede wszystkim powinien być wydany słownik ogólnych terminów technicznych oraz 2. wydanie tego słownika powinno nastąpić w czasie możliwie najkrótszym n. p. w ciągu najbliższych 2 lat.

Czy program Kom. słown. ANT. odpowiada naszemu zadaniu?

Program Kom. słown. ANT., dla którego wszyscy jesteśmy z najwyższym uznaniem, jako dla pracy pomysłanej oryginalnie i systematycznie, lecz zakreślonej na największą skalę (brak tylko rysunków) nie odpowiada programowi SST. z tej prostej przyczyny, że praca ujęta w sposób programu ANT. musi trwać przynajmniej jedno pokolenie t. j. ok. 30 lat. Okres ten nie jest bynajmniej za długi, gdyż obecnie XVI tomowe wydawnictwo firmy *Oldenbourg* w Monachjum 6-cio językowych słowników technicznych (niem.-franc.-ang.-włosk.-hiszp.-ros.) zaczęło wychodzić w roku 1906, praca zaś nad przygotowaniem materiałów musiała być przecież rozpoczęta przynajmniej kilka lat wcześniej. Nadto, program tego wydawnictwa nie jest dotychczas wyczerpany, pozostają bowiem jeszcze do opracowania działy: lotnictwa, żeglarstwa i górnictwa, jakoteż dalsze działy „przedzalnictwa i tkactwa“, które mają obejmować: pończosznictwo, hafciarstwo, maszyny do szycia, jakoteż wykończenie tkanin t. j. bielnicstwo (blicharstwo), farbiarstwo, drukarstwo i apreturę. Uwzględniając nawet nadzwyczajną pomoc dla nas z tego wydawnictwa, należałoby przyjąć

okres 30-letni, dla ustalenia pol. słown. techn., według programu ANT. za minimalny.

Jakie trudności zachodzić muszą przy przeprowadzeniu pracy według programu Kom. słown. ANT.?

I. Rozdział referatów między poszczególne Komisje, a to szczególnie ze względu na powtarzanie się wielkiej ilości słów w różnych działach techniki n. p. dział hutnictwa, obejmujący między innymi sprawami także wyrób rur, może mieć zastosowanie nie tylko w samym hutnictwie a więc: walcownictwie i odlewnictwie, ale także: w gazownictwie, przy wodociągach, górnictwie, nafiarsztwie (szczególnie przy przesyłaniu ropy na dalekie odległości), ogrzewnictwie, kolejnictwie (przy wyposażeniu wagonów i lokomotyw), przemyśle fermentacyjnym (gorzelnictwie i piwowarstwie) i t. d. Takich przykładów możnaby przytoczyć kilkanaście (n. p. powtarzanie się elementów maszyn, jak śrub, klinów i t. d., dalej łożysk, przeróżnych narzędzi i t. d.). Podobnie rzecz się ma z rzemiosłami, które wchodzą poniekąd jako części różnych działów techniki n. p. w kolejnictwie: ślusarstwo, kowalstwo, blacharstwo, stolarstwo, tapicerstwo, szklarstwo, malarstwo i t. d., nie mówiąc oczywiście o wprowadzeniu w ostatnich czasach radja do pociągów.

II. Wybór terminów, t. zn. rozstrzygnięcie, które terminy techniczne zaliczyć należy do danej pracy, a w szczególności do danego działu. Jest to sprawa w danym zadaniu najtrudniejsza, o czym się można przekonać przy układaniu podobnego słownika. Jako charakterystyczny przykład, jak podobne prace nie zgadają się ze sobą, podaję porównanie 2 najnowszych słowników z tej samej dziedziny a m. radjotechniki: Hörig, Radio — Lexikon, Berlin 1924 i Güther, Fünfsprachenwörterbuch für Radioamateure, Stuttgart 1924. Pierwszy słownik posiada ok. 600 terminów (z objaśnieniami), do którego przybyło ok. 100 terminów podanych mi przez Centr. Kom. Słown. Elektr. przy Stow. Elektr. w Warszawie przy sposobności przeglądania mojego niem.-pol. Słownika radjowego (pozostał on w rękopisie, ponieważ nie znalazłem nakładcy), razem zatem ok. 700 terminów, zaś drugi słownik posiada ok. 1.100 słów. Z porównania tych 2 słowników okazało się, że ilość terminów powtarzających się w obu słownikach wynosi 128 słów, co stanowi ok. 11%. Dziwnie mały ten procent ma po części swoje usprawiedliwienie w tem, że zarówno w tej nowej gałęzi techniki, jak zresztą i w innych działach niema tego „ustalenia“ terminów, do którego my dążymy. Być może nawet, że ten % powtarzających się słów w tych 2 słownikach jest większy, lecz w takim razie nie użyto tych samych słów, lecz synonimów. Jest to zatem już dla nas wskazówka do następnego punktu.

III. Wybór synonimów. Podzieliłbym je na 5 grup: 1. grupa, słowa pochodzące z języków klasycznych (wzgl. ze świata starożytnego i t. d.), n. p. spirytus (ł.) i alkohol (arab.), oprócz tego jest jeszcze polski: wyskok; 2. grupa, słowa pochodzące z języków klasycznych i polskie n. p. wentyl (ł.) i zawór, termometr (gr.) i ciepłomierz; 3. grupa, oba słowa polskie n. p. napięcie i naprężenie, czułek i czujnik (P. N.) (niem. Tastenzirkel); 4. grupa, słowa polskie i gwarowe (używane przeważnie w rzemiośle) n. p. imadło i śrubsztak, tarnik i raszpla, pilnik i fajla; 5. grupa, słowa polskie przedstawiające kwestje czysto językowe n. p. kwas mleczny czy mlekowy (P. N.), wydłużenie linijne czy linearne czy linjowe (niem. lineare Ausdehnung); moment skracający czy skręcenia (niem. Drehmoment) itd. Otóż z powyższych 5 grup słów, o 3 pierwszych grupach mogłaby decydować Kom. ANT., w czwartej grupie słów wybór padnie oczywiście na termin polski, zaś 5 grupa słów mogłaby być zdecydowaną wspólnie z Kom. ANT. przy udziale delegata Kom. językowej Akad. Umiej. w Krakowie.

IV. Ekonomia pracy. Materiał słownikowy, zbierany przez Kom. lokalne, ma stanowić materiał podstawowy dla prac Kom. ANT. Jednakże, o ile Kom. ANT.

będą również zbierały ten sam materiał, wówczas praca ta będzie przeprowadzana zupełnie niepotrzebnie d w a r a z y. Z drugiej jednak strony, Kom. ANT. nie może w zupełności polegać i poprzestać na dostarczaniu jej tych materiałów terminologicznych przez Kom. lokalne, gdyż bardzo możliwy jest wypadek, że materiały te nie zostaną jej dostarczone.

V. Efekt pracy. Po dostarczeniu tych materiałów przez Kom. lokalne do moich rąk, przeglądnięciu ich, oraz przesłaniu następnie Kom. ANT., będą te Kom. lokalne — czasem — żądały ogłoszenia dostarczonych materiałów, ażeby ich prace nie okazały się daremne. W razie zebrania się jednak większej ilości tych materiałów, może przeglądanie ich i ostateczne ustalenie przez Kom. ANT. natrafić na poważne przeszkody (brak czasu, trudności finansowe i t. d.), co znowu może wpłynąć na „ostudzenie zapału“ tych Kom. lokalnych do dalszych prac.

Gdzie zatem szukać należy rozwiązania programu SST.?

Mimo niezaprzeczonych zalet programu ANT., nie widzę sposobu uniknięcia trudności, o których wspominałem. To też po długich rozważaniach, przyszedłem do przekonania, że wszystkie wyżej wspomniane trudności, a szczególnie wybór terminów (p. III) zostałyby zupełnie usunięte, gdybyśmy się przyłączyli do obecnie rozpoczętego wydawnictwa międzynarodowych słowników technicznych firmy *Oldenbourg* w Monachjum, którego pierwsza część obejmuje „Zasadnicze pojęcia techniki“ a więc właśnie te słowa, na których nam w danej pracy najwięcej zależeć powinno. Program tego wydawnictwa jest bardzo prosty. Każdy język posiada dla siebie osobny tom, bez żadnego ograniczenia co do ilości przyjąć się mających języków, co w innych wydawnictwach jest nie do pomyslenia. Na razie wydano pierwszą część w 3 językach, oczywiście każdy język w osobnym tomie a m. w niem., franc. i ang. Każdy tom opracowany jest według tego samego programu (typu) a m. składa się z dwóch części: 1. alfabetycznej z numerami i 2. numerowej, ułożonej przeważnie systemem rzeczowym. W ten sposób terminy we wszystkich językach, w części numerowej, wzajemnie sobie odpowiadają t. zn. jeżeli w części n. p. niem. (oczywiście alfabetycznej) szukam odpowiednika w obcym języku, na niem. słowo „Keil“ i znajdę obok numer 3622, wówczas pod tym samym numerem 3622 znajdę w danym obcym słowniku odpowiednik na słowo „Keil“, zatem dla franc. *coin, cale, clavette*.

Jakie są zatem zalety tego wydawnictwa?

1. Odpada rozdzielanie referatów; 2. odpada wybór terminów i 3. cała praca może być przeprowadzona przez jedną osobę, zatem osiąga się maximum ekonomii pracy (p. IV) a temsamem efekt pracy (p. V) może być najlepszy; natomiast pozostaje do zrobienia: 1. podanie odpowiedników polskich, oraz 2. ustalenie najodpowiedniejszego z pośród nich terminu technicznego (referat Kom. ANT.).

Konieczność wydania SST. zdecydował już II Kongres FIS-a w Zagrzebiu w r. 1927 a do tej pory nie zrobiono jeszcze nic konkretnego. Jeżeli zatem po dojrzałej a bezstronnej rozwadze, zechcą Panowie przychylić się do mojego wniosku, wówczas dołożę starań, oczywiście pod pewnymi warunkami, by opracowanie odpowiedników polskich do wspomnianego słownika *Oldenbourga*, możliwie najprędzej doprowadzić do skutku. 26 lat nieprzerwanej pracy nad słownictwem technicznym, daje bądź co bądź pewną rękojmię przeprowadzenia tej trudnej pracy. Po wydaniu pierwszej części ogólnej, o ileby się nie ukazały dalsze części tego wydawnictwa *Oldenbourga*, zawsze możnaby jeszcze przystąpić do wykonania programu ANT., który wobec ustalenia zasadniczych terminów technicznych, byłby już łatwiejszy do przeprowadzenia.

Reasumując zatem powyższe wywody, uważam ze względu na znaczne korzyści i wielkie ułatwienie w pracy przy ustaleniu pol. słown. techn. za najprostsze jej rozwiązanie przyłączenie się do powyższego wydawnictwa,

przez uzupełnienie go językiem polskim. Z przeprowadzonej korespondencji z tą firmą wynika, że niema ona nic przeciwko użyciu tych materiałów w dany sposób.

Na podstawie opinii autorytetu w sprawie prawa autorskiego Prof. Zolla, uważam dla nas za niedopuszczalne korzystanie z 6-cio językowego Słownika Schlomana w sposób wskazany w instrukcji ANT., natomiast przypuszczam, że firma *Oldenbourg*, wydająca te słowniki, zgodziłaby się na korzystanie z tych prac, gdybyśmy przystąpili do uzupełnienia międzynarodowych słowników tej firmy językiem polskim. Celem wyjścia z tej sytuacji, można utworzyć „junctim“ między naszym przystąpieniem do tego międzynarodowego słownika technicznego Schlomana a korzystaniem z jego 6-cio językowego Słownika technicznego.

Zanim przystąpię do postawienia wniosku w sprawie SST. pozwalam sobie zwrócić uwagę na fakt, że firma *Oldenbourg* drukuje dwa wydawnictwa słowników technicznych a m. 1. 6-cio językowy ilustrowany słownik techniczny (dotychczas wyszło XVI tomów) oraz 2. rozpoczęła wydawnictwo międzynarodowych słowników technicznych, którego

pierwszy tom obejmuje: „Zasadnicze pojęcia techniki“. — Właśnie o takim słowniku myślał inż. Trendafilow przy swoim referacie o bułgarskim słowniku technicznym, ogłoszonym na II Kongresie FIS'a w Sofji w r. 1928. Dlatego popieram akcję zmierzającą do przystąpienia do tego drugiego wydawnictwa międzynarodowych słowników technicznych.

Wobec powyższego stawiam następujący wniosek:

Celem przyspieszenia prac około ustalenia polskiego słownictwa technicznego, a temsamem dostarczeniu podstaw do ustalenia słownictwa technicznego innych narodów słowiańskich XI Zjazd Delegatów Zrzeszeń Techn. w Warszawie uznaje za najodpowiedniejsze przystąpienie nasze do (nowego) wydawnictwa międzynarodowych słowników technicznych firmy *Oldenbourg* w Monachjum, a celem uzyskania autorytetu prac, zwraca się do Kom. ANT. z prośbą o podjęcie się decyzji wyboru polskich terminów technicznych.

Dla przeprowadzenia tych prac konieczne jest uzyskanie odpowiednich kredytów.

Inż. Dr. Włodzimierz Burzyński.

W sprawie wyboczenia.

Odpowiedź p. Vetulani'ego na moje uwagi (Nr. 20 *Czasop. Techn.*) nie zadowala nawet dość niewymagającego czytelnika. Nie można bowiem pod pretekstem dostrzeżonych — rzekomych lub faktycznych — uchybień stylistycznych zapomnieć o odpowiedzi na argumenty natury zasadniczej — i to tembardziej, że zachodzi uzasadnione podejrzenie, iż sens owych uwag był jednak dla krytykowanego Autora jasny.

Ad α . Trudno bowiem przyjąć, by p. Vetulani, studiując cytowane przez siebie prace (więc n. p. v. Kármán'a, Karasińskiego i t. p.) nie zauważył, co odnośni autorzy mówią o roli wykresu (76) $\sigma = F(\epsilon)$, uzyskanego z doświadczenia nad ściskaniem równomiernym, w rozważaniach dotyczących sprawy wyboczenia, gdzie w chwili pokrytycznej naprężenia podłużne rozłożone są w przekroju nierównomiernie.

Ad β . Natomiast obiektywnie przyznając, że powiedzenie „założenie niezmienności płaskiego przekroju „faktycznie“ nie posiada dostatecznie określonego sensu“ — jakkolwiek można je znaleźć nie tylko u mnie. Ścisłej należało powiedzieć „założenie niezmienności (w znaczeniu: trwałej) płaskości przekroju“. Terminem identycznym u p. Vetulani'ego jest: „hypoteza linjowego rozkładu odkształceń w przekroju“ — jakkolwiek mógłby ktoś — nie ja — równie przesadnie nastrojony zapytać, dlaczego „w przekroju“ a nie „prostopadłych do przekroju“, dlaczego „hypoteza“ a nie „hipoteza“ i t. p.

Ad γ . Wreszcie obiektywnej ocenie Czytelników pozostawia się rozstrzygnięcie kwestji, o ile powiedzenie — moje: „pierwsi autorzy twierdzą, że w chwili powstawania wyboczenia naprężenia wszystkich bez wyjątku punktów dowolnego przekroju pręta ściskanego rosną („ściskanego“ w znaczeniu — wobec zaakcentowanego wyboczenia — „obciążonego na końcach siłami zwróconemi ku sobie“) — i p. Vetulani'ego: „nasuwa się założenie, że podczas stadjum początkowego, skutkiem wzrostu siły od ($\min P - d_1 P$) do ($\min P + d_2 P$) pomimo znikomego wygięcia, w wszystkie włókna pręta ulegną ostatecznie dalszemu — choć niejednokowemu — skróceniu, a natężenia wzrosną“ — są różne względnie jak chce omawiany Autor „niedorzeczne“.

Po tem wyjaśnieniu wracam do sprawy istotnej. Właśnie to ostatnie założenie, uczynione w ust. V i pozornie udowodnione w ust. IX nie wytrzymuje prymityw-

nej krytyki. Streszczam się: Przy wyprowadzaniu (54) po przestano na zatrzymaniu z rozwinięcia (47) pierwszego wyrazu po wartości lokalnej $\frac{\pi}{2}$. Przechodząc z (54) na (88) i (89) pominięto (słusznie) potęgi wielkości $d_2 P$ wyższe od pierwszej. W (90) wprowadzono $dP = d_1 P + d_2 P$ oraz

$$\xi = \frac{\sqrt{d_2 P}}{dP} \quad \dots \quad (a)$$

„gdzie $d_1 P, d_2 P$ są dowolnie małe dodatnie“. Wreszcie — rzecz osobliwa — przy przejściu za pośrednictwem (89) i (90) z (91) na (91.1) i (94) zatrzymano dP obok $\sqrt{d_2 P}$. Po zastosowaniu takiej niekonsekwentnej operacji łądzi się Autor, że udało Mu się udowodnić założenie wstępne to jest, że przy odpowiednim obiorze $d_1 P$ i $d_2 P$ będzie w stadjum powstawania wyboczenia bezwarunkowo $\xi < \xi_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{i}{e} \cdot \frac{1}{\sqrt{2EA}}$ (95), (96) czyli — po wstawieniu (a), że będzie absolutnie:

$$\frac{d_2 P}{dP} < \frac{1}{8} \left(\frac{i}{e} \right)^2 \frac{dP}{EA} \quad \dots \quad (b).$$

Zauważmy, że stale jest $\frac{i}{e} < 1$, nadto $EA = \frac{P}{\epsilon} > P$, skoro zawsze jest $\epsilon < 1$; pod P rozumieć przytem należy $\min P$. Gdyby przeto (b) mogło być wogóle spełnione, to tembardziej spełniłoby się i

$$\frac{d_2 P}{dP} < < \frac{dP}{P} \quad \dots \quad (c)$$

Jednakże jest to wręcz niemożliwe: Wielkości dodatnie $d_2 P$ i dP zmierzają bowiem w tym samym stopniu do zera; ich iloraz przeto jest zawsze liczbą skończoną, różną od zera i dodatnią; tymczasem $\frac{dP}{P}$ jest liczbą nieskończenie małą, dowolnie zbliżoną do zera; jeszcze mniejszą liczbą jest $\frac{1}{8} \left(\frac{i}{e} \right)^2 \frac{1}{EA}$.

Dla uniknięcia możliwego i tym razem zboczenia od „kwestji delikatnej i zasadniczej zarazem“ pozwalam sobie jako jeden z czytelników *Czasop. Techn.* postawić następujące konkretne pytania:

1. Czy ze stanowiska symboliki matematycznej można tolerować tego rodzaju fatalny lapsus, jaki tkwi chociażby

już w formie zewnętrznej skrót (*a*), jeśli $d_2 P$ i dP są wielkościami nie tylko tego samego rzędu, ale i tego samego wymiaru (*kg*, itp.), względnie, czy prawdą jest, że ξ jest liczbą nieograniczenie wielką?

2. Jaką koniecznością matematyczną można uzasadnić niekonsekwentne pozostawienie wyrazu dP w porównaniu do $\sqrt{d_2 P}$ n. p. w (91.1)?

3. W jaki sposób zamyśla p. Vetulani wykazać, że końcowy efekt Jego dowodu — nierówność (*b*) lub chociażby (*c*) nie jest bezwarunkowo fałszywa?

4. Czy wobec powyższych braków nie należy faktycznie odrzucić wszystkich, istotnych dla sprawy wybożenia, wzorów od ust. V. począwszy, a na ostatnim t. j. IX. skończywszy?

Na zakończenie przyznam się, że niezrozumiałem dla mnie jest, dlaczego p. Vetulani powołuje się w swej odpowiedzi na opinię prof. M. Broszki, skoro założenia tego ostatniego, ogłoszone w „Comptes-Rendus“ pokrywają się w zupełności z odnośnymi założeniami Engesser'a-v. Kármán'a, a więc sprzecznymi znowu z postulatami p. Vetulani'ego. Skoro jednakże w tym kierunku zbaczając zwrócił uwagę Czytelników krytykowany Autor, to z kolei rzeczy obecnie ja zwrócę uwagę na mianownik wzoru Broszki, podanego na str. 233. *Czasop. Techn.* w odsyłaczu 2.; brzmi on: $l_0^2(1-\varepsilon_{kr})$. W odpowiadających tej formule wzorach p. Vetulani'ego figuruje w tem samym

miejscu: $l_0^2(1-\varepsilon_{kr})^2$ (50), (50 D). Jest to godne zastanowienia, albowiem Autor wzorów „prawie zastrzeżonych Konw. Bern.“ uwzględniał skrócenia ε osi mając na myśli możliwość ich zastosowania „do pewnych mechanizmów wymagających nadzwyczajnej precyzji, a także do pewnych doświadczeń fizycznych“. Otóż nie ulega najmniejszej

wątpliwości, że wzór: $\frac{1}{\rho} = -\frac{Py}{EI}$ (3), który był punktem wyjścia dla tych precyzyjnych formuł, był w tym wypadku błędnym; należało go zastąpić dokładnym: $\frac{1-\varepsilon}{\rho} = -\frac{Py}{EI}$.

Albo się mianowicie uwzględnia wpływ siły podłużnej na stan przemieszczenia całkowicie, albo się go w zupełności pomija; połowiczne rozwiązanie nie przyczynia się do „nadzwyczajnej precyzji“. W związku z powyższym znów jako jeden z czytelników *Czasop. Techn.* mam prawo zapytać:

5. Czy prawdą jest, że użyty przez p. Vetulani'ego związek (3) nie jest prawdziwym przy zagadnieniach równoczesnego ściskania i zginania, w których uwzględnia się skrócenie osi pręta? Czy wobec tego prawdą jest, że poza skrytykowanymi już wyżej formułami — należy dodatkowo wszystkie wzory istotne ustępów od I. do IV. włącznie uznać za niepoprawne w sensie scharakteryzowanym?

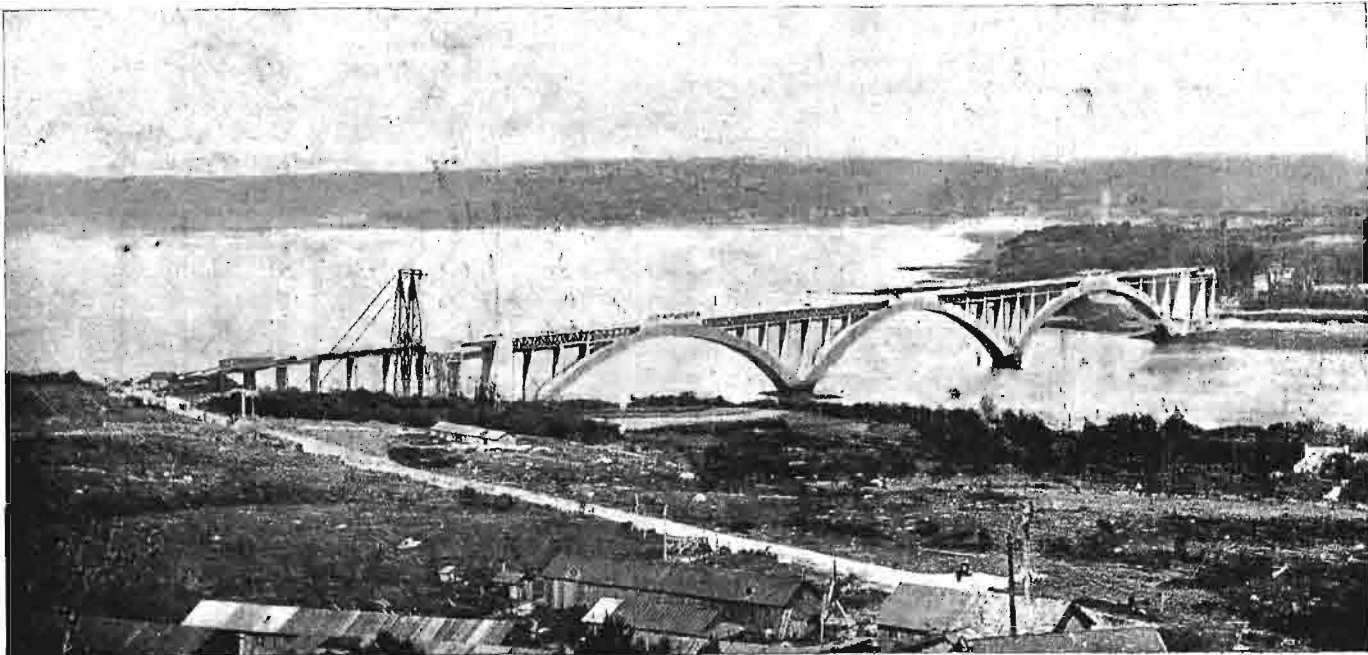
Lwów, 26. października 1930 r.

Inż. Dr. Alfons Chmielowiec.

Największy na świecie most żelbetowy.

Największy na świecie most żelbetowy pod Plougastel we Francji jest ukończony. Cały świat techniczny śledził uważnie postęp robót przy tym moście. Przekracza on rzekę Elorn w miejscu, gdzie ona się rozszerza nagle, przechodząc prawie w zatokę morską. Ryc. 1

drażone wewnątrz dla zaoszczędzenia materiału. Pomost ma dwa piętra: górne dla drogi, dolne dla kolei. W rzucie poziomym już w obrębie wiaduktu dojazdowego od strony Plougastel obie trasy, kolejowa i drogowa od siebie się odchylają. Na razie wykonaną została trasa drogowa. Przy



Ryc. 1.

przedstawia zdjęcie fotograficzne z dnia 29 maja br. od strony Plougastel. Każdy z trzech łuków posiada rozpiętość w świetle 180 metrów (a więc o 40 m więcej od największego dotychczas mostu de la Caille, łukowego żelbetowego w Saubaudji). Pomimo tak wielkich rozmiarów most ten nie razi, nie przytłacza, owszem wydaje się lekkim, a to dzięki zachowaniu pięknej proporcji wszystkich części. Łuki są wy-

budowie tego mostu zastosowano oryginalne metody wykonania.

Fundamenty przyczółków wykonano na sucho w obrębie gródzy w postaci ogromnych bębnow. Oba filary fundowano sprężonym powietrzem przy pomocy jednego tylko kesonu, który za drugim razem dopiero użyto jako „keson stracony“. Aby zmniejszyć rozpiętość krawężny ze 180 na

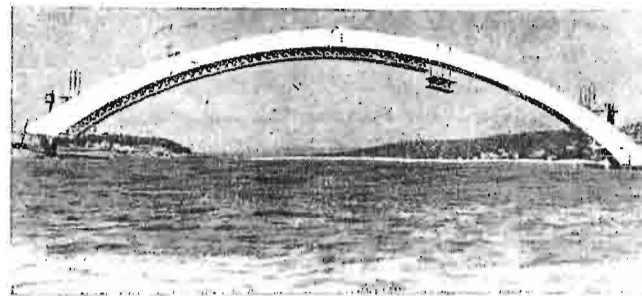
150 metrów, wykonano filary odrazu łącznie z dolnymi częściami łuków, jako wspornikami wystającymi po 15 metrów na obie strony, poza zewnętrzne ściany filaru w jego najwęższym miejscu. Na wspornikach przytwierdzono opory dla krążyny.

Wszystkie trzy łuki wykonano na jednej i tej samej krążynie, którą stanowił łuk kratowy z drzewa o rozpiętości 150 m. Jestto chyba największa rozpiętość, jaką kiedykolwiek wykonano w drzewie. Po wykonaniu pierwszego łuku żelbetowego (od strony Plougastel) krążynę delikatnie zdjęto z jej opór, ustawiono ją na statkach wzgl. promach i mimo dość silnego wiatru, przy pomocy precyzyjnej manipulacji lin, przewieziono ją na miejsce, gdzie miał stanąć nowy łuk, a więc dokładnie w sąsiednim prześle, pomiędzy gotowymi już filarami, na nowych oporach. W ten sposób przewieziono ją w końcu pod trzeci łuk. Rycina 2, (widok od strony zatoki morskiej), przedstawia zdejmowanie krążyny, jako już niepotrzebnej z pod trzeciego łuku już skończonego. Widoczne są tam wspomniane opory dla krążyn.

Transport betonu do miejsca jego użycia odbywał się na kolejce linowej o popędzie elektrycznym, zawieszonej na drewnianych pylonach, które także przedstawiają majstersztyk sztuki inżynierskiej (widoczne na ryc. 1). Rozpiętość

kolejki, która jest mostem przewozowym, przekracza znacznie 600 m.

Most ten budzi podziw podróżnych, jadących główną linią Paryż-Brest. Z bulwarów Brestu widać doskonale jego piękną sylwetkę, ale niktby nie przypuścił, że oddalony



Ryc. 2.

on jest stamtąd o 14 km. Budowę wykonuje firma Limousin według projektu inż. Freyssinet'a jednego z najznakomitszych żelbetników światowych.

Inż. Grzegorz Daniłow.

Rama prostokątna pionowo obciążona.

§. 1. Bliższym tematem rozprawki niniejszej — zbudowanie możliwie dogodniejszych wzorów dla obciążenia równomiernego odcinkowego, gdyż istniejące¹⁾ są zbyt żmudne.

Osiągamy to przez:

1. Rozkład ułamków na prostsze²⁾.
2. Zmianę odcinków wyznacznych:

A) Używane: a_1 i b_1 — odstęp od B i C bliższych końców odcinka obciążonego o długości tegoż c_1 ;

B) Proponowane: a i b — odstęp od B i C środka odcinka obciążonego o długości tegoż $c_1 = 2c$.

Między wielkościami (A) i (B) istnieje zależność: $a = a_1 + c$; $b = b_1 + c$. Wyprowadzimy jednak swoje wzory nie z odnośnych wzorów A. Kleinlogla etc.³⁾, lecz z ogólniejszych⁴⁾ K. Bartoszewicza⁵⁾. Mimochodem uprościmy nieco i uzupełnimy te wzory ogólne.

§. 2. Rama dwuprzegubowa. Wzory ogólne pierwotne:

$$k_1 = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{l}{h}; \quad M_z = \frac{2F_0}{l} = \frac{1}{l} \Sigma P a b; \quad H = \frac{3}{2} \frac{M_z}{h} \cdot \frac{k}{2 + 3k_1}$$

§. 3. Wzory ogólne ostateczne:

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l}; \quad M_z = \frac{1}{l} \Sigma P_i a_i b_i; \quad H = \frac{3}{2} \frac{M_z}{h} \cdot \frac{1}{2k + 3}$$

$$M_{B,C} = -Hh; \quad V_A = A; \quad V_D = D^6)$$

§. 4. Wzory szczególne (rys. 1).

$$M_z = \frac{q}{l} \int_{a-c}^{a+c} x(l-x) dx = \frac{2qc}{l} (ab - \frac{1}{3}c^2) \quad (A)$$

¹⁾ A. Kleinlogel: „Rahmenformeln“, III Aufl.; S. Bryła: „Podręcznik Inż.“.

²⁾ „Technik“, r. 1905, t. I., str. 75.

³⁾ Prostując we wzorze 80 („Podr. Inż.“) dla M_A : „ $+8ab^2c^2$ “ na „ $-8ab^2c^2$ “. Odpowiednio dla M_D .

⁴⁾ Niezależnych od kształtu obciążenia.

⁵⁾ Inż. K. Bartoszewicz: „Nowe rozwiązanie wykreślne ustrojów statycznie niewyznaczalnych“. *Czasop. Techn.* r. 1929, Nr. 2 i 3.

⁶⁾ A i D reakcje dla belki \overline{BC} wolnopodpartej; $k = \frac{1}{k_1}$.

⁷⁾ $(a+c)^2 - (a-c)^2 = 4ac$; $(a+c)^3 - (a-c)^3 = 2c(3a^2 + c^2)$.

⁸⁾ \overline{BB} etc. — w odcinku BB , etc.; M — moment pod wypadkową Q dla belki wolnopodpartej: $M = Q \frac{ab}{l}$.

Ztąd:

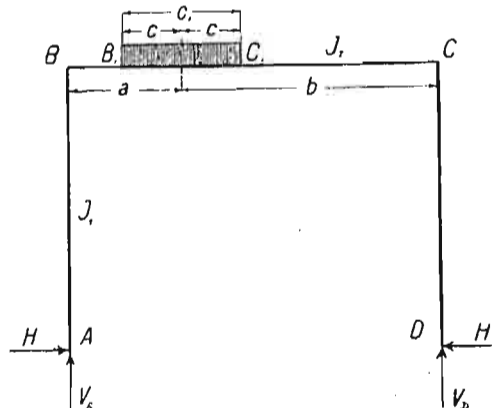
$$H = \frac{qc}{hl} \cdot \frac{3ab - c^2}{2k + 3} \quad (1)$$

$$V_A = Q \frac{b}{l}; \quad V_D = Q \frac{a}{l}; \quad M_{B,C} = -Hh; \quad M_{B_1, C_1} = V_A x + M_B;$$

$$M_{B_1, C_1} = V_A x + M_B - q \frac{(x-a+c)^2}{2}; \quad M_{C,C} = V_D x + M_C;$$

$$\max + M_{B_1, C_1} = M \left(1 - \frac{c}{a}\right) + M_B < \max M_{B_1, C_1} =$$

$$= M \left(1 - \frac{c}{l}\right) + M_B > \max + M_{C,C} = M \left(1 - \frac{c}{b}\right) + M_B;$$



Rys. 1

dla $x_{B_1, C_1} = a - c$; $x_{C, C_1} = a - \frac{a-b}{l} \cdot c$; $x'_{C, C_1} = b - c$.

§. 5. Wzory pochodne względem wz. (1):

I. Rama dwuprzegubowa.

A: Obciążenie równomierne od B do C_1 ($a=c$):

$$H = \frac{qc^2}{hl} \cdot \frac{3l - 4c}{2k + 3};$$

B: Obciążenie równomierne od B do środka rozpory:

$$\left(a = c = \frac{l}{4}; \quad b = \frac{3}{4}l\right);$$

$$H = \frac{q l^2}{2h} \cdot \frac{1}{2k+3};$$

C: Obciążenie równomierne symetryczne ($a=b=\frac{l}{2}$):

$$H = \frac{q c_1}{8hl} \cdot \frac{3l^2 - c_1^2}{2k+3};$$

D: Obciążenie równomierne od B do C ($a=b=c=\frac{l}{2}$):

$$H = \frac{q l^2}{4h} \cdot \frac{1}{2k+3};$$

E: Obciążenie skupione ($2qc=P$; $c=0$):

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{Pab}{l} \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{2k+3};$$

F: Obciążenie skupione w środku belki ($2qc=P$; $c=0$; $a=b=\frac{l}{2}$):

$$H = \frac{3}{8} \cdot \frac{Pl}{h} \cdot \frac{1}{2k+3}.$$

II. Belka jednoprzęsłowa.

- a) Wolno podparta ($k = \infty$);
- b) Zamocowana w obu końcach ($k = 0$; $I_1 = \infty$)⁹⁾.

A: Obciążenie I, C: $M_{B,C} = -\frac{q c_1}{24l} (3l^2 - c_1^2)$;

B: Obciążenie I, D: $M_{B,C} = -\frac{q l^2}{12}$;

C: Obciążenie I, F: $M_{B,C} = -\frac{Pl}{8}$.

§. 6. Rama bezprzegubowa. Wzory ogólne pierwotne¹⁰⁾:

$$k_1 = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{l}{h}; \quad M_z = \frac{2F_0}{l} = \frac{1}{l} \sum P a b;$$

$$a_z = \frac{\sum P a^2 b}{l M_z} = \frac{\sum P a^2 b}{\sum P a b}; \quad (B, C, D)$$

$$b_z = l - a_z; \quad s = \frac{2a_z + b_z}{3}; \quad \delta = \frac{s}{l};$$

$$M_A = \frac{M_z}{2} \cdot \frac{k_1}{1+2k_1} \cdot \frac{6\delta(1+2k_1) + (3-5k_1)}{6+k_1}; \quad (E, F, G, H)$$

$$M_C = M_A + \frac{M_z}{2} \cdot \frac{k_1}{1+2k_1}; \quad M_B = 3M_C - 4M_A;$$

$$M_D = M_A + M_B - M_C. \quad (I, J, K)$$

§. 7. Wprowadzając, jak w §. 3, $k = \frac{1}{k_1}$, zamieniamy¹¹⁾ jednocześnie wz. (H) na:

$$M_A = \frac{M_z}{2} \left[\frac{1}{1+k} + 3 \frac{(2\delta-1)}{6k+1} \right]. \quad (2)$$

Zważywszy następnie, iż (G, F, E, D, C):

$$\delta = \frac{2a_z + b_z}{3l} = \frac{1}{3} \left(1 + \frac{a_z}{l} \right) = \frac{1}{3} \left(1 + \frac{M'_z}{M_z} \right), \quad (L)$$

⁹⁾ Oczywiście, tylko dla $M_D = M_C$. Zresztą, ob. odsył. (14).

¹⁰⁾ K. Bartoszewicz: „Nowe etc.“. Wzory te podają wartości bezwzględne momentów.

¹¹⁾ Niech: $\frac{3K-5}{(6k+1)(k+2)} = \frac{\alpha}{6k+1} + \frac{\beta}{k+2}$. Wtenczas:
 $\alpha = 6 \frac{-3/6-5}{-12/6+18} = -3$; $\beta = \frac{-3 \cdot 2 - 5}{-12 \cdot 2 + 18} = 1$.

gdym $M'_z = M_z \frac{a_z}{l} = \frac{1}{l^2} \sum P_i a_i^2 b_i \quad (3)$

otrzymamy: $M_A = \frac{1}{2} \left[\frac{M_z}{k+2} + \frac{2M'_z - M_z}{6k+1} \right] \quad (2')$

§. 8. Ostateczne wzory ogólne:

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{l}; \quad M_z = \frac{1}{l} \sum P_i a_i b_i;$$

$$M'_z = \frac{1}{l^2} \sum P_i a_i^2 b_i; \quad (I-III)$$

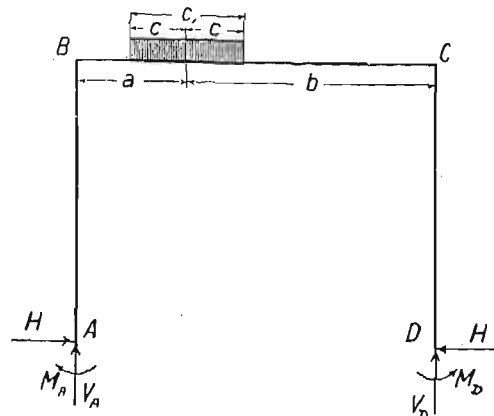
$$\mathfrak{M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_z}{k+2};$$

$$\mathfrak{N} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2M'_z - M_z}{6k+1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_z}{6k+1} \cdot 3(2\delta-1)^{13)}; \quad (IV-V)$$

$$M_{A,D} = \mathfrak{M} \pm \mathfrak{N}; \quad M_{B,C} = -(2\mathfrak{M} \mp \mathfrak{N}); \quad (VI-VII)$$

$$V_A^{14)} = A - \frac{2\mathfrak{N}}{l}; \quad H = \frac{3\mathfrak{M}}{h}; \quad V_D = D + \frac{2\mathfrak{N}}{l}. \quad (VIII-X)$$

§. 9. Wzory szczególne (rys. 2).



Rys. 2.

Jak w §. 4:

$$M_z = \frac{2qc}{l} (ab - \frac{1}{3}c^2);$$

zaś¹⁵⁾:

$$M'_z = \frac{q}{l^2} \int_{a-c}^{a+c} x^2 (l-x) dx = \frac{2qc}{l} \left[\frac{a}{l} \cdot (ab - \frac{1}{3}c^2) + \frac{a-b}{l} \cdot \frac{c^2}{3} \right].$$

Więc:

$$2M'_z - M_z = \frac{2qc}{l} \left[\frac{2}{l} \cdot a(ab - \frac{1}{3}c^2) + \frac{2}{l} \cdot \frac{a-b}{3} \cdot c^2 - (ab - \frac{1}{3}c^2) \right] = \frac{2qc}{l} \cdot \frac{a-b}{l} \cdot (ab - c^2).$$

Zatem:

$$\mathfrak{M} = \frac{qc}{l} \cdot \frac{ab - \frac{1}{3}c^2}{k+2}; \quad \mathfrak{N} = \frac{qc}{l} \cdot \frac{a-b}{l} \cdot \frac{ab - c^2}{6k+1}. \quad (IV', V')$$

Zresztą ob. §. 8, wz. VI-X. (Oczywiście: $A = \frac{2qc}{l} \cdot b$, oraz $B = \frac{2qc}{l} \cdot a$).

¹²⁾ M'_z jest to podpór w p. C belki wolno podpartej, obciążonej siłą M_z . Dla $a_z = b_z = l/2$ (a więc dla $M'_z = 1/2 M_z$), wzgl. $\delta = 1/2$ (symetria etc.) będzie (2, 2'): $M_A = \frac{1}{2} \frac{M_z}{K+2}$.

¹³⁾ Gdy $\delta = 1/2$ będzie (V): $\mathfrak{N} = 0$.

¹⁴⁾ $V_A = \frac{M_D - M_A}{l} + A = \frac{M_C - M_B}{l} + A$; $V_D = R - V_A$;

$H = \frac{M_A - M_B}{h}$; R - wypadkowa obciążenia; więc: $A = R \frac{b}{l}$;

$D = R \frac{a}{l}$, gdy a i b - odstęp R od podpór.

¹⁵⁾ $(a+c)^2 - (a-c)^2 = 4ac$; $(a+c)^3 - (a-c)^3 = 2c(3a^2 + c^2)$;
 $(a+c)^4 - (a-c)^4 = 8ac(a^2 + c^2)$.

§. 10. Wzory pochodne względem wz. §. 9. (Opis w §. 5).

I. Ramy bezprzegubowe.

$$\begin{aligned}
 A: \mathfrak{M} &= \frac{qc^2}{l} \cdot \frac{b - \frac{1}{3}c}{k+2}; & \mathfrak{N} &= -\frac{qc^2}{l} \cdot \frac{(c-b)^2}{l} \cdot \frac{1}{6k+1}; \\
 B: \mathfrak{M} &= \frac{ql^2}{24} \cdot \frac{1}{k+2}; & \mathfrak{N} &= -\frac{ql^2}{64} \cdot \frac{1}{6k+1}; \\
 C: \mathfrak{M} &= \frac{qc}{12l} \cdot \frac{3l^2 - 4c^2}{k+2}; & \mathfrak{N} &= 0; \\
 D: \mathfrak{M} &= \frac{ql^2}{12} \cdot \frac{1}{k+2}; & \mathfrak{N} &= 0; \\
 E: \mathfrak{M} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{Pab}{l} \cdot \frac{1}{k+2}; & \mathfrak{N} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{Pab}{l} \cdot \frac{a-b}{l} \cdot \frac{1}{6k+1}; \\
 F: \mathfrak{M} &= \frac{Pl}{8} \cdot \frac{1}{k+2}; & \mathfrak{N} &= 0.
 \end{aligned}$$

II. Belka jednoprzęsłowa.

- a) Wolno podparta ($k = \infty$)¹⁶⁾;
 b) Zamocowana w obu końcach ($k = 0$; $I_1 = \infty$)¹⁷⁾.

$$\begin{aligned}
 A: M_{B,c} &= -\frac{qc^2}{2l} \left[2(b - \frac{1}{3}c) \pm \frac{(b-c)^2}{l} \right]; \\
 B: M_{B,c} &= -\frac{ql^2}{192} (8 \pm 3); \\
 C: M_{B,c} &= -\frac{qc}{12l} (3l^2 - 4c^2); \\
 D: M_{B,c} &= -\frac{ql^2}{12}; \\
 E: M_{B,c} &= -\frac{Pab}{l} \cdot \frac{1}{2} \left(1 \pm \frac{a-b}{l} \right) = -\frac{Pab}{l} \cdot \frac{a,b}{l}; \\
 F: M_{B,c} &= -\frac{Pl}{8}.
 \end{aligned}$$

¹⁶⁾ Ob. wz. §. 4.

¹⁷⁾ Dla $I = \infty$ praca słupów $= 0$ (wyrazy pomnożone przez $\frac{1}{I}$, wzgl. $\frac{1}{F}$, znikają); więc pozostaje tylko praca samej rozpory, inaczej mówiąc, belki. A zatem dla $I_1 = \infty$ otrzyma się wszystkie wzory, do belki przynależne. Nieścisłość teorii tak ram (pominięcie wpływu sił osiowych i poprzecznych etc.), jak belki (pominięcie H etc.) wpływa tylko na wz. dla $M_{A,D}$, oraz H , w danym wypadku obojętne.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— Długość dróg o stałej nawierzchni na Węgrzech przedstawia się wedle wydanego w wrześniu 1929 rocznika gospodarczego następująco:

Drogi państwowe	3.841 km
Drogi municypalne	11.822 "
Drogi gminne	2.593 "
Dojazdy kolejowe	83 "
razem	18.339 km.

Uwzględniając obszar dzisiejszych Węgier na 93.000 km² otrzymujemy na 100 km² powierzchni 19,7 km dróg.

W r. 1928 wynosiły koszta utrzymania dróg państwowych 4,584.591 Pengö (1 P. = 1,57 zł.); utrzymanie wszystkich innych dróg kosztowało 29,115.840 P.

— Budowa drogi na Grossglockner w Tyrolu. Austria rozpoczyna obecnie budowę nowej drogi alpejskiej długości 43 km, wychodzącej z Fusch aż do przełęczy Pfandelscharte a następnie do miejscowości Heiligenblut, skąd dalej istnieje już droga dostępna dla samochodów.

Przekroczenie przełęczy na wysokości 2.500 m tunelem długości 355 m. Szerokość drogi 5 m. Oprócz znaczenia turystycznego, droga ta skróci znakomicie połączenie Monachjum z Adriatykiem, umożliwiając odbycie tej tury w przeciągu jednego dnia. Koszta budowy wahać się będą w granicach od 8—12 milionów szylingów. Do rachunku rentowności budowy przyjęto roczny ruch 100.000—120.000 osób. Przejazd pojazdu przez tę drogę kosztować będzie prawdopodobnie 25 szylingów.

Jest rzeczą charakterystyczną na jak wielkie przedsiębiorstwa w dziedzinie drogowej puszcza się mała i wojną zniszczona Austria.

— Niemiecką sieć dróg dalekobieżnych rozpatruje inż. H. Uhlfelder w Nr. 6/30 Die Betonstrasse. Niemieckie Ministerstwo Komunikacji zamierza opracować plan rozbudowy sieci dróg dalekobieżnych, na których mógłby się odbywać ruch samochodowy w warunkach możliwego bezpieczeństwa, przyczem sieć ta przeznaczoną będzie dla ruchu mieszanego. Obecnie wydano wytyczne postanowienia celem ustalenia pojedynczych elementów drogowych, które z biegiem czasu mają być na drogach tych stosowane.

Szerokość dróg pomiędzy wewnętrznymi krawężnikami drzew przydrożnych nie może schodzić w terenie płaskim i pagórkowatym poniżej 8 m, w górskim poniżej 7 m. Jako zasadę

przyjęto, iż normalna szerokość jezdni ma wynosić 6 m: o ile zaś projektowaną jest większa ilość pasów jezdnych niż 2, natenczas dla każdego nowego pasa dodać należy 2,50 m. Jezdnia zatem dla 3 pasów winna posiadać szerokość 8,50, dla 4 pasów 11,0 m. Pobocza mają posiadać szerokość po 1,00 m.

Autor zwraca uwagę, iż dla szybkiego ruchu samochodowego, szerokość jezdni dwutorowej 6 m jest nieco za małą i raczej powinna być zwiększoną do 6,50 m.

Zakładanie osobnych pasów dla pieszych i rowerzystów nie jest przewidziane. Z uwagi jednak, iż oba te elementy ruchu są przeszkodą dla szybkojeżdżących pojazdów, wskazaniem jest zakładanie dla nich osobnych torów tam, gdzie stosunki miejscowe na to pozwalają. W tych wypadkach szerokość drogi dla pieszych powinna być 1 m, dla rowerzystów 1,50 m. Autor idzie nawet tak daleko, iż pragnąłby objąć przepisami porządkowymi zakaz dostępu pieszym i rowerzystom na istotną jezdnię.

Odgałęzienia i skrzyżowania drogowe powinny być zaokrąglone. Bliższych postanowień tu nie dano. Autor uważa ten przepis za niejasny i proponuje korekcję w tym kierunku, iż odgałęzienia i skrzyżowania powinny być zaokrąglane łukiem o takim promieniu, by styczna była co najmniej 10 m długości. W ten sposób dla kąta 45° otrzyma się promień 4 m, dla 90° — 10 m zaś dla 135° — 24 m.

Spadki poprzeczne przewidziane są w granicach 1½—4‰. Co do ostatniego autor ma pewne zastrzeżenia, uważając, iż maksymalną granicę powinien stanowić spadek 2½‰.

Spadki podłużne ustalono w granicach 2½‰ w terenie płaskim, 5½‰ w pagórkowatym, zaś 8‰ w górzystym.

Promienie łuków powinny być następujące: W terenie płaskim 200 m. (dla nowych budowli 300 m), w pagórkowatym 150 m, w górzystym 50 m.

O wielkości przechyłki toru nie ma żadnej wzmianki, natomiast ustalono, iż krzywizny o promieniu większym niż 300 m, przechyłki już nie potrzebują.

Zadrzewienie dróg uważają przepisy za wskazane. Autor występuje bardzo ostro przeciwko temu, podając słuszne motywy, przemawiające za koniecznością usunięcia drzew z dróg mających służyć do szybkojeżdżającego ruchu.

Przy przejazdach i podjazdach drogowych należy uwzględniać w całej szerokości pasy dla pieszych i rowerzystów. Wysokość podjazdów 4,50 m wydaje się być wystarczającą, jednakże w sąsiedztwie miast, gdzie używane są omnibusy piętrowe, powinna być powiększoną.

Wolny przejazd nie może być żadnymi urządzeniami

ramowany. Odnosi się to w pierwszym rzędzie po postojów i stacyj benzynowych.

Autor podnosi w końcu trudności, jakie się ma do przezwyciężenia przy przekraczaniu miejscowości i wyraża zapartywanie, iż szybkobieżny ruch samochodowy wymaga dla siebie osobnych torów jezdnych. Postulat ten może się jednak odnosić tylko do ciągów głównych i powinien być przynajmniej częściowo w miarę możliwości realizowany. *E. B.*

RECENZJE I KRYTYKI.

„**Deskowanie i rusztowania**“ („Schalung und Rüstung“) nap. inż. Fr. Böhm. Berlin 1929.

Autor zbrojny w dwudziestoletnie doświadczenie napisał książeczkę bardzo pożyteczną dla inżynierów i budowniczych, w której podaje na doświadczeniu oparte rady, dotyczące wykonania deskowań i rusztowań w budownictwie. Przy omawianiu deskowań dla budowli betonowych i żelbetonowych omawia szeroko oszczędne użycie gwoździ, które wymagają znacznych kosztów, podaje też obliczenia zapotrzebowania. Dalej opisuje szczegółowo ustrój i wykonanie deskowań, zaznaczając, że dla słupów używa się obecnie tylko pionowych desek. Zwraca uwagę, że ze względu na koszt deskowania nieraz nie opłaca się zmieniać wymiary słupów co piętro. Autor opisuje dalej rusztowania przesuwalne, które możemy osiągnąć znaczną oszczędność. Dalej omawia autor, opłacalność użycia cementu szybko wiążącego, a na końcu mówi o rusztowaniach. Książeczkę mogą polecić gorąco. *Dr. M. Thullie.*

Inż. **Edward Windakiewicz**: „**Solnictwo**“. Kraków, 1930, Księgarnia Jagiellońska.

Wyszła z druku czwarta część tego wydawnictwa, rozpoczętego w r. 1926, subwencjonowanego przez Zakłady Solvay w Polsce. Tom IV. zawiera 650 stron druku i 271 rycin. Na treść jego składają się: poszukiwania i wydobywania soli kamiennej i potasowej, przeróbka mechaniczna, rafinowanie soli kamiennej i potasowej, sposoby uzyskania naturalnej i wytwarzania sztucznej solanki, uzyskiwanie soli z jezior i morza.

Praca powyższa jest owocem głębokich badań naukowych, obejmuje całokształt przedmiotu, jest pierwszą nie tylko w literaturze naukowej polskiej, ale i w zagranicznej pod względem wartości naukowej i zgłębienia poruszonych w niej problemów. Daje ona pełny obraz górnictwa minerałów solnych.

Forma przejrzysta i dostępna dla fachowca, lecz także dla kształcącej się młodzieży. *Inż. E. N.*

Kongresy i Zjazdy.

— **Zjazd delegatów polskich zrzeszeń technicznych we Lwowie.** Przez dwa dni (25 i 26 paźdz. br.) obradował we Lwowie XII. Zjazd delegatów polskich zrzeszeń technicznych, zgrupowanych w Związku PZT., który ma wśród swych członków 25 towarzystw technicznych w Polsce i Stowarzyszenie inżynierów polskich w Detroit (Stany Zjednoczone).

Na inauguracyjnym zebraniu prezes Związku, inż. Stanisław Rybicki, przedstawił w powitalnym przemówieniu historię powstania Związku i dotychczasowe wyniki jego pracy. Związek został założony za inicjatywą Polskiego Towarzystwa Politechnicznego w czerwcu 1922 i zorganizował dotychczas trzy ogólne Zjazdy Polskich Techników zrzeszonych, a mianowicie: w r. 1925 w Warszawie, w r. 1927 we Lwowie i w r. 1929 w Poznaniu. Związek powołał do życia w maju r. 1926 w Warszawie Federację inżynierów słowiańskich, do której przystąpiły związki narodowe inżynierów polskich, czechosłowackich i jugosłowiańskich, bułgarskich i Rosjan emigrantów. Federacja, łącząca w sobie około 18.000 inżynierów słowiańskiej narodowości, odbyła kongresy w Zagrzebiu, Sofji, Poznaniu i Pradze. Związek ponadto zorganizował w r. 1928 Związek polskich czasopism technicznych i zawodowych jako Sekcję Polską Międzynarodowej Federacji prasy technicznej i zawodowej. Na kongresie w Brukseli w roku bieżącym uchwalono z inicjatywy delegacji polskiej zwołać przyszły międzyna-

rodowy kongres prasy technicznej i zawodowej w r. 1932 do Warszawy, a na kongresie w Barcelonie powzięto uchwałę, według której mają być założone w Warszawie i we Lwowie przy Politechnikach t. zw. „biblioteki federacyjne“, zaopatrzone we wszystkie czasopisma techniczne i zawodowe.

Odbyty we Lwowie Zjazd delegatów rozpatrywał sprawę mieszkaniową i powziął rezolucję, dotyczącą typu małych mieszkań w publicznej akcji budowlanej, zużytkowania funduszy publicznych na obniżenie odsetek od pożyczek budowlanych, zakupna terenów przez gminy wiejskie i urzędnia komunikacyj i urzędzeń ulicznych. Poza to Zjazd oświadczył się za utworzeniem banków komunalnych w większych miastach, gdzie one jeszcze nie istnieją, i za popieraniem budowy jednorodzinnych małych domków przez rzemieślników, kolejarzy i t. d.

Drugą sprawą był referat prof. Derynga, który wskazywał na szeroką akcję, podjętą w sąsiednich państwach w kierunku wyzyskania złóż węgla brunatnego dla wytwarzania gazu i brykietów dla produkowania nafty i benzyny z węgla, i podniósł potrzebę wdrożenia podobnej akcji w Polsce w celu lepszego wyzyskania naszych przyrodzonych bogactw.

Szeroko omawiana była sprawa uregulowania publicznego ruchu samochodowego. Zjazd postanowił przedłożyć ponownie miarodajnym czynnikom osnowę uchwał, powziętych w roku przeszłym na Zjeździe w Poznaniu, a wykazujących potrzebę koncesjonowania tego przemysłu.

Jednym z głównych przedmiotów obrad był projekt utworzenia Izby inżynierskich, udzielony do wiadomości Związku przez Ministerstwo Robót Publicznych. Po ożywionej dyskusji Zjazd oświadczył się za potrzebą urzędowej reprezentacji pracujących w Polsce inżynierów, jednakowoż uznał, że projekt ustawy nie odpowiada potrzebom i wymaga pewnej modyfikacji. Wybrano przytem komisję, która ma w drodze ankiety ustalić dezyderata poszczególnych, do Związku należących Towarzystw technicznych i przedłożyć je Ministerstwu.

Zjazd uznał również potrzebę nowelizacji obowiązującej ustawy o ubezpieczeniu pracowników umysłowych i wyznaczył komisję, która się ma zająć przygotowaniem wniosków.

Członkowie Zjazdu byli w pierwszym dniu obrad na raucie, wydanym przez gminę miasta Lwowa, następnego dnia zwiedzali osobliwości naszego grodu i byli na wydanym z okazji Zjazdu bankiecie, poczem wyjechali do Mościc w celu zwiedzenia Państwowej Fabryki Związków Azotowych.

Zjazd lwowski wykazał, jak ważną rolę odgrywa związek polskich zrzeszeń technicznych, skupiający w swoim gronie około 7.000 inżynierów polskich, i jak pojmuje swoje zadanie nadawania kierunku pracy technicznej dla dobra państwa i społeczeństwa.

Zebrania i odczyty w Towarzystwie.

W dniu 15. października 1930 wygłosił Prof. Inż. Ignacy Drexler odczyt p. t.: „O skutkach wywołanych przekształceniem kościoła św. Piotra Watykańskiego ze świątyni centralnej w formę krzyża łacińskiego“.

W dniu 22. października 1930 r. wygłosił P. Inż. Maurycy Altenberg odczyt p. t.: „O Kongresie Energetycznym w Berlinie“.

W dniu 29. października 1930 wygłosił odczyt Prof. E. Hauswald p. t.: „Szósty Kongres Energetyczny“.

Streszczenie odczytu Prof. Inż. I. Drexlera.

Streszczony w krótkich słowach dzieje pierwotnej starochrześcijańskiej bazyliki i zaznaczywszy najgłówniejsze fazy wznoszenia nowej renesansowej świątyni, przeszedł prelegent do opisu zmagania się entuzjastów formy centralnej (Bramante 1444, 1506—1514, oraz Michał Anioł 1475, 1547—1574) ze zwolennikami układu podłużnego. Walka prowadzona przez cały wiek szesnasty skończyła się pogromem idei centralnej.

Decyzja Kollegjum Kardynalskiego powzięta w r. 1605 większością głosów, pod dyktandem papieża Pawła V. Borghese

(1605—1621), aby kościół św. Piotra przekształcić w formę krzyża łacińskiego, okazała się w skutkach z pewnością bardziej fatalną, niż się tego wogóle mogli domyślać popierający myśl Papieża kardynałowie, a może nawet niż przypuszczali projektujący architekci (np. Alfarano).

O ile dla celów sakralnych (kaplica Najśw. Sakramentu i kaplica Chóru) i dla rozwinięcia możliwie największej uroczystości w obchodach papieskich wydłużenie kościoła okazało się niezbędne (o czym można wątpić), to budowa powinna się była ograniczać we wszystkich trzech wymiarach — przede wszystkim w długości — do możliwie najszczuplejszych rozmiarów, z jasnym odróżnieniem potężnej budowli centralnej, od skromniejszej, wydłużającej ją dobudowy. A było to o tyle łatwiejsze, że obydwie wymienione kaplice są w rzeczywistości niemal o połowę niższe od reszty kościoła. Wtedyby było jako tako ocalało wielkie dzieło.

Niestety stało się wprost przeciwnie. Fasada Carla Maderny (1556, 1605—1626), jako wykładnik całej budowli przedłuża nowy kościół o 64 i pół metra, wysuwa się na zewnątrz jeszcze o 22 m przed dawny fronton bazyliki pierwotnej, założonej w r. 326. Skutkiem tego błędu jest „złamanie stosu pacyerzowego“ kompozycji centralnej: zniszczenie związku między kopułą a fasadą. Kopuła, jak księżyc po niebie, pływa bezwładnie nad fasadą, odchylając się tak znacznie w obie strony od pionowej osi fasady (w miarę, jak widz porusza się po placu wzdłuż frontu kościoła), że ktoś nieuprzedzony mógłby kopułę odnosić do jednej budowli, a fasadę do drugiej, odrębnej.

Gdyby się chciało doskonale usunąć to zwichnięcie, musiałoby się wrócić do projektu Michała Anioła i znieść całe wydłużenie kościoła, co z wielu względów wydaje się dziś i na przyszłość wprost niewykonalne.

Drugi błąd, jakim obarczona jest fasada Maderny, to nadmierna jej wysokość 44·30 m. Ten olbrzymi wymiar (dwunastopiętrowej kamienicy) zasłania nam w sposób najprzykrojszy i irytujący pełny widok na kopułę, która w miarę, jak od piazza Rusticucci przechodzimy ku bramom kościelnym „zachodzi“, chowa się poza nadmiernie wysoką fasadą tak, że stojąc jeszcze w środku placu, nie widzimy już wcale nasadowego pierścienia kopuły ani tamburu, ale tylko górną część sklepienia kopuły i latarnię. W miarę zbliżania się do kościoła, zapada się szybko i ta reszta. Pozostaje już tylko sama fasada na placu. Gdyby można znieść attykę (12 m wysoką), to ta wada kościoła byłaby w części naprawiona.

Trzeci zarzut, jaki prelegent stawia fasadzie Maderny, to jej niepotrzebnie wielka szerokość, przekraczająca miarę właściwego przekroju poprzecznego budowli o całe 35 m. Stoi więc przed nami, jakby jakaś gigantyczna kulisa teatralna

o głębokości zaledwie przedsionka t. j. 20 m przygniatająca swymi wymiarami (112·6 m × 49·3 m) kopułę, wprowadzająca nienaturalny stosunek między kopułą a fasadą, która przecież ma być niejako optycznym podparciem tamtej. Pod tym względem możnaby się spodziewać pewnego polepszenia proporcji, gdyby się oba boczne pawilony fasady (zegarowe) obniżyło do wysokości gżemsu przytykających „kurytarzy“. Zeszłoby się wtedy do faktycznej szerokości kościoła (77·5).

I jeszcze jedna ciężka pomyłka Maderny rzuca się nam w oczy, mianowicie, gdy porównamy układ fasady projektowanej z wykonaną. Michał Anioł przed swoją o tyle wyższą fasadę, stawia jeden portyk o 10-ciu kolumnach, a przed nim drugi, krótszy, o 4 kolumnach, spiętych tympanonem, stwarzając tym sposobem świetną jej głębię. Z opracowanych pod kierunkiem prelegenta rekonstrukcyj perspektywicznych widać, jak w projekcie Michała Anioła świetnie nad całością panuje kopuła, jak motyw podpierania doskonale wyrażony jest w fasadzie, jaka ta fasada plastyczna, bogata w cienie, pełna wyrazu. Niema wątpliwości, że ją stworzył największy rzeźbiarz świata. Natomiast fasada Maderny, raczej pałacowa, niż kościelna, wyposażona jest tylko w półkolumny i pilastry wtopione w mur; podzielona jest w najniespokojniejszy sposób na cztery piętra rozmaitych miar; drzwi, okna, nyzę najróżnorodniejsze: w samej attyce trzy rozmaite rodzaje otworów. Widok ten dziwaczniejszy, że tuż obok fasady podziwiamy spokojną cieniastą kolumnadę Berniniego.

Po zdjęciu attyki i obcięciu pawilonów bocznych, możnaby nieco przybliżyć dzisiejszą fasadę do owej idealnej Michała Anioła, gdyby się dodało u wejścia michelangelowski portyk o 4 kolumnach i odpowiednio wysunęło tympanon i lodżję della Benedizione.

Kształt ostateczny, w jakiej miałaby fasada kościoła być dostosowana do postulatów prelegenta, powinien być przedmiotem osobnego opracowania architektonicznego, ewentualnie z użyciem drogi konkursu.

Liczne rysunki, ilustrujące wykład, z lekka dotknęły głównych faz budowy, a naczelną akcent został w nich położony na rekonstrukcję świątyni centralnej Michała Anioła zarówno w modelu, jak też i w przypuszczalnych widokach z trzech różnych punktów placu (z najdalszego punktu placu Rusticucci, ze środka placu św. Piotra i z linii na połączeniu początków kurytarzy z kolumnadą). Do czego dołączono po trzy widoki kościoła dzisiejszego, jak się przedstawia obecnie, i warjanty po ewentualnym zniesieniu attyki i pawilonów bocznych i dodaniu czterokolumnowego portyku.

W dyskusji zabierali głos: pp. Excel. Piniński, Prezes Rybicki, Prorokator Weigel i prelegent.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego Pol. Tow. Polit. odbytego dn. 1. IX. 1930 r. Obecni: Prezes Stanisław Rybicki, Wiceprezes Inż. Fryderyk Blum. Członkowie: Dr. W. Aulich, Prof. E. Bratro, Inż. M. Bessaga, Inż. Jarosz, Inż. St. Kozłowski, Inż. T. Laskiewicz, Inż. B. Łazoryk, Inż. J. Nechay, Inż. Piwoński, Inż. Tomaszewski.

1. Kooptowano na członka Wydziału Głównego p. Prof. Dr. Ottona Nadolskiego.

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

3. Przyjęto przez balotą nowego członka p. Inż. Jana Brzozowskiego, Prezydenta m. Lwowa.

4. Załatwiono odmownie prośbę Związku kuracjuszków z Bratniej Pomocy w Zakopanem, o gratisowy egzemplarz *Czasopisma Technicznego*, ze względu na brak kontyngentu. Przyjęto do wiadomości umowę z Syndykatem Hut Żelaznych w sprawie wydania zwiększonego numeru *Czasop. Techn.*, poświęconego konstrukcji żelaznej, i wyrażono p. Prof. Bratro i p. Inż. Nechay'owi podziękowanie za jej przeprowadzenie.

5. Wybrano komisję odczytową w składzie: Dr. Aulich jako przewodniczący i członkowie Inż. Nechay i Inż. Łazoryk, która ma postarać się o prelegentów i ustalać program. Przed rozpoczęciem okresu odczytowego (1. X. 30 r.) odbędą się wycieczki do Elektrowni, Stacji radiowej, Teatru (oświetlenie scen) i Katedry Ormiańskiej.

6. Postanowiono zwrócić się do p. Prof. Borowicza i p. Prof. Łukasiewicza z prośbą o zredagowanie memorjału w sprawie Grupy lotniczej na Politechnice lwowskiej, który potem wspólnie z L. O. P. zostanie przedłożony Ministerjum.

7. P. Prezes Rybicki komunikuje, że Zjazd Delegatów Polskich Zrzeszeń Technicznych, projektowany na 15 czerwca br. odbędzie się w drugiej połowie października we Lwowie. Komisja powołana do przygotowania przyjęcia delegatów będzie w najbliższym czasie zwołana.

8. Wybrano Komisję w składzie: Prof. Bratro, Inż. Broniewski, Prof. Krzyczkowski, Prof. Nadolski, która rozważy i opracuje program budowy lotniska dla członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego ew. w Muszynie.

Na tem posiedzenie zamknięto.