

TR E Ś Ć: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Prof. M. Matakiewicz: Dalsze badania nad formułą prędkości i krytyka nowszych zapatrywań na jej budowę. (Dokończenie). — Inż. A. Eiger: Współczesna nawierzchnia betonowa. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Różne sprawy.

### Część urzędowa.

#### Komunikat Ministerstwa Robót Publicznych.

##### Egzaminy na mierniczych przysięgłych.

W myśl § 26 rozporządzenia z dnia 26 lutego 1926 (Dz. U. R. P. Nr. 203) zawiadamia się, że egzaminy na mierniczych przysięgłych w terminie jesiennym b. r. odbędą się dla kandydatów, przynależnych pod względem terytorjalnym do Komisji Egzaminacyjnej w Warszawie, w październiku b. r. Bliższe szczegóły, jak termin, lokal i godzina rozpoczęcia egzaminu będą podane pisemnie każdemu poszczególnemu zgłoszonemu i dopuszczonemu do egzaminu kandydatowi.

Równocześnie przypomina się, że w myśl § 7 na wstępie powołanego rozporządzenia kandydaci, którzy pragną być dopuszczeni do egzaminu w terminie jesiennym, winni złożyć w ciągu sierpnia b. r. na ręce Sekretarza Komisji Egzaminacyjnej w Warszawie (ul. Chałubińskiego 4 — gmach Ministerstwa Robót Publicznych) należycie udokumentowane podanie (§ 8 wspomnianego wyżej rozporządzenia), oraz pokwitowanie wpłaconej taksy egzaminacyjnej (konto P. K. O. Nr. 30491).

Tam też można nabyć wykaz ustaw, rozporządzeń i przepisów, wymaganych przy egzaminie.

### Część nieurzędowa.

Prof. M. Matakiewicz

#### Dalsze badania nad formułą prędkości i krytyka nowszych zapatrywań na jej budowę.

(Praca przedstawiona na posiedzeniu Wydziału matematyczno-przyrodniczego Towarzystwa Naukowego we Lwowie, w dniu 18. V. 1931 r. i na zebraniu tygodniowym Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, w dniu 27. V. 1931 r.).

(Dokończenie).

4. Funkcja spadku, funkcja głębokości, oraz formuła autora. Należy się wreszcie zastanowić, czy istnieje racja, dla której mielibyśmy się nadal niewolniczo trzymać relacji określonej w latach 1775 i 1776 przez Chézy, w formie:

$$v = c \sqrt{RI},$$

a zatem przed 155 laty. Wprawdzie odległość czasu powstania pewnych dogmatów nie może być powodem ich odrzucenia, jednak, czy formuła Chézy jest takim dogmatem? Otóż chyba nie. Genjalność ówczesnego odkrycia nie polegała tu na ścisłym określeniu stopnia wpływu poszczególnych czynników ruchu na wielkość średniej prędkości, lecz raczej na stwierdzeniu, które to główne czynniki ruchu normują średnią prędkość przepływu. Stwierdzenie to było tak ważne i ostateczne, że dotąd przez następców Chézy nie zostało naruszone.

Co się jednak tyczy stopnia wpływu tych czynników na prędkość, to można stwierdzić, że wszystkie, bardzo liczne badania następców Chézy dążyły do ścisłego określenia właśnie tego stopnia wpływu, a więc zaprzeczyły jego przyjęciom. Początkowo badania te, po zasadniczym wykazaniu, że współczynnik  $c$  nie jest stały, ograniczały się do wykazania zmienności tego współczynnika, później na wartość  $c$  ustawiano osobne obszerne wzory, czego przykładem jest choćby zasłużona, lecz przestarzała i niewłaściwa formuła Ganguillet-Kuttera, którą rachują jeszcze powszechnie w Ameryce, a także w dużej mierze i w Europie. Konserwatyzm pod tym względem jest zadziwiający, lecz usprawiedliwia go to, że inżynierowie nabrali pewnego doświadczenia w jej stosowaniu i wyborze współczynnika szorstkości  $n$ , oraz oznaczaniu  $c$ . Było to zatem ciągle poprawianie formuły Chézy, która pod względem roli głównych czynników nietylko nie zaspakajała wymogów praktyki, ale dawała wyniki wręcz fałszywe.

Zresztą, jakże można sobie wyobrazić, aby przy ówczesnym stanie hydrauliki, przy ówczesnych skromnych środkach wykonywania pomiarów i to pomiarów

o bardzo ciasnych granicach spadków i głębokości, wykonywanych w sposób prymitywny, można było uzyskać dobrą formułę uniwersalną, odpowiednią dla rowów, kanałów, różnego rodzaju rzek, wreszcie i przewodów rurowych, bo nawet i dla tych łożysk miała służyć formuła Chézy<sup>30)</sup>.

Dziś, gdy rozporządzamy tysiącami pomiarów i to nierównie lepszych (choć niedoskonałych), gdy mamy pomiary wykonane w bardzo szerokich granicach spadku i głębokości, czyż nie powinniśmy przeprowadzić gruntownej, samodzielnej rewizji wpływu głównych czynników ruchu na wartość prędkości?

Jak wielkie różnice zachodzą w określeniu stopnia tego wpływu w nowszych formułach, w porównaniu z formułą Chézy, wyjaśniają obydwie przyległe rysunki (rys. 2 i 3).

Pierwszy podaje wartości funkcji spadku według Chézy [ $F_1(I) = \sqrt{I}$ ], oraz według podpisanego [ $F'(I) = = I^{0,493+10I}$  do 16%, powyżej tego spadku wartość funkcji stała, równa 0,0672].

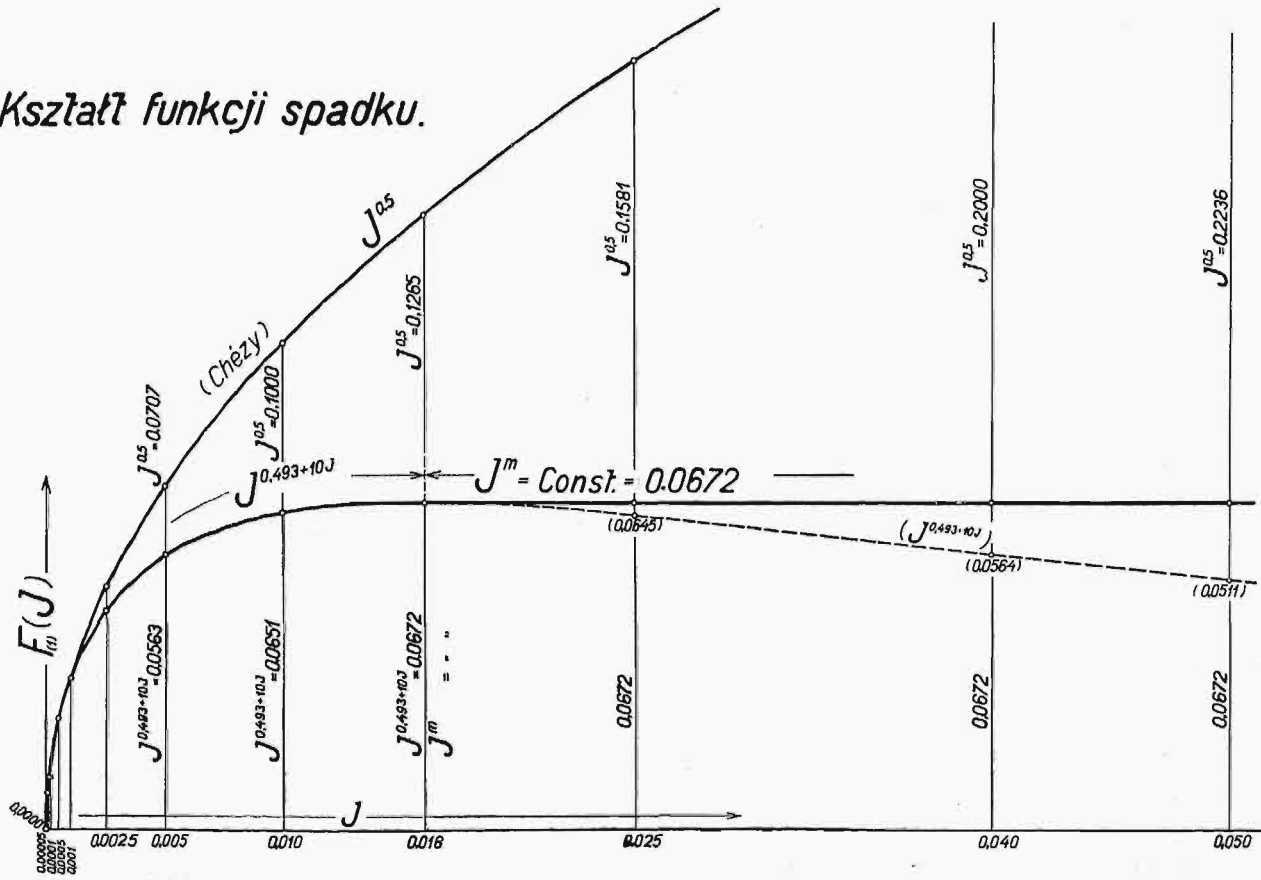
Widzimy tu wcale dobrą zgodność obu funkcji jedynie w granicach spadków od  $I = 0,000$  do  $I = 0,0015$ , dalej zaś, przy większych spadkach, różnice szybko wzrastają. Zestawienie cyfrowe wartości obu funkcji przedstawia się następująco (p. str. 231).

Wynika z tego, że już przy  $I = 0,0015$  funkcja pierwsza jest 1,05 razy, przy  $I = 0,005$  1,26 razy, przy  $I = 0,010$  1,56 razy, przy  $I = 0,025$  2,35 razy, a przy  $I = 0,100$  4,71 razy większa od drugiej.

Przejdźmy teraz do rysunku trzeciego, na którym przedstawiono funkcję głębokości, względnie promienia hydraulicznego, w granicach od  $T = 0,00$  do  $T = 6 m$ , według Chézy, tj.  $\sqrt{T}$ , oraz według ostatnich badań podpisanego, a mianowicie od  $T = 0$  do  $T = 4,5 m$  funkcję  $T^{0,7}$ ,

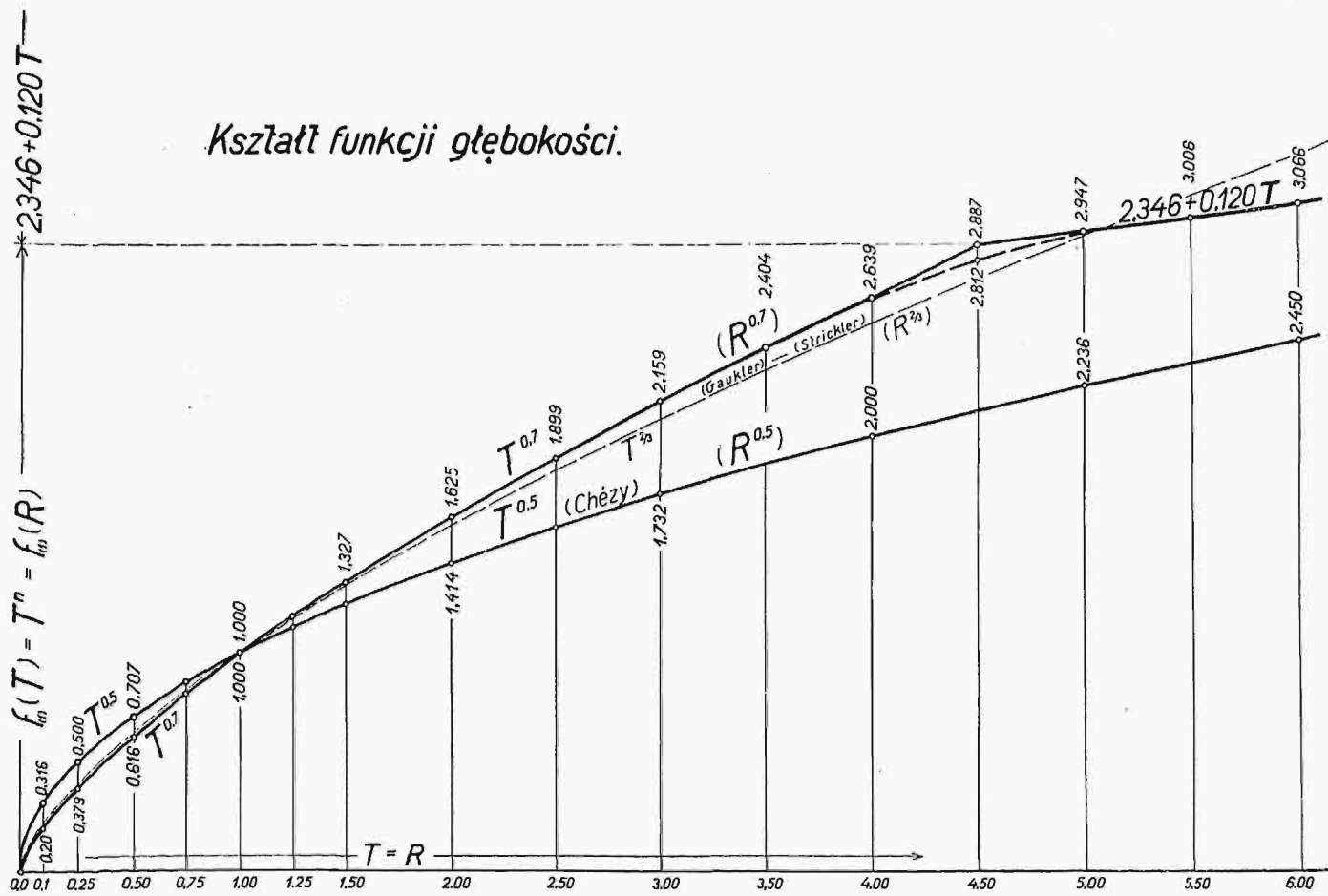
<sup>30)</sup> Warunki, w jakich powstała ta formuła charakteryzuje obszerna praca G. Muret'a p. t.: „Antoine Chézy, Histoire d'une formule d'hydraulique“; *Annales des ponts et chaussées*, 1921, II.

Kształt funkcji spadku.



Rys. 2.

Kształt funkcji głębokości.



Rys. 3.

	$I=0,000$	0,00005	0,0001	0,0005	0,001	0,0015	0,0025	0,005	0,010	0,015	0,025	0,050	0,075	0,100
a) $I^{0,5}$ . . . . .	0,00	0,0071	0,0100	0,0224	0,0316	0,0387	0,0500	0,0707	0,1000	0,1265	0,1581	0,2286	0,2739	0,3162
b) $I^{0,493+10I}$														
(względnie powyżej $I=0,016$ wartość funkcji stała) <sup>31)</sup>	0,00	0,0075	0,0107	0,0227	0,0310	0,0368	0,0449	0,0563	0,0651	0,0672	0,0672	0,0672	0,0672	0,0672
$\frac{a-b}{b}$ . . . . .	0%	-5,3%	-6,2%	-1,3%	+2%	+5%	+11,1%	+25%	+54%	+88%	+135%	+233%	+308%	+370%

a dla większych głębokości (od  $T=4,5$  m do 12 m) prostą o równaniu  $2,346+0,12 T$ <sup>32)</sup>.

Tu znowu możliwa zgodność między obiema krzywymi panuje tylko w granicach od  $T=0,75$  do  $T=1,25$  m, podczas gdy tak przy mniejszych, jak i przy większych

głębokościach, różnice są bardzo duże, nadto, jak widać z rysunku, obydwie krzywe przy  $T=1$  się krzyżują. Zestawienie cyfrowe wartości tych funkcji przedstawia się następująco:

$R=T=$ . . .	0	0,1	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5	6 metrów
a) $\sqrt{R}=\sqrt{T}$ . . .	0	0,3162	0,5	0,7071	0,8660	1	1,1180	1,2247	1,4142	1,5830	1,7321	2,0000	2,361	2,4495
b) $R^{0,7}=T^{0,7}$ . . .	0	0,2000	0,3788	0,6163	0,8173	1	1,1688	1,3269	1,6250	1,8990	2,1586	2,6394	2,947	3,0660
(względnie powyżej $T=4,5$ m według powyższego równania prostego)														
$\frac{b-a}{b}$ = . . . . .	0%	-58%	-32%	-15%	-6%	0%	+4,3%	+7,7%	+13%	+16,6%	+21%	+24,2%	+20%	+18%

W dalszym ciągu następuje zbliżanie się obu funkcji, a największe zbliżenie jest dla  $d[f'(T)-f_1(T)]=0$ , a więc dla  $d(2,346+0,12 T-T^{0,5})=0$ , skąd  $T=17,364$  m, przyczem w tem miejscu różnica wartości obu funkcji (minimum różnicy) jest 0,263 m.

Jak widać z tego zestawienia, stosunek wartości funkcji a), tj. według Chézy, do funkcji b), tj. według podpisanego, wynosi przy  $R=0,1$  m 1,58, przy  $R=0,25$  1,48, przy  $R=4$  m 0,76, przy  $R=5$  m 0,80, przy  $R=6$  m 0,80 itd.

Z powyższych zestawień wynika, że przyjęcia Chézy co do wartości funkcji  $I$ , oraz funkcji  $R$ , wzgl.  $T$ , zgadzają się z wartościami otrzymanymi z pomiarów tylko w granicach najczęściej spotykanych spadków i głębokości, tj. między  $I=0,000$ , a  $I=0,0015$ , oraz  $T=0,75$  do  $T=1,25$  m — poza niemi różnice są bardzo duże.

Co do przyjęcia wartości funkcji głębokości zauważyć się daje w ostatnich latach odstępstwo od przyjętego przez Chézy  $\sqrt{R}$ , względnie  $\sqrt{T}$ . Nie chcę tu mówić o łataniu niewłaściwej formuły przez wprowadzenie  $T$ , względnie  $R$  do wyrażenia na  $c$  (Ganguillet-Kutter, Bazin i i.), ale powołuję tu Forchheimera, który do swych wzorów dla kanałów wprowadził funkcję  $f(R)=R^{0,7}$ , jak również i Stricklera, który, opierając się na wzorze Gaucklera przyjął  $f'(R)=R^{2/3}$ , a zatem wartość już bardzo zbliżoną do  $R^{0,7}$ . Krzywą tę wkreślono linią kreskowaną na rysunku 3-im.

Jak widać, funkcja ta do  $T=1,5$  już bardzo mało różni się od funkcji autora, między  $T=1,5$  a 4,5 m różnice nie są jeszcze duże, dopiero przy głębokościach znacznych, powyżej  $T=5,5$  m wartości funkcji Gaucklera (Stricklera) wypadają zbyt duże, jak to uwidacznia następujące zestawienie:

$T=R=0,1$	0,2	0,25	0,30	0,5	0,75	1	1,25	1,50	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	7	10	12 m
$n=0,667$	dtto	dtto																		
$R^n=0,215$	0,342	0,397	0,448	0,630	0,825	1	1,160	1,310	1,586	1,842	2,080	2,305	2,520	2,726	2,924	3,116	3,302	3,660	4,642	5,240 m
$n=0,7$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,687	0,672	0,645	0,625	0,595	0,549	0,536
$R^n=0,200$	0,324	0,379	0,428	0,616	0,817	1	1,168	1,327	1,625	1,899	2,159	2,404	2,639	2,812	2,947	3,006	3,066	3,183	3,543	3,788 „

Potwierdza się tu również potrzeba zastosowania zmiennego wykładnika  $n$ , zapowiedziana przez podpisanego jeszcze w r. 1905; wyniki naszych pomiarów są jednak jeszcze zbyt mało czułe, aby można było przeprowadzić zmianę ciągłą. Do  $T=4$  m wystarcza narazie wykładnik 0,7, dopiero powyżej zachodzi konieczność zmienności wykładnika, który przy  $T=12$  spada już do wartości 0,536.

Jeżeli zatem udało się uzgodnić do pewnego stopnia, względnie w pewnych granicach, zapatrywania co do funkcji głębokości, to należałoby obecnie dążyć do podobnego uzgodnienia pojęć co do wartości funkcji spadku

i powszechnego przyjęcia dla niej odpowiedniej jednolitej formuły. Mam nadzieję, że stanie się to niebawem, a wówczas formuły typu  $v=c\sqrt{RI}$ , zawierające we współczynniku  $c$  ponownie wartości  $R$ , oraz  $I$ , polegające zatem na zastosowaniu w tym samym wzorze równocześnie dwu różnych funkcji tych samych czynników, wydadzą się nam nieracjonalne, a pod względem matematycznej konstrukcji wprost dziwaczne.

\* \* \*

W dalszym ciągu podaje się ostatni kształt formuły autora (1931), oraz wartości funkcji spadku i funkcji głębokości; w porównaniu z formułą z r. 1925 uległy zmianie tylko wartości funkcji głębokości powyżej średniej głębokości  $T=4$  m. Obecna formuła zmniejsza te wartości w porównaniu z dawnymi, co wymagało zastosowania zmiennego wykładnika dla  $T > 4$  m, względnie przyjęcia prostej linii dla funkcji  $f(T)$  poza  $T=4,5$  m. Funkcja spadku pozostała bez zmiany, tylko uzupełniono ją w zakresie wielkich spadków między  $I=0,010$  a 0,100. W razie rachowania przepływu w obszarach zalewowych (poza profilem zwykłej wielkiej wody), należy otrzymane z for-

\*

<sup>31)</sup> Określenie funkcji spadku dla spadków większych jak 16‰ nastąpiło na podstawie specjalnych pomiarów, podanych w pracy powyżej cytowanej: „Formuła na średnią prędkość dla łożysk naturalnych i wielkich spadków“.

<sup>32)</sup> Między  $T=4$  a  $T=5$  m przyjęto jeszcze krzywą przejściową, jak na rysunku. Odmianą wartość funkcji dla  $T > 4$  m, w porównaniu z formułą autora z r. 1925, przyjęto na podstawie zbadania wyników nowszych pomiarów, przyczem brano pod uwagę nietylko średnie głębokości i średnie prędkości dla całych profilów, ale i w poszczególnych pionowych. Przy tem badaniu wykluczono pomiary na Mississippi, jako niezgodne z innymi.

muły, względnie na podstawie następujących tabel, prędkości  $v$  zredukować, według zasad podanych w pracy cytowanej przy końcu pod 11).

wie licznych pomiarów, przeprowadzonych w łożyskach naturalnych i sztucznych. Otóż chcąc bliżej zbadać kształt funkcji głębokości w pobliżu początku układu, z pomia-

### Formuła na średnią prędkość dla łożysk przyrodzonych.

$$V = f(T) \cdot F(J)$$

$$f(T) = 1,04 T^n; \text{ w granicach } T=0 \text{ do } T=4,5 \text{ m } n=0,7$$

$$" \quad " \quad T=4,5 \quad " \quad T=12,0 \text{ m } f(T) = 2,44 + 0,125 T$$

$$F(J) = 34 J^m; \quad " \quad " \quad J=0,00 \quad " \quad J=0,016 \quad m=0,493+10 J$$

$$" \quad " \quad J=0,016 \quad " \quad J=0,100 \quad F(J) = 2,285$$

### Formuły ostateczne (1931.).

$$\left. \begin{array}{l} T < 4,5 \text{ m} \\ J < 0,016 \end{array} \right\} V = 35,4 T^{0,7} J^{0,493+10 J}$$

$$T > 4,5 \text{ m} \quad V = (2,44 + 0,125 T)(34 J^{0,493+10 J}) = (83 + 4,25 T) J^{0,493+10 J}$$

$$\left. \begin{array}{l} J > 0,016 \\ \text{do } J = 0,100 \end{array} \right\} V = 2,38 T^{0,7}$$

1. Dla profilów wąskich a głębokich należy zamiast  $T$  brać  $R$ , przyczem  $f(T) = f(R)$ .
2. Wartości funkcji  $f(T)$  i  $F(J)$ , obliczone na podstawie powyższych formuł, podaje następująca tablica; przez pomnożenie obu funkcji otrzymuje się  $v$ .  
Wartości  $f(T)$  podane w tablicy różnią się w granicach od  $T=4 \text{ m}$  do  $5 \text{ m}$  nieznacznie od wartości formuły, skutkiem zastosowania funkcji przejściowej.
3. Dla obszarów zalewowych należy prędkość obliczoną zmniejszyć, według zasad podanych w pracy: „Przepływ przez obszary zalewowe”. Lwów, 1931.

5. Racjonalny kształt formuły ogólnej z wyznaczalnym współczynnikiem.

Na podstawie powyższego możemy przystąpić do odpowiedzi na postawione poprzednio pytanie, czy szkielec formuły Gaucklera, zalecanej przez Stricklera, w formie  $v = k R^{2/3} I^{1/2}$  jest rzeczywiście tak cenny i nienaruszalny, jak również, czy i ogólny kształt przyjęty przez Soldana  $v = k R^m I^n$ , jest jedynie racjonalny i najprostszy? Otóż już powyższe przedstawienie rzeczywistych wartości funkcji  $I$ , oraz  $T$ , opartych na bardzo licznych pomiarach, mogło pod tym względem budzić wątpliwości, tu jednak musimy się zastanowić jeszcze bliżej nad warunkami racjonalnej budowy formuły ogólnej na prędkość.

Nie może ulegać wątpliwości, że racjonalny pod względem fizycznym kształt formuły na prędkość będzie taki, w którym z uwagi na to, że prędkość ma wymiary  $l^1 t^{-1}$ , druga strona równania zawierać będzie  $T$ , względnie  $R$ , w pierwszej potęgze.

Otóż w formule autora zastosowano jako funkcję głębokości w granicach od  $T=0$  do  $T=4,5 \text{ m}$   $T^{0,7}$ , powyżej zaś linię prostą  $2,346 + 0,120 T$ , jako najlepiej nąginające się do spostrzeżeń i przebieg ich wkreślono na rysunku 3-im.

W roku 1927, celem wykazania, że formuła nadaje się również do profilów o bardzo małych głębokościach, przeprowadził autor badania takich profilów<sup>33)</sup> na podsta-

<sup>33)</sup> Wyniki ogłoszono w pracach: „Formuły na średnią prędkość i problem prędkości przy bardzo małych głębokościach”; Arch. Tow. Nauk. we Lwowie 1927 i „Die Geschwindigkeitsformel und das Problem der Geschwindigkeiten bei sehr kleinen Tiefen”; Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch. Vereins, Wiedeń 1927.

rów tych obliczono na podstawie formuły autora:

$$v = f(R) F(I) = (1,04 R^{0,7}) (34 I^{0,493+10 I})$$

(dla każdego z tych pomiarów, (mieszczących się w granicach głębokości  $T$ , względnie promienia hydraulicznego  $R$ , między  $R=2,8 \text{ m/m}$  a  $310 \text{ m/m}$ ):

$$f(R) = \frac{v}{F(I)} = \frac{v}{34 I^{0,493+10 I}}$$

a następnie obliczono wartości stosunku  $\frac{f(T)}{T}$ , względnie  $\frac{f(R)}{R}$ . Wartości te naniesiono na figurach  $a$  i  $b$  rysunku

4-go, a mianowicie na figurze  $a$  dla łożysk sztucznych, a na figurze  $b$  dla łożysk sztucznych i naturalnych.

Na rysunkach tych wkreślono również stosunek  $\frac{f(T)}{T} = T^{-0,3}$  według formuły autora, który, jak widać, wyrównuje dobrze wyniki pomiarów. Do określenia

wartości  $\frac{f(T)}{T} = \frac{f(R)}{R}$  tuż przy początku układu nadają się również dobrze pomiary autora z r. 1927, zamieszczone w podanych powyżej publikacjach, a których wyniki wkreślono także na rysunku 4, fig.  $a$  i  $b$ . Obserwacja tych wykresów wykazuje, na co już wskazałem w pracy z r. 1910, że najekonomiczniejszy z uwagi na  $R$  ruch wody (największe wyzyskanie  $R$ ) panuje w pobliżu  $R=0$ , gdzie jako wartość stosunku  $\frac{f(R)}{R} = \frac{f(T)}{T}$ , według fig.  $b$ ,

przyjąłoby należało liczbę 6 (linja kreskowana, styczna do funkcji teoretycznej  $T^{-0,3}$ ). Ponieważ zaś wartość tego stosunku powinna przy  $R=0$  wynosić 1, przeto przez





podzielenie obliczonych wartości stosunku  $\frac{f(R)}{R}$  przez 6, otrzymujemy wartości tego stosunku uwolniono od współczynnika. Te wartości podano i wkreślono na figurze c) rysunku 4-go.

Jak widać, stosunek ten maleje od wartości 1 przy  $R=T=0$ , do wartości 0,0547 przy  $T=12\text{ m}$ , a zatem okrągło 20-krotnie i w tymże stosunku maleje ekonomia ruchu z uwagi na  $T$ , co wskazuje na wzmagające się

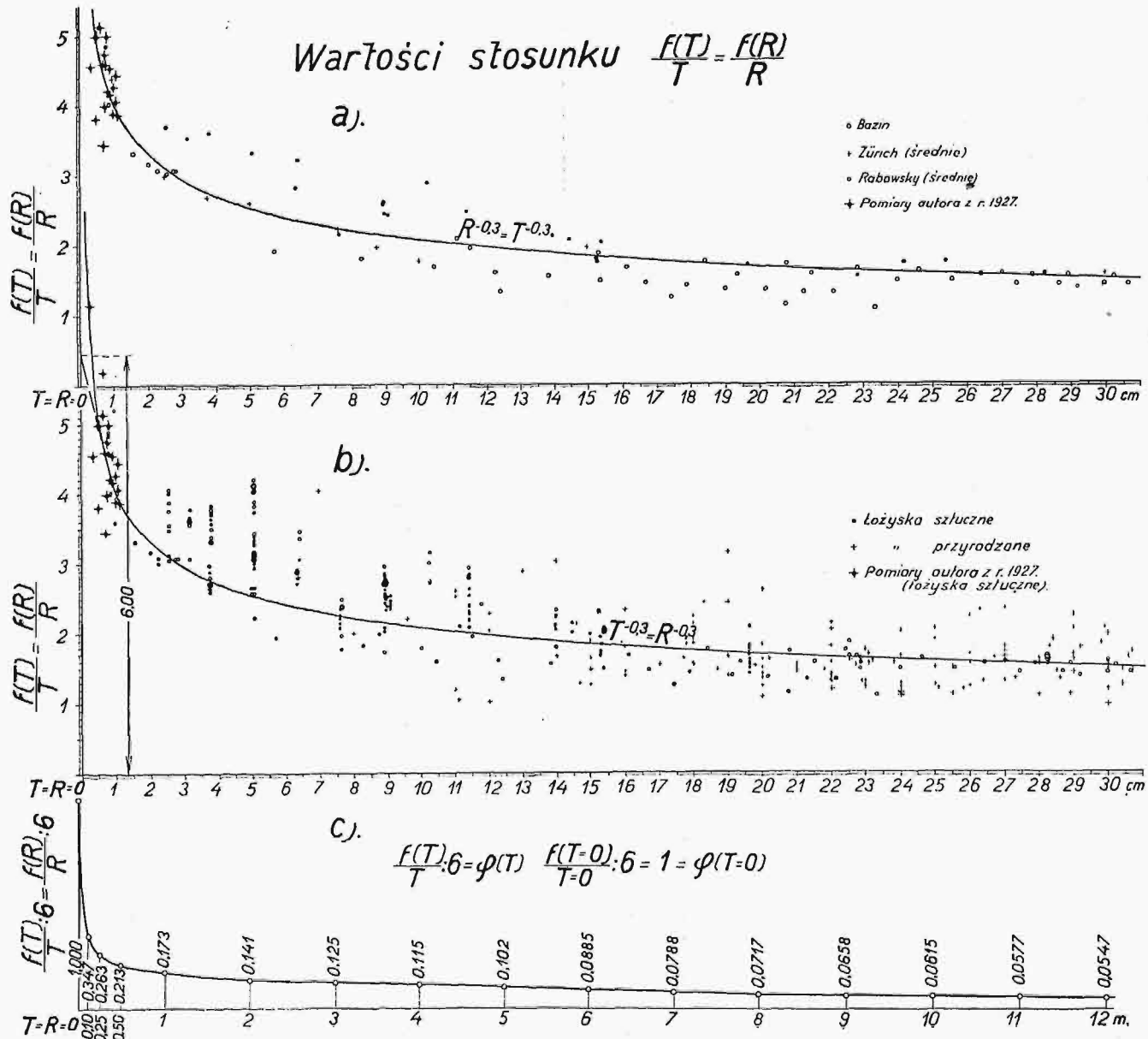
uwikłanie strug w miarę wzrostu głębokości. Początkowo maleje stosunek ten bardzo szybko (między  $R=0$  a  $R=0,1\text{ m}$  na  $\frac{1}{3}$ ), potem coraz powolniej.

Na podstawie tego przedstawienia rzeczy można ustawić należyty pod względem fizycznym kształt formuły w sposób następujący:

$$v = 34 \cdot b \cdot T \cdot I^m = a \cdot T I^m = a R I^m,$$

przyczem wartości  $a$  zawiera następujące zestawienie:

Przy $T=R=0,00\text{ m}$	$v=1,000 \times 6 \times T \times F(I)=6,000$	$T F(I)=6,00$	$T \times 34 I^m=204,0$	$T I^m$
0,05 "	0,440	" " " =2,560	" " " =2,56	" " " = 87,0
0,10 "	0,347	" " " =2,080	" " " =2,08	" " " = 70,7
0,25 "	0,263	" " " =1,580	" " " =1,56	" " " = 53,7
0,5 "	0,213	" " " =1,280	" " " =1,28	" " " = 43,5
1 "	0,173	" " " =1,040	" " " =1,04	" " " = 35,4
2 "	0,141	" " " =0,845	" " " =0,845	" " " = 28,7
3 "	0,125	" " " =0,748	" " " =0,748	" " " = 25,4
4 "	0,115	" " " =0,687	" " " =0,687	" " " = 23,4
5 "	0,102	" " " =0,613	" " " =0,613	" " " = 20,8
6 "	0,088	" " " =0,531	" " " =0,531	" " " = 18,1
7 "	0,079	" " " =0,473	" " " =0,473	" " " = 16,1
8 "	0,0717	" " " =0,430	" " " =0,430	" " " = 14,6
9 "	0,0658	" " " =0,395	" " " =0,395	" " " = 13,4
10 "	0,0615	" " " =0,369	" " " =0,369	" " " = 12,6
11 "	0,0577	" " " =0,346	" " " =0,346	" " " = 11,8
12 "	0,0547	" " " =0,328	" " " =0,328	" " " = 11,2



Rys. 4.





ników ruchu da lepszą orientację, jak tysiące pomiarów, którymi dziś rozporządzamy.

Dopiero po rozwiązaniu tego zasadniczego i głównego zadania w sposób ścisły, będzie można przystąpić do zadań specjalnych, więcej skomplikowanych, o jakie chodzi Soldanowi i Stricklerowi, a więc badania związku czynników  $v$ ,  $T$ ,  $I$  w profilach nieregularnych, w łukach, o różnych rodzajach podłoża skalistego, wpływu ruchu materiału, etc. Te zadania specjalne będą już łatwiejsze do rozwiązania, gdy ogólny szkielet formuły, dla wypadków normalnych, zasadniczych, będzie ustalony i powszechnie przyjęty; sądzę, że w wielu z wymienionych tu przypadków wystarczy pewna korekta stałej w formule ogólnej.

\* \* \*

Przy tak pojętem przeprowadzeniu zadania zasadniczego, z wykluczeniem wszelkich lokalnych i specjalnych warunków, w jakich się profil może znajdować, chyba nie będzie sprzeciwu co do tego, że możliwe jest stworzenie formuły ogólnej dla wszystkich rzek. Przy powyżej podanych założeniach, od początku akcentowana i stosowana przezemnie zasada, a przedtem już głoszona przez Lavalą i Siedeką, do której przyłączył się również Winkel i Strickler, że na prędkość wpływa, prócz spadku i głębokości, także i grubość materiału, prócz spadku i głębokości, także i grubość materiału jest w związku ze spadkiem, również nie ulega wątpliwości. Niewątpliwie najtrudniejszym w tym problemie będzie określenie wpływu ruchu materiału rzeczno na prędkość, jednak i tu rzecz ułatwia okoliczność, że siła poruszająca wody zależy od spadku i głębokości, zatem od obu czynników normujących prędkość, a więc w zasadniczym zadaniu i ten wpływ przyjmują funkcje obu tych czynników.

\* \* \*

Problemowi formuły na średnią prędkość profilu poświęciły setki ludzi wiele pracy i trudu, a praca ta, jeżeli za jej początek przyjmujemy doniosłe, choć nierozgłośne odkrycie Chézy i rok 1775, trwa już od przeszło półtora wieku. W czasie tym zrobiliśmy niewątpliwie pod względem praktycznym postępy, jeżeli jednak chcemy rzecz postawić na poziomie naukowym i dojść do rzeczywistej prawdy, to musimy uzyskać przede wszystkim ścisły materiał doświadczalny, co jest punktem ciężkości sprawy.

W dzisiejszych czasach, kiedy przyrządy hydro-metryczne są tak udoskonalone i rozporządzamy już dużym doświadczeniem, nadto wobec istnienia we wszystkich krajach kulturalnych biur i zakładów hydrometrycznych, specjalnie do tego celu powołanych i wyposażonych w duże środki, uzyskanie takiego materiału i to w stosunkowo krótkim czasie, nie przedstawia żadnych trudności. Aby jednak praca ta wydała pożądany rezultat, konieczne będzie ujednostajnienie metod badania na gruncie międzynarodowym i ścisłe współdziałanie wszystkich czynników, które tę pracę podejmą. —

Celem powyższych uwag było podanie ogólnych wskazówek, dotyczących metody badania tego tak ważnego problemu, przedstawienie dalszych badań własnych nad formułą prędkości i jej obecnego kształtu, a wreszcie przedstawienie racjonalnego kształtu formuły ogólnej z wyznaczalnym współczynnikiem<sup>40)</sup>.

<sup>40)</sup> Prace autora dotyczące tego przedmiotu:

1. „Próby ustawienia wzorów empirycznych na przepływ wody w łożyskach naturalnych“; *Czasopismo Techniczne*, Lwów 1906.
2. „Versuch der Aufstellung einer Geschwindigkeitsformel für natürliche Flussbette“; *Wochenschrift für den öffentlichen Bau-dienst*, Wiedeń 1905; również tamże, 1906 „Entgegnung auf die Kritik meiner Geschwindigkeitsformel“.
3. „Nowsze badania empiryczne nad związkiem elementów ruchu w łożyskach przyrodzonych“; *Czasopismo Techniczne*, Lwów 1910.
4. „Empirische Untersuchungen über den Zusammenhang der Bewegungselemente bei natürlichen Flussbetten“; *Zeitschrift für Gewässerkunde*, Drezno 1910, tom X, zeszyt 2.
5. „Ogólna formuła na średnią chyżość przepływu w łożyskach rzecznych i kanałowych“; Akademia Nauk Technicznych w Warszawie, 1925.
6. „Formuła na prędkość i problem prędkości przy bardzo małych głębokościach“; Towarzystwo Naukowe, Lwów 1927.
7. „Die Geschwindigkeitsformel und das Problem der Geschwindigkeiten bei sehr kleinen Tiefen“; *Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch. Vereines*, Wiedeń 1927.
8. „Sur l'uniformisation des méthodes de la détermination des coefficients  $c$  dans la formule de Chézy; Tallinn, II. Konferencja hydrologiczna państw bałtyckich.
9. „Zur Frage der allgemeinen Geschwindigkeitsformel“; *Zentralblatt der Bauverwaltung*, Berlin 1929.
10. „Formuła na średnią prędkość dla łożysk naturalnych i wielkich spadków“; Akademia Nauk Technicznych, Warszawa 1931.
11. „Przepływ przez obszary zalewowe rzek“; Lwów 1931.

Inż. Antoni Eiger.

## Współczesna nawierzchnia betonowa.

Jak to z tytułu wynika, treścią niniejszego artykułu ma być nietylko sprawa nawierzchni betonowych, sprawa dziś już powszechnie znana i przedyskutowana, ile rzut oka na postęp, który się w tej dziedzinie w ciągu ostatnich kilku lat dokonał, dzięki czemu powiedzieć można, że pomiędzy nawierzchniami, obecnie wykonywanymi a nawierzchniami z przed lat 1925—1926, właściwie prawie żadnej analogji niema i że dopiero nawierzchnie, wykonane według tych ostatnich doświadczeń, są w stanie sprostać wszelkim swoim zadaniom.

Na to, by postęp ten mógł się dokonać, musiały się zbiec w czasie trzy okoliczności: 1. uświadomienie sobie roli, jaką w betonie odgrywają odkształcenia, wywołane nie obciążeniami statycznymi, a wpływami atmosfery, t. j. temperatury i wilgoci, 2. wyniki badań nad składem betonu, w wyniku których możemy wytworzyć beton bez porównania odporniejszy, niż to miało miejsce dawniej, 3. zmechanizowanie budowy tych nawierzchni. Przejdziemy po kolei każdy z wymienionych czynników. Chcemy również specjalną uwagę zwrócić na fizyczne właściwości płyty betonowej, gdyż dotychczasowe publikacje w naszym piśmiennictwie technicznym, oświetlając zagadnienie nawierzchni pod kątem

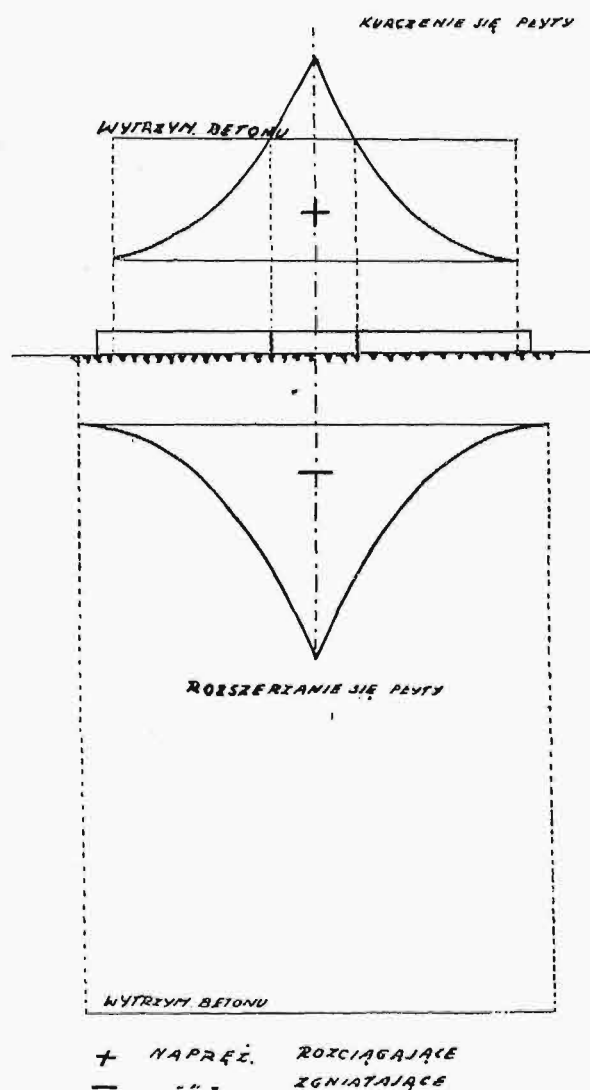
wyłącznie drogowym, poświęciły tym zagadnieniom względnie mało miejsca. Postaramy się tę lukę zapełnić i, w miarę możliwości, wskazać czynniki, które decydują o udatności nawierzchni betonowej.

Jeśli wyobrazimy sobie płytę betonową, ułożoną na normalnem podłożu, to działać na nią będą wpływy dwojakie: przede wszystkim ciężary i nderzenia, pochodzące z posuwania się po nawierzchni wozów, ciężarów i t. p. i naprężenia, powstające wskutek zmian wilgoci i temperatury powietrza. Pierwsza kategoria obciążenia jest tutaj identyczna jak w nawierzchniach wszelkiego innego typu; płyta betonowa zachowywać się będzie jak płyta na elastycznym podłożu. Omówimy szczegółowiej obciążenia drugiej kategorii.

Wyobrazmy sobie, że płyta, o której mówiliśmy, zostanie oziębiona. Wykaże ona tendencję do kurczenia się. Gdyby podłożo było idealnie gładkie, wówczas kurczenie to odbywałoby się bez przeszkód i nie powodowałoby powstawania żadnych naprężeń. W rzeczywistości przesuwaniu się płyty po podłożu przy kurczeniu się sprzeciwia się tarcie i to bardzo znaczne, gdyż, jak to wykazały pomiary wykonane przez Bureau of Public Roads U. S. A., współczynnik wynosi 1—2 (Niemcy 0,6—0,8). Wskutek tego powstają



w całej płycie naprężenia rozrywające, które mają swoje maximum w środku płyty. Jeśli przypuścimy, że płyta jest bardzo długa, a więc odkształcenie z powodu zmian temperatury bardzo znaczne, to może zająć wypadek, że powstające z tego powodu naprężenia przekraczają wytrzymałość na zerwanie płyty. W tych miejscach wówczas powstaje pęknięcie (rys. 1).



Rys. 1.

Taki sam objaw, tylko z odwrotnym znakiem, zachodzić będzie przy rozszerzaniu się płyty, tylko wówczas mieć będziemy do czynienia z naprężeniem zgniatającym. Z powyższego rozumowania już płynnie cały szereg wniosków.

Przedewszystkiem widzimy, że nawierzchnia betonowa nie może przekraczać pewnej długości i że powyżej tej długości napewno pod wpływem wahań temperatury otrzymamy w płycie pęknięcia. Z tego też powodu musimy stosować szwy dylatacyjne, względnie kontrakcyjne, przy pomocy których dzielimy płytę na szereg odcinków, z których każdy może już wtedy swobodnie zmieniać swoją długość.

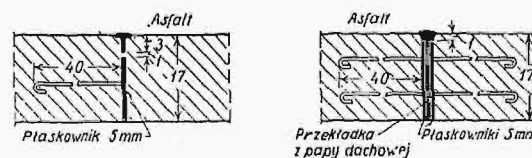
Jeśli teraz zastanowimy się nad zmianami, zachodzącymi w szerokości płyt, to płyta, wydłużając się w kierunku podłużnym, ma tendencję do kurczenia się w kierunku poprzecznym; ponieważ odcinki płyty są wielokrotnie dłuższe niż szerokość, więc decydującym będzie wpływ zmiany w kierunku osi podłużnej. A więc, jeśli wyobrazimy sobie, że szerokość płyty przekroczyła pewną granicę, to powstające na skutek kurczenia się, względnie rozszerzenia w kierunku poprzecznym, naprężenia mogą w środku płyty osiągnąć maximum, które doprowadzi do pęknięcia. Dlatego też, niezależnie od podziału płyty na odcinki w kierunku po-

przecznym, musimy również powyżej pewnej szerokości stosować szew podłużny, o ile chcemy uniknąć powstawania rys w kierunku podłużnym.

Dotychczas sądzono, że do szerokości 6 m można obywać się bez szwów podłużnych. Obecna tendencja idzie w kierunku stosowania szwów podłużnych przy węższych szosach, rozsuwając szwy poprzeczne na dłuższe odstępy.

Z powyższego widać jednocześnie, że im mniejszy opór w obu kierunkach napotykać będzie płyta betonowa przy poruszaniu się po podłożu, tem mniejsze będą naprężenia w samej płycie. Stąd, jako praktyczna konsekwencja, wyłania się konieczność możliwie najbardziej dokładnego profilowania podłoża przy nawierzchni betonowej. Wszystko bowiem, co prowadzi do nadmiernego zazębienia się płyty z podłożem, przez uniemożliwienie ruchów płyty musi pociągać za sobą powstawanie niepożądanych i niebezpiecznych naprężeń.

Jednym z głównych argumentów, wysuwanych przeciwko nawierzchniom betonowym, było powstawanie na nich rys, które traktowano jako objaw zupełnego niszczenia nawierzchni. Dlatego też wyjaśnieniu tej sprawy chciałbym poświęcić kilka słów. Rysy są trzech rodzajów: pierwszy to drobne rysy (Haarrisse), o głębokości wynoszącej dziesiętne części milimetra, które mogą powstać na skutek kurczenia się warstwy bogatej w zaczyn, która pod wpływem ubijania pokrywa nawierzchnię. Ponieważ warstwa ta jednakże po kilku miesiącach i tak zostaje starta przez przesuwające się pojazdy, przeto rysy, które się na niej wytworzyły, nie mają nic wspólnego z taką czy inną strukturą, względnie trwałością samego betonu. Drugim rodzajem rys są te, które powstały w skutek zmiany temperatury. Są to przeważnie rysy, przebiegające w kierunku względnie prostym bądź w poprzek, bądź najczęściej wzdłuż osi drogi. Powstawanie ich stanowi dowód, że przewidziane szwy nie wystarczyły dla swobodnego wyrównania zmian objętości płyty. Rysy te odpowiednio zabezpieczone, t. j. odkute trochę i zalane emulsją bitumiczną, są właściwie dodatkowymi szwami dylatacyjnymi, powstałymi w naturalny sposób, dlatego też mogą one być traktowane jako błędy piękności, nigdy zaś jako niebezpieczeństwo, zwłaszcza, że doświadczenie wykazało, że osłabienie struktury betonu w okolicy, gdzie powstało pęknięcie, jest praktycznie prawie żadne. Trzecia kategoria — to rysy statyczne. Są one groźne nie same w sobie, lecz jako dowód, że podłoże nie jest stałe i że nie ma się należytej gwarancji, że unikniemy dalszego pęknięcia, chociaż w większości wypadków po pewnym czasie podłoże się utrwala, przesuwaniu się zaś kawałków płyt względem siebie stoi zawsze na przeszkodzie ich duży ciężar.



Rys. 2.

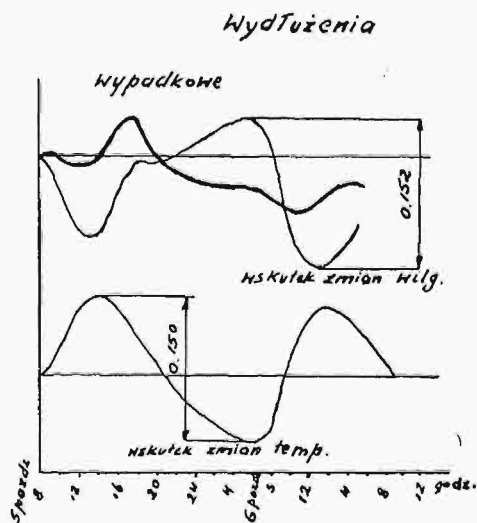
Rys. 2 wskazuje na sposób wykonania dwóch rodzajów szwów. Chodzi bowiem o to, że naprężenia, pochodzące z wpływu atmosferycznego, są proporcjonalne do długości danego odcinka. Ponieważ wytrzymałość na ściskanie normalnego betonu jest pięciokrotnie większa, niż wytrzymałość na zerwanie, przeto szwy kontrakcyjne (ponieważ przy kurczeniu się płyty występują naprężenia rwące) winny przedzielać odcinki pięciokrotnie krótsze, niż szwy dylatacyjne. Co do szczegółów konstrukcyjnych odsyłam Czytelnika do pracy Dra H. Brandta w Nrze 3 czasopisma *Cement*.

Przejdziemy teraz do stwierdzenia, ile wynoszą mierzone odkształcenia i jakie powstają wskutek tego naprężenia. Współczynnik rozszerzalności betonu możemy określić na jedną stutysięczną; moduł elastyczny wynosi od 250—300.000. Wyobrazmy sobie, że temperatura w ciągu



pewnego okresu czasu zmniejszyła się o 20%. Wywołało to skurczenie płyty w stosunku 0,2 mm na każdy metr bieżący. Na skutek tarcia, tylko część tego skurczu wyrazi się przez zmianę długości płyty. Przypuśćmy, że 0,1 mm zostaje przeniesiona w postaci naprężeń. Odpowiada to od 25—30 kg na 1 cm<sup>2</sup>, czyli mniej więcej połowie wytrzymałości na zerwanie dobrego betonu. Z tego przykładu widać, jak wielkie naprężenia powstać mogą wskutek wpływu temperatury, nawet przy prawie niedostrzegalnych zmianach długości.

Niezależnie od wpływu temperatury, niemniejszy wpływ wywiera wilgoć z powietrza i opadów atmosferycznych. Pęcznienie pod wpływem wilgoci jest własnością betonu w każdym stadium jego istnienia. Błędem jest mniemanie, jakoby beton świeży w pierwszym okresie tak się kurczył, by nie był już w stanie wyjść poza pierwotną swoją objętość. Każda zmiana wilgoci, każdy opad atmosferyczny powoduje natychmiastową zmianę jego wymiarów. W praktyce oba te wpływy (temperatura i wilgoć) bardzo często nakładają się, n. p. przy kurczeniu się płyty wskutek ochładzania, spada deszcz i płyta betonowa pęcznieje pod wpływem wilgoci. Rys. 3 wykazuje w bardzo charakterystyczny sposób wpływ obu tych czynników, które w pierwszej części dnia dodają się, w drugiej zaś — odejmują.



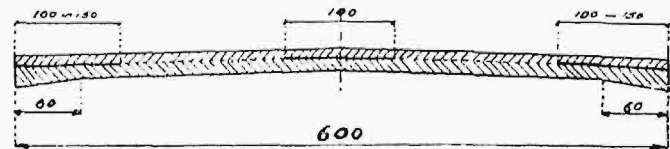
Rys. 3.

Sprawom tym poświęciliśmy dlatego tyle uwagi, że budownictwo nawierzchni betonowych było pierwszą dziedziną, która wykazała, że niezależnie od warunków obciążenia statycznego inne jeszcze czynniki mogą na zachowanie się betonu wywrzeć wpływ decydujący.

Ostatnie prace budownictwa mostowego, wspomniemy tutaj prace inż. Freyssinet nad mostami o łukach przekraczających 150 m, wykazują, że przy pewnych kształtach, przy pewnych wymiarach elementów betonowych rola tych czynników jest znacznie większa, niż naprężeń statycznych. W naszym wypadku można powiedzieć bez przesady, że długi szereg niepowodzeń w betonowym budownictwie drogowym wynikał wyłącznie z zapoznania tej zasady.

Przejdźmy teraz z kolei do omawiania przekroju poprzecznego nawierzchni. O ile chodzi o grubość, to nie można obliczyć jej, wychodząc z jakichkolwiek założeń statycznych. Na podstawie doświadczeń ustaliła się grubość wierzchołka od 10 do 15 cm, jeżeli nawierzchnia leży na stałym podłożu, 20—24 cm, jeżeli płyta położona jest bez szutrówki. Ruch odbywa się po bokach drogi. Z teorii płyty na podłożu elastycznym wiemy, że w tym wypadku największe naprężenia wypadną po obu bokach profilu. Ponieważ właśnie boki podłoża są gorzej zwykle waleowane i umocnione (często przy przejściu na nawierzchnię ciężką rozszerza się jednocześnie cała droga poza istniejącą szutrówkę), przeto stosujemy obecnie zgrubienia po obu bokach płyty, jak to widać na rys. 4. Wzmocnienia te jednak mają pewną wadę,

mianowicie przeciwdziałają one przesuwaniu się płyty po podłożu w kierunku poprzecznym. W myśl zasad, o których mówiliśmy wyżej, mogą więc powstawać w takiej nawierzchni rysy podłużne. W konstrukcjach najnowszych spotyka się z tego względu często profil zupełnie równoległy, przyczem zamiast wzmocnienia przekroju betonu, stosowane jest zbrojenie żelazne. (Rys. 4).



Rys. 4.

W tem miejscu należy zatrzymać się trochę nad sprawą zbrojenia żelaznego. Mówiliśmy dotychczas o wszelkich zmianach i naprężeniach, wynikających ze zmian, które nazwać można atmosferycznymi. O ile chodzi o wpływy statyczne, wynikające z obciążenia nawierzchni, to przy podłożu stałym, oczywiście, niema żadnej podstawy do stosowania zbrojenia żelaznego.

Inaczej się rzecz przedstawia, jeśli mamy do czynienia z podłożem bądź niejednorodnym, jak n. p. przy rozszerzaniu nawierzchni, bądź też miejscami niestałym. Wówczas stosujemy uzbrojenie w tym celu, by przenieść naprężenia, wynikłe z obciążenia ruchu, na jaknajwiększą część powierzchni płyty, względnie podłoża.

W ostatnich czasach bardzo chętnie stosowana jest w budownictwie drogowym siatka z drutu stalowego spawanego. Daje ona możliwość łatwego układania i oszczędza przygotowanie zbrojenia na samej budowie. Ze względu na to, że naprężenia w płycie betonowej często zmieniają znak, przy umieszczeniu uzbrojenia kierujemy się wyłącznie względami na praktyczne wykonanie. I tak przy nawierzchniach jednowarstwowych kładziemy je mniej więcej pośrodku, przy nawierzchniach dwuwarstwowych — pomiędzy obiema warstwami. W wyjątkowych wypadkach, n. p. we Lwowie — przejście nad kanałem — zbroi się nawierzchnię zupełnie jako płytę nośną, oczywiście jest to ze względów gospodarczych możliwe jedynie na małych długościach<sup>1)</sup>.

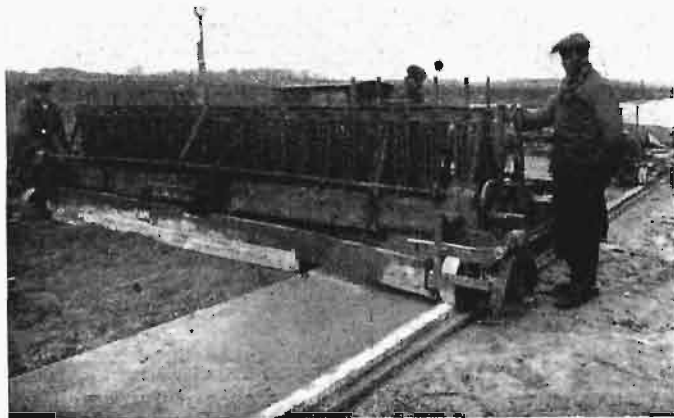
Jeśli mówimy tutaj o warstwach, z których składa się nawierzchnia, to chciałbym nadmienić, że rola tych warstw jest różna, a więc warstwa dolna ma służyć dla przeniesienia nacisku względnie uderzeń na podłoże warstw, górna zaś stanowi powierzchnię jezdnią i winna być specjalnie wytrzymała na ścieranie, gładka i chwytna. Istnieją wypadki, kiedy obyć się może zupełnie bez warstwy dolnej. Ma to miejsce oczywiście wówczas, gdy podtorze jest absolutnie pewne; w tych wypadkach grubość nawierzchni jednowarstwowej nie przekracza z zasady 12 cm. Znane są w praktyce wypadki, kiedy układano z powodzeniem warstwę grubości 6 cm. Miało to miejsce na torze samochodowym Avus pod Berlinem, gdzie zdecydowano się na pokrycie betonem odcinka gotowego drogi smołowej. Nie potrzebuję nadmienić, że jest to wypadek zupełnie wyjątkowy, gdyż droga ta służy wyłącznie do ruchu samochodów osobowych, a więc znajduje się w najdogodniejszych możliwie warunkach. Jasną jest rzeczą, że przy najniebezpieczniejszych ruchach podłoża płyta tak cienka musi ulec zniszczeniu. Grubość 12 cm jest obecnie w Niemczech w olbrzymiej większości wypadków stosowana i prawie nigdy nie dawała powodów do niszczenia drogi. Jednakże i przy tych względnie nieznacznych grubościach stosowano budowę 2-u warstwowej, kierując się przede wszystkim oszczędnością. Z charakteru bowiem warstwy dolnej wynika, że mogą do niej znaleźć zastosowanie żwir rzeczny, kopalny, wszelkiego rodzaju kamienie, które ze względu na zbyt małą twardość nie nadają się do

<sup>1)</sup> Patrz pracę Prof. Bratry w *Czasopiśmie Technicznym* Nr. 7, 1931 r.

budowy samej nawierzchni. W naszych polskich warunkach, gdzie o kamień twardy jest względnie trudno, właśnie ten typ budowy nawierzchni przedstawia wielkie możliwości i plusy. Jeśli zważymy, że cała południowo-zachodnia część kraju, w pierwszym rzędzie całe prawie woj. kieleckie, posiada złoża kamienia wapiennego, który zarówno ze względu na zbyt małą twardość jak i małą odporność na wpływy atmosferyczne do budowy dróg praktycznie się nie nadaje, a wszędzie tam, gdzie jest stosowany pociąga za sobą olbrzymie koszty konserwacji przy stale złym stanie dróg, zrozumiemy, jak specjalnie w takich połaciach kraju wielkie korzyści gospodarcze przedstawiać może budowa dróg betonowych. Ten sam kamień wapienny, odpowiednio połamany, przesortowany, oczyszczony od części marglowych, stanowi zupełnie dostateczne kruszywo dla dolnej warstwy. W podobnych warunkach cały szereg dróg betonowych został wykonany w południowych Niemczech, przy czym kamień wapienny nie dał powodu do najmniejszych usterek. Ilość cementu w warstwie dolnej obraca się w granicach 250 kg na 1 m<sup>3</sup> gotowego betonu. Ziarna kruszywa do 40 mm.

Zupełnie inaczej rzecz się przedstawia, o ile chodzi o warstwy górne. Tutaj musimy wytworzyć beton b. ścisły, którego głównymi cechami będą: mała ścieralność i mała nasiąkliwość. Oczywiście rzeczą jest, że w tych warunkach najważniejszą bodaj rolę odgrywa twardość i uziarnienie kruszywa użytego do tego betonu. Ilość cementu wynosi ok. 400 kg na 1 m<sup>3</sup>. Największe ziarno 15 mm w Niemczech, Holandji etc.

Nim przejdziemy do bliższego charakteryzowania betonu tej warstwy, narzuca się odrazu pytanie, czy betony o tak różnych składach będą zachowywały się zupełnie jednakowo i czy nie zachodzi obawa, by na skutek różnych zmian objętości nie powstało na powierzchni ich styku szkodliwe naprężenie. Niebezpieczeństwo to jednak istnieje, jak to stwierdziło doświadczenie, jedynie w teorii, o ile przedsięwzięte zostaną pewne środki ostrożności. Warstwa górna musi być ułożona na dolnej natychmiast po ubiciu tej ostatniej. Jedynie bowiem wówczas nastąpi tak idealne zespolenie się obu warstw, że będziemy mogli, jak to czyniliśmy dotychczas, mówić o jednej monolitycznej 2-u warstwowej płycie. Dlatego też przy wykonaniu tego typu, jak widać z ryc. 5, proces budowy nawierzchni betonowej musi odbywać się w sposób zupełnie ciągły tak, by ułożenie warstwy dolnej, ubicie jej, ułożenie na niej warstwy górnej i wykończenie tej ostatniej odbywało się po sobie w jak najkrótszych odstępach czasu, praktycznie biorąc — bez przerwy. Oczywiście, jest to możliwe tylko przy mechanicznej budowie nawierzchni i z tego widać, dlaczego na wstępie podkreśliliśmy wielkość postępu, który przez wprowadzenie mechanicznego wykonania został dokonany.



Ryc. 5.

Co się tyczy różnic w nasiąkliwości, względnie w skurczu, to przede wszystkim dążymy do tego, by absolutne wielkości, charakteryzujące własności dla obu betonów, były

możliwie jak najmniejsze. Warunkiem tego jest jak najlepsze zagęszczenie betonu i taki skład kruszywa, które pozostawia jak najmniej pustych miejsc. Każde takie miejsce bowiem, chociaż zapełnione pastą cementową, to część kanałika włoskowatego, którym dostaje się do betonu woda. Mała nasiąkliwość jest jeszcze bardzo ważną z 2-ech innych względów — przemakalności i ścieralności, która jest znacznie większa przy betonie mokrym. Należy rozróżnić tutaj 2 czynniki — skurcz pierwotny przy pierwszym wysychaniu betonu — najniebezpieczniejszy i różnice w działaniu wilgoci i temperatury. Pierwszemu przeciwdziałamy większą ilością wody w betonie górnej warstwy i przez utrzymanie powierzchni pod wodą przez 10—14 dni po wykonaniu. Różnice współczynników rozszerzalności zaś, jak to wykazują poniższe cyfry, nie są specjalnie istotne<sup>1)</sup>.

	długość pól	ilość warstw	wydłużenia
1.	8	1	0.223 mm/mb
2.	8	2	0.262 "
3.	12	1	0.179 "
4.	16	1	0.163 "

Powrócimy teraz na chwilę do sprawy kruszywa dla warstwy górnej. Oczywiście rzeczą jest, że taki beton wykaże najmniejszą ścieralność i nasiąkliwość, który będzie sporządzony z kruszywa możliwie twardego i, co najważniejsze, dającego najmniejsze puste miejsca. Wszystkie doświadczenia bowiem potwierdzają tę oczywistą zasadę, że ścieralność betonu jest tem mniejsza, im mniejszą powierzchnię zajmuje zaprawa piasku i cementu. Jest to rzeczą tem ważniejszą, że przy nawierzchni drogowej niema idealnie równomiernego ścierania. Nawierzchnię mogą niszczyć w większej bodaj mierze uderzenia kopyt, obręczy i t. p. Jeśli więc struktura powierzchni wykaże ziarenka twardego kamienia, rozsiane względnie rzadko i otoczone zaprawą, to pod wpływem uderzenia wykruszać się będzie zaprawa tak długo, aż ziarenka kruszywa z kolei ulegną wykruszeniu. W przeciwieństwie do takiego stanu ostatnie doświadczenia (Probst, Karlsruhe) wykazały, że jeśli beton nawierzchni jest dostatecznie ścisły, tak, że ścieranie jest równomierne, to ścieralność ustaje w zupełności po upływie 1—2 lat. Przyczyny tego zjawiska są jeszcze niedostatecznie znane. Należy przypuszczać, że pod wpływem nacisku kół następuje w porach betonu rekrytalizacja bardzo drobna, która wytwarza warstewkę idealnie ścisłą, twardszą od wszelkiego rodzaju obręczy, które po drodze się posuwają. Możliwym jest, że mamy tu do czynienia z reakcją podobnego typu jak ta, która zachodzi w powierzchni szyn kolejowych pod wpływem ruchu pociągów.

Jeśli chodzi o nasze warunki, to sprawa drobnego szlachetnego kruszywa (wspomnę tutaj, że do górnej warstwy używany grysiku od 3—15 mm) wymaga specjalnego omówienia. Wiemy wszyscy, że Polska jest ubogą w kamienie twarde i dlatego wyroby z tego kamienia, jak kamień brukowy, kostka brukowa, krawężniki i t. d., są względnie kosztowne i zużycie ich jest z konieczności ograniczone. Tem większą, zdawałoby się, należy przykładać wagę do możliwości wykorzystania grysów, przez co dopiero eksploatacja każdego kamieniołomu może być racjonalnie prowadzona. Tymczasem sprawa ta u nas wygląda bardzo źle. Grys kamienny jest przez większość kamieniołomów traktowany jako materiał odpadkowy. Sprzedawany jest w stanie zanieczyszczonym i o zupełnie niejednorodnym uziarnieniu. Z uwagi na to, że instalacje łamiące są bardzo prymitywne, granulatory spotykamy w zupełnie wyjątkowych wypadkach — w grysie tym przeważają ziarenka o kształcie zbliżonym do płytki, które pod względem wytrzymałości mechanicznej jak i pustych przestrzeni nie odpowiadają wymaganiom, które im należałoby stawiać. Sprawa ta jest nie tylko ważna w zestawieniu z zagadnieniem budowy na-

<sup>1)</sup> Dr. <sup>1</sup>nż. H. Brandt.



wierzchni betonowych, ale w równej mierze przy całym szeregu typów nawierzchni bitumicznej, oraz dla całego budownictwa żelbetowego.

Zaznaczyć pragniemy, że Państwowe Kamieniołomy w Janowej Dolinie stanowią duży krok naprzód, w tym kierunku również idą poczynania Związku Celowego Powiatów Śląskich.

Szczegółowe omówienie sposobów, w jaki zagadnienie to ma być rozwiązane, wykroczyłoby poza ramy tego artykułu. Jeśli je poruszyliśmy, to z jednej strony ze względu na wagę dla całego szeregu dziedzin, z drugiej zaś, aby wykazać, jak wielka jest zależność budownictwa betonowego od wyników badań nad uszlachetnieniem betonu i jak coraz większy rozwój zastosowania betonu stawia nas przed coraz nowymi zadaniami. Zaznaczymy tylko, że Rada Cementowa zajęła się tem zagadnieniem i wyobraża sobie uporządkowanie go przez określenie w drodze przepisów, względnie norm, właściwości, którym kruszywo kamienne, używane do betonu, odpowiadać winno.

Budownictwo drogowe francuskie dąży do osiągnięcia omówionego celu wręcz odmienną drogą, mianowicie dla górnej warstwy we Francji znajduje zastosowanie wyłącznie kamień twardy od 20 do 40 mm przy użyciu 700 kg cementu na 1 m<sup>3</sup> betonu. Charakterystycznym jest, że piasku zupełnie nie używają i droga betonowa francuska przedstawia się jak szereg powierzchni kamieni, podzielonych czystymi zaczynami cementowymi. Zdaniem naszym w polskich warunkach raczej należałoby się trzymać metody, o której mówiłem poprzednio. W pierwszej linii dlatego, że koszt metody francuskiej z uwagi na dwukrotnie blisko wyższą ilość cementu, jest znacznie większy, następnie zaś przy ruchu mieszanym łatwiej osiągnie się jednolitą ścieralność, jeśli na powierzchni drogi nie będą znajdowały się żyły zaczynu cementowego, szerokości często kilku milimetrów. Wreszcie wycięcie szwów dylatacyjnych nie może być tak dokładne przy dużych kamieniach górnej warstwy, jak przy drobnym grysiku, a wobec różnic klimatu szwy mają w naszych warunkach bez porównania większe niż we Francji znaczenie. Oczywiście finisher nie może mieć zastosowania. Wygładzanie powierzchni odbywa się za pomocą poprzecznego walca, szerokości 5 m, przyczem szabloni wyjmują się, o ile odstępy szwów mają być wielokrotnie 5 m.

Zrozumieć teraz można, dlaczego tak trudno było uchwycić te czynniki, które decydują o dobroci nawierzchni betonowej. Ścieralność badana w próbie nie dawała należytego obrazu — gdyż z jednej strony nawierzchnia jest najczęściej w stanie wilgotnym, co ma wpływ ujemny, z drugiej zaś strony ruch po nawierzchni powoduje, jak mówiliśmy, „uszczelnienie“ takie, że ścieralność praktycznie ustaje.

Rozszerzalność próbki też nie była miarodajna. Na zmiany objętości płyty wpływało w pierwszej linii tarcie, następnie zaś wilgoć, z którą najczęściej nie można było w doświadczeniach się liczyć.

Mierzone wydłużenia płyty mieściły w sobie niewiadomą — a właśnie ważną — jaką część odkształcenia została pochłonięta przez płyty w formie naprężeń. Dlatego też pewnymi mogły być jedynie wyniki doświadczeń na gotowych nawierzchniach. Wszelkie metody badań mogły jedynie służyć do oświetlenia czynników, które w każdym wypadku miały na taki, czy inny wynik, wpływ decydujący. Tą drogą też poszliśmy w Polsce. Jeżeli pomimo wszystkich tych trudności „uchowały“ się do dziś dnia nawierzchnie z przed kilkudziesięciu lat (Grenoble, Kieserling), to stwierdzić tylko można, że stałe „polepszanie“ się betonu przez twardnienie najwidoczniej szło prędzej niż wzmożenie się ruchu.

Dalej jeszcze czynnikiem decydującym jest czas. Doświadczenia w budownictwie drogowym muszą trwać lata, w trakcie których zmiana warunków ruchu znów zmienia założenie próby.

Tylko Ameryka mogła sobie pozwolić na próby na taką skalę — dlatego też w Ameryce nawierzchnie betonowe rozwinęły się tak szybko.

Przejdziemy teraz do kilku właściwości nawierzchni betonowej w praktyce. Największy rozwój osiągnęły drogi betonowe w Stanach Zjednoczonych. W roku ubiegłym wybudowano 17.000 km nawierzchni betonowych na drogach, przyczem dość znaczna część tej olbrzymiej cyfry przypada na drogi nowe. Pokazuje to właśnie, że dla kraju o trakcji tak wybitnie samochodowej, jak Ameryka, nawierzchnia betonowa jest bezsprzecznie najlepsza. Z drugiej strony przy budowie dróg nowych w warunkach terenowych choć w przybliżeniu dobrych, szosa betonowa nie wymaga żadnego absolutnie podtorza. W czasie podróży, którą odbyliśmy przed miesiącem, widzieliśmy w Holandji cały szereg nowych szos, położonych prosto na gruncie, składającym się ze ściśniętego piasku i żwiru, przyczem grubość płyty, oczywiście dwuwarstwowej, nie przekroczyła 20 cm. Nie trzeba podkreślać, jak wielkie korzyści przedstawia tego rodzaju budowa, zwłaszcza że bez specjalnych trudności, przy pomocy jednego tylko kompletu maszyn, wykonać można około 600 m szosy tygodniowo.

Jeśli chodzi o trakcję mieszaną, to i pod tym względem doświadczenia są wybitnie pozytywne. Argument, że przy silnym ruchu konnym w Polsce nawierzchnie betonowe nie są na miejscu, nie odpowiada doświadczeniom innych krajów. Nawierzchnie betonowe dzisiaj są stosowane w całym szeregu okolic wybitnie rolniczych, przyczem nie należy zapominać, że na zachodzie zarówno ciężar koni, jak i ciężar całych wozów jest bez porównania większy, niż u nas. Ryc. 6 wykazuje szosę betonową we francuskiej Afryce północnej. Dwukółki, na których przewożone jest



Ryc. 6.

wino, mają ładowność do 7 ton na jednej osi. Ogromny wymiar kół potęguje prawdopodobieństwo ekscentryczności, a więc i uderzeń. Pomimo tego nawierzchnie te przy grubości płyty od 20 do 25 cm, ułożone wprost na piasku, były jedyną nawierzchnią, która była w stanie wytrzymać tak ciężki ruch. Jeśli zaś chodzi o niszczenie nawierzchni przez haczele w zimie, to jest to sprawa, dotycząca wszystkich nawierzchni trwałych i w imię tych wszystkich nawierzchni będzie musiała znaleźć ukrócenie. Dalszym osłabieniem tego argumentu jest wzgląd na to, że nawierzchnie betonowe znajdują zastosowanie na szlakach, które w pierwszej linii służyć będą do komunikacji samochodowej na względnie długim dystansie i że właśnie przekształcenie tych szlaków na szlaki o twardych nawierzchniach automatycznie połączą z sobą przetasowanie się ruchu na nich. Charakterystycznym przykładem jest jedna z szos wylotowych Pragi Czeskiej, gdzie w ciągu jednego roku stosunek 30% ruchu samochodowego do 70% trakcji konnej odwrócił się do 70 i 30%.

Jeśli chodzi o trakcję samochodową, to nawierzchnia betonowa jest bezkonkurencyjna. Na nawierzchni betonowej niema fał, które tworzą się tak często na nawierzchniach

asfaltowych. Nawierzchnia betonowa jest równa, gładka i jednak bardzo chwytna. Następujące cyfry zobrazują ten stosunek:

Zużycie paliwa dla 1 tonnokilometra: beton 100, asfalt 178, makadam 233, topeka 248. (Pomiary Gd. Konds. Bureau, California A. A.).

Dla potęgowania jeszcze chwytności oraz na wzniesieniach stosowano na nawierzchni betonowej żłobki, wykonane przy pomocy finishera. Przy stosowaniu nawierzchni betonowej osiągnano wzniesienia do 10‰, które zarówno przez samochody jak i przez trakcje konne były pokonywane bez specjalnych trudności. Ten punkt stanowi bardzo wielką przewagę nawierzchni betonowych. Na terenie wyścigowym Nürburg w Nadrenji istnieje wzniesienie zupełnie fantastyczne 28‰; zostało ono wykonane z betonu i jest przy dzisiejszych wyścigach przez samochody pokonywane. Oczywiście jest to wypadek wyjątkowy, pozbawiony znaczenia praktycznego, ilustrujący jednak dobitnie ogromną chwytność nawierzchni betonowej.

Specjalnie w naszych polskich warunkach najważniejszą jest sprawa kosztów nawierzchni, (odsyłam tu do pracy Prof. E. Bratry w Nrze 3 czasopisma „Cement“), a to w pierwszej linii dlatego, że istnieje w zagadnieniu drogowym polskim rażąca dysproporcja środków do programu, który musi być zrealizowany. Nadto program ten musi być zrealizowany w tak szybkim tempie, aby niszczenie nieprzebudowanych nawierzchni nie pochłonęło w corocznych budżetach wszystkich sum, zmierzających do ich uszlachetnienia przez przebudowę. Nie należy zapominać, że nawierzchnia betonowa jest nawierzchnią ciężką i że w krajach zachodnich: w Niemczech, Czechosłowacji czy też Francji jest ona klasyfikowana w jednej grupie jedynie z brukiem kamiennym i drobną kostką. Nawierzchnie bitumiczne uważane są za nawierzchnie lżejsze od tych 3-ch typów. Pomimo to, zarówno we Francji, w Czechosłowacji jak i u nas, koszt nawierzchni betonowej będzie niższy od pierwszorzędnej nawierzchni asfaltowej, n. p. typu bithulitic. Ciekawą jest analiza, z jakich elementów składa się koszt tej nawierzchni. Zgruba, dla wykonywanych przez nas odcinków stanowi to w cenie 20‰, robocizna, płace i t. p. na budowie — 25‰, przewóz cementu, materiałów i t. p. — 15‰, tłuczeń i żwir — 30‰, zysk przedsiębiorcy i t. p. — 10‰. Niezależnie od tego można się przekonać, że około  $\frac{1}{5}$  kosztu tłuczenia kamiennego stanowi czysta robocizna jego wydobycia. Tak samo stanowi ona około  $\frac{1}{4}$  w cemencie, czyli że zgorą 50‰ ceny nawierzchni stanowi udział czystej robocizny. Nie potrzebuję nadmieniać, jak wielkie znaczenie posiada ten fakt w warunkach dzisiejszego naszego bezrobocia.

Drugim, nie mniej poważnym argumentem na rzecz drogi betonowej, jest fakt, że w przeciwieństwie do szeregu nawierzchni innych typów, za wyjątkiem drobnej opłaty licencyjnej, stanowiącej około 3‰ kosztu, zarówno cena wszystkich surowców, jak i zysk przedsiębiorcy zostaje całkowicie w kraju.

Należy teraz wspomnieć o tych czynnikach, które ograniczają dzisiaj stosowanie betonowej nawierzchni. Pierwszą, najważniejszą bodaj przeszkodą, jest konieczność pozostawiania kilkunastu dni dla stwardnienia betonu ukończonej już nawierzchni. Jest to niezbędne i ze względu na osiągnięcie przez beton należytej odporności na ścieranie i wytrzymałości mechanicznej, jak również, jak to już mówiłem wyżej, dla ograniczenia skurczu nawierzchni. Zagranicą przy użyciu cementów szybko stwardniejących w niektórych miejscach puszczone ruch już na czwarty dzień po ukończeniu odcinka. U nas ze względu na brak doświadczeń, — doświadczenia takie zamierzamy zrobić do-

piero w bieżącym sezonie, — musimy obstawiać przy ochronie wynoszącej w letnich miesiącach jednak 2 tygodnie. Oczywiście jest rzeczą, że w tych miejscach, gdzie istnieją trudności z objazdem, nawierzchnia bitumiczna, umożliwiająca otwarcie ruchu w ciągu 24 godzin po ukończeniu, ma zdecydowaną przewagę. Istnieje i inny sposób, chociaż uciążliwy, pozwalający na ominięcie tej przeszkody, mianowicie wykonanie drogi w dwóch częściach, betonując najpierw jedną, potem zaś drugą połowę. Przedstawia to jednak duże minusy i dla ruchu, który musi być na danym odcinku puszczonej na zmianę w jedną lub drugą stronę i nie daje dostatecznej pewności, czy boki świeżej płyty nie zostaną przez ruch, idący drugą połową, uszkodzone.

Jedynym właściwym rozwiązaniem wydaje się być pierwsza droga, t. j. doprowadzenie do takiego stanu, by można było oddawać nawierzchnie możliwie po 3—4 dniach do użytku przy jednoczesnym forsowaniu postępu robót. Osiągane w ciągu ubiegłej kampanji wydajności, dochodzące przy 12-to godzinnym dniu pracy do 84 m, mogą być przy pracy na 2 zmiany i wprawieniu się personelu z łatwością doprowadzone do 150 m na dobę. Wówczas przy odcinkach długich wystarczy wykonać ostatnie 5—6 odcinków dziennych z cementu wysokowartościowego, gdyż dalsze odcinki w ten sposób już osiągną jednocześnie właściwy stan twardnienia.

Trzecią dziedziną, w której przewagę mają nawierzchnie bitumiczne, to są te wypadki, kiedy podtorze nie jest bezwzględnie stałe, a wykonuje ruchy, wówczas oczywiście nawierzchnia bitumiczna, jako bardziej elastyczna, łatwiej poddaje się przy tych ruchach i falowanie oraz rysy na nich będą łatwiejsze do usunięcia niż na nawierzchni betonowej.

Ostatnią trudnością, z którą jednak obecnie już technika daje sobie radę, to są naprawy uszkodzeń na betonowych nawierzchniach. O traktowaniu rys mówiliśmy już wyżej. Mogą jednakże, choć należy wszystko robić, by tego uniknąć, tworzyć się wskutek silnych uderzeń wgłębienia do głębokości 1—2 cm, które ze względu na powstające wstrząsy należy bezwzględnie wyrównać.

Istnieją dwa sposoby: jeden z nich — to zalanie gorącą emulsją bitumu, drugi zaś lepszy i radykalniejszy, to wykucie takiego miejsca na głębokości do 4-ch lub 5-ciu cm ukośnie, t. zn. tak, by nowy beton nawierzchni zapełniał się ze starym i zalanie tego miejsca betonem z cementu bądź szybko twardniejącego, bądź takim, do którego dodano jakiejś specjalnej domieszki, powodującej szybkie twardnienie. Miejsce takie na przeciąg jednego lub dwóch dni osłania się kamieniami, poczem, przy należytem wykonaniu, miejsce to wcale się nie odznacza od pozostałych.

Staraliśmy się zobrazować dodatnie jak i ujemne cechy nawierzchni betonowej. Wychodzimy bowiem z założenia, że nawierzchni idealnej, jednakowo odpowiedniej do każdego charakteru ruchu jak i na każde miejsce, niema. W tym samym stopniu jak Państwo przez budowę nawierzchni betonowych ożywić winno — poza całym szeregiem przemysłów pomocniczych — przemysł cementowy, zatrudniony dzisiaj zaledwie w  $\frac{1}{3}$  swej zdolności, tak samo jest obowiązkiem Państwa dbać o to, by przemysł koksowniczy, gazowniczy i naftowy znalazł racjonalny zbyt swej produkcji. Sądzimy, że jedynie przez kierowanie się zasadą: właściwa nawierzchnia na właściwym miejscu, nie zaś przez często niesłuszne i jednostronne obniżanie wartości nawierzchni pozostałych, leży racjonalne rozwiązanie sprawy drogowej w Polsce. Zadaniem niniejszego artykułu jest przyczynienie się w drobnej mierze do tego, by na polskich drogach nawierzchnia betonowa znalazła to miejsce, które sobie na całym świecie już wywalczyła.



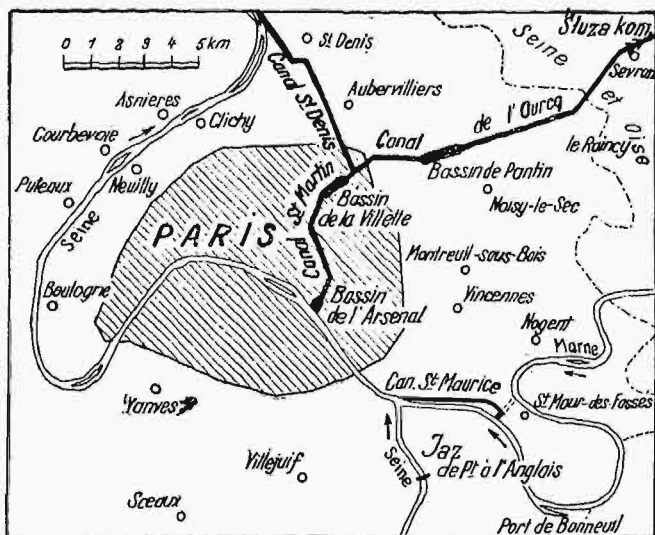
## Wiadomości z literatury technicznej.

### Budownictwo wodne.

— **Nowa przegroda na Nilu.** Poniżej Assuanu w Naga-Hamadi buduje się nową przegrodę, w celu nawodnienia bardzo znacznego obszaru, o znaczeniu niemniej doniosłym jak przegroda pod Assuanem. Długość jej wynosi 805 m, w czym mieści się 100 otworów po 6 m szerokości, zamykanych zasuwami, oraz po stronie wschodniej śluza komorowa dla żeglugi rzecznej, 16 m szerokości i 18 m długości. Całkowite koszty wyniosą 3 miliony funtów egipskich, ale wydatek ten opłaci się sownie, gdyż jedna tylko klęska posuchy z r. 1913 wywołała straty dorównujące powyższym kosztom.

Łącznie z przegrodą, wykona się dwa wielkie kanały nawodniające: lewy obszerny kanał Fuadji, 45 km długości, 46 m szerokości, 6,45 m głębokości i prawobrzeżny kanał Farukji 65 km długości, 26 m szerokości i 5,20 m głębokości. Ten ostatni będzie miał tunel 1000 m długi, o szerokości 8,90 m i wysokości 6,6 m. (*Le Génie Civil* 1931, I, Nr. 14).

— **Przebudowa kanału Ourcq.** Kanał ten, 107 km długości, wykonano pierwotnie w tym celu, aby doprowadzić do Paryża wodą z rzeki Ourcq. Z początkiem 19 wieku przebudowano go w ten sposób, aby mogły się po nim poruszać łodzie o ładowności 60 ton, 28,5 m długie, 3,05 m szerokie, o zanurzeniu 0,90 m. Pomimo małych rozmiarów ruch na tym kanale doszedł do 900,000 ton rocznie. Kanał ten wchodzi w obręb Paryża do zagłębia de la Villette, z którego wychodzą również kanały St. Denis i St. Martin, pierwszy ku północy, drugi ku



południowi, stanowiąc połączenie w obrębie miasta z Sekwaną. Według projektu rozbudowy dróg wodnych francuskich z r. 1903 ma być i ten kanał odpowiednio przebudowany, a mianowicie dla statków 1000-tonowych, 62,5 m długości, 8 m szerokości i 2,2 m zanurzenia. Roboty te częściowo już rozpoczęto na przestrzeni 10 km. Tam, gdzie będzie otoczony murami, otrzyma szerokość 17 do 18 m, tam zaś, gdzie będą pochylone skarpy 1:1,5, szerokość dna w głębokości 3,2 m wyniesie 17,4 m, zwierciadło 28 m. Grunt wykupiono miejscami aż na szerokość 200 m dla zakładów przemysłowych, a osobno 40 ha w okręgu Seine.

Trudność stanowiła przebudowa mostu, które z wyjątkiem dwóch nie miały potrzebnej wysokości dla uzyskania wysokości przejazdu 4 m. Dwa mosty, z tych jeden kolejowy o 17 torach mogły pozostać, tylko przyczółki trzeba było podchwycić. Spadek kanału, wynoszący 5 cm/km spadnie obecnie do zera, dlatego musiano wykonać śluzę komorową 88,2 x 8,2 x 2,7, o spadzie 1,31 m.

— **Wielka pożyczka niemiecka na drogi wodne.** Według *Der Bauingenieur*, zeszyt 14/1931, zamierza niemiecki minister komunikacji ukończyć budowę kanału Śródlądowego, przeprowadzić rozbudowę kanału Dortmund-Ems i kanalizację We-

zery, z wielkiej pożyczki w kwocie 700 milionów R. M. Przy kanale Śródlądowym rozchodzi się o dokończenie kanału głównego, wybudowanie gałęzi południowej i rozszerzenie wybudowanej już części Ren-Hannover dla statków 1000-tonowych. Oprocentowanie i amortyzacja mają być pokryte z opłat żeglugowych, co tembardziej jest realne, że pożyczki na części kanału wykonane przed wojną, z powodu dewaluacji odpadły. Zaciągnięcie tej pożyczki odciążałoby tak budżety państwowe i pruski, że regulacja Odry mogłaby być wkrótce rozpoczęta.

— **Czy koniecznie kanalizować Wełtawę dla łodzi 1000-tonowych?** W artykule umieszczonym pod tym tytułem w *Časopis Čs. Inženýru Technický Obzor* Nr. 7/1931, oświadcza się prof. Tolman za zmniejszeniem typu tej drogi wodnej ze względów gospodarczych, oraz w celu ograniczenia wydatku na budowę. Stwierdza, że wobec zmienionych warunków politycznych, oraz warunków przyrodzonych, droga wodna Wełtawy nigdy nie będzie połączona z Dunajem pod Wiedniem (przekroczenie działu wód na wysokości 700 m n. p. m.), z czego wynika, że linję tę należy traktować jako lokalną i wystarczyłby tu typ dla łodzi 300-tonowych.

— **Przegrodę Nilową pod Assuan,** zbudowaną w latach 1898—1902, a podwyższoną już raz w okresie 1908—1913, podwyższa się obecnie ponownie o 6,50 m, przyczem prócz nadmurowania wykonuje się po stronie powietrza na całej wysokości zwiększające ciężar przypory; budowla będzie miała całkowitą wysokość 40 m. Wytworzony zbiornik służy, jak wiadomo do nawodnień, a miarą opieki rządu egipskiego nad rolnictwem może być to, że w obecnym dziesięcioleciu wyda się na nawadniania około 1 miljarda 250 milionów złotych, w czym koszt podwyższenia i przedłużenia przegrody wynoszą 160 milj. zł. (*Die Bautechnik*, zeszyt 23/1931).

— **Dr. Ing. Ludwik Brennecke,** inżynier niemiecki, autor znanego u nas, dobrego dzieła o fundowaniu, p. t. „Der Grundbau“, zmarł w kwietniu b. r. *Dr. M. M.*

### Statyka budowli.

— **Wyznaczenie wymiarów słupów o przekroju zmiennym** podaje F. Tölke w *Der Bauing.* (1930, str. 500). Autor oblicza rozmaite tablice. Treść tej teoretycznej rozprawki trudno podać w małej notatce.

— **Tablice parcia ziemi** opracował inż. Drechsel w *Der Bauing.* (1930, str. 657). Przyjmuje on dla murów oporowych nieobciążonych kątem nachylenia parcia do prostopadłej na mur, gdy  $\varrho$  oznacza kąt stoku naturalnego:

- dla budowli pod wodą  $\varphi=0$ ,
- „ gładkich, heblowanych ścianek szczelnych  $\varphi'=1/3 \varrho$ ,
- „ zwykłego muru i otynkowanych ścian betonowych  $\varphi'=1/2 \varrho$ ,
- „ szorstkich ścian betonowych  $\varphi'=2/3 \varrho$ ,
- „ szorstkiego muru z kamieni łamanych lub betonu bez deskowania  $\varphi'=\varrho$ .

Autor twierdzi, że największą pewność dostarczy założenie poziomego parcia ziemi.

— **Ugięcie smukłych prętów przy obciążeniu mimośrodkiem** omawia inż. H. Janser w *Der Bauing.* (1930, str. 776). W tym wypadku moment w punkcie utwierdzenia będzie  $Pe+P\delta$ , jeżeli  $\delta$  oznacza ugięcie końca belki. Przy smukłych wysokich słupach trzeba koniecznie  $P\delta$  uwzględnić. Autor

wyznacza  $\delta$  wzorem  $\delta = \frac{e}{\frac{EI}{0.5 Pl^2} - 0.833}$ , który daje dostate-

cznie dokładne wyniki. Autor podaje też wzór w razie mniejszości przekroju słupa.

— **Udźwig stalowych belek obciążonych do granicy ciastowatości** omawia Dr. Fritsche w *Der Bauing.* (1930, str. 851). Autor udowadnia, że obliczanie belek na podstawie naprężeń dopuszczalnych nie pozwala nam wnosić na pewność budowli i próbuje wyznaczać wymiary belek nie na podstawie naprężeń dopuszczalnych lecz jednakowej pewności. Należy przytem



rozróżnić dźwigary statycznie wyznaczalne od niewyznaczalnych, które obliczone w zwykły sposób dają większą pewność.

Dr. M. Thullie.

### Wytrzymałość materiałów.

— **Wytrzymałość na ciśnienie murów ceglanych** wedle sprawozdania Treibera (*Der Bauing.* 1940, str. 305). W Ameryce wykonano rozległe doświadczenia co do wytrzymałości murów na ciśnienie. Doświadczenia te są tem ważniejsze, że wymiary murów były znaczne i uwzględniono jakość cegiel i dobroć wykonania muru. Doświadczenia dzielą się na dwie serje. W pierwszej murarz robił za cenę ryczałtową bez nadzoru w sposób, jaki odpowiada bieżącej robocie, w drugiej murarz pracował na dniówkę pod nadzorem ostrym, kielnią wyrównywał wszystkie szwy poziome i starannie wypełniał szwy pionowe. Następująca tabelka podaje wyniki doświadczeń:

Grupy murów dł. 183 cm, wys. 274 cm	Rodzaj cegły	Ilość doświadczeń	Średnia wytrzymałość muru dł. 183 cm wys. 274 cm kg/cm <sup>2</sup>	Stosunek wytrzymałości muru 183 cm = a, 274 cm = b do			
				wytrzymałość na ciśnienie połowy cegły kg/cm <sup>2</sup>	wytrzymałość na ciągnięcie cegły kg/cm <sup>2</sup>	wytrzymałość na ścisnienie cegły kg/cm <sup>2</sup>	wytrzymałość na ścisnienie muru l=86 cm, h=86 cm kg/cm <sup>2</sup>
Mur grubo 8 i 12" s. I zaprawa wapienna	I	6	20.2	0.088	0.69	0.26	0.74
Dtto zaprawa cementowo-wapienna . .	I	6	41.3	0.18	1.4	0.53	0.86
Dtto s. II zaprawa cementowo-wapienna	II	6	66.4	0.27	4.3	0.81	0.92
	III	6	86.6	0.36	3.9	0.37	0.92
	IV	6	129.4	0.21	3.1	0.52	0.77
Dtto s. I zaprawa cementowa	I	5	46.4	0.20	1.6	0.6	0.85
	III	1	61.2	0.26	2.7	0.55	—
	IV	1	142.7	0.24	3.4	0.57	—
Dtto s. II zaprawa cementowa	I	8	63.2	0.27	2.2	0.82	—
	II	6	80.6	0.32	5.2	0.98	0.85
	III	6	106.6	0.44	4.8	0.95	0.89
	IV	6	190.5	0.32	4.5	0.76	0.77

Widzimy, że dobroć wykonania ma bardzo wielki wpływ na wytrzymałość, która wzrasta o 40 do 50% przy starannym wykonaniu. Wytrzymałość muru o większych wymiarach jest o 20 do 30% mniejsza od wytrzymałości murów mniejszych. Jakość cegły ma wielki wpływ na wytrzymałość muru, jak i rodzaj zaprawy. Wynosi ona 20 do 40% wytrzymałości na ciśnienie połowy cegły.

Dr. M. Thullie.

### Drogi.

— **Rezultaty 2-giej niemieckiej statystyki ruchu na drogach publicznych** podaje O. Schmidt w Nr. 4 *Das Strassenwesen*. Po pierwszej statystyce ruchu w latach 1924—25 przeprowadzono w Niemczech drugą statystykę, w okresie od 1 października 1928 do 30 września 1929. Badanie ruchu rozciągnęło się tu na sieć drogową długości 132.784 km i obejmowało nie tylko drogi państwowe i prowincjalne, ale nadto znaczną ilość dróg powiatowych. Dla nas ciekawym i charakterystycznym zjawiskiem jest to, iż w sieci dróg objętych niemiecką statystyką znalazły się również drogi Wolnego miasta Gdańska. Ta kolaboracja pracy nawet w tej dziedzinie daje bardzo dużo do myślenia.

Na wymienionej długości stwierdzono przeciętny dzienny ruch brutto 28.69 mil. wozokm. albo 64.09 tkm, co odpowiada rocznej wartości 10.473 mil. wozokm. lub 23.396 mil. tkm.

Przeciętne dzienne obciążenie ruchu daje cyfrę 216 pojazdów o ciężarze 484 t. Z obciążenia tego wypada 135 t. (28%) na pojazdy zaprzęgowe, 178 t. (37%) na samochody osobowe i motocykle zaś 171 t. (35%) na samochody ciężarowe. O ile wyeliminuje się z rachunku drogi powiatowe, to przeciętny dzienny ruch na drogach państwowych i prowincjonalnych ustalają cyfry 319 pojazdów o ciężarze 734 t. Przeciętne

obciążenie dzienne dróg powiatowych wynosiło 141 pojazdów o ciężarze 300 t.

Wielkość nasilenia ruchu kształtowała się bardzo rozmaicie w zależności od położenia drogi. Największe przeciętne nasilenie dzienne wykazywały drogi miast hanzeatyckich (z wyłączeniem naturalnie ulic miejskich), a mianowicie: Brema 2029 t, Hamburg 1056 t i Lubeka 1049 t. Z państw związkowych najsilniej reprezentowaną była Prowincja Nadreńska (949 t), oraz Saksonja (878 t). Najślabszy ruch wykazały Prusy Wschodnie (274 t).

Niektóre z dróg niemieckich mają imponujące cyfry ruchu. Tak np. przestrzeń Kolonia-Moguncja wykazuje dzienne obciążenie 13.523 t, Stuttgart-Heilbronn 11.979 t, Düsseldorf-Kolonia 11.904 t.

Porównanie obu wspomnianych poprzednio statystyk, wykazuje prawie podwojenie się ruchu w stosunku do lat 1924/5. Na drogach państwowych i prowincjonalnych, które przejmują 56% całości ruchu, przyrost wynosi nawet 127%, gdy bowiem w r. 1924/5 przeciętne dzienne obciążenie tych dróg wynosiło 325 t, to w r. 1929 wzrosło, jak poprzednio podano do 734 t. Naturalnie poszczególne odcinki doznały znacznie silniejszego wzrostu jak np. partje obok mostu na Renie w Konstancji, gdzie powiększenie się ruchu doszło do 219%.

Charakterystyczną jest ta okoliczność, iż pomimo wzrostu całości ruchu maleje ruch zaprzęgowy i to nawet w partjach rolniczych. Tak np. w Prusach Wschodnich wynosił ruch zaprzęgowy w r. 1924/5 — 85% całości ruchu, która to cyfra spadła w r. 1928/9 do 61%. W niektórych prowincjach zaczyna się objawiać typowy zanik ruchu animalnego, który wynosi w Saksonji zaledwie 15.5%, w Nadrenji 11.8%, zaś w Westfalji 22.9% całości ruchu. Kiedy w r. 1924/5 dla całości państwa wypadało przeciętnie na 1 samochód ciężarowy 5.27 pojazdu zaprzęgowego, to w r. 1928/9 stosunek ten przedstawia się jak 1:2.41.

Jeszcze ważniejszym jest wzrost obciążenia dróg. Kiedy w r. 1924/5 tylko nieznaczna część dróg wykazywała nasilenie ruchu powyżej 2000 t/dobę, to obecnie w Saksonji 13.5% dróg ma obciążenie o tym typie, w Nadrenji 14%, w Westfalji 10.8%. Daty te wskazują na silny rozrost życia gospodarczego wbrew biadaniom rozgłaszanym przez Niemcy. Co do Gdańska, to przeprowadzono na 577 km statystykę ruchu, która wykazała dzienne przeciętne obciążenie 680 t.

E. B.

### Gospodarka energetyczna.

— **Nowe niemieckie wielkie zakłady o sile wodnej.** (*Wochenschrift d. Deutschen Gesellschaft für Bauwesen*). Silne zapotrzebowanie energii elektrycznej, w latach przed obecną depresją gospodarczą, spowodowało budowę znacznie większych zakładów o sile wodnej, szczególnie pompowych, wytwarzających energię elektryczną, które powstały czy to jako dawno projektowane, czy też jako zupełnie nowe podyktowane koniecznością.

Przed dwu wzgl. trzy lata rozpoczęta budowa tych zakładów będzie wkrótce zupełnie ukończoną, tak że w bieżącym roku zostaną one oddane do użytku.

Przyczyną powstania tych zakładów była myśl wykorzystania darów przyrody, oraz uzupełnienia istniejących zakładów o sile wodnej i produkcji termicznej przez pokrycie szczytów pracy najtańszą drogą.

1. Zakład Ryburg-Schwörstadt. Budowę tego zakładu rozpoczęto w r. 1927. Leży on w górnym dorzeczu Reny w miejscu, gdzie Ren tworzy granicę między Niemcami a Szwajcarią. Powierzchnia dorzecza Reny w tem miejscu wynosi 34.500 km<sup>2</sup>, a sześciomiesięczna woda robocza średnio 1000 m<sup>3</sup>/s. Objętość ta jest zależnie od stanu wody zmienną, a ponieważ nie było możliwości stworzenia rezerw przez zamagazynowanie, przeto produkcja energii jest również w ciągu roku zmienną. Poza tem produkcja nocna jest równa dziennej przy tych samych wodostanach, co również nie jest rzeczą pożądaną.

Sam zakład składa się z wysokiego jazu ruchomego, piętrzącego wodę do 12 m wysokości z cofką 13 km długą, oraz żelazno-betonowego budynku maszynowego. Turbiny systemu „Kaplan“ o osi pionowej posiadają zdolność przepływu 250 do

300. m<sup>3</sup>/sek, co przy 10,8 m różnicy wysokości dolnego i górnego zwierciadła wody daje 35.000 KM. Roczna produkcja tego zakładu wynosi 600.000 kWg. Jest to zakład o sile wodnej bieżącej, t. zn. niema rezerw ani jakiegokolwiek zamagazynowania wody.

Zakład ten wybudowano kapitałem niemieckim i szwajcarskim, a wykorzystywany jest również w stosunku do wkładów przez Niemcy i Szwajcarję.

2. W ścisłym związku z reńskimi zakładami o sile wodnej pracuje zakład jeziora Schluch w górach badeńskich. Jego ostatnie dwa górne stopnie są obecnie w budowie i będą w b. r. wykończone. Zakład ten w przeciwieństwie do poprzedniego posiada zbiornik, o pojemności 108.000.000 m<sup>3</sup>, uzyskany zamknięciem doliny przegrodą 40 m wysoką obejmującą 72 km<sup>2</sup> dorzeczna przy rocznym całkowitym odpływie 94 milj. m<sup>3</sup>, czyli całkowity odpływ może tu być wykorzystany zapomocą rocznego wyrównującego zbiornika. Przegrodę tą, o stosunkowo bardzo małej objętości 38.000 m<sup>3</sup>, wykonano z betonu lanego, wzmocnionego blokami z kamienia łamanego wynoszącego 20% całkowitej objętości muru.

Zakład ten — jak wyżej wspomniano — ma dwa powyżej leżące pomocnicze stopnie: a) Stopień Häusern urządzone jako zakład pompowy o użytecznym spadzie 200 m. Wodę pompuje się nocnym tanim prądem elektr. uzyskanym z zakładu (typu o sile wodnej bieżącej) Ryburg-Schwörstadt — opisanego pod 1. — do zbiornika o pojemności 1,7 milionów m<sup>3</sup> zamieniając tę energję na dzienną, a więc wysokowartościową, co Niemcy nazywają uszlachetnieniem (Veredelung) energii. Praca tu uzyskana wynosi rocznie 140 milionów kWg. b) Drugim stopniem tego zakładu jest prowizoryczny zakład Eichholz posiadający 128 m spad użytecznego i 115 milionów m<sup>3</sup> rocznego odpływu. Roczna produkcja wynosi tu średnio około 32 milj. kWg. Zakład ten, który służy jako prowizorium ma być w swoim czasie zlikwidowany, a mianowicie po ukończeniu obydwóch dolnych stopni c) Witznau i d) Waldshut.

3. W przeciwieństwie do obydwóch poprzednich zakładów Ryburg-Schwörstadt i jeziora Schluch wytwarzających i uszlachetniających prąd elektryczny, służy zakład pompowy Bringhausen, tylko do uszlachetnienia (t. j. zamiany taniego prądu na wysokowartościowy) nocnego prądu, kopalni węgla brunatnego w Borken (własności pruskiego Tow. Elektr. S. A.). Górny zbiornik tego zakładu posiada 760.000 m<sup>3</sup>, co przy użytecznym spadzie wynoszącym 300 m, wytwarza 500.000 kWg.

Dolny zbiornik — leżący poniżej tego zakładu (gromadzący wodę użytą) — służy równocześnie jako rezerwa zakładowi o sile wodnej bieżącej w Affoldern. Zakład ten jest sprzężony z niżej położonymi zakładami pompowymi Hemfurth I i Hemfurth II ukończonymi w latach 1929 i 1830. Wszystkie te zakłady — wymienione pod 3. — oparte są w głównym swoim zarysie hydrologicznym o przegrodę Eder (dotychczas jeszcze największą w Niemczech), a tem samem jest tu wykorzystany, równomiernie rozłożony odpływ.

4. Zakłady opisane — obok już w r. 1920 ukończonego i oddanego do użytku zakładu pompowego Herdecke posiadającego zbiornik na szczycie góry, o pojemności 1,5 milj. m<sup>3</sup>, oraz 160 m użytecznego spad — są na ukończeniu i w roku bieżącym zostaną oddane do użytku.

Oprócz tych czterech wielkich zakładów o sile wodnej wykonanych w ostatnich czasach, należy tu nadmienić także zakłady średniej wielkości, z których w r. 1930 wykończono dwa, mianowicie: Untereichen i Illetissen, każdy o mocy 15.600 KM.

Pozatem oddano także do użytku cały szereg mniejszych zakładów o sile wodnej, które przeważnie są związane z innymi wielkimi nowymi budowlami wodnymi, jak kanalizacją rzek, budową wielkich śluz, portów rzecznych, wodociągów i t. p. Wogóle ostatnie lata, w technice niemieckiej odznaczyły się intensywnym rozwojem gospodarki wodnej — czy to w kierunku usprawnienia żeglowności rzek, czy też wykorzystania

białego węgla, czy wreszcie w dziedzinie meljoracyjnej i budownictwa utylitarne (wodociągi, kanalizacja).

Jeżeli się zważy, że nietylko Niemcy, które w ostatnim roku wydały około pół miljarda zł. na same zakłady pompowe (służące do uszlachetnienia prądu elektr.), lecz także i nasz wschodni sąsiad preliminował na cele elektryfikacyjne w b. r. około 3,5 miljarda zł., nie wspominając już o rozwoju elektryfikacyjnym innych państw, w których ten rozwój osiągnął wyniki niemal szczytowych — nasuwają się smutne refleksje w stosunku do Polski, dla której omawiane zagadnienie, jak słusznie zauważył prof. Pomianowski, jest nietylko kwestją gospodarczą, lecz i polityczną, a co najważniejsze także wojskową, ponieważ pytanie „skąd będziemy czerpali energję potrzebną dla uruchomienia przemysłu wojennego w razie zajęcia naszego, na rubieży kraju leżącego, zagłębia węglowego?” — pozostało dotychczas bez odpowiedzi.

Dr. A. P.

## RECENZJE I KRYTYKI.

„Mimośrodkowo obciążone słupy o dowolnym mimośrodkie”: „Doświadczenia ze słupami drewnianymi i żelaznymi” nap. A. Ostenfeld. Kopenhaga 2931.

Prof. Ostenfeld wykonał szereg doświadczeń ze słupami drewnianymi i żelaznymi dla zbadania wytrzymałości przy dowolnym mimośrodkie. Dotychczasowe doświadczenia ograniczały się do mimośrodu w pierwszej osi głównej tak, że wyboczenie następowało około drugiej, a niektóre też przy mimośrodkie w innych osiach.

Autor wyznacza dla dowolnego mimośrodu, a także dla obciążenia poprzecznego słupa wzory teoretyczne dość zawile. Przy naprężeniach powyżej granicy ciastowatości można użyć tych samych wzorów, jeżeli zamiast  $E$  wprowadzimy  $\mu E$ , gdzie  $\mu < 1$  i zastosujemy jeszcze czynnik  $\beta$  zmienny ze smukłością i wielkością mimośrodu. W przybliżeniu możemy zastosować dla wielkiej smukłości krzywą Eulera przesuniętą równolegle, dla małej parabolę drugiego lub czwartego stopnia. Wartość  $\beta$  wyznacza autor na mocy doświadczeń: 1. dla przekrojów, których szerokość przy skrajnych włóknach zmniejsza się do zera  $\beta = 0,45$  do  $0,60$ , 2. dla przekrojów o stałej grubości  $\beta = 0,55$  do  $0,80$ , 3. przy przekrojach o większej szerokości w włóknach skrajnych  $\beta = 0,7$  do  $1,0$ .

Autor opisuje sposób wykonania doświadczeń i udowadnia, że ich wyniki zgadzają się z dostateczną dokładnością z wynikami wzorów teoretycznych.

Poważna praca Ostenfelda zasługuje na uwagę tych inżynierów, których interesuje problem wyboczenia.

Dr. M. Thullie.

## RÓŻNE SPRAWY.

**Wycieczka na Polesie.** Stow. członków kongresów gospodarki wodnej w Polsce organizuje w czasie od 15—17 sierpnia 1931 r. trzydniową wycieczkę na Polesie. Program wycieczki, dla której punktem zbornym będzie Brześć nad Bugiem, obejmuje: Zwiedzanie budującego się jazu na Bugu w Brześciu i wodnego węzła brzeskiego aż po jaz na Muchawcu. Zwiedzenie Biura projektu meljoracji Polesia i przejazd koleją na nocleg do Pińska. Przejazd statkiem po Prypeci od Pińska w dół po Mosty Wolańskie i powrót tą drogą na nocleg do Pińska. Zwiedzanie Pińska, przejazd statkiem po wodach węzła pińskiego (Strumień-Prostyr), rozwiązanie wycieczki w Pińsku, skąd powrót dowolnym szlakiem kolejowym do domu. Koszta uczestnictwa w wycieczce wyniosą: dla członków Stow. i ich rodzin 20 zł. od osoby, dla nieczłonków 25 zł. Całodzienne utrzymanie wraz z noclegiem wyniesie 12—15 zł. Zgłoszenia na wycieczkę przyjmuje Sekretariat Komisji Organizacyjnej Narodowego Kongresu Żeglugi w Warszawie, ul. Solec 2, Zarząd Dróg Wodnych.