

TREŚĆ: Inż. H. Griffel: Studium nad stopniem utwardzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych. (Dokończenie). Prof. E. Bratro: Wypełnianie szwów w nawierzchniach brukowych i betonowych. — St. Bryła: Międzynarodowe Stowarzyszenie Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich. — Nekrologja. — Wiadomości z literatury technicznej.

Inż. Henryk Griffel.

Studjum nad stopniem utwardzenia belek prostych w konstrukcjach spawanych.

(Dokończenie).

VIII. ZESTAWIENIE WYNIKÓW I WNIOSKI.

a) Obciążenie skupione.

Wyniki prób 1—18 są zestawione poniżej w tabl. 28.

Tabl. XXVIII.

Próba Nr.	I NP	Sposób przyspojenia	$F_s \text{ cm}^2$	$W_s \text{ cm}^3$	$w = \frac{W_s}{F_s}$	$k_1 = \frac{M}{M_0}$	$k_2 = \frac{M_u}{M_0}$	Uwagi
1	"	2 Sp. 10 mm zewn.	7,0	35,1	1,03	0,588	0,412	}0,414
2	"	"	"	"	"	0,585	0,415	
3	"	2 Sp. 13 mm zewn.	9,0	45,2	1,32	0,562	0,438	}0,432
4	"	"	"	"	"	0,575	0,425	
5	"	2 Sp. 10 mm zewn. dtto wewn.	13,3	55,2	1,61	0,563	0,437	}0,446
6	"	"	"	"	"	0,545	0,455	
7	"	2 Sp. 13 mm zewn. dtto wewn.	17,1	73,0	2,14	0,547	0,453	}Obciążenie skupione
8	"	2 Sp. 10 mm całk. przysp.	23,7	68,0	1,99	0,557	0,443	
9	12	2 Sp. 10 mm 1 zewn. 1 wewn.	7,8	42,3	0,77	0,656	0,344	
10	"	2 Sp. 10 mm zewn.	8,1	49,0	0,90	0,614	0,386	
11	"	2 Sp. 10 mm dtto wewn.	15,5	82,7	1,51	0,587	0,413	
12	"	2 Sp. 13 mm zewn. dtto wewn.	20,0	105,2	1,92	0,580	0,420	
13	14	2 Sp. 10 mm zewn.	9,2	64,2	0,78	0,630	0,370	
14	"	2 Sp. 13 mm zewn.	11,9	83,6	1,02	0,630	0,370	
15	"	2 Sp. 16 mm zewn.	14,8	105,0	1,28	0,607	0,393	
16	"	2 Sp. z. 16 mm 2 Sp. w. 13 mm	25,7	163,0	1,99	0,600	0,400	
17	8	2 Sp. 8 mm zewn.	4,7	19,0	0,97	0,556	0,444	
18	"	2 Sp. 11 mm zewn.	6,5	26,0	1,33	0,546	0,454	

Rzut oka na powyższą tabelę przekona nas odrazu, iż utwardzenie belki wyrażone współczynnikiem k_2 zależne jest dla danego dźwigara, w pierwszym rzędzie od wielkości momentu oporu spawki W_s . Zależność ta została przedstawiona dla poszczególnych dźwigarów w postaci wykresu na rys. 37. Z wykresu tego widzimy, iż k_2 wzrasta wyraźnie z wzrostem W_s w postaci pewnej krzywej, która to krzywa jest dla każdego dźwigara inna, lecz przebieg ich jest podobny. Z przebiegu tych krzywych widać, iż wzmacnianie spawek w celu otrzymania większego utwardzenia ma pewną granicę, powyżej której wzmacnianie to już się nie opłaca z powodu minimalnego wpływu na to utwardzenie. Na rys. 37 wykreślono również i krzywe k_1 , których przebieg jest symetryczny do k_2 .

Z tabeli 28 widać dalej, iż wielki wpływ na wielkość utwardzenia wywiera sposób przyspojenia dźwigara. Zwiększenie momentu bezwładności spawki możemy bowiem osiągnąć w różny sposób; najekonomicznym będzie ten sposób, który da nam największy moment bezwładności przy minimum zużycia materiału. Widocznym zatem jest, iż aby uzyskać dostateczne

utwardzenie dźwigara wystarczy przyspojenie stopek tegoż dwoma odpowiednio grubymi szwami, górnym i dolnym. Szwy wewnętrzne zwiększają wprawdzie nieco utwardzenie, nie stoi ono jednak w żadnym stosunku do przekroju, a zatem także i kosztu spawki. Np. spawki próby Nr. 5, posiadają prawie dwukrotny przekrój próby Nr. 1 i 2, utwardzenie jednak wzrosło stosunkowo nieznacznie, bo z 0,414 na 0,446 czyli o niecałe 8%. Zupełnie nieekonomicznym jest przyspawanie dźwigara na całym obwodzie tegoż, czego dowodzi próba Nr. 8. W tym przypadku prawie 1,8-krotne powiększenie przekroju spawki względem próby Nr. 5 i 6, nie daje zupełnie zwiększenia utwardzenia, natomiast przeszło trzykrotne zwiększenie przekroju spawki względem próby 1 i 2, daje zwiększenie utwardzenia zaledwie o 7%.

Również utwardzenie szwami górnymi jak w próbie Nr. 9, nie jest polecenia godne, gdyż daje za małe utwardzenie w stosunku do utwardzenia normalnego, szwem górnym i dolnym.

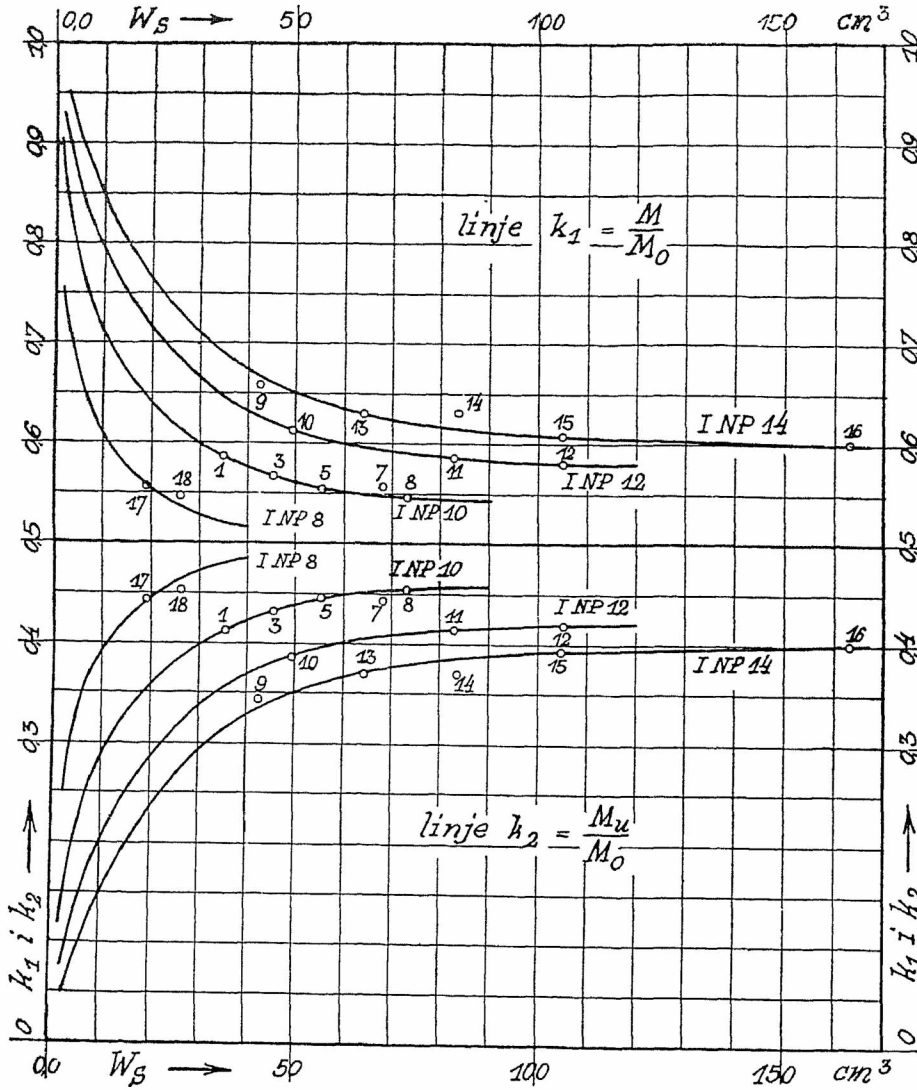
Ponieważ krzywa zależności k_2 od w_s jest dla każdego dźwigara różna, następnie widać, iż wartość utwardzenia spada w miarę wzrostu wysokości dźwigara nawet przy tej samej wartości $w = \frac{W_s}{F_s}$ (por. próba 1 i 14, oraz 9 i 13), stąd wniosek, że musi istnieć jeszcze jeden czynnik wpływający na wartość utwardzenia. Jeżeli bowiem wykreślmy zależność k_2 od „ w ” (rys. 38) to otrzymujemy również dla każdego dźwigara odrębną krzywą. Czynnik ten to w niniejszych doświadczeniach oczywiście wysokość dźwigara (przy tej samej rozpiętości) ogólnie zaś $\frac{h}{l}$, czyli wartość stosunku wysokości do rozpiętości dźwigara. By otrzymać przeto ogólne wyniki, a nie tylko dla poszczególnych dźwigarów, wykreśliłem na podstawie wykresu na rys.

38 zależność k_2 od $\frac{h}{l}$ dla stałych wartości „ w ”. Zależność ta przedstawiona jest na wykresie rys. 39. Z wykresu tego widać wyraźnie spadek „ k_2 ” w miarę wzrostu $\frac{h}{l}$ dla tej samej wartości „ w ”, w przybliżeniu wg. linii prostej.

Tabl. XXIX.

Próba Nr.	I NP	Sposób przyspojenia	$F_s \text{ cm}^2$	$W_s \text{ cm}^3$	$w = \frac{W_s}{F_s}$	$k_1 = \frac{M}{M_0}$	$k_2 = \frac{M_u}{M_0}$	Uwagi
19	12	2 Sp. 10 mm zewn.	8,1	49,0	0,90	0,465	0,535	}Obciążenie jednostajnie rozłożone
20	"	2 Sp. 10 mm zewn. dtto wewn.	15,5	82,7	1,51	0,459	0,541	
21	10	2 Sp. 10 mm zewn.	7,0	35,1	1,03	0,439	0,561	
22	"	2 Sp. 10 mm zewn. dtto wewn.	13,3	55,2	1,61	0,413	0,587	
23	8	2 Sp. 8 mm zewn.	4,7	19,0	0,97	0,407	0,593	
24	"	2 Sp. 11 mm zewn.	6,5	26,0	1,33	0,396	0,604	

Widzimy więc, że utwierdzenie dźwigara zależne jest w ogólności od dwu głównych czynników, a mianowicie od stosunku $\frac{W_s}{W_B}$ oraz od stosunku $\frac{h}{l}$. Przedstawia nam to wykres na rysunku 40. Na rysunku tym mamy wykreślone krzywe k_2 o wartości 0,25 – 0,50, w zależności od stosunków $\frac{W_s}{W_B}$ od 0 – 2,5 oraz dla $\frac{h}{l}$ od 0,04 – 0,16.



Rys. 37.

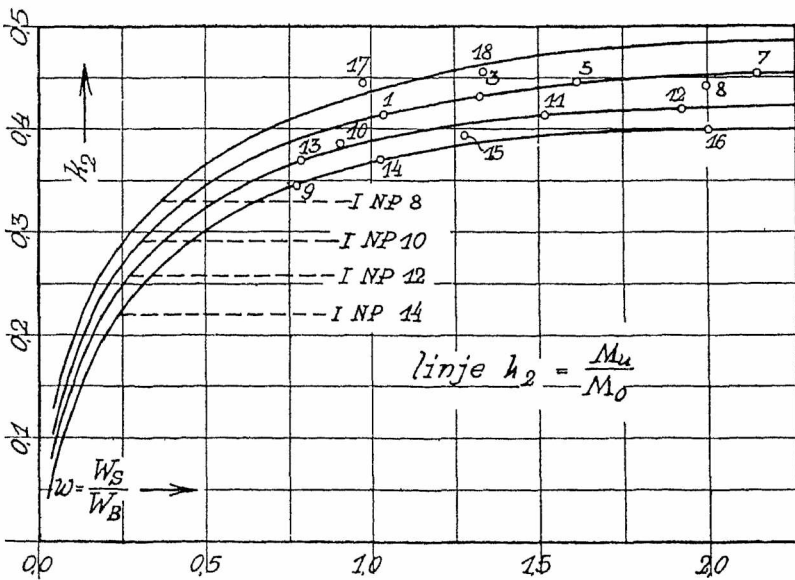
Wykres linii k_1 i k_2 w zależności od W_s , dla obciążenia siłą skupioną.

Wykres ten jako ostateczny wynik opisanych poprzednio doświadczeń umożliwia nam odczytanie, jak wielkie będzie utwierdzenie dźwigara dla obciążenia siłą skupioną przy danych stosunkach $\frac{W_s}{W_B}$ oraz $\frac{h}{l}$ lub też jak wielkim musi być W_s dla danej belki i żądanego utwierdzenia. Ten ostatni przypadek będzie zachodził najczęściej przy projektowaniu; przyjmijmy z góry k_2 np. 0,4, dla tego utwierdzenia obliczymy dźwigar, otrzymamy skutkiem tego $\frac{h}{l}$ i W_B , mając zaś te dwie wartości z łatwością wyznaczmy z wykresu na rys. 40 potrzebny minimalny moment bezwładności spawki W_s .

b) Obciążenie jednostajnie rozłożone.

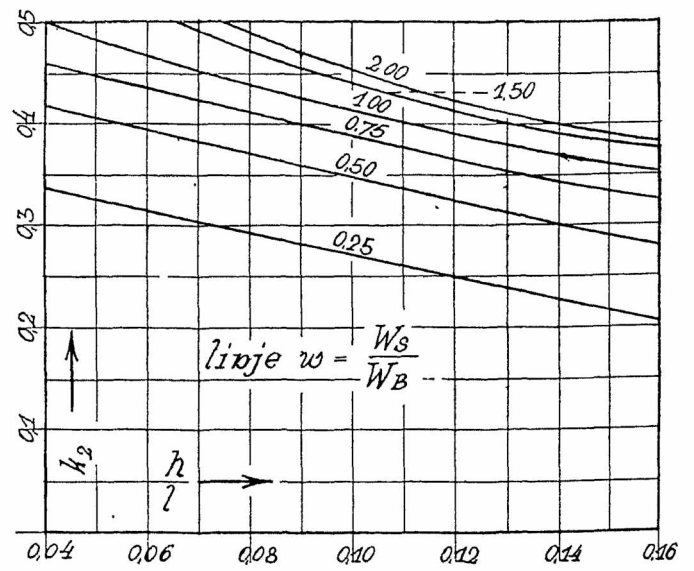
Wyniki prób 19 – 24 są zestawione w tabeli 29.

Dla obciążenia jednostajnie rozłożonego otrzymujemy współczynniki k_2 i k_4 różne od tych, jakie otrzymaliśmy przy obciążeniu skupionem. Jest to zrozumiałe, jeżeli weźmiemy pod uwagę, iż przy obciążeniu siłą skupioną $M_0 = \frac{Pl}{4}$, zaś max. $M_u = \frac{Pl}{8}$ czyli $0,5 M_0$, zaś przy obciążeniu jednostajnie rozłożonem, $M_0 = \frac{Pl}{8}$, zaś max. $M_u = \frac{Pl}{12}$ czyli $0,667 M_0$ ($\frac{2}{3} M_0$). Zresztą jak i przy obciążeniu



Rys. 38.

Wykres linii k_2 w zależności od $w = \frac{W_s}{W_B}$ dla obciążenia siłą skupioną.



Rys. 39.

Wykres k_2 w zależności od $\frac{h}{l}$ dla stałych wartości $w = \frac{W_s}{W_B}$ dla obciążenia skupionego.

nowicie od stosunku $\frac{W_s}{W_B}$ oraz od stosunku $\frac{h}{l}$. Na podstawie poprzednich wykresów da się wykreślić obraz

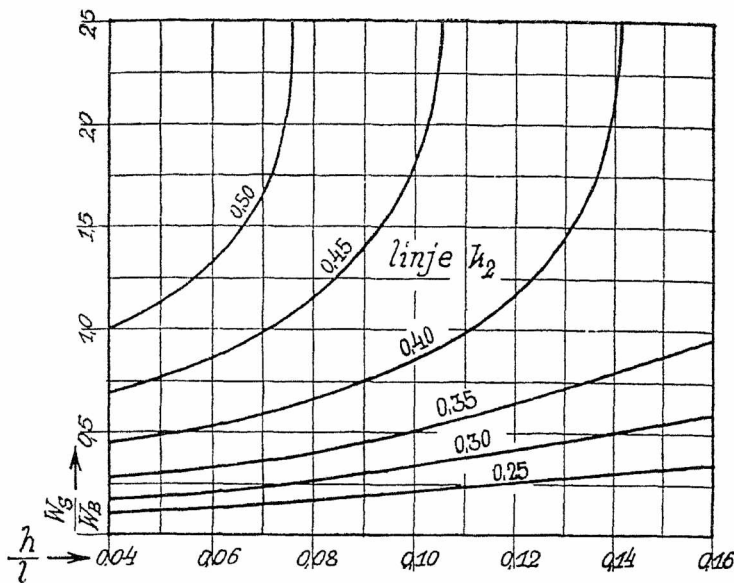
skupionem widzimy tutaj wzrost utwierdzenia z wzrostem momentu oporu spawki jak i ze zmniejszeniem

się stosunku $\frac{h}{l}$. Zachodzą tu zatem zupełnie podobne warunki jak i poprzednio.

rozłożonego z tem jednak, iż wyrazimy współczynniki k_2 wzgl. k_4 w % całkowitego utwardzenia (por. tabl. 30).

Tabl. XXX.

Obciążenie skupione				Obciążenie jedn. rozłożone				$\frac{k_4}{k_2}$
Próba Nr.	I NP	k_2	% M_u	Próba Nr.	I NP	k_4	% M_u	
10	12	0,386	77,2	19	12	0,535	80,2	1,387
11	12	0,413	82,6	20	12	0,541	81,2	1,310
1	10	0,414	82,8	21	10	0,561	84,2	1,352
5	10	0,446	89,2	22	10	0,587	88,0	1,315
17	8	0,444	88,7	23	8	0,593	88,9	1,533
18	8	0,454	90,8	24	3	0,604	90,6	1,330
średnia :			85,2	średnia :			85,5	1,337



Rys. 40.

Wykres linii k_2 w zależności od $\frac{h}{l}$ oraz $\frac{W_S}{W_B}$ dla obciążenia skupionego.

Z tablicy tej widzimy, że jeśli wyrazić k_2 wzgl. k_4 przez % całkowitego utwardzenia, to % ten, uwzględniając błąd doświadczalny jest w obu wypadkach dla tej samej belki doświadczalnej równy. (Por. średnie 85,2 i 85,5).

Dochodzimy zatem do wniosku, że wyraziwszy stopień utwardzenia belki w % całkowitego utwardzenia, stopień ten nie zależy od rodzaju obciążenia a jedynie tylko od poprzednio już wymienionych czynników, t. j. $\frac{W_S}{W_B}$ oraz $\frac{h}{l}$.

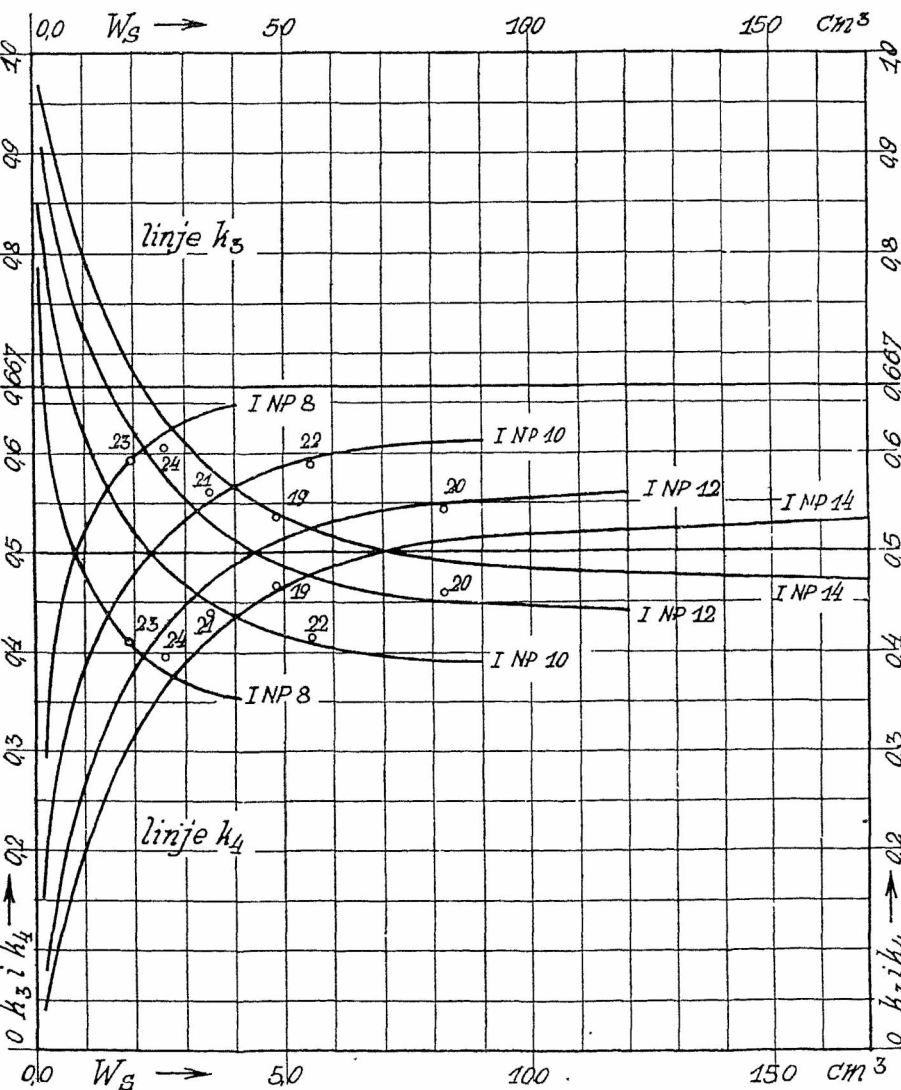
Wobec powyższego, wszystkie wnioski wyciągnięte z doświadczeń wykonanych siłą skupioną odnoszą się tak samo do obciążenia jednostajnie rozłożonego. Należy tylko pamiętać o tem, że współczynniki utwardzenia stoją do siebie w tym stosunku co całkowite momenty utwardzenia, zatem jak $\frac{0,667}{0,5} = 1,334$. (Z doświadczeń wypadł średni stosunek $\frac{k_4}{k_2} = 1,337$, zgodność zatem wprost idealna). Jeżeli zatem rzędne k_2 w wykresach na rys. 37, 38 i 39 w tym stosunku powiększymy, otrzymamy wykresy dla obciążenia jednostajnie rozłożonego.

Wykresy te uwidocznione są na rys. 41, 42 i 43. W końcu na podstawie tych wykresów wykonany jest ostateczny wykres na rys. 44, który dla obciążenia jednostajnie rozłożonego daje nam to samo, co dla obciążenia skupionego wykres na rys. 40.

Równie dobrze możemy zamiast wykresu na rys. 44 użyć wykresu dla obciążenia skupionego na rys. 40, musimy tylko wtedy wyrazić stopień utwardzenia w % całkowitego utwardzenia, czyli będziemy mieli zamiast linii $k_2 = 0,25 M_0, 0,30 M_0, 0,40 M_0$ i $0,50 M_0$ linie $k = 50\%, 60\%, 80\%$ i 100% całkowitego momentu utwardzenia dla danego rodzaju obciążenia.

c) Naprężenia w spawkach.

Pierwszym i najważniejszym rezultatem prób 25 i 26 jest wynik nierównomiernego rozkładu naprężeń w przekroju podłużnym spawki. Naprężenia są największe w osi belki, maleją zaś znacznie w miarę odległości od tej osi; najmniejsze są na krawędziach belki. Rozkład tych naprężeń przebiega w przybliżeniu wg. krzywej zbliżonej do paraboli wykreślonej na rys. 31 i 35. Ten



Rys. 41.

Wykres linii k_3 i k_4 w zależności od W_S dla obciążenia jednostajnie rozłożonego.

Porównajmy teraz wyniki prób na tych samych belkach próbnym, dla obciążenia skupionego i jedn. zonej do parabol wykreślonej na rys. 31 i 35. Ten

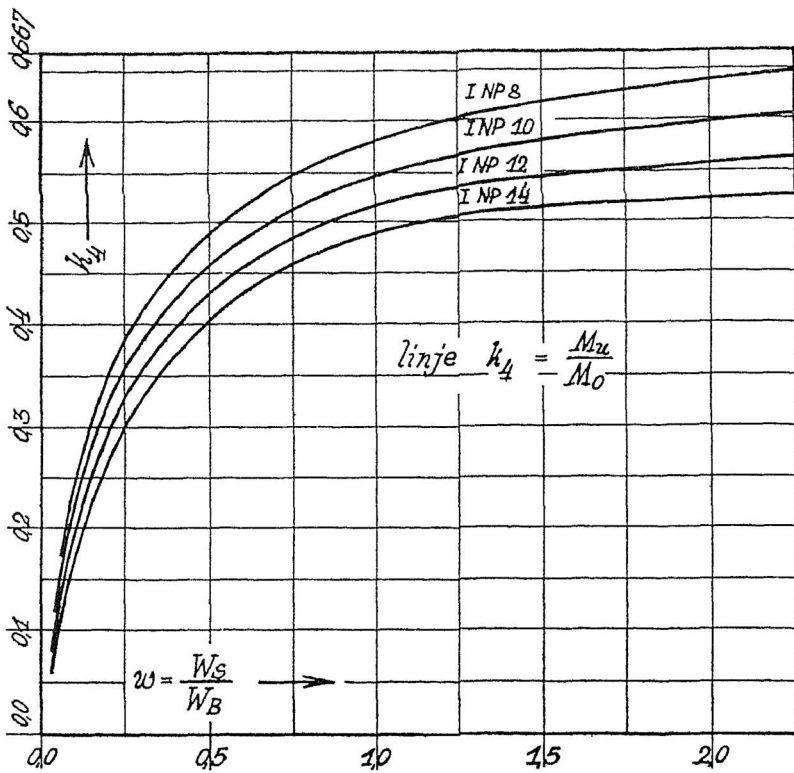
nierównomierny rozkład naprężeń należy mieć na uwadze przy przyjmowaniu naprężeń dopuszczalnych dla tych spawek.

W dalszym ciągu z próby 26 wynika, jako potwierdzenie poprzednich doświadczeń, iż nieracjonalnym jest przypisywanie belki dodatkowymi szwami we-

maksymalne w osi belki jest o $\frac{1}{3}$ większe od średniego, obliczonego z wzoru 17.

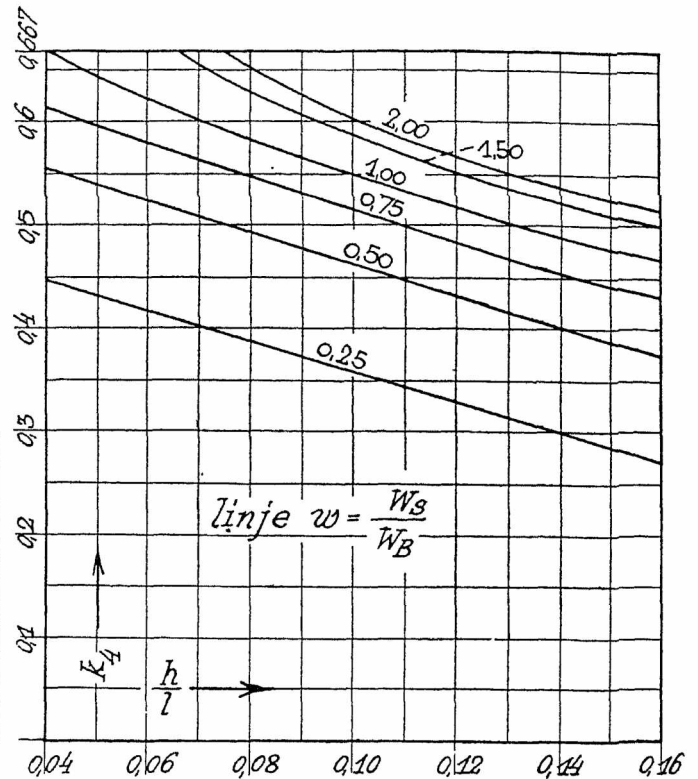
IX. ZAKOŃCZENIE.

Reasumuję w krótkości wyniki niniejszej pracy jak następuje:



Rys. 42.

Wykres linii k_4 w zależności od „w” dla obciążenia jednostajnie rozłożonego.

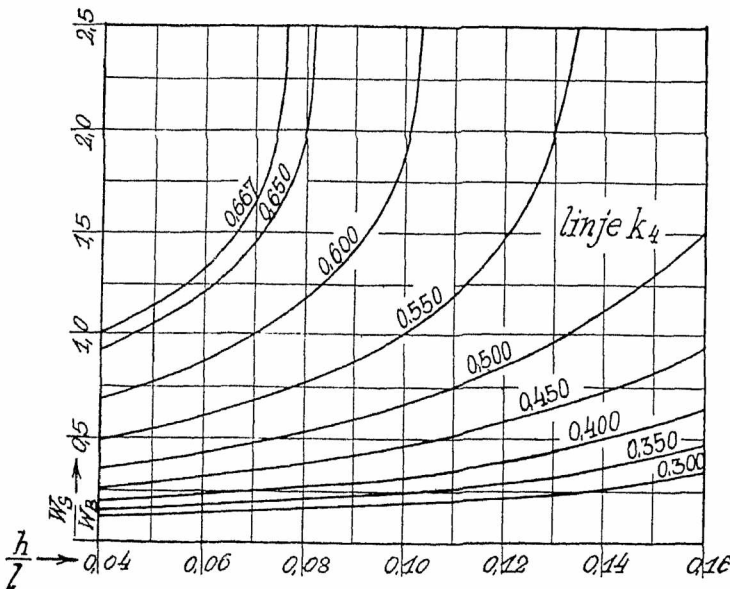


Rys. 43.

Wykres k_4 w zależności od $\frac{h}{l}$ dla stałych wartości „w” dla obciążenia jednostajnie rozłożonego.

wewnętrzny. Pracują i tak najwięcej szwy zewnętrzne, zaś utwierdzenie i rozkład naprężeń doznają tylko nieznacznej poprawy.

Przyspojenie dźwigara wywołuje z reguły pewne utwierdzenie tegoż. Stopień tego utwierdzenia wyrażony w % całkowitego utwierdzenia jest zależny od $\frac{W_s}{W_B}$ oraz od $\frac{h}{l}$, nie jest natomiast zależny od rodzaju obciążenia. Wyznaczenie stopnia utwierdzenia jest ważne, gdyż od tegoż zależy wielkość naprężeń w spawkach utwierdzających, oraz wymiary samej belki. Utwierdzenie to może być dosyć znaczne, w niektórych wypadkach prawie zupełnie, przez co można osiągnąć znaczne oszczędności na wadze belek. Z reguły wystarczy dla osiągnięcia dostatecznego utwierdzenia przyspojenie stopek dwoma odpowiednio silnymi spoinami zewnętrznymi.



Rys. 44.

Wykres linii k_4 w zależności od $\frac{h}{l}$ oraz $\frac{W_s}{W_B}$ dla obciążenia jednostajnie rozłożonego.

Rozkład naprężeń w spawkach utwierdzających zewnętrznych przebiega w przybliżeniu wg. paraboli. Naprężenie średnie obliczone stanowi $\frac{2}{3}$ naprężenia maksymalnego rzeczywistego¹⁾.

Do projektowania i wyznaczenia stopnia utwierdzenia mogą służyć wykresy na rys. 40 i 44 oraz tabl. 31²⁾

Przyjmując przyspojenie dźwigara tylko szwami zewnętrznymi, otrzymujemy wystarczające utwierdzenie oraz przejrzysty rozkład naprężeń przebiegający po paraboli, którą łatwo wyznaczyć, gdyż naprężenie

¹⁾ Już po zakończeniu niniejszej pracy ukazały się „Przepisy o projektowaniu i wykonaniu połączeń spawanych w spawanych konstrukcjach stalowych” wydane przez Ministerstwo Spraw Wewn. W przepisach tych przyjęto naprężenie dopuszczalne przy zginaniu 1000 kg/cm², co jest moim zdaniem za dużo, gdyż wg. wyników niniejszej pracy naprężenie maksymalne wynosiłoby wtedy 1500 kg/cm². W tych warunkach należałoby przyjąć naprężenie dopuszczalne max. 700 kg/cm².

²⁾ W tablicy 31 zamiast $W_s = \frac{b}{6} \frac{h_1^3 - h^3}{h_1}$ należy wstawić $W_s = \frac{b}{6} \frac{h_1^3 - h^3}{h_1}$.

Tabl. 31.

$$w = \frac{W_S}{W_B}, \quad W_S = \frac{b}{6} \frac{h_1^3 - h^3}{h_1}, \quad h_1 = h + 2t', \quad t' = 0,7t, \quad F_S = 2bt',$$

I NP	b cm	W _B cm ³	w, W _S i F _S dla przymocowania belki dwoma spoinami zewnętrznymi o grub. t w mm:																
			t	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	
			t'	2,8	3,5	4,2	4,9	5,6	6,3	7,0	7,7	8,4	9,1	9,8	10,5	11,2	12,5	14,0	
8	4,2	19,5	w	0,49	0,61	0,73	0,85	0,98	1,09	1,22	1,35	1,46							
			W _S	9,5	11,8	14,2	16,6	19,0	21,3	23,7	26,0	28,4	cm ³						
10	5,0	34,2	w		0,51	0,61	0,72	0,82	0,92	1,03	1,13	1,23	1,34						
			W _S		17,5	21,0	24,6	28,1	31,6	35,1	38,6	42,1	45,7	cm ³					
12	5,8	54,7	w			0,45	0,54	0,63	0,72	0,81	0,89	0,98	1,07	1,16	1,25	1,34			
			W _S			24,4	29,3	34,2	39,1	44,0	48,9	53,7	58,6	63,5	68,4	73,3	cm ³		
14	6,6	81,9	w				0,47	0,55	0,63	0,71	0,79	0,86	0,94	1,02	1,10	1,18	1,26	1,41	
			W _S				38,6	45,1	51,5	57,9	64,3	70,8	77,3	83,7	90,2	96,6	103	116	cm ³
16	7,4	117	w					0,38	0,45	0,51	0,58	0,64	0,70	0,77	0,83	0,90	0,96	1,03	1,15
			W _S					44,8	52,3	59,7	67,3	74,7	82,2	89,7	97,1	105	112	120	134
18	8,2	161	w						0,45	0,51	0,57	0,64	0,70	0,76	0,83	0,89	0,96	1,02	1,15
			W _S						72,0	82,2	92,5	103	113	123	134	144	154	164	185
20	9,0	214	w							0,44	0,47	0,53	0,59	0,65	0,71	0,77	0,83	0,88	0,94
			W _S								88,3	101	113	126	139	151	164	177	189
22	9,8	278	w								0,43	0,49	0,54	0,59	0,65	0,70	0,76	0,81	0,86
			W _S									120	135	150	165	180	195	210	225
24	10,6	354	w									0,44	0,46	0,51	0,56	0,61	0,66	0,71	0,77
			W _S											145	163	181	199	217	235
26	11,3	442	w										0,43	0,48	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71
			W _S												189	210	231	252	273
28	11,9	542	w											0,39	0,44	0,48	0,53	0,57	0,61
			W _S													212	236	260	285
30	12,5	653	w												0,41	0,45	0,47	0,53	0,57
			W _S														266	292	319
32	13,1	782	w													0,38	0,42	0,46	0,50
			W _S															300	330
34	13,7	923	w														0,39	0,43	0,46
			W _S																362
36	14,3	1089	w															0,37	0,40
			W _S																
38	14,9	1264	w																0,38
			W _S																
40	15,5	1461	w																
			W _S																

dla wyznaczenia momentu oporu W_S , grubości i przekroju spawek ze znanego $w = \frac{W_S}{W_B}$ dla częściej używanych dźwigarów.

Powyższe dane odnoszą się do obciążenia symetrycznego belki względem podpór, t. j. kiedy wypadkowa „P” ciężarów przechodzi przez środek rozpiętości. W razie obciążenia niesymetrycznego, gdy wypadkowa oddalona jest od lewej podpory o wielkość „a”, zaś od prawej o „b”, przyczem $a + b = l$, otrzymujemy na każdej podporze inny moment, a mianowicie M_u' i M_u'' . Otrzymamy zatem także i 2 współczynniki $k_2' = \frac{M_u'}{M_0}$ oraz

$k_2'' = \frac{M_u''}{M_0}$. Ponieważ momenty utwierdzenia, jak łatwo udowodnić są:

$$M_u' = 2k_2 \frac{Pab^2}{l^2} \quad \text{oraz} \quad M_u'' = 2k_2 \frac{Pa^2b}{l^2}, \quad (74)$$

więc otrzymamy:

$$k_2' = 2k_2 \frac{b}{l} \quad \text{oraz} \quad k_2'' = 2k_2 \frac{a}{l}, \quad \text{przyczem} \quad k_2 = \frac{k_2' + k_2''}{2}. \quad (75)$$

Możemy zatem do wyznaczenia momentów podporowych oraz wartości „w” przy obciążeniu niesymetrycznym, używać tablic i wykresów jak dla obciążenia symetrycznego, przyjmując średnie k_2 oraz wyznaczając M_u' , M_u'' , k_2' i k_2'' z powyższych wzorów.

Wypełnianie szwów w nawierzchniach brukowych i betonowych.

Sprawie odpowiedniego wypełniania szwów, tak przy nawierzchniach brukowych jakoteż betonowych, poświęca się u nas dotychczas zbyt mało uwagi, niedoceniając jej znaczenia. Wynika to często z niezrozumienia istotnej wartości wypełniania szwów oraz wpływu jaki ono wywiera na całość nawierzchni drogowej. Z tego powodu wskazanem będzie podniesienie tych momentów, które warunkują niejako konieczność stosowania tego zabiegu.

O ile rozchodzi się o jezdnię brukową, natenczas wypełnienie szwów zmniejsza w wysokim stopniu hałaśliwość przejazdu, a nadto przyczynia się do łagodzenia wstrząsów, które tak niemile dają się odczuwać, szczególnie w miastach. Poza częściowem opanowaniem obu wspomnianych a bardzo niepożądanych zjawisk związanych z ruchem, zabezpiecza wypełnianie krawędzie i naroża pojedynczych elementów brukarskich, przyczynia się zatem bezsprzecznie do przedłużenia okresu istnienia nawierzchni, jest więc czynnikiem ekonomiczności jezdni, pomijając już nawet tendencję do równomiernego zużywania się całej powierzchni drogi, co szczególnie przy bruku posiada wartość pierwszorzędą.

Dalszem zadaniem wypełniania jest uczynienie jezdni nieprzepuszczalną; jest to moment niezmiernie ważny, szczególniej podówczas, gdy mamy do czynienia z podłożem słabszym lub nieprzepuszczalnym, gdzie zatem przedostawanie się wody opadowej lub skrapiającej pod jezdnię jest niepożądane. W tym wypadku zabieg ten ma na celu zamienienie jezdni o typie wolnym na monolitową.

Wreszcie zmniejszenie się ilości wytwarzanego w czasie ruchu pyłu, który przy brukach niezalewanych powstaje głównie z powodu ssania szwów piaskowych, oraz zapobieganie gromadzeniu się nieczystości w szwach, przyczynia się znacznie do wytworzenia warunków higienicznych na drodze, szczególnie ważne dla ulic miejskich.

Nie należy przytem zapominać, iż wypełnianie szwów w bruku, łączy pojedyncze, stosunkowo niewielkie elementy w jedną, zamkniętą całość, wskutek czego staje się również czynnikiem pewnego statycznego oddziaływania. Ponieważ w tym wypadku zalanie przyjmuje na siebie pewną część ciśnień i sił ścinających, przeto powiększa ono z jednej strony wytrzymałość jezdni, z drugiej zaś przyczynia się do jednostajniejszego rozłożenia działających na nią ciężarów skupionych.

Trzeba nadto odrazu zaznaczyć, iż przy bruku sprawa dylatacji, wynikającej ze zmiennych wpływów temperatury, nie odgrywa właściwie żadnej roli, gdyż przy małych wymiarach poszczególnych elementów zmiana wymiarów ich rzutu poziomego jest tak nieznaczna, iż o jakimkolwiek wyrównywaniu szwu z pomocą wypełniania bezwarunkowo mowy być nie może. Że ten moment w danym wypadku jest zupełnie obojętny udowadnia nam również praktyka z wzorowo wykonanymi wypełnieniami bruku na t. zw. sposób wrocławski, z pomocą zaprawy cementowej, która przy starannej robocie, w szwie umiejscowia się doskonale. Wprawdzie bruk taki jest głośny i nieelastyczny, wymaga bezwarunkowo fundamentu betonowego, jednak szwy nie odpryskują z powodu różnic temperatury, a ewentualne ich pęknięcie będzie miało z reguły przyczynę leżącą bądź to w nieodpowiednim wykonaniu bądź też w wadzie materiału użytego do brukowania.

Przy jezdni betonowej istnieją zasadniczo odmienne powody wypełniania szwów, aniżeli te, które

były podstawowymi przy bruku. Tutaj wypełnienie nie odgrywa żadnej poważniejszej roli ani w odniesieniu do hałaśliwości przejazdu i łagodzenia wstrząsów, ani też co do monolitowości nawierzchni lub jej pylności. Natomiast na pierwszy plan wysuwa się sprawa przeciwdziałania ujemnym skutkom ruchów dylatacyjnych oraz ochrona krawędzi poszczególnych płyt tak w kierunku poprzecznym jakoteż podłużnym.

Jezdni betonowa składa się, jak wiadomo, z szeregu płyt monolitowych o stosunkowo znacznej powierzchni, które podlegają we wszystkich kierunkach ruchom, wynikającym z wpływów temperatury i nawilgocenia, będących przyczyną zmian objętościowych. Powiększenie się temperatury zewnętrznej oraz podniesienie stanu wilgocenia powoduje zwiększenie objętości, odwrotnie oziębienie otaczającego płytę powietrza oraz posucha wywołują w rezultacie objawy jej zmniejszenia, czyli skurczu. Rozmiary tych zmian objętościowych będą dosyć różne i zależne od najrozmaitszych czynników, jeśli wspomnimy tylko, poza istotnymi powodami, a więc temperaturą i wilgoccią, również o składzie betonu, sposobie jego zamieszania, rodzaju późniejszej opieki nad nim i t. p. Dodać przy tem należy, iż doświadczalnie stwierdzono, że zmiany objętościowe, a w związku z tem i nateżenia, wynikające wskutek pęcznienia lub skurczu betonu, spowodowanego nasiąkaniem względnie wysychaniem wody, przybierają wartości znacznie większe, aniżeli te, których powodem były zmiany temperatury.

Pomijając jednak obecnie zupełnie niezmiernie ciekawe zagadnienie ruchów płyty drogowej, wielkości występujących w niej, a związanych z problemem podłoża nateżeń, ograniczyć się pragniemy tylko do stwierdzenia, iż głównem zadaniem szwów w nawierzchni betonowej musi być niejako kompensacja wspomnianych poprzednio ruchów, co z natury rzeczy spowoduje odmienny sposób ich traktowania, aniżeli ten, jaki może być stosowany przy brukach.

Szerokość szwów w nawierzchniach betonowych jest dość rozmaita w zależności od typu budowy. Mogą to być szwy bardzo wąskie t. zw. prasowane, które powstają przy betonowaniu na przekładne pola i dzisiaj już coraz więcej zanikają, mogą być również szwy przejściowe o szerokościach od 5 do 12 *m/m*. Szerokość szwu może mieć znaczny wpływ na rodzaj materiału wypełniającego.

Pamiętać przy tem należy, iż najsłabsze miejsce w jezdni betonowej, które wskutek ruchu jest najsilniej atakowane znajduje się właśnie w sąsiedztwie szwu. Do ewentualnego osłabienia tej partji przyczyniać się może również słabe lub niejednostajne podłoże, mogące być powodem do pewnych ruchów pionowych płyty, uzewnętrzniających się nierównościami obu krawędzi szwu. Opanowanie możliwych uszkodzeń i wyrównanie pewnej, w nieznacznych granicach istniejącej nierówności pionowej należeć będzie do jednego z głównych zadań wypełniania szwu w jezdni betonowej.

Z przedstawionych powyżej momentów wynikać będą te właściwości, jakich wymagać musimy od mas służących do wypełniania szwów. Z uwagi na różnorodność zadań, jakie spełnić mają szwy w bruku i w jezdni betonowej, wyniknie również konieczność stosowania odmiennych mas dla obu wspomnianych typów nawierzchni drogowej.

Właściwości, jakie masa powinna posiadać będą różliczne. Pożądaną tu zatem będzie dostateczna wytrzymałość przeciw uderzeniom, odpowiednia elastyczność oraz zwięzłość. Następnie wymagać musimy znacznej przyczepności do kamienia względnie betonu, przy-

czem nawiasem nadmienić należy, iż maź reprezentuje pod tym względem wybitnie dodatniejsze walory niżli asfalt, szczególnie w odniesieniu do niektórych sort bitumów ponaftowych.

Niezmiernie ważną cechą musi być dalej nierozpuszczalność masy w wodzie, jej niewrażliwość na chemiczne oddziaływanie wody atmosferycznej, względnie tych składników, które się w tej wodzie znajdują, oraz jak najdalej posunięta nieprzepuszczalność masy.

Dalszą ważną cechą jest szeroki interwał temperatury, odnoszący się do t. zw. stanu ugniatalności masy, albowiem nasze warunki atmosferyczne wymagają elastycznego zachowania się masy w dość dużych granicach od -15° C. do $+45^{\circ}$ C., zatem w interwale około 60° , a czasami nawet i więcej. Również musimy wymagać dobrej płynności masy przy temperaturze zalewania z uwagi na wąskość szwów, szczególnie przy bruku. Wreszcie koniecznym warunkiem będzie długotrwałe zachowanie powyżej podanych właściwości, czyli innemi słowy stosunkowo mała wrażliwość na wpływ czasu.

Wymogi, o których była mowa powyżej odnoszą się zarówno do mas służących do wypełniania szwów w bruku jakoteż w nawierzchni betonowej. Co do tej ostatniej zwrócić jednak należy uwagę, na jeszcze jedną pożądaną właściwość, która, jak odrazu zaznaczyć należy, do dzisiaj ziszczonej nie została, a tą jest zdolność do rozszerzania się względnie skurczenia, bez utraty swej substancji t. zn. zdolność do zachowania swej masy przy rozmaitych objętościach. Jest to własność szczególnie ważna przy nawierzchni betonowej, podlegającej zmianom objętościowym pod wpływem temperatury i nawilgocenia, co z natury rzeczy oddziałuje na objętości szwów pomiędzy poszczególnymi polami jezdni. Jak widzimy zatem wymagać tu powinniśmy od masy wypełniającej szew tych samych własności, jakie w tak dużych granicach posiada guma¹⁾.

Jak dotychczas materjami, które specjalnie nadają się do wyrobu tych mas są mazi, asfalty naturalne i sztuczne, względnie rozmaitego typu preparaty bitumiczne oraz mączka mineralna. Zaznaczam, że pod tym względem daje się zauważyć ciągły postęp i nie jest wykluczonem, że w przyszłości znajdą tu również użycie materiały powyżej nie wymienione. Tendencja ta daje się zauważyć już obecnie przy produkcji mas, od których żąda się nadto dostosowania się kolorem do barwy nawierzchni, co dotychczas było momentem prawie, iż zupełnie obojętnym.

Jest rzeczą zrozumiałą, iż powyżej postawione wymagania powinny być objęte w pewne standaryzowane normy, które naturalnie, w miarę postępu i rowoju produkcji tych mas, ulegać muszą pewnym zmianom. Przepisy takie na razie jeszcze w Polsce nie istnieją. Z uwagi na silne zbliżenie nasze pod względem położenia geograficznego z Niemcami podaję poniżej normy obowiązujące tam obecnie, zastrzegając sobie pewne krytyczne ich omówienie.

Otóż właściwości, które wedle tych przepisów powinny posiadać masy co do wypełniania szwów są następujące:

1. Ilość lepiscza powinna leżeć w granicach 50—70%. O ile jednak masa odpowiada pozostałym wymogom, można odstąpić od powyższego żądania.

¹⁾ Mimoходом zaznaczyć należy, iż od dłuższego czasu przemysł amerykański czyni poszukiwania za tego rodzaju materiałem i wytworzył już szereg produktów, składających się z mieszaniny bitumów z włóknami trzciny cukrowej, korku, wulkanizowanej względnie gąbczastej gumy i t. p. O wyniku prób z tymi materiałami, które przeprowadzane są przez Biuro Badawcze „Bureau of Public Roads“ umieszczono sprawozdanie w marcowym zeszytu r. 1934 *Public Roads*. Niestety próby te nie wydały dotychczas zadowalniających rezultatów.

2. Co do rodzaju lepiscza, to dopuszczone są bitumy asfaltowe, miękka smoła, względnie mieszaniny obu wspomnianych produktów.

3. Materiałem mineralnym ma być mączka kamienna o możliwie najdelikatniejszym wymiale. Materiały rozpuszczalne w wodzie lub czułe na jej działanie, jak gips, cement i t. p. są od użycia wykluczone.

4. Dobroć przemiału materiałów mineralnych powinna być taką, by pozostałość przy przesiewie przez sito o 900 oczkach/cm² wynosiła conajwyżej 1%, zaś przy sicie o 4.900 oczkach/cm² conajwyżej 20%.

5. Właściwości masy powinny być następujące:

a) punkt rozplynniania (zmiękczenia) powinien leżeć dla mas, których lepisczem jest maź, względnie mieszanina mazi z asfaltem w granicach 30° do 45° C. Dla lepiscz asfaltowych granica ta przesuwana się między 40° — 60° C.

b) wylewność (Giessfähigkeit) masy musi być taką, by przy temperaturze 100° — 120° C. dawała się łatwo wylewać do 5 m/m szerokich szwów.

c) desegregacja masy w stanie płynnym przy temperaturze 100° — 120° C. nie powinna następować przed upływem 30 minut.

d) zdolność rozplwy (Fließvermögen) powinna wynosić co najwyżej przy temperaturze badania 45° dla mazi i mieszanin mazi z asfaltem 50 m/m, dla bitumów asfaltowych 10 m/m.

e) wytrzymałość na mróz powinna być taką, by kostka o krawędzi 4 cm sporządzona z masy i oziębiona do temp. 0° nie kruszyła się przy uderzeniu 0.5 kg ciężkim młotkiem, lecz rozłupywała się w większe sztuki.

Już pobieżny rzut oka na podane powyżej niemieckie przepisy poucza, że narazie są one dalekie jeszcze od tej precyzji, jaka powinna być wymagana przy ustalaniu właściwości pewnych materiałów budowlanych. Szczególne poważne zastrzeżenia odnieść się muszą do sprawy dobroci przemiału, która tylko pozornie jest w punkcie 4. ustaloną.

Oddawna już zdajemy sobie sprawę z tego, iż analiza przesiewu dawać może pozytywne wyniki tylko o tyle, o ile rozchodzi się o klasyfikację materiałów gruboziarnistych, używanych jako składniki betonu. Natomiast znacznie trudniej przedstawia się sprawa z materiałami pylnymi, do którego to gatunku należą mączki, wchodzące w skład mas do wypełniania szwów. Analiza ich przesiewu nie daje właściwie dokładnych rezultatów z tego powodu, że najbardziej wartościową część mączki t. zn. ta, która przechodzi przez możliwe do wyprodukowania najdelikatniejsze sита, usuwa się w rzeczywistości z pod wszelkiej oceny, po pierwsze z tego powodu, że delikatość sit jest, jak już powyżej wspomniano ograniczoną, powtórę zaś właśnie te najdrobniejsze sита przy użyciu niszcza się niezwykle szybko i dają później rezultaty fałszywe. Prawdopodobnie zatem, od przesiewowego systemu oznaczania granulacji pyłów trzeba będzie w przyszłości odstąpić, a przejść raczej na nowsze metody przy użyciu dmuchawkowych aparatów przesiewowych, z pomocą których da się odseparować pyły o pewnych wartościach granulacyjnych w oznaczonym czasie. Naturalnie, iż podstawą oceny musi tu być ustalenie pewnych wartości normalnych, porównawczych, gdyż inaczej sprawa ta zrealizować się nie dała. Zresztą będzie tu również możliwą do użycia metoda sedymentacyjna szeroko stosowana w mechanicznej analizie gleby.

Oznaczenie uziarnienia pyłu w tak szerokich granicach, jak to ma miejsce w omawianych przepisach, jest niewłaściwe z uwagi na olbrzymie znaczenie materiałów pylnych w konglomeratach z mazią i asfaltami. Wiemy już obecnie doskonale, że wysokość udziału

mączki ma wybitny wpływ na punkt zmiękczenia masy. Zobaczymy to zresztą poniżej w zestawieniu doświadczalnym Herrmanna. Wielkość tego wpływu jest zależną od rodzaju lepiszcza i granulacji mączki.

Trzeba przytem zaznaczyć, iż przepisy niemieckie zupełnie nie zajmują się sprawą gatunku materiału mineralnego, z którego ma być sporządzona mączka, zadowolają się tylko stwierdzeniem niemożności użycia materiałów rozpuszczalnych w wodzie, względnie czułych na jej działanie. A tymczasem doświadczenie praktyki stwierdza, iż pewne mączki, przy tej samej miałkości, nadają się do mas znacznie lepiej, niżli inne. Pod tym względem np. znacznie lepsze masy otrzymuje się przy użyciu mączki wapiennej, bazaltowej lub łupkowej, aniżeli np. granitowej. Ścisłość wymaga stwierdzenia, że dotychczas o przyczynach lepszego nadawania się pewnych mączek, należycie zorientowani nie jesteśmy. Przypuszczalną przyczyną będzie tu prawdopodobnie kształt i rodzaj powierzchni ziarn poszczególnych mączek, a nadto różność ich zdolności do powlekania się lepiszczem, tak różna, jak doświadczenie poucza, dla rozmaitych materiałów. Moment ten jest dzisiaj przedmiotem licznych badań laboratoryjnych, które niewątpliwie doprowadzą do pewnych konkretnych rezultatów. Rzecz naturalna, że i tu koniecznym będzie ustalenie pewnej podstawy pomierności tych własności, a najprawdopodobniej najlepszym sprawdzianem będzie wytrzymałość na ciągnięcie ciał próbných sporządzonych z omawianych mas.

Również pewne zastrzeżenia wzbudzić musi brzmienie ustępu 5 a) odnoszącego się do punktu rozplynniania mas. O ile dla warunków normalnych, zbliżonych do naszych, wydaje się celowym ustalenie tego punktu w granicach 40°—60° C., co przewidują przepisy w odniesieniu do mas, w skład których wchodzi asfalt, to staje się zupełnie niezrozumiałem, jakimi motywami kierowano się ustalając ten punkt dla mas o lepiszczu maziowym, względnie maziowo-asfaltowym w wysokości 30—45° C. Pomijając już nawet fakt, iż pierwsza granica (30° C.) jest stanowczo za niską i doprowadzić może w rezultacie, przy silniejszym ogrzaniu nawierzchni do intensywnego wydobywania się masy ze szwów, należy zwrócić uwagę na konieczność jednolitego ustalenia punktu rozplynniania dla mas bez względu na rodzaj lepiszcza, gdyż nie ono powinno tu być miarodajne, lecz najwyższa temperatura, na jaką droga może być narażona.

Wreszcie jeszcze jedna uwaga. Wspomniane normy niemieckie nie odróżniają zupełnie masy do wypełniania szwów w brukach od masy, mogącej znaleźć użycie przy nawierzchniach betonowych, pomimo, iż jak już poprzednio wspomnieliśmy, masy te własnościami swymi powinny się różnić. Praktyka wykazała, iż masy sporządzone na zasadach powyższych wskazań mogą znaleźć użycie przy brukach, natomiast dla jezdni betonowych będą one nieodpowiedne, albowiem brak im będzie dostatecznej elastyczności i zwięzłości.

W dziedzinie produkcji mas do wypełniania szwów istnieje dość znaczna różność i może w żadnym dziale mieszanin bitumicznych nie ma takiej różnorodności, jak właśnie tutaj. Odnosić się to będzie szczególnie do kół brukarskich, a więc mas służących do wypełniania szwów w brukach rzędowych i drobnych, natomiast mniej różności przedstawiają masy do wypełniania szwów w jezdniach betonowych.

Co do zestawienia mas to naogół dają się zauważyć dwa typy odpowiednich recept. Do pierwszego należą będą masy tworzone jako mieszanina lepiszcz maziowych lub asfaltowych ze składnikami mineralnymi i te będą mniej lub więcej ściśle odpowiadały podanym przepisom niemieckim, do drugiego zaś te, które będą zawierały tylko mieszaninę samych lepiszcz bez innych składników. Osobny typ stanowią mieszaniny dla celów

nawierzchni betonowych, dotychczas jeszcze dokładnie co do ilości pojedynczych składników nie ustalone, charakteryzujące się zawartością obok mączki mineralnej również włóknistego mikroasbestu. Dodać przy tem potrzeba, iż masy zawierające mączkę kamienną są stosunkowo mniej wrażliwe na zmiany temperatury, co jest bezsprzecznie własnością dodatnią, jednakże równocześnie wykazują znacznie mniejszą zdolność kleistości i przyczepności do ścianki szwów, co musi być zaliczone do objawów ujemnych.

W praktycznie wypróbowanych receptach spostrzegamy zarówno użycie mazi jak również asfaltów, względnie mieszanin obu tych lepiszcz; istnieje w tym dziale pewna konkurencja wspomnianych materiałów, która jednakże skończyć się musi stwierdzeniem, że oba te lepiszcza mogą być użyte do produkcji dobrych mas, z warunkiem odpowiedniego dozowania i dodatków, wynikających z chemicznej i fizycznej ich różnorodności. Rzecz zrozumiała, iż czynnikiem, który odegrać tu może dużą rolę będzie cena preparatu oraz w pewnych przypadkach, szczególnie stawiane wymogi.

Koniecznym warunkiem dobrej masy, oprócz momentów poprzednio wspomnianych jest zupełne szczelne przemieszanie się użytych lepiszcz z mączką kamienną, a nadto ta okoliczność, by rozproszanie mączki było tak jednostajne, aby przy ogrzaniu masy i wylewaniu do szwów nie występowało oddzielanie się pojedynczych składników lub osadzanie się większych lub mniejszych ilości substancji mineralnej.

Dodać nadto trzeba, iż z biegiem czasu każda masa ulega pewnym zmianom, a w szczególności staje się jałową wskutek niedających się uniknąć zanieczyszczeń pyłem. Rezultatem tego będzie nabieranie pewnej kruchości i możliwości wskutek tego pęknięć pod wpływem ruchu. Szczególniej będzie się to odnosić do mas uboższych w lepiszcza, z czego wyniknie przesłanka nadania masie pewnego nadmiaru mazi lub asfaltu, potrzebnego zresztą również z uwagi na przyczepność i wylewność. Rzecz prosta, że spowoduje to jednak wyższy koszt masy.

O ile chodzi o masy służące do wypełniania szwów w bruku, to poniżej podaje się parę znanych w literaturze technicznej recept:

1. Asfalt trynidadzki	5%
Olej kreozotowy	20%
Miękka smoła	45%
Twarda smoła	30%
2. Asfalt trynidadzki	55%
Bitumy meksykańskie	8%
Oleje bitumiczne	13%
Mączka z wapieni asfalt.	24%
3. Asfalt trynidadzki	29%
Gudron	43%
Mączka z wapieni asfalt.	28%
4. Asfalt trynidadzki	30%
Bituminy meksykańskie	15%
Maż	30%
Mastyks	15%
Cement	10%
5. Mączka z wapieni asfalt.	32%
Maż	10%
Smoła	25%
Mączka kredowa	22%
Mączka ze skalenia (feldospat)	11%
6. Mexfalt E lub mexpetebano	10%
Asfalt trynidadzki	15%
Mączka wapienna	60%
Drobny piasek	15%
7. Miękka smoła	55%
Mączka wapien. lub kredowa	45%

8. Maź drogowa	30 ^o / _o
Asfalt trynidadzki	30 ^o / _o
Mączka wapienna	40 ^o / _o
9. Bitum meksykański	35 ^o / _o
Asfalt trynidadzki	15 ^o / _o
Mączka wapienna	50 ^o / _o

Przytoczone przykłady, wykazujące dość znaczną różnorodność dowodzą najlepiej, iż dalecy jeszcze jesteśmy od ustalenia masy uniwersalnej. Zachodzi nawet wątpliwość, czy taka masa uniwersalna, która wykazywałaby optymalne wartości jest wogóle możliwą do wyprodukowania, przy uwzględnieniu tych wszystkich momentów, które tu mogą na szali zaważyć, a więc tanioci, użycia o ile możności materiałów krajowego pochodzenia, rodzaju kamienia brukowego i t. p.

Na ogół wzięwszy, prawie wszystkim podanym receptom brak jest charakteru naukowego, a raczej posiadają one charakter praktyczny, który możnaby nazwać rzemieślniczym. Może jedynym wyjątkiem pod tym względem jest z pewnemi zastrzeżeniami recepta podana pod 7., która w sposób jasny uwidacznia stosunek lepiszcza do substancji mineralnej. Trzeba jednak stwierdzić, że stworzenie recepty naukowej napotka na olbrzymie trudności, albowiem o ile względnie łatwo podać stosunki jednородnych elementów składowych masy, to już znacznie trudniej będzie określić właściwości poszczególnych składników. Przecież już poprzednio wspomnieliśmy o wybitnym wpływie uziarnienia pyłu i o trudnościach związanych z jego określeniem. A dodać trzeba, że przy oddziaływaniu mączki na ostateczną wartość masy odgrywa rolę nie tylko wielkość najgrubszego ziarna pyłu ale również i rozdział poszczególnych ziarn i ich wzajemne ustosunkowanie. Również nie jest żadną zasadą, jak to już Mallison stwierdził, żeby najdrobniejsza mączka, o największej powierzchni wywoływała najlepszy wpływ; przeciwnie, wydaje się, że istnieje pewne stopniowanie granulacji, przy której oddziaływanie mączki jest najlepsze w stosunku do postawionych wymogów. Zresztą powołać się tu można na przykład betonu maziowego lub asfaltowego, przy których najlepsze rezultaty osiąga się przez odpowiednią segregację kruszywa, przy uwzględnieniu najmniejszości miejsc pustych. Różnica może być tylko ta, iż przy masach do wypełniania szwów, trzeba będzie prawdopodobnie uwzględnić większą ilość lepiszcza, aniżeli ta, którą dyktuje ilość miejsc pustych z uwagi na poprzednio podane momenty (przyczepność, wylewność).

Prymitywna recepta naukowa będzie również trudną do określenia z uwagi na rozmaitość możliwych do zastosowania lepiszcz. Przecież nie potrzebuje specjalnego udowodnienia fakt, iż inaczej zachowa się asfalt naturalny, inaczej sztuczny, a jeszcze inaczej asfalt zawarty w najrozmaitszych łupkach i wapieniach. Podobnie zupełnie przedstawi się sprawa z mazią lub smołą. Naturalnie, że jeszcze bardziej stosunki pogmatwiają się przy użyciu mieszanin maziowo-asfaltowych. Są to wszystko momenty, które dowodzą jak trudnem będzie stworzenie odpowiedniej recepty, na drodze naukowej i że pod tym względem recepta rzemieślnicza ma narazie nad naukową dość znaczną przewagę, albowiem jest w możności uwzględnienia czynników często naukowo nieuchwytnych, ba nawet o typie lokalnym.

Że podane powyżej recepty posiadają przeważnie charakter rzemieślniczy łatwo udowodnić. Widzimy np. w receptie 1. pozorny brak mączki mineralnej. W istocie jednakże sprawa przedstawia się inaczej, albowiem asfalt trynidadzki surowy posiada w rzeczywistości następujący skład:

bituminy rozpuszczalne w dwusiarczku węgla (CS ₂)	56.5 ^o / _o
ciała organiczne nierozpuszczalne	5.0 ^o / _o
zawartość mineralna (pył wulkaniczny)	38.5 ^o / _o

Jeśli zatem w receptie tej występuje asfalt trynidadzki z wartością 5^o/_o, natenczas blisko 2^o/_o (1.92^o/_o) wypada na mączkę mineralną rodzimie z tym asfaltem zmieszana. Również określenie miękkka lub twarda smoła niedaje zupełnie dokładnego poglądu o jaki rodzaj lepiszcza tu się w istocie rozchodzi.

Podobnie sprawa przedstawiać się będzie z receptą 2. I tutaj spostrzegamy, że istotna zawartość mineralna wyniesie $55.0.385 + 24 = 45\%$, pomijając nawet to, że będzie ona w odniesieniu do tej części pyłu, która przypada na rodzimy asfalt trynidadzki granulacyjnie zupełnie nieokreślona, albowiem wiadomem jest, iż pył ten jest tak drobny, że przechodzi nawet przez najlepszą bibułę filtracyjną. Również nieokreślenie o jakie bituminy meksykańskie oraz oleje bitumiczne w receptie tej się rozchodzi, nadaje jej charakter empiryczny, zależny od wycucia praktycznego.

Nie wchodząc szczegółowo w analizę dalszych recept, już na podstawie podanych przykładów dojść można do wniosku, że są one w ten sposób zestawione, iż kilku osobników operując jedną i tą samą receptą, uzyska w rezultacie produkty nierównowartościowe, co jest charakterystyczną cechą zastosowanej tu empirji.

Musimy zatem stwierdzić, iż na razie jeszcze nie posiadamy dokładnych danych, które umożliwiłyby nam na wyprodukowanie w pewnych warunkach dobrej masy bez przeprowadzenia szeregu prób. Podane recepty uważać raczej należy za pewien punkt wyjścia przy zestawianiu mas, które z jednej strony co do swych własności zbliżać się muszą do wartości podanych w przepisach niemieckich, z drugiej zaś odpowiadać będą musiały próbom wytrzymałości, o których mowa będzie później.

Szczególną ostrożność zachować należy przy tworzeniu mas o lepiszczu maziowo-asfaltowem z uwagi, że oba te lepiszcza nie łączą się ze sobą jednolicie we wszystkich stosunkach i pod wszystkimi warunkami. Występują tu jak wiadomo zjawiska koagulacji systemu koloidalnego, dające w rezultacie mieszaninę mętną, skązoną a często nawet gruzełkowatą, o nieznacznej duktylności, nie nadającą się do wytworzenia podatnej a równocześnie wytrzymałej masy. Przytem trzeba pamiętać, że niejednorodne mieszaniny tracą łatwiej przez utlenianie oleje i stają się znacznie szybciej kruchemi aniżeli ma to miejsce przy zeskładach jednородnych. — Przypuszczać należy, iż oleje te są przy mieszaninach niejednorodnych niejako strącane i uwalniane, podlegając w ten sposób silniej utlenieniu niżli przy mieszaninach jednородnych.

Jeszcze trudniej przedstawia się sprawa przy kompozycji mas do wypełniania szwów w nawierzchni betonowej z uwagi, iż wymagać musimy tej właściwości, by masa przy ściąganiu się betonu a zatem rozszerzaniu szwu, odpowiednio się również rozszerzała bez objawów odrywania się od bocznych powierzchni betonu. Musi się ona zatem dostosowywać do ruchów płyty betonowej, wynikających z rozszerzania się jej i ściągania. Rozciągliwość betonu wynosi w zależności od jego składu na 1^o C. i 1 m długości od 0,0000095 do 0,0000126 m, co przy przyjęciu powyżej podanej różnicy temperatury około 60^o C. i odstępów szwów od 6 do 10 m daje praktyczną szerokość szwu minimalnie od 3.4 m/m do 5.7 m/m, maksymalnie zaś od 4.5 m/m do 7.5 m/m. Z tego powodu, zwykłe masy objęte poprzednimi receptami okazały się do tego celu mało użyteczne. Trzeba przytem pamiętać, iż masa ta powinna tutaj w znacznie silniejszym stopniu aniżeli przy bruku, przeciwstawiać się również mechanicznym oddziaływaniom ruchu, by krawędzie betonu w szwie nie były narażone i nie odpryskiwały. — Praktycznie ochronę krawędzi uzyskujemy przez wylukowanie masy nad szwem w formie czapeczki, co jednak pociąga za sobą konieczność użycia masy, o znacznie

mniejszych tendencjach do rozplywu, aniżeli ma to miejsce przy brukach.

Doświadczenie wykazało, iż do kompozycji mas dla dróg betonowych najlepiej nadają się asfalty o średnich wartościach punktu rozplyniania w mieszaninie z mączką wapienną lub kwarcytową oraz z niewielkim dodatkiem włókien asbestowych. Przeprowadzone w r. 1927 badania przez Dr. P. Herrmanna, kierownika Urzędu dla badań mazi i asfaltów miasta Berlina, wykazały znakomite oddziaływanie włóknistego mikroasbestu przy masach sporządzanych do wypełnienia przestrzeni pomiędzy szynami tramwajowymi a jezdnią bitumiczną, przyczem masa ta składa się z 47% mikroasbestu i 53% bitumów asfaltowych o punkcie zmiękczenia 44° C. Wykazywała ona doskonałą rozciągliwość z powodu swego szybkiego punktu rozmiękczenia, a pomimo to, w gorących dniach się nierozplywała.

Mieszanki z asbestem wylewają się również na gorąco i powinny być w temperaturze 130° C. do 160° C. dostatecznie płynne, by wypełniać mogły szew łatwo i zupełnie.

W równej mierze zachodzi tu również możliwość użycia preparatów mazionych, które mają tę dodatnią stronę, iż przenikają lepiej w powierzchnię betonu i są do niego znacznie przyczepniejsze. Niektórzy praktycy zalecają szczególnie podówczas użycie mas maziowych, gdy mamy do czynienia ze szwami wąskimi, albowiem łatwa płynność podgrzanej masy jest wtedy cechą nader pożądaną. Należy jednak przypomnieć, że masy maziowe są bardziej zależne od wpływów temperatury niżli asfalty i posiadają, jak dotychczas, znacznie mniejszy interwał ugniatalności. Uwzględniając zarówno właściwości mazi i asfaltów odnosi się wrażenie, iż właśnie w tym dziale mas wielką rolę odegrają w przyszłości mieszanki obu tych lepiszczy, przy ścisłym dozowaniu mączek mineralnych.

Przy użyciu mas czysto asfaltowych pamiętać należy o poprzednim pociągnięciu wewnętrznej powierzchni szwów na zimno roztworem bitumicznym w naftcie lub ciężkiej benzynie, celem uzyskania lepszej przyczepności masy do betonu. Nie potrzeba dodawać, iż przed pociągnięciem tej powłoki koniecznym będzie doskonałe wyschnięcie i wysuszenie betonu.

Dr. F. Joedicke³⁾, opisując sposoby uszczelniania bruku tamy morskiej do wyspy Helmsand gorącą masą asfaltową podaje jej skład zestawiony w 50% z meksfaltu, 50% mączki kamiennej z dodatkiem nieznacznego procentu włókien asbestowych. Jest to skład, który wydaje się być również bardzo odpowiednim dla mas do zalewania szwów w betonie.

Dodać należy, że szeroko reklamowany preparat, znany pod nazwą „Igaskitu“ jest właśnie konglomeratem bitumów mączki mineralnej oraz włókien asbestowych, które powiększają duktylność całej masy. Preparat ten wypróbowany został na znanej drodze doświadczalnej w Brunśniku, wykazując odpowiednią przydatność przy wypełnianiu szwów jezdni betonowych.

Jak widzimy z powyższego nie posiadamy dotychczas zbyt obfitego materiału, odnoszącego się do zestawienia dobrej masy do wypełniania tych szwów i wskutek tego spotykamy się pod tym względem z dość daleko posuniętą dowolnością, tem szkodliwszą, iż nieodpowiednia masa jest częstym powodem silnego niszczenia nawierzchni betonowej, a temsamem niesłusznego deprecjonowania tego typu jezdni. Ustalając przeto pewne kompozycje tej masy, o kombinacjach leżących w bardzo szerokich granicach, powinniśmy bezwarunkowo poddawać wyprodukowane materiały, przed istotnym użyciem w drodze próbom wytrzymałościowym i to

tem więcej, iż próby te posiadają charakter elementarny i mogą być łatwo uskutecznione na każdej budowie.

Sposób badania podają już częściowo, naprowadzone poprzednio normy niemieckie. Otrzymuje się z nich jednakże dość surową orientację a brak jest, możliwie szybkiej i pewnej oceny co do wartości wytrzymałościowych na uderzenie przy niskich temperaturach, które to własności są jednak bardzo charakterystyczne dla omawianych mas.

Sprawą tą zajął się wspomniany poprzednio Dr. P. Herrmann³⁾ i wobec prostoty opracowanego przez niego sposobu badania mas, warto tej sprawie parę słów poświęcić.

Jak dotychczas istniały dwa sposoby badania mas do wypełniania szwów. Pierwszy jest bardzo zbliżony do przyjętego w normach niemieckich z tą różnicą, iż z masy nie wykonuje się kostek o krawędzi 4 cm dł., lecz laseczkę mierzącą w przekroju 1 cm², której długość pozwala na kilkakrotne powtórzenie próby na jednym i tym samym elemencie. Ciężarem rozbijającym próbkę przy temperaturze 0° jest młoteczek o wadze 100 gr względnie 200 gr umieszczony w wodzidle, na którym można odczytać wysokość spadu. Przy powtarzaniu próby jednak, rezultaty nie są zgodne, albowiem wykonane laseczki, choćby początkowo najdokładniej wyrobione, zmieniają później nieco swój kształt, wskutek czego podstawa ich ułożenia pod młoteczkami nie jest równomierną.

Drugi sposób polegał na tem, iż na 1 cm gr. płytkę masy o temperaturze 0°, umieszczonej na stalowym podłożu, rzucaną była z rozmaitej wysokości stalowa kulka ϕ 34 m/m o ciężarze 161 gr aż do rozbicia tej płytki. Typ ten posiada tę samą wadę jak poprzedni.

Najbardziej celowym okazał się opracowany przez Dr. Herrmanna sposób trzeci, charakteryzujący się tem, że dostarcza rezultatów najpewniejszych i jest łatwy do przeprowadzenia bez nadzwyczajnej aparatury, a więc zupełnie możliwy również i na placu budowy.

Celem przeprowadzenia tej próby sporządza się z pomocą ugniecenia pewną ilość kuleczek z badanego materiału, każda o ciężarze 50 gr. Kulki te oziębia się następnie do temperatury 0°, względnie do innej żądanej temperatury, chwyta się je następnie oziębionymi czawkami i opuszcza na podstawioną i dobrze osadzoną poziomą płytkę stalową z coraz to większej, dającej się pomierzyć wysokości. Rzecz prosta, iż po każdym opuszczeniu, należy nieuszkodzoną jeszcze kulkę zanurzyć do wody o temp. 0°. Zwyczajnie różnica pomiędzy dwoma, sąsiadującymi z sobą spadami wynosi 10 cm, a za ostateczną miarę wytrzymałości uważa się tę wysokość, przy której kulka uległa rozpadowi, zwyczajnie na dwie części, lub też gdy wystąpi na niej rysa.

Podane przykładowo poniżej zestawienia z badań wykonanych nad mieszaninami w rozmaitych stosunkach oleju smołowego z mączką wapienną o ziarnie < 0,088 mm, bitumu również z takąsamą mączką, oraz bitumu z włóknistym mikroasbestem, pozwalają na ocenę użyteczności powyższej metody i ilustrują należycie wpływ mączki mineralnej na punkt zmięknienia podany wedle Krämer - Sarnowa (K—S.)⁴⁾.

³⁾ Dr. P. Herrmann: „Das Technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin für Asphalt und Teerforschung. Tätigkeitsbericht für das Geschäftsjahr 1931. Asphalt und Teer Nr. 23 ex 1933.

⁴⁾ Ponieważ obecnie coraz częściej używa się oznaczenia punktu zmięknienia wedle metody pierścienia i kuli (*P—K*), przeto nie od rzeczy będzie uwaga, iż eksperymentalnie ustaloną wzajemną zależność pomiędzy metodą *K—S* a *P—K* da się wyrazić w ten sposób, że punkt zmięknienia wedle *P—K* wynosi:

$$\frac{56}{54} \text{ stopni wedle } K-S + 7,2^{\circ} \pm 1^{\circ}$$

Jest to naturalnie wzór przybliżony, dla orientacji raczej z grubsza; okazało się nadto, że podana formuła nie jest równie ważną dla wszystkich materiałów.

²⁾ Dr. F. Joedicke: „Böschungsbeton, sein Schutz und sein Ersatz“. Die Bautechnik Nr. 1 ex 1934.

*Zestawienie
dla mieszaniny oleju smołowego i mączki wapiennej
przy 0°.*

Wy- szczególnienie	Olej smołowy bez mączki o rozmaitym punkcie zmiękniania	60% wedle wagi oleju smołowego i 40% mączki	50% wedle wagi oleju smołowego i 50% mączki	40% wedle wagi oleju smołowego i 60% mączki	35% wedle wagi oleju smołowego i 65% mączki	30% wedle wagi oleju smołowego i 70% mączki
Punkt zmiękn. w <i>K-S</i> . . .	20°	—	27,5°	33,5°	40,5°	62—78°
Wysokość spadu w <i>cm</i>	mat za miękki	—	>140	>140	>140	>140
P. z. w <i>K-S</i> .	30°	—	37,5°	43,5°	53,0°	—
W. s. w <i>cm</i> . .	20	—	60	90	90	—
P. z. w <i>K-S</i> .	40°	—	47,0°	54,5°	64,5°	—
W. s. w <i>cm</i> . .	20	—	50	60	60	—
P. z. w <i>K-S</i> .	50°	—	58,5°	67,0°	76,0°	—
W. s. w <i>cm</i> . .	20	40	60	50	50	—

*Zestawienie
dla mieszaniny bitumu i mączki wapiennej przy 0°.*

Wy- szczególnienie	Bitum bez mączki o rozmaitym punkcie zmiękniania	60% wedle wagi bitumu i 40% mączki	50% wedle wagi bitumu i 50% mączki	40% wedle wagi bitumu i 60% mączki	35% wedle wagi bitumu i 65% mączki	30% wedle wagi bitumu i 70% mączki
Punkt zmiękn. w <i>K-S</i> . . .	20°	—	28°	33,5°	40,0°	50,0°
Wysokość spadu w <i>cm</i>	mat. za miękki	—	>140	>140	>140	>140
P. z. w <i>K-S</i> .	30°	—	37,5°	44,5°	50,5°	—
W. s. w <i>cm</i> . .	110	—	>140	>140	>140	—
P. z. w <i>K-S</i> .	40°	—	48,0°	56,0°	62,5°	—
W. s. w <i>cm</i> . .	110	—	>140	>140	>140	—
P. z. w <i>K-S</i> .	50°	58°	60,0°	67,0°	75,0°	—
W. z. w <i>cm</i> . .	70	140	130	>140	>140	—

Z zestawień tych okazuje się np., iż wytrzymałość przeciw uderzeniu przy temp. 0° czystego oleju smołowego lub czystego bitumu o rozmaitych punktach zmiękniania jest znacznie mniejszą niżli wytrzymałość kompozycji tych samych lepiszczy z mączką kamienną. Porównanie obu zestawień wychodzi na korzyść mas bitumicznych, które są znacznie mniej wrażliwe na uderzenia, aniżeli masy maziowe. Zwrócić trzeba przytem uwagę, iż w obu wypadkach przy stosunkach lepiszczy do mączki 40 : 60 i 35 : 65 otrzymano dostatecznie wysokie punkty zmiękniania, czyniące obie masy wytrzymałymi na wysokie temperatury.

*Zestawienie
dla mieszaniny bitumu z mikroasbestem przy 0°.*

Wyszczególnienie	Bitum bez mikro- asbestu	60% wedle wagi bitumu 40% w. w. mikroasbestu
Punkt zmiękn. w <i>K-S</i>	29,2°	~ 59,0°
Wysokość spadu w <i>cm</i>	130	2500 nie pękło
P. z. w. <i>K-S</i>	43,0°	~ 73,0°
W. s. w <i>cm</i>	160	2:00 mała rysa

Powyższe zestawienie wykazuje niezwykle wielką wytrzymałość mieszaniny bitumu z włóknistym mikroasbestem w stanie zimnym, na uderzenie, jak również jest dowodem doskonałej zwięzłości materiału, który wytrzymał spadek z wysokości 25 m. Zwięzłość ta jest wynikiem żyłkowatej struktury, którą nadaje masie włóknisty mikroasbest. Skonstatowano przy tej sposobności wysoką elastyczność materiału, uwidaczniającą się przez odskok rzuconej z siłą kulki, do czego prawdopodobnie przyczyniło się również znajdujące się wewnątrz powietrze, pomieszczone tam w najdoskonalszym rozdrobnieniu.

Przytoczone przykłady wskazują drogę, jaką należy pójść przy produkcji dobrych mas do wypełniania szwów w nawierzchniach brukowych i betonowych; dotychczas produkowane są one w przeważnej części wypadków z pomocą pewnych recept rzemieślniczych bez stwierdzenia ich własności „na ślepo”. Tymczasem widzimy, że metoda oceny tych mas jest niezmiernie prymitywną i łatwą na każdej budowie do przeprowadzenia. Naturalnie musi być nadto pewien sprawdzian, które wysokości spadu predystynują masę jako odpowiednią dla celów drogowych. Na podstawie dotychczas posiadanych rezultatów badań okazuje się, że dobrymi są te masy o lepiszczy maziowym, które wytrzymują bez szkody wysokość spadu co najmniej 60 cm, zaś o lepiszczy bitumicznym co najmniej 130 cm.

Przechodząc do omówienia praktycznej strony procesu zalewania szwów w bruku zwrócić należy uwagę, iż popełnia się tu często błąd, wskutek bezpośredniego zalewania, natychmiast po wykonaniu bruku. Zalanie będzie tylko podówczas skuteczne, gdy bruk siedzi już na fundamencie dobrze i sztywnie. Tymczasem o świetnie wykonanym bruku właśnie tego powiedzieć nie można, nawet w wypadku bardzo intensywnego ubijania. Istotne usztywnienie jezdni przeprowadza dopiero samoczynnie ruch. Wyniknie z tego powodu przesłanka, by zalewanie szwów przeprowadzać dopiero w parę tygodni lub miesięcy po oddaniu nawierzchni do ruchu.

Przed rozpoczęciem zalewania uskutecznić należy dwie czynności, mianowicie naprawę ewentualnie w międzyczasie uszkodzonych partji wraz z wymianą nieodpowiednich pojedynczych sztuk oraz oczyszczenie mających się zalać szwów. Pamiętać przytem trzeba, że dobre osiądnięcie się bruku jest możliwe tylko podówczas, gdy szwy są doskonale piaskiem wypełnione. Dlatego też w czasie wykonywania bruku na ten moment trzeba położyć szczególny nacisk i wywrzeć na robotników stosowny nacisk, by przez wcieranie piasku i intensywne zlewanie jezdni wodą zabezpieczyli dobre wypełnienie szwów.

Przy bruku normalnym oczyszczenie szwów z piasku przeprowadza się na głębokość 3—8 cm. Głębsze oczyszczenia nie są nietylko wskazane, ale mogą nawet być szkodliwe, albowiem bruk przygotowany do zalewania powinien pewnie siedzieć, a będzie to możliwe tylko podówczas, gdy dolna partja szwu będzie na dostateczną głębokość (minimum około 8 cm) wypełniona zgęszczonym i zbitym piaskiem.

Co do usuwania ze szwów piasku, to odbywać się to może trojako: ręcznie, prądem wody lub dmuchawką powietrzną. Pierwszy sposób z pomocą żelazka jest dość nieudolny i kosztowny, w dzisiejszych jednak czasach musi być usprawiedliwiony tendencją do jaknajszerszego zastosowania pracy ręcznej. Użycie wody pod ciśnieniem oczyszcza szew doskonale, wykazuje natomiast tę wadę, iż zawilgaca wnętrze, wobec czego robota przedłuża się z powodu konieczności poprzedniego osuszenia szwu. Dobre rezultaty osiąga się przez przedmuchiwanie zgęszczonym powietrzem z pomocą osobno do tego celu skonstruowanej dmuchawki, jednakże występuje tu często ta ujemna strona, że nie zawsze będzie możliwe zu-

pełne oczyszczenie powierzchni szwu i pozostaną pewne zaropiałe partje, którym daje radę tylko woda. Nadto koniecznym jest tu kompresor, który jest dzisiaj jednak w tak powszechnym użyciu, iż posiadać go już dla innych celów powinien każdy zarząd drogowy. W typie idealnego wykonania wskazanem by było najpierw przedmuchanie szwów a następnie przemycie wraz z osuszeniem, co jednak pociągnąć musi za sobą znacznie większe koszty.

Po oczyszczeniu i osuszeniu wykonuje się zalanie szwów gorącą masą i to zasadniczo dwukrotnie. Zalewając powoli, ogrzaną do temp. 150° — 170° C. masą po raz pierwszy, tylko mniej więcej do połowy głębokości oczyszczonego szwu umożliwiamy pękanie ewentualnie powstających bąbli z parą wodną i usuwaniu w ten sposób wilgoci na zewnątrz, nadto zaś masa ta ogrzewa nam, a w ten sposób i wysusza górną i najważniejszą część szwu. Drugie zalanie doprowadza się aż do powierzchni jezdni, jednakże bez niepotrzebnego nadmiaru, który tu może działać nawet szkodliwie o ile nie zostanie przez ruch wciśnięty w głąb szwu.

Gwałtowne zalewanie jednorazowe szwu w całości jest niewskazane z uwagi, iż wytwarzające się bąble z parą wodną nie mogą, wobec stosunkowo znacznej wysokości zalania znaleźć ujścia na zewnątrz i stają się później łatwo przyczyną zniszczeń. Nadto pamiętać trzeba o tem, że oziębiająca się powoli masa podlega skurczeniu. O ile szew został odrazu w całości zalany ubytek objętości jest dość znaczny i uzewnętrznia się w zapadnięciu się masy w szwie i wytworzeniu dookoła bruku szkodliwych rowków. Wypełnienie częściowe szwu zapobiega temu objawowi w wysokiej mierze.

Wylewanie masy odbywa się zwyczajnie z pomocą blaszanych koneweczek z odpowiednimi smoczkami. — Ponieważ smoczki te, wskutek oziębienia często się zatykają, należy się zaopatrzyć w dostateczną ilość koneweczek, a co najważniejsze utrzymywać je na budowie w stanie ogrzanym. Zresztą i w tym dziale pracy spotykamy coraz częściej urządzenia mechaniczne, które pracę w znakomity sposób ułatwiają.

Zużycie masy jest dość rozmaite, zależnie od jej składu, od rodzaju elementów kamiennych, ich mniej lub więcej dokładnych kształtów, od staranności i umiejętności wykonania brukowania oraz od głębokości do jakiej zalanie ma nastąpić i waha się w dość obszernych granicach od 8 do 17 kg/m^2 . Są to daty odnoszące się do zalewania pierwiastkowego. Z biegiem czasu szwy wymagają pewnych uzupełnień, przy których naturalnie wydatek masy jest znacznie mniejszy.

Wypełnianie szwów w nawierzchni betonowej odbywać się powinno po stężeniu betonu oraz wyschnięciu powierzchni bocznych. Najlepiej czynność tę skutecznieść tuż przed oddaniem jezdni do ruchu. Podobnie jak przy bruku i tutaj zalecić trzeba częściowe, co najmniej dwukrotne wypełnienie szwów z tych samych przyczyn, o jakich była mowa poprzednio. O ile przy szwach brukowych nie dajemy żadnego nadmiaru zalania, to tutaj jest on konieczny w formie płaskiej czapeczki, chroniącej krawędzie szwu. Pamiętać przytem trzeba, iż przy niektórych masach o lepniejszych bitumicznych dobre usługi oddaje poprzednie pociągnięcie powierzchni szwu mazią lub rozczynami bitumicznymi w benzynie.

Jeszcze z większym naciskiem aniżeli przy jezdni brukowej zwrócić tu należy uwagę, na konieczność poprawek i uzupełnień zalania. W okresach letnich, wskutek rozszerzania się płyt betonowych zostaje część masy wyciśnięta na zewnątrz, którą ruch roznosi po całej jezdni. Jeżeli zatem utraty tej na czas nie uzupełni się, natenczas narażamy krawędzie szwu na zniszczenie, przyczem i ruch ukształtowany się niekorzystnie, albowiem na nieosłoniętym należycie szwie doznaje uderzeń.

Parę słów poświęcić należy sprawie barwy masy służącej do zalewania. Otóż niekiedy spotkać się można

z zarzutem nieestetycznego wyglądu szwów zalewanych szczególnie w odniesieniu do jezdni betonowej z tego powodu, iż posiadają one barwę znacznie ciemniejszą niżli otaczająca je jezdni. Przyznając słusność temu zapatrywaniu, trzeba jednakże zwrócić uwagę na to, iż nawierzchnia drogowa nie jest pomnikiem architektury, i że estetyka wyglądu jezdni jest tu do pewnego stopnia sprawą obojętną. Ażeby jednakże zadowolić i te wymagania, zaczyna przemysł dokonywać obecnie prób z produkcją mas barwnych w rozmaitej tonacji. Są to t. zw. kity szare. Z uwagi na konieczność pewnej konkurencyjności co do ceny z masami bitumicznymi, głównym ich składnikiem dotychczas jest kalafonjum, które jednakże do tego celu niebardzo się nadaje z uwagi, iż z czasem zamienia się na twardą i kruchą żywicę. Nawet najlepsze tego rodzaju produkty nie wykazują na razie tej duktylności jaka jest potrzebną dla tego rodzaju materiału i jaką posiadają normalne masy. Nadto trzeba pamiętać, iż jak dotychczas, wyprodukowane na zasadzie kalafonjum masy wykazują stosunkowo małą chemiczną trwałość, szczególnie pod wpływem słońca. Nie ulega jednakże wątpliwości, iż przyszłość może przynieść pod tym względem poprawę i doczekać się możemy doskonałych mas, nie różniących się barwą od otaczającej szwy jezdni. Nawiasem wspomnieć należy, iż robi się obecnie również próby z przysypywaniem gorącej masy proszkiem aluminowym, który po jej oziębieniu doskonale do niej przylega a rozjaśnia wybitnie ciemny kolor bitumu.

Nie da się zaprzeczyć, iż opisane powyżej zabiegi około wypełnienia szwów w bruku kamiennym jakkolwiek bardzo pożyteczne i celowe, niemniej jednak podrażają koszt wykonania w dość wybitny sposób. Z tego powodu rozpoczęto obecnie szereg prób z użyciem do tego celu emulsyj bitumicznych, na zimno lub na gorąco, przyczem koszt wykonania spada poniżej 50% ceny przy użyciu normalnych mas. Szczególnego znaczenia nabrały emulsje przy zalewaniu szwów bruku drobnego, przy którym z powodu wąkości szwów użycie zwyczajnych mas jest utrudnione, natomiast rzadka emulsja przedostaje się tam zupełnie łatwo. Zawartość wody nie działa tu szkodliwie, albowiem po rozpadzie emulsji woda wsiąka łatwo w podłoże.

O ile pragniemy ubezpieczyć emulsją szwy starego bruku rzędowego (normalnego), natenczas wykonanie skuteczniejsza się w ten sposób, iż w pierwszym rzędzie wyskrobuje się i przeczyszcza szwy na głębokość 4—6 cm sposobami poprzednio opisanymi. Szczególną baczność trzeba położyć na bezwzględną czystość szwu wobec wrażliwości emulsji na pył. Następnie, nie oczekując już, jak to miało miejsce poprzednio, na wyschnięcie ścianek szwu, wypełnia się oczyszczony szew ostrym piaskiem, miałem lub grysikiem, jednak bez ubijania, celem możliwie głębokiego przeniknięcia emulsji. Przy użyciu grysiku z twardego materiału, uziarnienie dla dolnej partji szwu powinno się wahać w granicach 3—8 m/m.

Następuje teraz zalanie szwu emulsją na zimno lub też z pomocą odpowiedniej aparatury (np. Ajag) na gorąco, przyczem z natury rzeczy objawi się pewien opad umieszczonego w szwie materiału kamiennego, który należy wyrównać i uzupełnić dodatkową porcją twardego grysiku, jednakże już o uziarnieniu nieco drobniejszym 2—5 m/m i to z pewnym nadmiarem ponad poziom jezdni. Po naniesieniu tego uzupełnienia należy zalanie ponowić i całą jezdnię natychmiast przewalować wałem średnio-ciężkim. Przy bruku starszym i zjeżdżonym, którego poszczególne elementy wykazują znaczniejsze różnice pomiędzy krawędzią a środkiem głowy, zaleca się drugie przysypanie grysikiem rozciągnąć na całą jezdnię w grubości 2—5 m/m wynikającej z różnicy zużycia się poszczególnych kostek i po polaniu całej jezdni przewalować ją dokładnie, uzyskując w ten sposób

dobrze wypełnienie szwów i znakomite wyrównanie główek bruku.

Przy bruku drobnym robota jest możliwa tylko od nowa, albowiem oczyszczenie szwów starego bruku jest tu niezmiernie trudne. Zresztą sam typ roboty pozostaje tensam co poprzednio, z tą różnicą, iż często emulsja nie jest nalewana do poszczególnych szwów lecz na całą nawierzchnię i szybko rozprowadzana do szwów z pomocą wcierania. Warunkiem zasadniczym jest to, by bruk był poprzednio dobrze ubity oraz by piasek, względnie żwirzek podłoża znajdował się w stanie dobrego zagęszczenia, albowiem przy luźnej podsypce istnieje możliwość wsiąknięcia w nią emulsji, co spowoduje niepotrzebną utratę cennego materiału. W razie zdecydowania się na tego rodzaju zalewanie szwów bruku drobnego, należy szwy te wykonać nieco szersze, aniżeli normalnie. Emulsja powinna przedostać się do średniej głębokości około 4 cm, jeżeli nie chcemy dopuścić do późniejszego rozluźnienia się szwu.

Szczególnie dobre rezultaty uzyskano z emulsjami na gorąco przy zalewaniu nawierzchni z grubego tłucz-

nia (Deidesheimera). Jak wiadomo nawierzchnia ta wykonana z bardzo surowo obrobionych elementów kamiennych charakteryzuje się szwami dość nieregularnymi o przekroju klinowym, szerszą stroną ku górze. Otóż właśnie ta klinowa forma przekroju szwów wypełnionych podsypką z żwirku i gysu i przepojonych emulsją powoduje doskonałe zakotwienie całości, która pod wpływem ruchu zagęszcza się coraz silniej.

Użycie emulsji na gorąco jest o tyle ekonomiczniejsze od typów na zimno, iż oszczędza się tu na kosztach transportu, albowiem dowozi się na budowę tylko czysty bitum, a samą emulsję wyrabia się na budowie. Z drugiej strony w kalkulację trzeba również wciągnąć amortyzację i ruch odpowiedniego urządzenia mechanicznego.

Szerokie i celowe zastosowanie wypełniania szwów w nawierzchniach brukowych i betonowych spowoduje niewątpliwie poprawę tych niedomagań, które dzisiaj jeszcze dają się przy tych typach zauważyć, — a przyczyniając się do zmniejszenia kosztów utrzymania jezdni i do przedłużenia jej okresu istnienia stanie się bezwarunkowo ważnym czynnikiem gospodarczym.

Stefan Bryła.

Międzynarodowe Stowarzyszenie Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich.

Inżynierowie konstrurowie zrzeszają się znacznie powolniej niż inżynierowie działów innych. Architekci, maszynowcy, elektrycy posiadają oddawna swoje organizacje. Konstruktorowie obecnie dopiero przystępują do niej na szerszą skalę.

To samo zjawisko przejawiało się na gruncie międzynarodowym. Na przełomie XIX wieku, gdy współpraca międzynarodowa zaczęła się przejawiać w formie zrzeszeń i kongresów między państwowych, powstały różne analogiczne organizacje techniczne. Do takich należy np. Stowarzyszenie Kongresów Drogowych z siedzibą w Paryżu, Stowarzyszenie Kongresów Żeglugi z siedzibą w Brukseli, i szereg innych. — Nie było stowarzyszenia konstruktorów.

Nie odczuwano bezpośredniej potrzeby. Kwestje komunikacyjne jako problem gospodarczy przekraczają granice, kwestje budowlane tylko w niewielkim stopniu. Dążenie do porozumienia może mieć tu charakter więcej wzajemnego poznania metod pracy, wymiany poglądów, nieraz poznania się osobistego, czasem dostosowania przepisów do postępu techniki i uzgodnienia ich w rozmaitych krajach. Są to wszystko sprawy, któremi interesować się będą najczęściej nie tyle szerokie koła inżynierów, co inżynierowie, pragnący oprzeć naprawdę swą pracę konstrukcyjną na podstawach naukowych. Stąd też krąg zainteresowania musi tutaj być mniejszy. — W konsekwencji jednak stopień tego zainteresowania świadczyć musi nie tylko o jednostkach, ale także o poziomie kultury technicznej w danym państwie.

Pierwszy zaczątek dała Szwajcaria. W Zurychu w r. 1926 odbył się pierwszy, zresztą na bardzo małą skalę jeszcze zakrojony zjazd inżynierów konstruktorów. Minął on prawie bez wrażeń w świecie inżynierskim. Zjazd drugi, odbyty w r. 1928 w Wiedniu, był właściwie pierwszym, na którym sprawa międzynarodowej organizacji inżynierów - konstruktorów została postawiona. Zjazd ten skupił już kilkuset inżynierów, przeważnie z państw centralnych, ale także z całej Europy, między innymi kilkunastu Polaków. Wygłoszono na nim kilkadziesiąt referatów na rozmaite tematy z dziedziny konstrukcyj stalowych i żelbetowych. Najważniejszą jednak rzeczą ze stanowiska organizacji była uchwała, powzięta przez delegatów poszczególnych państw, aby stworzyć stałą organizację międzynarodową. Ustalono przytem siedzibę centrali w Zurychu. Prezesem Stałej Komisji Międzynarodowej został wybrany prof. Rohn, sekreta-

rzem generalnym prof. Karrer. Zjazdy uchwalono odbywać co 4 lata, z tem, że następny odbędzie się w Paryżu w r. 1932.

Poza normalną koleją odbył się Zjazd konstrukcyj stalowych i żelbetowych w Liège w r. 1930, który był już uprzednio przygotowany. Nie był on urządzony przez Stałą Komisję, ale był półoficjalnie przez nią uznany, a sekretarz generalny tego Zjazdu prof. Campus wszedł w skład Komitetu Wykonawczego Stałej Delegacji.

Dopiero jednak Kongres Paryski w r. 1932 był pierwszym kongresem naprawdę międzynarodowym. Zjazd ten przygotowywany przez Stałą Komisję Zurychską z jednej strony, a przez Komitet Narodowy Paryski z drugiej, wziął za podstawę swej organizacji podział tematów dyskutowanych na 1) Konstrukcje stalowe (3 tematy), 2) Konstrukcje żelbetowe (3 tematy), 3) Tematy inne (2). W zjeździe tym były poszczególne państwa reprezentowane już oficjalnie. Uwzględniono je tak przy rozdziale referatów, jakoteż przydziale miejsc w prezydjach poszczególnych sekcji. Prezesem delegacji polskiej był prof. Pszenicki, referentem o płytach i stropach grzybkowych prof. Huber, w prezydjach poszczególnych sekcji zasiadali profesorowie Kunicki, Paszkowski i ja. W zjeździe wzięli nadto udział inż. Brandt, prof. Broszko, inż. Kubaszewska, inż. Nechay. Delegacja polska, niewielka ilościowo, posiadała jednak duży „ciężar gatunkowy“ i wysunęła się na wybitne miejsce w toku obrad, jak stwierdzono to powszechnie. W kongresie wzięło udział ok. 600 inżynierów. Prace kongresu wydane są w dwu tomach; jednym, wydanym w r. 1932, a obejmującym wszystkie referaty i koreferaty; drugim, wydanym obecnie, a obejmującym wszystkie przemówienia dyskusyjne.

Następny kongres ma się odbyć w r. 1936 w Rzymie. Przygotowania do tego kongresu już się rozpoczynają obecnie.

Niezależnie od kongresów odbywają się zjazdy Stałej Komisji Międzynarodowej Mostów i konstrukcyj inżynierskich, w skład której wchodzi reprezentanci poszczególnych państw, których członkowie należą do Stowarzyszenia. Pierwszy taki zjazd odbył się dnia 29 października 1929 w Zurychu; wzięło w nim udział 14 państw, drugi w 1930 r. w Lugano, trzeci w r. 1931 w Zurychu, czwarty i piąty w 1932 r. w Paryżu i Monachium, szósty w 1933 r. w Montreux, siódmy w 1934 w Medjolanie. Zjazd w r. 1935 odbędzie się albo w Kra-

kowe albo w Brukseli. Zjazdy te mają na celu bezpośrednio kierownictwo pracami Stowarzyszenia, opracowywanie programu tych prac i koordynowanie działalności w poszczególnych państwach.

Delegatami Polski są obecnie prof. Kunicki, prof. Pszenicki, dyr. Toruń i ja.; zastępcami inż. Balicki, inż. Nechay, inż. Plebiński i inż. Tylbor.

Stowarzyszenie wydaje co pół roku Biuletyn w trzech językach: francuskim, angielskim i niemieckim, w którym podaje się sprawozdania z prac Stowarzyszenia, przegląd najwybitniejszych prac konstrukcyjnych wykonanych we wszystkich państwach, oraz przegląd najważniejszych artykułów z działu konstrukcyjnego.

Polska nie należy do państw zbyt licznie reprezentowanych w Stowarzyszeniu. Członków Polaków jest 54. W konsekwencji mamy prawo do dwu delegatów i dwu zastępców.

Obowiązki członków nie są zaś duże: 10 fr. szwajcarskich rocznie (lub 200 fr. szw. jednorazowo); za to członkowie otrzymują bezpłatnie Biuletyn, oraz mają prawo do dużych zniżek w wydawnictwach innych, oraz podczas kongresów; przede wszystkim zaś kontakt z całym światem technicznym w dziale konstrukcyj inżynierskich i udział bezpośredni lub pośredni w międzynarodowej współpracy na tem polu.

NEKROLOGJA.



Śp. Inż. Stanisław Alexandrowicz.

W dniu 22 lipca b. r. zginął śmiercią ofiarną na falach Bałtyku w Jastarni, niosąc ratunek innym, śp. Inż. Stanisław Alexandrowicz, Dyrektor Zakładów Wodociągowych miasta Lwowa.

Urodzony 6 października 1870 we Lwowie, kończy tu szkoły średnie oraz Politechnikę i wstępuje w r. 1893 jako młody inżynier do Miejskiego Urzędu Budowlanego we Lwowie. Od samego zarania swej pracy zawodowej poświęca się sprawie budowy wodociągów, do czego zresztą nadarza się doskonała sposobność w budującym się właśnie w tym okresie wodociągu miasta Lwowa pod kierownictwem znakomitego hydrotekty Inż. Smerekera. Dla celów pogłębienia studjów w tym dziale wysłała gmina m. Lwowa śp. Zmarłego do Mannheimu, poczem w krótkim czasie, bo już w lipcu 1900 r. mianowany zostaje kierownikiem Miejskiego Zakładu

Wodociągowego we Lwowie. Trzydziestoletni przeszło planowy i systematyczny rozwój Zakładu jest ściśle związany z nazwiskiem śp. Alexandrowicza.

Pod jego fachową ręką Zakłady Wodociągowe rozszerzały się z roku na rok, nadążając wzrastającym ciągle potrzebom miasta, a nawet wyprzedzając te potrzeby. Wystarczy przypomnieć inwestycje, dokonane w ostatnich 7—10 latach. W r. 1925 nastąpiło ujęcie nowych źródeł i uruchomienie pomp w Szkle. W 1928 dyrekcja uruchomiła stację pompowania w Karaczynowie. W tym samym roku dokonano trzeciego ujęcia źródeł, a to pod Wielkopolem.

Wprowadzenie wodomierzy, o które śp. Zmarły walczył przez ćwierć wieku, przyczyniło się radykalnie do ukrócenia marnotrawstwa wody i pozwoliło na otwarcie wodociągów przez całą dobę bez przerwy.

W ostatnich latach przeprowadza śp. Zmarły elektryfikację Zakładu i dokonuje szeregu inwestycji we Lwowie, celem należytego zaopatrzenia w wodę terenów wyżej położonych.

Serdeczną troską Zmarłego było zaopatrzenie w wodę przedmieść świeżo przyłączonych do miasta. W ostatnich 3 latach Zakłady wybudowały na terenie gmin przyłączonych około 60 studziń, przy czem śp. dyr. Alexandrowicz planował także powiększenie ich ilości, by znajdowały się w odległości 100 m od siebie.

Patrząc w dalszą przyszłość i przewidując przyszłe potrzeby Lwowa, śp. Alexandrowicz przygotował plany budowy nowego wodociągu koło Kamienobrodu, Gródka i Lubienia. Plany te po szczegółowych studjach, zbliżają się obecnie do stadium realizacji. Urzeczywistnienie ich zaspokoi potrzeby Lwowa aż do momentu, kiedy ilość mieszkańców przekroczy cyfrę 450.000 głów.

Członkiem naszego Towarzystwa był śp. Zmarły od r. 1896, piastując w latach 1901, 1902, 1903, 1905 i 1906 godność członka Wydziału Głównego, a w r. 1909 obejmując zastępstwo Prezesa Towarzystwa. Zaabsorbowany pracą zawodową, złączoną z rozszerzeniem powierzzonego Mu Zakładu, w ostatnich latach nie mógł zajmować się zbyt intensywnie sprawami Towarzystwa, nie mniej jednak interesował się poruszaniem w łonie tegoż zagadnieniami, a należąc do stałych uczestników środowych zebrań, służył zawsze cenną radą i wybitnym doświadczeniem przy omawianiu najrozmaitszych problemów.

W uznaniu wybitnych zasług na zajmowanym stanowisku odznaczony został Krzyżem oficerskim orderu Polonia Restituta.

Wiadomość o Jego zgonie wywarła na nas wstrząsające wrażenie, a okoliczności, w jakich nastąpiła śmierć tego 64-letniego Towarzysza i Kolegi, rzucają jasny snop światła na Jego charakter, spowijając czcigodną sylwetę śp. Zmarłego w nimb wzruszającego bohaterstwa.

Niechaj Mu lekka będzie ta ziemia, którą tak ukochał!

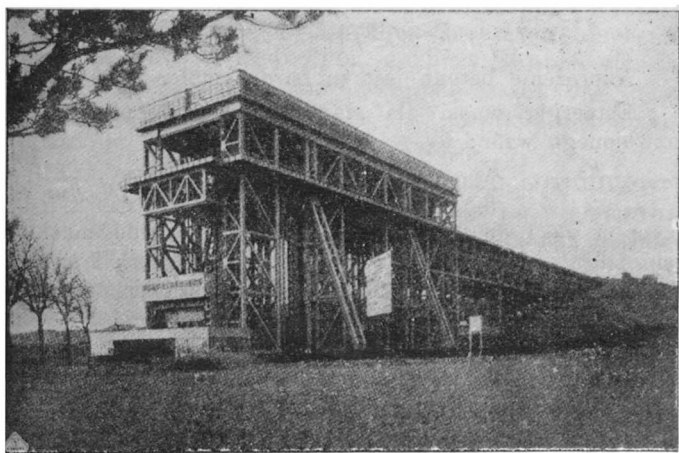
Cześć Jego pamięci!

Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— **Roboty państwowego zarządu dróg wodnych w Niemczech.** W roku 1933 wydano w Niemczech na drogi wodne olbrzymią sumę 214·6 milionów mk., czyli okr. 449 milionów złotych, wobec której gasną wszystkie dawne programy przedwojenne.

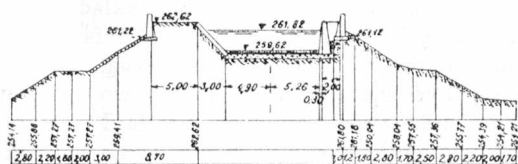
— **Elevator statków na drodze wodnej Berlin - Szczecin pod Niederfinow.** Ten pierwszy elevator wielkich statków (do 1000 ton ładowności) i dla wielkiego spadu (35·8 m) na zasadzie ciężarów przeciwważających *) i transportu mokrego jest na ukończeniu. Już w kwietniu 1933 r. odbywały się pierwsze (pionowe) jazdy próbne z komorą na razie pustą, ważącą jednak już 1600 ton. Potem przyczepiano dalsze przeciwwagi i uzupełniano stopniowo napełnienie komory wodą. Akwadukt, łączący elevator ze stanowiskiem górnym, jest również ukończony.



Przyległe zdjęcie uzmysławia zewnętrzny wygląd elevatora.

— **Katastrofa na kanale Roanne - Digoin i budowa mostu kanałowego żelbetowego** (*Annales des ponts et chaussées*, 1934 I). W dniu 3 lutego 1933 r., o pierwszej w nocy, nastąpiła w km 29·6 kanału, w miejscu przekroczenia l'Arçon, dopływu Loary, wielka katastrofa, wywołana przerwą grobli nasypu, w tem miejscu 12 m wysokiego. Przerwa rozciągnęła się na długość 100 metrów; całe stanowisko, 18 km długości, wypróżniło się, a cała jego zawartość, w ilości 500.000 m³, wylała się przez przerwę w ciągu kilku godzin.

Kanał wykonany został przed stu laty przez towarzystwo prywatne — w obrębie nasypu dano głębokość 1·8 m, a szerokość tylko jednotorową, później rząd francuski odkupił kanał, rozszerzył go tu na 10·5 m i pogłębił na 2·20 m. Profil był obudowany z boków i na dnie betonem (rys. 1).

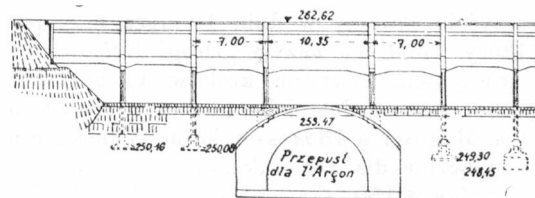


Rys. 1.

Katastrofa pociągnęła za sobą śmierć jednego marynarza, pięć barek z ładunkiem o wielomiljonowej wartości poszło na dno, a okoliczni kupcy i przemysłowcy z powodu zupełnej przerwy ruchu na kanale ponieśli wielkie straty. Naprawa kanału musiała być przeprowadzona z niezmiernym pośpiechem.

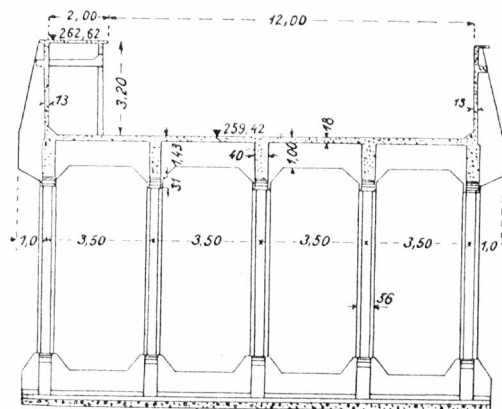
*) Patrz autora: „Żegluga śródlądowa i budowa dróg wodnych”, Warszawa 1931, str. 417.

Zadecydowano całkowite usunięcie niebezpiecznego nasypu i zastąpienie go mostem kanałowym żelbetowym, którego przekroje podłużny i poprzeczny przedstawiają rysunki 2 i 3.



Rys. 2.

Most ma 112·35 m długości i składa się z piętnastu przęseł, z których 14 ma odstęp filarów 7 m, a jedno 10,3 m; to ostatnie znajduje się nad akwaduktem potoku l'Arçon. Jak widać z przekroju poprzecznego, filary składają się z pięciu podpór, połączonych w fundamencie wspólną belką ciągłą, a u góry zaś żelbetową konstrukcją mostową.



Rys. 3.

Budowę wykonano w rekordowym czasie 2 miesiące i 13 dni (4. III. — 17. V. 1933), a całkowite koszty wyniosły 1,459.000 fr. Ze względu na szybkość roboty użyto cementu specjalnego, a naprężenie przyjęto dla betonu o 350 kg — 60 kg/cm², a o 400 kg — 70 kg/cm². Powyżej podane źródło przedstawia szczegółowo zasady konstrukcji i obliczenia.

— **Katastrofa pęknięcia rurociągu pod ciśnieniem zakładu o sile wodnej.** Na zachód od Colmaru, a tuż pod grzbietem Wogezów, na jego wschodniej stronie, leżą jeziora Czarne (950 m n. p. m.) i Białe (1060 m n. p. m.). Różnica ich wysokości umożliwiła nieledwie idealne założenie zakładu hydraulicznego dziennej akumulacji energii dla zakładu o sile wodnej na Wielkim Kanale Alzackim pod Kembs. Działanie zakładu akumulacyjnego jest następujące: Centrala nad jeziorem Czarnym pompuje z niego przez noc wodę w ogólnej ilości 2 milionów m³ i przetłaczają do jeziora Białego, przez sztolnię rurową o średnicy 4·6—5·5 m, przy czem poziom jeziora dolnego (Czarnego) obniża się o 18·5 m. W ciągu dnia woda ta, płynąc wstecz, porusza 4 turbiny o osiach pionowych, każda o 40.000 HP., oraz generatory oddające energję.

Niedługo po założeniu, wieczorem 4 stycznia b. r., pompy i puszczeniu jej w ruch, nastąpiło tuż powyżej zakładu maszynowego pęknięcie rury, tak, że woda płynęła przez przekrój około 17 m² pod ciśnieniem 90 m, zataczając łuk południowo-zachodniej części zakładu, przebiła jego dach i zalała cały zakład, zanim zdołano zamknąć klapy przy wylocie z jeziora Białego. Dziesięciu ludzi postradało życie, a wyrządzone szkody mają być olbrzymie.

Na razie przyczyny nie ustalono; rury były liczone z czterokrotną pewnością, a przed uruchomieniem zakładu przeprowadzono próbę ciśnienia na 200 m słupa wody. (*Schweizerische Bauzeitung* Nr. 2/1634; opis zakładu Nr. 3 i 4).

Dr. M. M.

Tunele.

— **Tunel drogowy pod zatoką Mersey**, łączący Liverpool z Birkenhead, o którego budowie relacjonowaliśmy już w Nr. 21 ex 1932 i Nr. 8 ex 1934 naszego *Czasopisma* został uroczystie otwarty w dniu 19 lipca b. r. przez króla Jerzego, który nadał mu nazwę „Drogi Królowej“.

W uroczystym otwarciu król w towarzystwie królowej przejechał samochodem jako pierwszy przez tunel, który ma 3.340 m długości a 13 m szerokości. Tunel ten jest przeznaczony wyłącznie dla ruchu kołowego i może przepuścić w ciągu godziny 4.150 samochodów, jadących w czterech szeregach z szybkością 20 mil na godzinę. Przejazd przez tunel trwa 6 i pół minuty. Tunel jest uszczelniony przeciwko mgłę i stale oświetlony. Wnętrze jego jest wyłożone czarnym szkłem.

Celem stałego utrzymywania świeżego powietrza i zapobieżenia ewentualnemu zatruciu gazami samochodowymi w tunelu mieści się 6 stacyj wentylowych wyposażonych w 30 wentylatorów.

Zapomocą tych wentylatorów wytwarza się w ciągu minuty 5 milionów stóp sześciennych świeżego powietrza i wypompowuje się taką samą ilość zepsutego. Budowa tego olbrzymiego dzieła trwała prawie 9 lat. Koszt budowy wyniósł 8 milionów funtów szterlingów. E. B.

— **128 tuneli** ogólnej długości 34 km ma być przebitych na będącej w budowie poprzecznej kolei perskiej, mianowicie w północnej jej części. Najdłuższy tunel koło Firis Kuh będzie miał 4.5 km długości i położony jest na wysokości 2000 m nad p. m. (*Zeitschrift d. Vereins mitteleur. Eisnb. Ver.* 35/1933). Inż. A. W. Krüger.

Żelazo - beton.

— **Obetonowany słup żelazny.** Dr. Emperger ogłosił w *Bet. u. Eis.* (1933, str. 93) poważny artykuł, omawiający sposób obliczenia obetonowanych słupów żelaznych. Przez obetonowanie zwiększamy pewność przeciw wyoboczeniu, zmniejszamy potrzebę połączeń poprzecznych i przenosimy część ciężaru na beton. Tych korzystnych wpływów obetonowania, które wykonywano ze względu na ochronę od ognia, dotychczas przepisy żelbetowe zwykle nie uwzględniały. Ale już w nowych przepisach austriackich z r. 1933 uwzględniono wypadek nieobliczania na wyoboczenie w razie obetonowania. W przepisach amerykańskich z r. 1924 pozwolono uwzględniać powierzchnię betonu między wkładkami żelaznymi wedle równania:

$$P = \sigma_z F_z + \frac{K_b}{4} F_b. \quad (1)$$

Nowe przepisy niemieckie z r. 1932 zawierają wzór:

$$P = \frac{K_z}{3} F_z + \frac{K_b}{3} F_r + \frac{2.5}{3} K_u F_u. \quad (2)$$

Tu od F_r nie odciąga się F_z , co nie jest usprawiedliwionem.

Zazwyczaj nie uwzględnia się tej okoliczności, że wpływ uzwojenia tylko wtedy ma znaczenie, gdy jest większy, niż wytrzymałość skorupy.

Więc powinno być:

$$\gamma F_n K_u > K_b (F_b - F_r) = K_b F_{sk}. \quad (3)$$

A stąd:

$$F_u \geq \frac{K_b}{\gamma K_u} F_{sk} = \frac{3 \sigma_b}{1.5 \cdot 2 \sigma_u} K_{sk} = \frac{\sigma_b}{\sigma_u} F_{sk}. \quad (4)$$

Emperger nazywa uzwojenie, przy którym dla wyzyskania rdzenia F_b odpada już skorupa, uzwojeniem mocnym, mniejsze uzwojenie słabem. Przy zastosowaniu prawa dodawania mamy:

$$P_{st} = K_z F_z + K_b (F_b - F_r) + \gamma K_k F_k. \quad (5)$$

$$a \quad P = \sigma_z F_z + \sigma_b (F_b - F_u) + \gamma \sigma_u F_u. \quad (6)$$

Rozumie się, że warunkiem jest tu ściślność tak wielka betonu, aby można wyzyskać wkładki żelazne. Za-

zwyczaj ma beton ściślność 1⁰/₀₀. Dla granicy ciastowatości żeliwa 2400 kg/cm² wypada odkształcenie 1.6⁰/₀₀. Aby więc można wyzyskać wkładki żelazna do 2400 kg/cm², należy powiększyć ściślność betonu do 1.6⁰/₀₀, co można uzyskać uzwojeniem 1.5⁰/₀. Przy użyciu stali o granicy ciastowatości 3400 kg/cm² lub wyższej, musimy ściślność betonu powiększyć uzwojeniem drutem wedle przepisów niemieckich o granicy ciastowatości 4500 kg/cm², przyczem procent uzwojenia musi być najmniej 1.5⁰/₀.

Dla słabego uzwojenia $F_u < \frac{\sigma_b}{\sigma_u} F_{sk}$ nie należy używać równ. (6), lecz liczyć należy wedle:

$$P = 15 \sigma_s F_z + \sigma_b F_b. \quad (7)$$

Nowy wzór niemiecki z r. 1932 brzmi:

$$P = \frac{K_z}{3} F_z + \frac{K_b}{3} F_b. \quad (8)$$

I tu żelazo nie jest dostatecznie wyzyskane, bo $\sigma_z = \frac{K_z}{3}$.

Amerykański wzór brzmi:

$$P = \sigma_z F_z + \frac{K_b}{4} F_b. \quad (9)$$

Naprężenie betonu jest tu bardzo małe.

Emperger wnosi dla słupa stalowego obetonowanego i uzwojonego wzór:

$$P = \frac{K_z}{2} F_z + \frac{K_b}{3} F_r + \gamma \frac{K_u}{2} F_u = \sigma_z F_z + \sigma_b F_b + \gamma \sigma_u F_u, \quad (10)$$

przyczem $\gamma = 1$ do 2 średnio $\gamma = 1.5$. Uzwojenie musi wynosić 1.6⁰/₀₀ przy użyciu zwykłego żelaza. Jeżeli użyjemy stali wyborowej, to potrzebna jest większa ściślność betonu i dla wykorzystania stali potrzeba udowodnić tę większą ściślność.

Przy słabem uzwojeniu względnie związaniu strzemiona, nie możemy wedle (7) uwzględnić całkowity przekrój F_b , co jest nieraz korzystniejszym, niż obliczanie wedle wzoru (10).

— **Doświadczenia nad skurczem żelbetu** opisuje prof. Kayser w *Bet. u. Eis.* (1933, str. 117), Przychodzi on do wniosków, że skurcz betonu jest mniejszy od skurczu zaprawy betonowej, że jednak naprężenia prętów żelaznych są bardzo znaczne i wynosiły w prętach 6 mm 806 kg/cm², przy 12 mm 307 kg/cm². Ciśnienia te początkowe mogą być pożyteczne, bo zmniejszają ciągnięcia przy obciążeniu.

Dr. M. Thullie.

Lotnictwo.

— **Samolot z Kairu do Meki.** Egipskie Tow. lotnicze „Misr“ otworzy linię z Kairu do Meki, licząc na zameżnych pielgrzymów, którzy zamiast uciążliwej drogi karawaną, w ten sposób mogą odbywać tradycyjną wędrówkę do grobu proroka.

— **Przepisy o zakładaniu lotnisk w Polsce** zostały ogłoszone 7 marca 1934 i weszły w życie. Dzielą one lotniska na kategorie, oraz podają warunki ich zakładania, urządzenia oraz regulują korzystanie z nich. Lotniska zostały podzielone na stanowiące własność publiczną, rządową i prywatną. Mogą być lądowe, wodne, oraz wodno-lądowe. Zezwolenia na urządzenie lotniska udziela Ministerstwo Komunikacji i podlegają one jego kontroli. Lotniska mogą być tak zarządzane, by umożliwiały ruch we dnie i w nocy i sygnalizowały wszelkie roboty na nich, zagrażające bezpieczeństwu żeglugi. Przepisy ustalają zasady opłat za straty i lądowania.

— **Nowy rekord wysokości samolotu** uzyskał Włoch Donati na lotnisku Monte Celio koło Rzymu. Wzbił się on do wysokości 14.500 m, gdzie znalazł temperaturę - 56°. Pobił on dotychczasowy rekord o 900 m. Cały start Denati'ego trwał 75 minut. Inż. A. W. Krüger.