

---

# WIADOMOŚCI DROGOWE

## ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

---

INŻ. Z. WASIUTYŃSKI.

### O ŁOŻYSKACH WOLNOPODPARTYCH PRZESEŁ ŻELAZOBETONOWYCH.

Celem tej notatki jest przedstawienie paru uwag o łożyskach mostów żelazobetonowych, które to uwagi dotyczą przede wszystkim łożysk przeseł typów M. R. P.

Uwagi te nie zmierzają ku ulepszeniom technicznym, lecz ku oszczędności w budowie łożysk, a więc zarówno ku oszczędnemu ich kształtowaniu jak i ku unikaniu ich tam, gdzie są one zbyt ciężkie, lub gdzie mogą być zastąpione przez element tańszy.

Wszystkie zadania techniczne budowy łożysk, poruszone poniżej, nie zmierzają do uzyskania łożysk lepiej pracujących od łożysk obecnie stosowanych, a więc dających mniejszy opór odkształceniom termicznym i statycznym przeseł; mają one na celu uzyskanie łożysk, zabezpieczających tylko w dostatecznym stopniu swobodę odkształcania się przeseł, ale natomiast mniej kosztownych od łożysk obecnie stosowanych.

Koszt łożysk żelazobetonowych przeseł — typów M. R. P. stanowi około 5% kosztu przeseła i przyczółków. Sądzę więc, że choć koszty budowy łożysk stoją na dalszym planie, poza kosztami budowy przeseł i podpór, to jednak budowa łożysk nie powinna być zaniedbywana.

Aby przekonać się czy budowa łożysk mostów typów M. R. P. jest celowa rozpatruję poniżej łożyska stałe i łożyska ruchome tych mostów, zadając względem każdego z nich kolejno pytania:

1. czy łożyska są potrzebne?

2. czy konstrukcja łożysk jest racjonalna z punktu widzenia oszczędnościowego?
3. czy materiał użyty do budowy łożysk jest właściwy z punktu widzenia oszczędnościowego?

Otrzymałe odpowiedzi brzmią następująco:

Łożyska stałe, wykonane z żeliwa lub stali, przęseł typów M. R. P. o wszystkich rozpiętościach, są niepotrzebne i mogą być zastąpione przez ławy betonowe, lub żelazobetonowe. Wobec powyższego, niema już potrzeby szukać odpowiedzi na następane dwa pytania, postawione odnośnie do łożysk stałych.

Łożyska ruchome, przęseł typów M. R. P. o rozpiętościach od 9 m do 16 m włącznie, wykonane w postaci płyt z żeliwa, są potrzebne, gdyż ułatwiają odkształcenia termiczne przęseł. Jest jednak prawdopodobnem, że w przypadku, gdy przyczółki są ustawione bezpośrednio na miękkiej skale, jak piasek, żwir, lub glina, to łożyska ruchome przęseł tych rozpiętości mogą być usunięte bez obawy, aby odkształcenia termiczne wywołały zbyt wielkie siły, bądź w przyczółku, bądź w przęśle.

Łożyska ruchome wałkowe przęseł typów M. R. P. o rozpiętościach od 9 do 16 m. włącznie, wykonane w postaci płyt z żeliwa, mają zbyt wielkie wymiary.

Łożyska ruchome przęseł typów M. R. P. o rozpiętości wwyż od 18 m, włącznie mogą być zastąpione przez łożyska soczewkowe, parokrotnie tańsze.

Materiał używany do budowy łożysk ruchomych, nazwany w przepisach mostowych żeliwem i stalą laną, jest bardzo różnorodny, zarówno pod względem wartości konstrukcyjnej jak i ceny; aby mieć łożyska tanie należy ten materiał zbadać i zróżniczkować, zaś łożyska budować tylko z właściwych gatunków; oprócz granic naprężeń, potrzebnych w projektowaniu łożysk, należy określić warunki odbioru wybranych materiałów łożyskowych.

W zakończeniu przypominam, że zarówno odkształcenia cieplne, t. j. wydłużenia, jak i odkształcenia statyczne, t. j. wygięcia przęseł żelazobetonowych są trzykrotnie mniejsze od odpowiednich odkształceń przęseł żelaznych i tłumaczą konieczność odmiennego traktowania łożysk przęseł żelazobetonowych od łożysk przęseł żelaznych.

*Koszt łożysk w porównaniu do kosztu całkowitego przęseł i przyczółków.*

Jako przykłady kosztu łożysk, mostów budowanych według projektu przęseł typów M. R. P., przytaczam poniżej koszt łożysk, zakupionych przez Urząd Wojewódzki, Dyрекcję Robót Publicznych w Łodzi, w ciągu 1930 roku.

Nazwa mostu	N165/1DP14 w Kletni	N66/1DP16 w Rudzie P.	N35/1DP16 w Strykowie
rozpiętość w świetle metrów . . . . .	10	10	18
szerokość jezdni metrów . . . . .	5,40	8,20	5,40
szerokość chodników metrów . . . . .	1,20+1,20	1,20+1,40	1,20+1,20
koszt odlewu i obróbki łożysk wraz z przewozem, ustawieniem i pomalowaniem . . . . .	1798	1099	4604 zł.
koszt budowy przyczółków i przęsła bez łożysk wraz z brukiem . . . . .	24096	16752	55314 zł.
koszt cementu . . . . .	4000	3292	5500 zł.
koszt żelaza . . . . .	3515	4536	8363 zł.
całkowity koszt przęsła i przyczółków bez łożysk . . . . .	31611	24580	69177 zł.
koszt łożysk w odsetkach całkowitego kosztu przęsła i podpór bez łożysk . . . . .	5,7%	4,5%	6,65%

Wnioskuje stąd, że koszt łożysk przęseł typów M. R. P. o małej rozpiętości stanowi około 5% całkowitego kosztu przęsła i podpór bez łożysk.

*Wygięcia sprężyste przęseł typów M. R. P.*

Poniżej zestawiono wielkości największych sprężystych wygięć wolnopodpartych przęseł, zmierzone podczas próbnych obciążeń.

Nazwa mostu	rozpiętość teor. L	najw. wygięcie f	stosunek L : f	y'
N66/1DP16 Ruda P.	10,52 m	0,02 cm	53000	6,10 <sup>-5</sup>
N35/1DP16 Stryków	18,90 m	0,02 cm	94000	3,4x 10 <sup>-5</sup>

W ostatniej rubryce wypisano kąty obrotu przęsła nad podporami, obliczone według wzoru

$$y' = \frac{16}{5} \times \frac{f}{L}$$

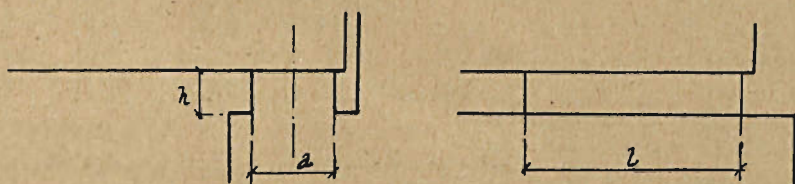
dającego kąt obrotu w zależności od wygięcia, mierzonego w środku rozpiętości belki wolnopodpartej, równomiernie obciążonej i o stałym momencie bezwładności; kąt obrotu na podporze i największe wygięcie takiej belki wyraża się jak następuje:

$$y' = \frac{gL^3}{24EJ}; \quad f = \frac{5gL^4}{384EJ},$$

stąd powyższa zależność.

### Odkształcenia ław betonowych.

Wyobraźmy sobie, że łożysko stałe stanowi prostokątna ława betonowa, lub żelazobetonowa (rys. 1) o wysokości  $h$ , szerokości  $a$  i długości tak dobranej, aby naprężenie ściskające, wywołane



Rys. 1.

w niej ciężarem własnym przęśla, nie przekraczało np. połowy granicznej wartości naprężenia, określonej przez przepisy mostowe § 68 na  $28 + 0,5 L$   $\text{kg/cm}^2$  odnośnie do betonu i § 77 na  $32 + 0,5 L$   $\text{kg/cm}^2$  odnośnie do żelazobetonu. Największe naprężenie, które powstanie w takiej ławie wskutek wygięcia przęśla na niej opartego i obrotu końca przęśla o kąt  $y'$ , wynosi

$$k = \frac{ay'}{h} E$$

gdzie  $E$  oznacza współczynnik sprężystości betonu, równy co najwyżej  $150000 \text{ kg/cm}^2$  według § 67 przepisów mostowych, lub żelazobetonu, równy  $210000 \text{ kg/cm}^2$  według § 78 tychże przepisów.

Aby naprężenia w tak zaprojektowanej ławie nie przekraczały granic ustalonych przez przepisy, naprężenie  $k$  może być co najwyżej równe połowie granicznej wartości naprężenia; stąd:

wymiary ławy betonowej, stanowiącej łożysko stałe, powinny spełniać nierówność.

$$\frac{1}{2}(28 + 0,5L) \geq y'E \frac{a}{h} \quad \text{zaś ławy żelazo-}$$

betonowej  $\frac{1}{2}(32 + 0,5L) \geq y'E \frac{a}{h};$

stosując tę nierówność do zaobserwowanego wygięcia przęsła mostu N66/IDP16 w Rudzie Pabjanickiej, otrzymamy, że wymiary ławy żelazobetonowej powinny spełniać nierówność:

$$\frac{1}{2}(28 + 0,5 \times 10,52) \geq \frac{16}{5} \frac{1}{53000} \times 150000 \times \frac{a}{h}; \quad h \geq 0,55a;$$

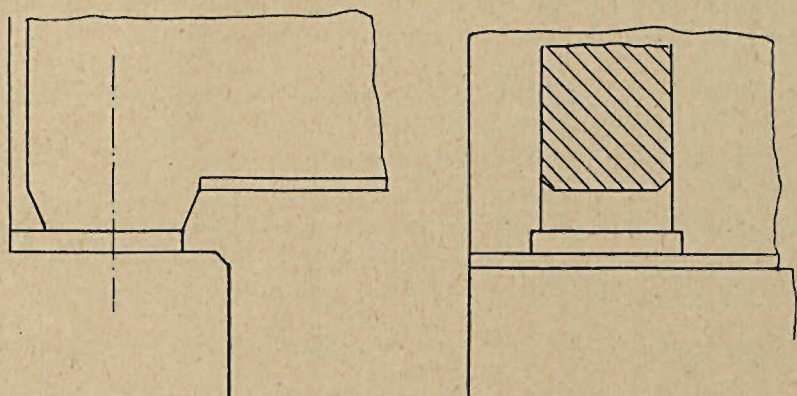
jeśli szerokość ławy wynosi 20 cm, to wysokość jej winna wynosić przynajmniej 11,0 cm.

Stosując powyższą nierówność do zaobserwowanego wygięcia przęsła mostu N35/1DP16 w Strykowie, otrzymamy, że wymiary ławy żelazobetonowej powinny spełniać nierówność:

$$\frac{1}{2}(32 + 0,5 \times 18,90) \geq \frac{16}{5} \frac{1}{94000} \times 210000 \frac{a}{h}; \quad h \leq 0,35a;$$

Jeśli szerokość ławy wynosi 30 cm, to wysokość jej winna wynosić 10,5 cm. W tem przeliczeniu uwzględniono jedynie odkształcenia ławy, zastępującej łożysko stałe, pomijając odkształcenia zarówno betonu przęsła, jak i betonu przyczółka, które niewątpliwie mają wielkość równorzędną z odkształceniami ławy. Obecność tych odkształceń pozwala przypuszczać że nawet przy zmniejszeniu wysokości ławy do minimum, nie wystąpią w niej, podczas wygięć przęsła takie odkształcenia, któreby były szkodliwe dla trwałości ławy przęsła lub przyczółka.

Powyższe przeliczenia wykazują, że w obu przytoczonych przykładach przęseł żelazobetonowych łożyska stałe mogą być zastąpione przez stosunkowo niskie ławy betonowe, lub żelazobetonowe. Nie chcę przez to powiedzieć, ani że łożyska te należy budować według rys. 1, który służy jedynie do unaocznienia powyższego obliczenia, ani też że wymiary ław tetonowych, zastępujących łożyska stałe należy obliczać w wyżej podany sposób. Sądzę tylko, że łożyska stałe, przęseł żelazobetonowych wszystkich rozpiętości można zastąpić ławami wykonanymi w sposób mniej więcej taki, jak pokazano na rys. 2 nie oblicza-



Rys. 2.

jąc ich wcale, lecz odwołując się do doświadczenia i dbając o to aby:

1<sup>o</sup> szerokość ławy nie była zbyt duża,

2<sup>o</sup> powierzchnia ławy wystarczała do przeniesienia ciężaru własnego przy naprężeniu stanowiącym ułamek granicy naprężeń.

### *Sprawność działania łożysk stałych.*

Jako miernik sprawności działania łożyska stałego można przyjąć odwrotność oporu, stawianego przez łożysko przeciw obrotowi końca podpieranego przęsła. Opór ten będzie się wyrażać iloczynem siły, potrzebnej do wywołania obrotu, przez jej ramię, a więc może być mierzony np. w kilogramo-centymetrach, lub tonno-metrach.

Wartości tego oporu są naogół bardzo niewielkie. Wszystkie rozważania tu podane mogłyby być pominięte jako dotyczące wielkości nie mających praktycznego znaczenia. Umieszczam je tylko w celu uzupełnienia notatki.

*Opór łożyska stałego, złożonego z kozła, wałka i koleby, wykonanego z żeliwa lub ze stali.*

Aby łożysko zaczęło pracować, siły zewnętrzne winny pokonać mniejszą z dwóch sił tarcia  $T$ , z których jedna występuje między wałkiem i kozłem, druga — między wałkiem i ko-

leba. Obie te siły są zasadniczo równe, a ich wielkości mogą się różnić jedynie wskutek czynników przypadkowych:

$$T = R \varphi$$

gdzie  $R$  oznacza reakcję działającą w danej chwili na łożysko, zaś  $\varphi$  — kąt tarcia posuwistego koleby lub koła po powierzchni wałka.

Moment potrzebny do pokonania rozwiniętej siły tarcia, a więc wystarczający do usprawnienia łożyska (potrzebny do tego, aby łożysko zaczęło działać);

$$M = Tr = Rr\varphi$$

gdzie  $r$  oznacza promień wałka.

*Opór łożyska stałego, utworzonego z poduszki betonowej lub żelazobetonowej jest proporcjonalny do wielkości odkształcenia kąтового, jakiego doznaje koniec przęsła.*

Opór ten równa się momentowi potrzebnemu do odkształcenia poduszki; ponieważ jednak poduszka jest tak ukształtowana, aby naprężenia, odpowiadające największemu obrotowi końca przęsła, nie przekraczały ułamka granicy naprężeń, np. połowy tej granicy, przeto opór łożyska nie przekracza wartości:

$$M = \frac{1}{2} k W$$

gdzie  $W$  oznacza wskaźnik wytrzymałości przekroju poduszki.

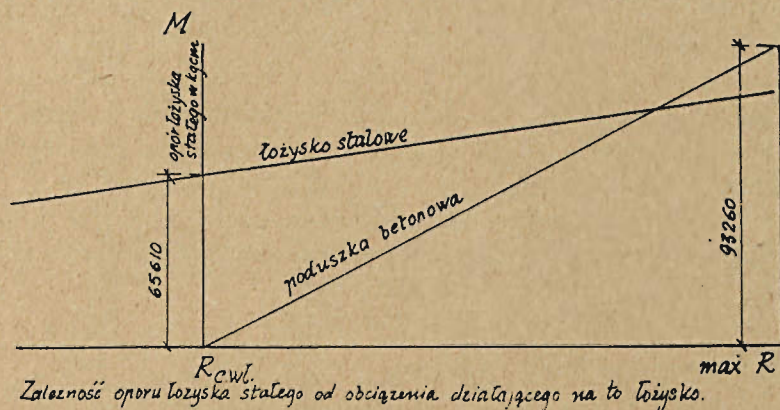
Jako przykład niech posłuży tu most N35/1DP.16 w Strykowie: opór jego łożyska stałego wynosi (przyjmując, że współczynnik tarcia powierzchni odlewów ze stali lanej  $\varphi = 0,18$ , zaś reakcja ciężaru własnego  $R = \frac{369}{4} = (0,802 + 0,332) = 91,12$  tonn.

$$M = Rr\varphi = 91120 \cdot 4 \cdot 0,18 = 65610 \text{ kg. cm.}$$

Gdyby łożysko stałe wykonać w postaci poduszki żelazobetonowej o przekroju  $30 \times 30$  cm to największy opór tego łożyska nie przekroczyłby

$$M = \frac{1}{2} kW = \frac{1}{2} (32 + 0,5 \cdot 18,9) \cdot \frac{30^3}{6} = 93260 \text{ kg. cm.}$$

Z przykładu tego można wnioskować, że opór poduszek żelazobetonowych, podobnie jak i opór stałych łożysk stalowych, jest bardzo niewielki. Na rysunku 3 zobrazowano zależności oporu łożyska stałego, wykonanego ze stali, i oporu łożyska



Rys. 3.

stałego w postaci ławy betonowej, od wielkości reakcji działającej na to łożysko; obie zależności są prostolinijne; różnią się natomiast pochyleniem oraz rzędną odpowiadającą odciętej zero.

*Wielkość poziomego parcia na przyczółek, wywołanego odkształceniem termicznym przęsła.*

Jeżeli przęsło jest zaopatrzone w łożyska ruchome, utworzone z płyt żeliwnych, to wielkość poziomego parcia na przyczółek, wywołanego odkształceniami termicznymi przęsła wynosi

$$T = \varphi R = 0,18 R$$

gdzie  $\varphi = 0,18$  oznacza współczynnik tarcia powierzchni płyt żeliwnych, zaś  $R$  jest reakcją ciężaru własnego przęsła.

Gdyby przęsło żelazobetonowe nie posiadało żeliwnych łożysk ruchomych, lecz było położone na ławie lub na poduszkach żelazobetonowych, to wielkość poziomego parcia na przyczółek, wywołanego odkształceniami termicznymi przęsła, wyniosłaby:

$$T = \varphi R = 0,7 R$$

gdzie  $\varphi = 0,7$  oznacza współczynnik tarcia stykających się powierzchni żelazobetonu, zaś  $R$  jest reakcją ciężaru własnego przęsła.

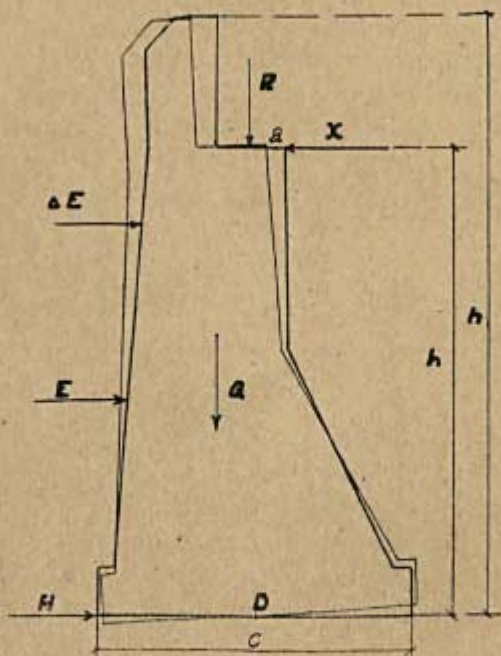
Zachodzi pytanie czy, zanimby rozwinęła się tak znaczna siła tarcia, potrzebna do przesunięcia końca przęsła po ławie przyczółka, cały przyczółek nie posunąłby się, wywołując odkształcenia pali, lub podłoża oraz nasypu?



Aby na to pytanie odpowiedzieć przeprowadzono następujące obliczenie.

Obliczenie siły potrzebnej do przesunięcia poziomego łożyskowej przyczółka na długość, odpowiadającą największemu odkształceniu termicznemu przęsła żelazobetonowego.

Przyczółek wolnopodpartego przęsła żelazobetonowego (rys. 4) znajduje się w równowadze pod działaniem



Rys. 4.

$E$  parcia poziomego ziemi.

$R$  reakcji ciężaru własnego przęsła

$Q$  ciężaru własnego,

$H$  poziomej reakcji pali,

$P_1, P_2$  pionowych reakcji pali.

Rozpatrzmy przesunięcie, którego dozna przyczółek pod działaniem siły tarcia w łożyskach, występującej wskutek odkształceń termicznych przęsła. Załóżmy, że siła  $X$  napiera na przyczółek; gdyby siła  $X$  miała odwrotny znak, to rachunek nie zmienilby się.

Po przesunięciu przyczółek znajduje się w równowadze pod działaniem układu:

$$E', R', Q', H'; P', P_2' \text{ i } X;$$

(w którym siły  $R$  i  $Q$  mają też wartości co i przed przesunięciem) o ile tylko przesunięcie nie będzie tak wielkie, że spowoduje siłę  $P_2$  do zera, t. j. o ile nie wyczerpie sprężystych odkształceń pali.

Ponieważ przesunięcie jest nie wielkie i nie zmienia wydatnie położenia przyczółka więc siły:

$$E, R, Q, H, P_1, P_2,$$

równowazą się też po przesunięciu; wynika stąd, że układ  $X, \Delta E = E' - E, \Delta P_1 = P_1' - P_1, \Delta P_2 = P_2' - P_2, \Delta H = H' - H$  również jest w równowadze; przyczem z równania rzutów na kierunek pionowy mamy  $\Delta P_1 = \Delta P_2$

Równanie momentów względem osi przekrojów pali  $O$  daje:

$$\Delta E = \frac{2h}{3} + c \times \Delta P = h'X \quad \text{ponieważ } E = \int_0^h B a \frac{x}{hS} C dx = \frac{ah^2}{2h'} BC,$$

gdzie  $B$  oznacza szerokość przyczółka,  $a$  — przesunięcia ławy łożyskowej,  $C$  — współczynnik podłoża, więc

$$\Delta P = \frac{h'}{c} \times X - \frac{ah^3}{3ch'} \times BC$$

Warunek, aby siła  $P_2$  nie zmalała do zera, wymaga aby  $\Delta P_2 < P_2$ , ponieważ

$$P_1 + P_2 = Q + R$$

oraz przyjmując  $P_1 = P_2$ , gdyż zwykle przyczółek tak jest ustawiony, aby obciążenie pali w obu rzędach było jednakowe, warunek ten wyrazi się:

$$-\Delta E + \frac{h'}{c} X < \frac{1}{2} (Q + R)$$

i a fortiori warunek ograniczający  $\Delta P$  będzie spełniony gdy

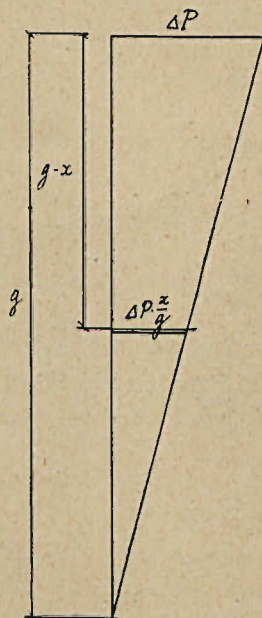
$$X < \frac{c}{2h'} (Q + R)$$

Stąd obliczamy granice siły  $X$ ; stosunek  $\frac{c}{2h'}$  jest conajmniej (w bardzo wysokich przyczółkach) równy  $\frac{1}{4}$ , natomiast suma ciężaru własnego przyczółka  $Q$  i reakcji ciężaru własnego 8-o metrowego przęsła jest conajmniej równa 140 tonnom;

Jeśli więc  $X$  nie przekracza  $140 : 4 = 35$  tonn, to przesunięcie przyczółka będzie się odbywało dokoła osi przekrojów

pali, (której śladem jest punkt 0), gdyż nie jest prawdopodobnem, aby siła  $\Delta H$  mogła wywołać jakiekolwiek przesunięcie poziome podstawy przyczółka.

Aby obliczyć przybliżoną wartość siły X, potrzebnej do przesunięcia poziomego ławy łożyskowej na długość odpowiadającą największemu termicznemu odkształceniu przęsła, założmy, że przyczółek jest ustawiony na palach drewnianych lub betonowych (jest to obojętne, ponieważ współczynniki sprężystości drzewa i betonu są mniej więcej równe), rozstawionych w dwóch rzędach; oraz że odkształcenie, wywołane siłą  $\Delta P$ , zamiera na głębokości g pod podstawą przyczółka, malejąc proporcjonalnie do głębokości. W tych założeniach odkształcenie osiowe pała będzie: (rys. 5).



Rys. 5.

$$b = \int_0^g \frac{\Delta P}{F} \times \frac{X}{g} \times \frac{dX}{E} = \frac{1}{2} \times \frac{\Delta P}{F} \times \frac{g}{E};$$

gdzie F oznacza przekrój pali jednego rzędu, zaś E współczynnik sprężystości materiału pali. Oprócz tego między przesunięciem a i b zachodzi proporcjonalność:

$$\frac{a}{b} = h' : \frac{c}{2} \text{ stąd } b = a \times \frac{c}{2h'}; \text{ i } \Delta P = EF \times \frac{ac}{gh'};$$

Równanie momentów równoważącego się układu sił X,  $\Delta E$ ,  $\Delta P$ ,  $\Delta H$ , względem punktu 0 daje

$$Xh' - \Delta E \cdot \frac{2}{3} h - \Delta P \times c = 0$$

mamy  $\Delta E = \int_0^h B a \frac{x}{h'} C dx = \frac{ah^2}{2h'} \times BC$ , gdzie B oznacza sze-

rokość przyczółka; stąd  $X = \frac{2}{3} \times \frac{h}{h'} \Delta E + \frac{c}{h'} \times \Delta P = \frac{2}{3} \times$

$\times \frac{h}{h'} \times \frac{ah^2}{2h'} \times BC + \frac{c}{h'} \times \frac{ac}{gh'} \times EF = \frac{1}{3} \times \frac{ah^3}{(h')^2} \times BC +$

$+ \frac{ac^2}{g(h')^2} \times EF$  przyjmując, że  $a = \frac{1}{2} \times 0,00015 \text{ L}$ ;  $C = 2 \text{ kg/cm}^3$

$E = 150000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $g = 500 \text{ cm}$ ;  $B = 650 \text{ cm}$  i że przekrój je-

dnego pala wynosi  $0,785.30^2 = 706 \text{ cm}^2$ , zaś ilość pali w jednym

rzędzie jest 6,  $X = \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \times 0,00015 \text{ L} \times \frac{h^3}{(h')^2} \times 650 \times 2 +$

$+ \frac{0,00015 \text{ L}}{2 \cdot 500} \times \left(\frac{c}{h'}\right)^2 \times 150000 \times 706 \times 6 = 0,0325 \text{ L} \times \frac{h^3}{(h')^2} +$

$$+ 15,8856 \text{ L} \left(\frac{c}{h'}\right)^2 = \frac{\text{L}}{(h')^2} (0,0325 h^3 + 95,31 c^3)$$

Jeśli przyczółek nie jest ustawiony na palach, lecz spoczywa bezpośrednio na podłożu, to równanie momentów względem punktu O, po przesunięciu ławy łożyskowej na a cm daje (rys. 6).

$$Xp' - \Delta E \frac{2}{3} \times h - 2 \int_0^{c/2} BC a \frac{z}{h'} \times z \times dz = 0$$

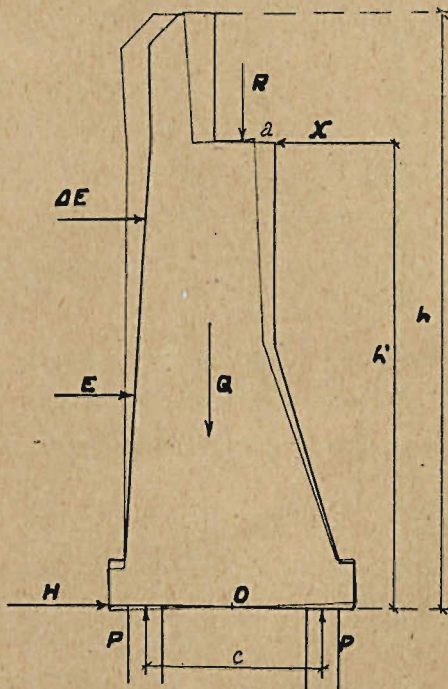
stąd  $X_1 = \frac{2}{3} \times \frac{h}{h'} \times \frac{ah^2}{2h'} BC + \frac{1}{h'} \frac{ac^3}{12h'} BC = \frac{a}{(h')^2} \times$

$$\times BC \left(\frac{h^3}{3} + \frac{c^3}{12}\right) = \frac{0,00015 \text{ L}}{2 \times 3(h')^2} \times 650 \times 2 \left(h^3 + \frac{c^3}{4}\right) =$$

$$= \frac{0,0325 \text{ L}}{(h')^2} \left(h^3 + \frac{c^3}{4}\right).$$

Podstawiając oba wyrażenia na siłę X wielkości, zaczerpnięte z projektów typów przyczółków M. R. P., obliczono wartości sił X i  $X_1$ , wypisane w rubrykach 13 17 poniższej tablicy (str. 1152 — 1153). Wartości te porównano z rozwiniętą siłą

tarcia, występującą między płytami żeliwnych łożysk ruchomych, oraz z rozwiniętą siłą tarcia między powierzchniami betonu przęsła i ławy łożyskowej, potrzebną do wywołania przesunięcia końca przęsła opartego bezpośrednio na ławie przyczółka.



Rys. 6.

Wnioskuje stąd:

1. że gdy przęsło jest oparte bezpośrednio na ławie betonowej i nie posiada ruchomych łożysk żeliwnych, to odkształcenie termiczne przęsła wywoła przesunięcie całego przyczółka, zaś koniec przęsła nie przesunie się po ławie przyczółka;

2. że pozioma siła parcia, wywołana odkształceniami termicznymi przęseł żelazobetonowych o rozpiętości do 10 m, wzrasta czterokrotnie, jeśli te przęsła pozbawić żeliwnych łożysk ruchomych;

3. że usunięcie ruchomych łożysk żeliwnych w przęsłach do 10 m rozpiętości nie wywołałoby prawdopodobnie sił szkodliwych, ani w przęsle, ani w przyczółkach, o ile przyczółki tych przęseł nie są ustawione na palach, lecz bezpośrednio na podłożu.

1	różnica poziomu drogi i koryta cm.		200			
2	rozpiętość w świetle cm	600	800	1000		600
3	h' cm	313	293	265		413
4	h cm	380	380	380		480
5	c cm	170	175	190		210
6	h <sup>2</sup>	97969	85849	70225		170569
7	h <sup>3</sup>	54872·10 <sup>3</sup>				110592·10 <sup>3</sup>
8	c <sup>3</sup>	28900	30625	36100		44100
9	0,0325 h <sup>3</sup>	1783,310 <sup>3</sup>				3594,2·10 <sup>3</sup>
10	95,31 c <sup>2</sup>	2754·10 <sup>3</sup>	2918,7·10 <sup>3</sup>	3440,7·10 <sup>3</sup>		4203·10 <sup>3</sup>
11	0,0325 h <sup>3</sup> +95,31 c <sup>2</sup>	4537·10 <sup>3</sup>	4702·10 <sup>3</sup>	5224·10 <sup>3</sup>		7797·10
12	L : h' <sup>2</sup>	0,6124410 <sup>2</sup>	0,93187·10 <sup>2</sup>	1,423·10 <sup>2</sup>		0,35176·10 <sup>2</sup>
13	$X = \frac{L}{h'^2} \left( 0,0325 h^3 + 95,31 c^2 \right)$	27780	43820	74340		27427
14	c <sup>3</sup>	4913·10 <sup>3</sup>	5359·10 <sup>3</sup>	6859·10 <sup>3</sup>		9261·10 <sup>3</sup>
15	h <sup>3</sup> + c <sup>3</sup> /4	56100·10 <sup>3</sup>	56252·10 <sup>3</sup>	56587·10 <sup>3</sup>		1129·10 <sup>6</sup>
16	$\frac{L}{h'^2} \left( h^3 + \frac{c^2}{4} \right)$	343,6·10 <sup>3</sup>	523,8·10 <sup>3</sup>	805,3·10 <sup>3</sup>		397,7·10 <sup>3</sup>
17	$X_1 = 0,0325 \frac{L}{h'^2} \left( h^3 + \frac{c^2}{4} \right)$	11150	17020	26150		12900
18	R reakcja ciężaru własnego przęsła kg	59200	76000	94900		59200
19	T=0,18R opór żelaznego łożyska rud. kg	10600	13700	17100		10600
20	T=0,7 R opór ławy betonowej kg	41440	53200	66430		41440

300			400	
800	1000	600	800	1000
393	365	513	493	465
480	480	580	580	580
205	220	240	240	250
154449	133225	263169	243049	216225
		195112·10 <sup>3</sup>		
42025	48400	57600	57600	62500
		6341,1·10 <sup>3</sup>		
4005,3·10 <sup>3</sup>	4613,1·10 <sup>3</sup>	54,90·10 <sup>3</sup>	5490·10 <sup>3</sup>	5956,8·10 <sup>3</sup>
7599,5·10 <sup>2</sup>	8207,2·10 <sup>3</sup>	11831,1·10 <sup>3</sup>	11831·10 <sup>3</sup>	12298·10 <sup>3</sup>
0,51797·10 <sup>2</sup>	0,7506·10 <sup>2</sup>	0,2280·10 <sup>2</sup>	0,3291·10 <sup>2</sup>	0,4625·10 <sup>2</sup>
39360	61600	26980	38940	56880
8615·10 <sup>3</sup>	10648·10 <sup>3</sup>	13824·10 <sup>3</sup>	13824·10 <sup>3</sup>	15625·10 <sup>3</sup>
112,7·10 <sup>6</sup>	113,3·10 <sup>6</sup>	198,7·10 <sup>6</sup>	198,7·10 <sup>6</sup>	199,0·10 <sup>6</sup>
583,6·10 <sup>3</sup>	850,4·10 <sup>3</sup>	453·10 <sup>3</sup>	653,9·10 <sup>3</sup>	920,4·10 <sup>3</sup>
18960	27630	14750	21250	29910
76000	94900	59200	76000	94900
13700	17100	10600	13700	17100
53200	66430	41440	53200	66430

*Wymiary łożysk ruchomych przęseł typów M. R. P.  
o rozpiętości od 9 m do 16 m włącznie.*

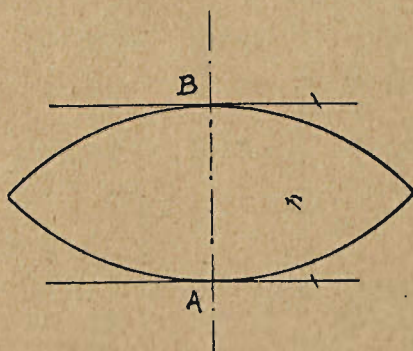
Podstawy łożysk ruchomych przęseł typów M. R. P. mają wielkość nie uzasadnioną wytrzymałościowo; sprawdzono to na łożyskach przęseł 10 m i 12 m bez chodników:

rozpiętość	m	10	12
wymiary podstawy łożyska	cm. cm	24 × 40	32 × 46
pole podstawy	cm <sup>2</sup>	960	1472
największa reakcja	tonn	94,9	110,5
nacisk na beton	kg/cm <sup>2</sup>	19,8	15,0

podczas, gdy przepisy mostowe (§ 68) określają granicę naprężeń na 25 kg/cm<sup>2</sup>. Również grubość płyt łożysk ruchomych przęseł typów M. R. P. zdaje się być niewytłumaczoną wytrzymałościowo.

*Praca łożysk soczewkowych.*

Łożysko soczewkowe składa się: 1-o z wałka, którego przekrój jest symetryczny względem osi poziomej i jest ograniczony dwoma łukami koła o promieniach mniejszych od połowy wysokości tego przekroju, 2-o z dwóch płyt naciskających na wałek.



Rys. 7.

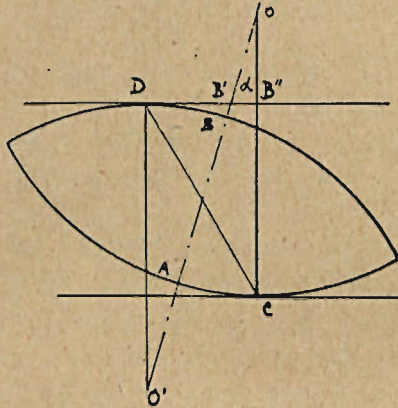
Niech A—B oznacza prostą na której leżą oba promienie łuków koła (rys. 7) ograniczających przekrój wałka, poprowadzone prostopadle do poziomej osi symetrii tego przekroju.

Łożysko jest początkowo tak ustawione, że płyty naciskają na wałek wzdłuż tworzących przechodzących przez pun-



kty A i B. Wskutek zmiany długości pręśła o  $\Delta l$ , płyty przesuwają się wzajemnie, wałek zaś obraca się.

Po zmianie długości pręśła, płyty naciskają na wałek wzdłuż tworzących przechodzących przez punkty C i D (rys. 8) przekroju wałka. Mamy tu następujące zależności:



Rys. 8.

$$a = \frac{\Delta l}{h}; \quad BB' = \frac{R}{\cos \alpha} - R = R \left( \frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right); \quad O'B' = \frac{R}{\cos \alpha};$$

$$O'B'' = \frac{R}{\cos \alpha} - 2R \left( \frac{1}{\cos \alpha} - 1 \right) - h = 2R - \frac{R}{\cos \alpha} - h.$$

$$B'B'' = OB' \sin \alpha = \left( 2R - \frac{R}{\cos \alpha} - h \right) \sin \alpha;$$

$$DB'' : B'B'' = (R + BB' + B'O) : B'ODB'' = (R + BB' + B'O)$$

$$\sin \alpha = \left( R + \frac{R}{\cos \alpha} - R + 2R - \frac{R}{\cos \alpha} - h \right) \sin \alpha = (2R - h) \sin \alpha;$$

$$CB'' = R - B''O = R \left( 2R - \frac{R}{\cos \alpha} - h \right) \cos \alpha = 2R - (2R - h) \cos \alpha;$$

$$DC = \sqrt{[2R - (2R - h) \cos \alpha]^2 + (2R - h)^2 \sin^2 \alpha} = \\ = \sqrt{4R^2 - 4R(2R - h) \cos \alpha + (2R - h)^2};$$

moment obciążenia soczewki względem punktu C  $M = P \cdot DB'' = P \cdot (2R - h) \sin \alpha$ ; siła pozioma działająca na pręśło

$$H = M : B''C = P \cdot \frac{(2R - h) \sin \alpha}{2R - (2R - h) \cos \alpha}; \quad (1)$$

$$\frac{P}{H} = \frac{(2R - h) \sin \alpha}{2R - (2R - h) \cos \alpha} = \frac{1}{h} \quad (2)$$

Podniesienie końca przęsła, podczas przesunięcia  $\Delta l$

$$e = B'C - h = 2R - (2R - h) \cos \alpha - h = (2R - h) (1 - \cos \alpha) =$$

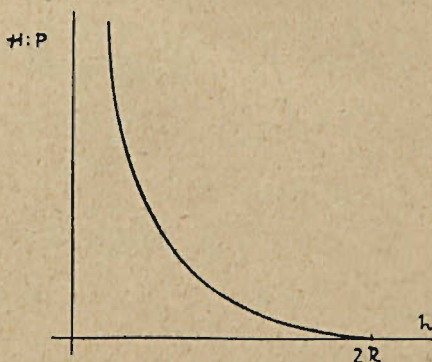
$$= (2R - h) \left( 1 - 1 + \frac{a^2}{2} - \dots \right) = \frac{a^2}{2} (2R - h).$$

$$e = \frac{(\Delta l)^2}{2} \left( \frac{2R}{h^2} - \frac{1}{h} \right) \quad (3)$$

Wyrażenie (1), dające wartość poziomej siły  $H$  w zależności od obciążenia łożyska, daje miarę sprzeciwu łożyska przeciw przesunięciom poziomym, podczas odkształceń cieplnych przęsła; dlatego to wielkość (2) można nazwać współczynnikiem oporu łożyska. Współczynnik ten daje niejako miarę spełniania swego zadania przez łożysko. Ponieważ kąt  $\alpha$  jest niewielki, przeto współczynnik ten można mierzyć wyrazem

$$\frac{2R - h}{h} \cdot a = \frac{2R - h}{h} \cdot \frac{\Delta l}{h}$$

Widzimy, że współczynnik oporu jest wprost proporcjonalny do wydłużenia  $\Delta l$  przęsła; można stąd wnioskować:



Rys. 9.

1-o że łożyska soczewkowe będą lepiej spełniać swe zadanie jako łożyska małych przęsła, zaś gorzej jako łożyska dużych przęsła; aby zachować ten sam współczynnik oporu, należy w dużych mostach dawać większy stosunek  $h : R$  niż, ceteribus paribus, w małych mostach;

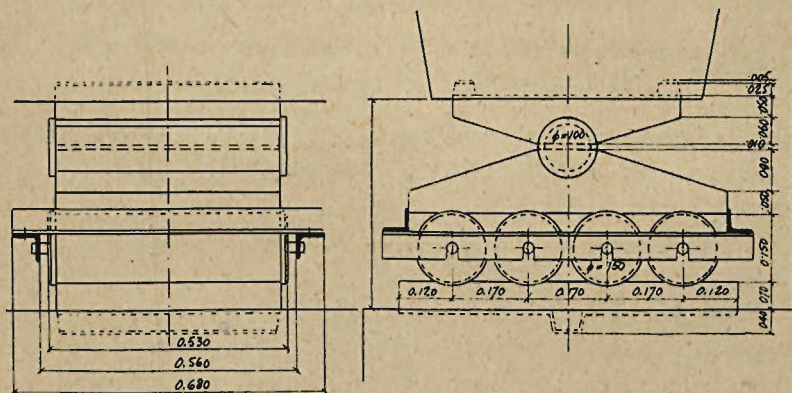
2-o że, z tego samego powodu łożyska soczewkowe będą lepiej działać przy małych wahaniach temperatury niż przy dużych.

3-o że współczynnik oporu maleje wraz z promieniem powierzchni styku, który to promień należy obierać tak mały, jak tylko na to pozwala granica naprężeń, zakreślona przez docisk powierzchni styku;

4-o że zależność współczynnika oporu od wysokości soczewki przebiega tak, jak to pokazuje rys. 9, t. j., że przy małych wartościach  $h$  współczynnik ten maleje bardzo prędko wraz z  $h$ , zaś przy wartościach  $h$  bliskich  $2R$ , współczynnik ten maleje bardzo wolno wraz z  $h$ .

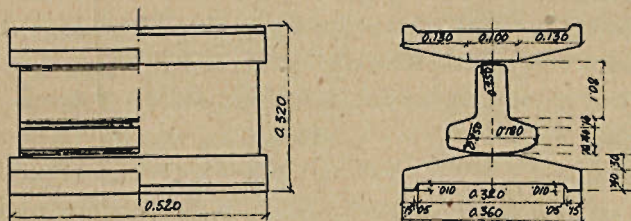
Wyrażenie 3 daje wielkość podniesienia się przęśła w zależności od przesunięcia końca przęśła; podniesienie to jest znikomo małe i wynosi ułamek milimetra.

Na rysunku 10 i 11 pokazano dwa łożyska, obliczone na reakcje mniej więcej równe. Porównanie ciężaru tych łożysk wykazuje, że łożysko soczewkowe jest około czterech razy lżejsze; porównanie pola obrobionych (toczonych, lub struganych



ŁOŻYSKO PRZĘŚLA ŁUKOWEGO M.R.R 18 M. Z CHODNIKAMI

Rys. 10.



ŁOŻYSKO PRZĘŚLA ŁUKOWEGO M.R.R 18M. BEZ CHODNIKÓW.

Rys. 11.

i pasowanych) powierzchnia tych łożysk wykazuje, że łożysko soczewkowe ma przeszło dziesięciokrotnie mniejszą powierzchnię obróbki, jak to wskazują następujące dane:

<i>Łożysko rolkowe.</i>	<i>Łożysko soczewkowe.</i>
Ciężar kołyski i koleby	Ciężar dwóch płyt 148 kg.
z wałkiem . . . . . 374 kg.	" soczewki 66 kg.
Ciężar czterech wałków 299 kg.	razem 214 kg. $\left(\frac{915}{214}=4\right)$
" płyty . . . . . 242 kg.	
razem 915 kg.	
Pole powierzchni obrobio- nej koleby, kołyski	Pole powierzchni obrobionych dwie płyty $10 \times 50 \times 2 = 0.104 \text{ m}^2$
i wałków . . . . . $0.664 \text{ m}^2$	soczewka $6 \times 50 \times 2 = 0.060 \text{ m}^2$
Pole czterech wałków . . $0.942 \text{ m}^2$	razem $0.164 \text{ m}^2 \left(\frac{1.981}{0.164}=12\right)$
" płyty . . . . . $0.375 \text{ m}^2$	
razem $1.981 \text{ m}^2$	

*Wpływ materiału ruchomych łożysk wolnopodpartych przesł żelazobetonowych na koszt tych łożysk.*

Przepisy mostowe rozróżniają trzy rodzaje materiałów używanych do budowy łożysk mostowych: 1. żeliwo, 2. stal zlewną, 3. stal kutą,

O zastosowaniu stali lanej do budowy łożysk przepisy nie mówią.

Ponieważ stal kuta i stal zlewna jest używana niemal wyłącznie na wałki łożysk ruchomych, które to wałki nie powinny być stosowane w budowie mostów żelazobetonowych, przeto pozostaje do rozpatrzenia zastosowanie żeliwa i stali lanej.

Tu trzeba jednak zwrócić uwagę na niedokładność przepisów, które nie rozróżniają żadnego stopniowania własności żeliwa, choć skala tych własności jest ogromna.

Wytrzymałość krajowych gatunków żeliwa wynosi:

na ściskanie; od 6000 kg/cm<sup>2</sup> do 12000 kg/cm<sup>2</sup>  
 na rozciąganie: od 800 kg/cm<sup>2</sup> do 1800 kg/cm<sup>2</sup>  
 a żeliwo staliste lub kowalne posiada wytrzymałość na rozciąganie od 2000 do 3000 kg/cm<sup>2</sup>.

Podobnie stal lana posiada wytrzymałość na rozciąganie, wahającą się od 3500 kg/cm do 7000 kg/cm.

Oferty hut i odlewni z września i października 30 r. po dają następujące ceny za 1 kg,

żeliwo 48 gr.—60 gr. żeliwo staliste 68 gr. stal lana 1,05—1,28 gr.

Oprócz tego przepisy mówią tylko o granicach naprężeń, które należy zachować w projektowaniu łożyska, natomiast nie mówią nic o warunkach technicznych, które powinien spełniać materiał, pozatem aby się nazywał „żeliwem”.

Wskutek tych braków w przepisach mostowych, materiał dostarczany na łożyska mostowe ma małą wartość techniczną i jest płacony drogo. Istotnie: Dyrekcja Robót Publicznych na swoje wezwanie o złożenie ofert na dostawę łożysk z materiału „żeliwo”, bez podania jego jakości, otrzymuje zaofiarowania szeregu firm z których solidniejsze oferują materiał dobry po cenie względnie niskiej, jak na jego własności zaś mniej solidne oferują materiał o wątpliwej wartości technicznej i cenie nieco niższej od ceny materiału wysokowartościowego. Ponieważ przepisy mówią tylko o „żeliwie” bez podania jego własności, przeto jedynym kryterjum w wyborze oferty jest cena jednostkowa, na podstawie której zostaje wybrany materiał zły i drogi. Gdyby natomiast utrzymała się oferta na materiał o wysokiej wartości technicznej, to łożyska są wykonane niepotrzebnie z materiału drogiego o dużej wartości technicznej, podczas gdy możnaby je wykonać z materiału dostatecznie wytrzymałego i tańszego. W obu więc przypadkach, niezależnie od tego, która z ofert będzie wybrana, straty są nieuniknione.

Jedynym sposobem do uniknięcia strat jest nieokreślenie własności technicznych żeliwa i stali na łożyska mostowe i przeprojektowanie łożysk odpowiednio do własności materiałów. Przedtem jednak należy określić materiał, którego własności techniczne i koszt pozwolą budować najtaniej łożyska mostowe,

Najtańszym materiałem na wałki o dużych promieniach jest prawdopodobnie żeliwo staliste, gdyż nie ustępując stali lanej pod względem wytrzymałości na ściskanie, posiada dwukrotnie mniejszy współczynnik sprężystości (choć również niższą granicę sprężystości od stali lanej), oraz niemal dwukrotnie niższą cenę.

Aby zorientować się z jakiego materiału wypadną najtaniej płyty łożyskowe zauważmy, że wymiary podstawy płyty nie

zależą od własności materiału płyty, a tylko od własności betonu na który płyta naciska.

Natomiast grubość płyty  $h$  wyznacza zależność

$$h = \sqrt{\frac{Rd}{kb} \cdot \frac{3}{4}},$$

gdzie  $R$  jest reakcją przęsła,  $d$  i  $b$  wymiarami podstawy płyty,  $k$  granicą naprężenia; lub  $h = \frac{A}{\sqrt{V_k}}$ , gdzie  $A$  oznacza stałą.

Koszt płyty jest więc proporcjonalny do  $\frac{hC}{A} = \frac{C}{V_k}$  gdzie  $C$  oznacza cenę 1 kg. materiału. stąd obliczamy:

M a t e r j a ł.	żeliwo	żeliwo staliste	stal lana
granica naprężeń gnących . . .	350	(750)	1250
cena 1 kg. $C$ groszy . . . . .	48	68	105
miernik kosztu $\frac{C}{V_k}$ . . . . .	2,57	2,48	2,97 "

Koszt płyt łożyskowych z żeliwa stalistego jest najniższy, choć różni się tylko nieznacznie od kosztu tych płyt wykonanych bądź z żeliwa w dobrym gatunku, bądź ze stali lanej.

Wnioskuję stąd, że prawdopodobnie zastosowanie do budowy łożysk żeliwa stalistego zamiast stali lanej, lub żeliwa zwykłego, obniży koszt tych łożysk. Należy to przypuszczenie sprawdzić drogą doświadczalną, określając granicę naprężeń w żeliwie stalistem na podstawie normalnych prób wytrzymałościowych, oraz bezpośrednio porównywując zachowanie się próbných łożysk odlanych z wszystkich trzech, tu dyskutowanych materiałów.

*Porównanie termicznych odkształceń wolnopodpartych przęseł żelaznych i żelazobetonowych.*

Według § 47 przepisów mostowych, największe wydłużenie termiczne wolnopodpartego przęsła żelaznego o długości  $L$  wynosi

$$0,000012 \cdot \frac{35 + 45}{2} \cdot L = 0,00048 L$$

Według § 78 przepisów mostowych, największe wydłużenie termiczne wolnopodpartego przęsła żelazobetonowego, którego belki podłużne mają nie wszystkie wymiary przekroju większe od 70 cm i o rozpiętości  $L$  wynosi

$$0,00001 \cdot \frac{15+15}{2} \cdot L = 0,00015 L.$$

Należy więc przyjmować, że największe odkształcenia termiczne przęseł żelaznych są trzykrotnie większe od największych odkształceń przęseł żelazobetonowych.

*Porównanie odkształceń statycznych (wygięć) wolnopodpartych przęseł żelaznych i żelazobetonowych*

Wyobraźmy sobie dwa przęsła, jedno żelazne, drugie żelazobetonowe obliczone na to samo obciążenie ruchome; największy moment gnący w dowolnym przekroju każdego z tych przęseł składa się z sumy momentu  $m$  wywołanego obciążeniem ruchomem i momentu  $M'$  wywołanego ciężarem własnym:

$$M_1 = m + M_1' \qquad M_2 = m + M'$$

jeśli rozpiętość przęseł jest niewielka, to ciężar własny przęsła żelaznego jest przybliżenie równy ciężarowi włas. przęsła żelazobetonowego oraz momenty, wywołane ciężarem własnym w obu przęsłach, są przybliżenie równe sobie; można więc przyjąć

$$M_1 = M_2$$

jeżeli przęsła mają małą rozpiętość. Mamy dalej

$$M_1 = J_1 \cdot \frac{k_1}{Z_1} \qquad M_2 = J_2 \cdot \frac{k_2}{Z_2}$$

gdzie  $J$  oznacza moment bezwładności,  $k$  — granicę naprężeń, zaś  $Z$  — odległość osi obojętnej od krawędzi przekroju; jeśli te odległości są w obu przęsłach jednakowe to

$$\frac{J_1}{J_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

Wygięcia przęseł są odwrotnie proporcjonalne do momentu bezwładności ich przekroju oraz do współczynnika sprężystości ich materiału

$$y_1 = \frac{A}{E_1 J_1} \qquad y_2 = \frac{A}{E_2 J_2}$$

stąd stosunek wygięć statycznych obu przęseł jest

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{E_2 J_2}{E_1 J_1} = \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{k_1}{k_2}$$

jeśli wskaźniki 1 odnieść do żelaza, zaś wskaźniki 2 — do żelazobetonu to według przepisów mostowych będzie

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{210000}{2100000} \cdot \frac{900 + 3L}{32 + 0,5L} = 0,1 \frac{900 + 3L}{32 + 0,5L}$$

L =	10	20	30
900 + 3L	930	960	990
32 + 0,5L	37	42	45
y <sub>1</sub> /y <sub>2</sub>	2,5	2,3	2,2

W rzeczywistości jednak ciężar własny przęseł żelazobetonowych jest większy od ciężaru własnego przęseł żelaznych i to tem większy, im większą jest rozpiętość przęsła; przęsła żelazobetonowe niosą większe obciążenie całkowite, (złożone z ciężaru własnego i obciążenia ruchomego) od przęseł żelaznych i dlatego muszą być wytrzymalsze i silniej wymiarowane.

Wnioskuje stąd, że wygięcia statyczne przęseł żelazobetonowych są conajmniej trzykrotnie mniejsze od wygięć statycznych przęseł żelaznych.

#### *Unikajmy w konstrukcji kosztownych przyzwyczajęń.*

Z nowego materiału, jakim był żelazobeton wobec materiałów starych: drzewa, kamienia i stali, budowano początkowo według starych form, odpowiadających bądź drewnianym budowiom, bądź kamiennym, bądź żelaznym; i teraz w każdym moście żelazobetonowym występuje owa dziedziczność, o której świadczy podobieństwo mostu do konstrukcji wykonanej z jednego ze starych materiałów. W każdym moście żelazobetonowym widzimy cechy konstrukcji drewnianej, kamiennej lub żelaznej, stanowiące niejako wątek konstrukcji, na tle których występują cechy żelazobetonu, zmieniające mniej lub więcej formę konstrukcji pierwotnej.

Jasnym jest, że im więcej cech odpowiadających materiałowi posiada konstrukcja żelazobetonowa tem jest doskonalsza.

Takąż kolejność rozwoju przechodzą wraz z mostami żelazobetonowymi ich łożyska; są one wzorowane przedewszyst-



kiem (a w typach M. R. P. wyłącznie) na łożyskach mostów żelaznych.

Potem dopiero zaszły w łożyskach przęsł żelazobetonowych zmiany, polegające na wyzyskaniu odrębnych cech tych przęsł, a mianowicie mniejszej adkształcalności statycznej i termicznej.

Typ łożyska w postaci wahacza z żelazobetonu, ustawionego między dwiema płytami o wklęsłych powierzchniach, stosowany od kilkunastu lat, zapewnia przęsłom żelazobetonowym dostateczną swobodę odkształceń, nie wywołując w nich szkodliwych sił wtórnych.

Łożysko to nienadawałoby się na łożysko mostów żelaznych, nie dlatego, że nie odpowiada im swoim materiałem, lecz dlatego, że wywołałoby w nich zbyt wielkie siły wtórne. To, że to samo łożysko wywołuje podczas odkształceń w przęśle żelazobetonowym mniejsze siły wtórne niż w przęśle żelaznym, tłumaczy się znacznie mniejszą odkształcalnością mostów żelazobetonowych w porównaniu do mostów żelaznych. Rzeczywiście: opór wahacza przy odkształceniu linjowem przęśla jest proporcjonalny do wielkości tego odkształcenia, a więc przy tej samej zmianie temperatury należałoby przyjąć, według przepisów mostowych, że stosunek oporu w przęśle żelaznym do oporu w przęśle żelazobetonowym równałby się 3, ceteribus paribus.

Budując łożyska ruchome w postaci wahaczy, wyzyskano cechę małej odkształcalności, właściwą przęsłom żelazobetonowym, i ta właśnie cecha pozwoliła na zmniejszenie kosztów łożysk tych przęsł.

Zarówno łożyska ruchome soczewkowe tu opisane, jak i ławy betonowe, pozwalające na sprężysty obrót przy wygięciu przęśla na nich opartego, wyzyskują cechę małej odkształcalności przęsł żelazobetonowych, podobnie jak i łożyska w postaci wahaczy, i tą drogą pozwalają na otrzymanie oszczędności.

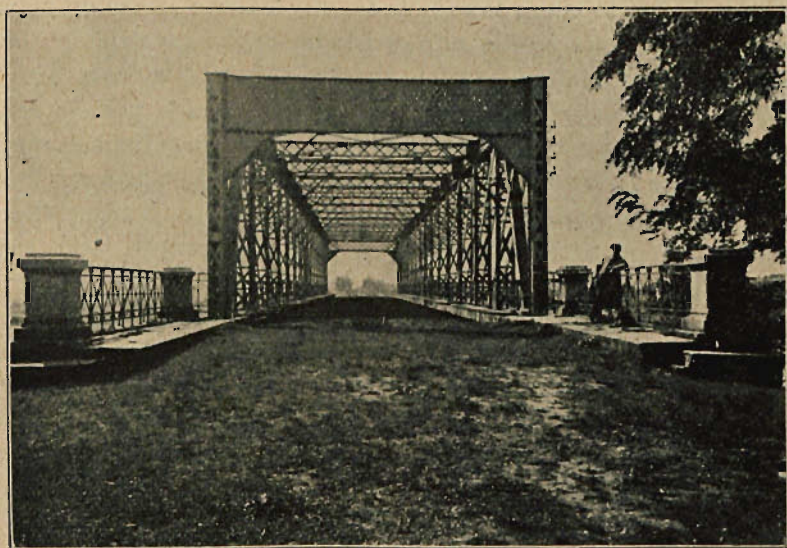
Łożyska soczewkowe, w porównaniu z wachaczami ż. b., mają tę zaletę, że ich wysokość jest znacznie mniejsza od wysokości wahaczy. Podobnie jak przęsło jest tem lepiej zbudowane, im konstrukcja jego posiada więcej cech, odpowiadających materiałowi, podobnie też łożysko będzie lepsze i tańsze, im będzie lepiej dostosowane do cech właściwych przęsłu na niem opartemu.

---

INŻ. LUDWIK HUBL.

## ODBUDOWA MOSTU NA BUGU W ZEGRZU.

Na trakcie państwowym № 2, tak zwanym Kowieńskim, istniał przed wojną na Bugu w Zegrzu most o konstrukcji żelaznej na kamiennych filarach. Most ten składający się z 4 przęseł każde rozpiętości 77.75 m. został podczas wojny w 1915 r. przez odstępujące wojska rosyjskie zniszczony. Zniszczenie nastąpiło przez wysadzenie w powietrze 2 filarów, co znów za sobą pociągnęło zniszczenie 3 przęseł. Oba przyczółki mostu oraz prawobrzeżny filar i jedno przęsło ocalały.

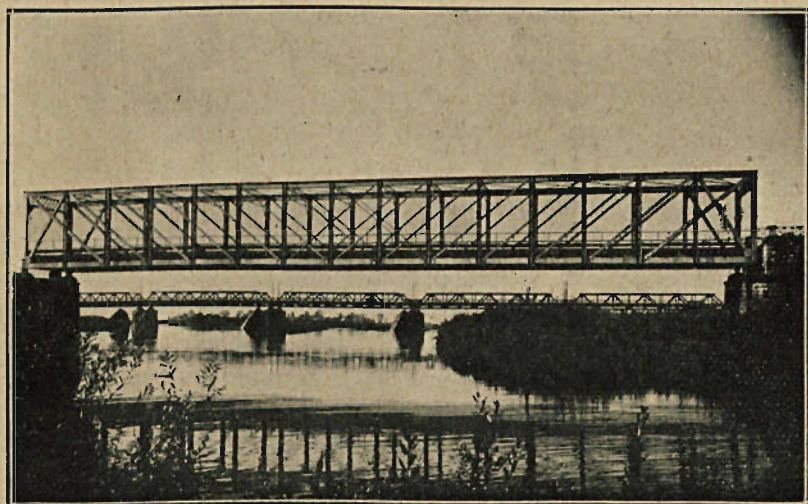


Rys. 1. Ocalałe przęsło ze starego mostu na Bugu w Zegrzu.  
Widok z przodu.

Rysunek 1 przedstawia widok ocalałego przęsła od czoła. Rysunek drugi przedstawia widok ocalałego przęsła z boku przyczem w dali widać prowizoryczny most o konstrukcji żelaznej na drewnianych oporach, który Niemcy podczas okupacji w 1916 r. wybudowali.

Taki stan rzeczy przejęło Państwo Polskie i wobec wielu znacznie pilniejszych robót mostowych dopiero w 1924 r. przystąpiono do uporządkowania sprawy mostu w Zegrzu względnie do odbudowy zniszczonego mostu.

Po wszechstronnem bowiem rozważeniu sprawy zdecydowano iż mimo wybudowanego przez Niemców mostu w Zegrzu jedynie racjonalną jest odbudowa zniszczonego mostu, a to z wielu powodów, głównie z uwagi zaś na pozostałe opory staro-  
go mostu, t. j. dwa przyczółki i jeden filar, które jak już wyżej wspomniano pozostały prawie nienaruszone. Pozatem przypuszczano — co się zresztą później pokazało całkiem słuszne — iż fundamenty zniszczonych filarów będą prawdopodobnie mogły być użyte do odbudowy co miało wielkie znaczenie z uwagi na to iż właśnie fundamenty opór były częścią



Rys. 2. Ocalałe przeszło staro-  
go mostu na Bugu w Zegrzu. Widok z boku.

bardzo kosztowną. Ze starych bowiem planów wynikało iż fundamenty tak filarów jak przyczółków założone były sposobem kesonowym na głębokości około 17,30 m poniżej najniższego poziomu wody. Ocalałe zatem od zniszczenia trzy opory mostu jak również fundamenty dwóch zdemolowanych opór przedstawiały wielką wartość i bardziej opłacała się odbudowa tego mostu niż ewentualne stabilizowanie mostu wybudowanego podczas wojny przez Niemców. Przy tym bowiem moście w razie jego stabilizacji trzeba by się było nie tylko ograniczyć do samej przebudowy filarów ale trzeba by cały most wydatnie podnosić do góry a to z uwagi na przyszłe potrzeby

żeglugi; w związku z tem trzeba było przebudowywać dojazdy, dalej samą konstrukcją dość wydatnie rozszerzać przez dobudowanie chodników gdyż wybudowana przez okupantów szerokość mostu nie mogła być na przyszłość uważana za wystarczającą.

Ogólny zatem plan odbudowy został powzięty następujący: pozostałe jedno przęsło zostanie przeniesione do Sochaczewa gdzie właśnie na rz. Bzurze budowa nowego mostu o takimże świetle stawała się sprawą coraz pilniejszą i gdzie przęsło to z powodzeniem mogło być użyte. Konstrukcja niosąca wybudowanego mostu przez Niemców zostanie użyta dla mostu na Narwi w Pułtusk, zaś zniszczony most odbudowany na dawnym miejscu i na dawnych filarach.

W roku 1924 — 25 przystąpiono też do realizacji wyżej wspomnianego zadania. Przy niskim poziomie wody i zastosowaniu ręcznie bitej palisady oraz zagrodzenia z desek opsypanego kamieniami i piaskiem oraz uszczelnianego gliną udało się ręcznymi pompami obniżyć poziom wody do 1.50 m poniżej zwierciadła i następnie przystąpiono do rozbierania uszkodzonych filarów. Na filarze № 1 rozebrano najpierw pierwszy rząd fundamentowy, t. j. pierwszy pod rzędem w którym ułożone są pierwsze kamienie izbicy. Rząd ten był zupełnie popękany na całej powierzchni a kamienie licowe odwalone na zewnątrz. Następnie rozebrano drugi rząd w którym pęknięcia były już mniejsze jednakowoż licówka również na zewnątrz odwalona. W trzecim rzędzie pęknięć w murze nie było a licówka była naokoło tylko zruszona. Licówkę tę zatem też rozebrano i w ten sposób obnażono niższą część fundamentu, która była już opasana kątownikiem żelaznej obszywki kesonu, i żadnych pęknięć nie wykazywała. Podobnie rzecz się miała na filarze drugim i tylko że tam wspomniane pęknięcia, — które na filarze pierwszym były zupełnie nie regularne — posiadały pewną regularność a mianowicie: po ogrodzeniu filaru, odpompowaniu wody, usunięciu gruzu i oczyszczeniu pozostałej części filaru okazało się iż środkowa część filaru jest nie naruszona a jedynie na końcach filaru znajdują się dwa silne pęknięcia poprzeczne, jedno w przedniej części filaru drugie w tylnej jego części. Na pierwszym rzędzie fundamentowym tylne poprzeczne pęknięcie biegło w odległości około 2 m.

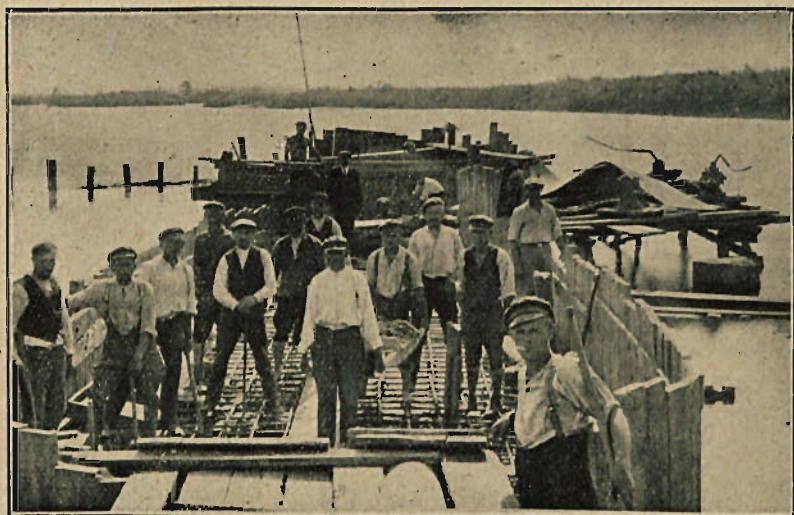
od końca filaru i szerokość pęknięcia wynosiła około 13 cm. w drugim rzędzie fundamentowym pęknięcie to zbliżyło się do końca filaru na odległość około 70 cm a szerokość jego wynosiła około 10 cm, na trzecim rzędzie pęknięcie to było jeszcze bliżej końca filaru a szerokość jego już całkiem minimalna. Podobnie było z poprzecznym pęknięciem przodu filaru. Na pierwszym rzędzie pęknięcie to było w odległości około 2 m od szpica filaru i szerokość fugi wynosiła 6 cm, na drugim rzędzie pęknięcie było znacznie zbliżone do szpica a szerokość fugi wynosiła około 2 cm by na trzecim rzędzie zmaleć do szerokości wyrażającej się jedynie w milimetrach. Czwarty rząd fundamentowy opasany kątownikiem obszytki kesonowej był zupełnie nienaruszony.

Opisane powyżej pęknięcia dolnej części filaru drugiego odłupywały niejako ukośnie końce filara od jego środkowej części i tem właśnie były charakterystyczne. Odbudowę obu filarów przeprowadzono zatem od czwartego rzędu fundamentowego w ten sposób iż po ułożeniu jednego rzędu licówki granitowej, ciosanej w ramkę, środek wypełniano murem z kamienia łupanego. Jedynie w najwyższym rzędzie, fundamentowym, czyli w rzędzie na którym opierają się pierwsze kamienie izbicy założono płytę żelazobetonową obłożoną licówką. Uzbrojenie płyty podwójne żelazem o średnicy 25 mm położonym w obu kierunkach w odległości jedno od drugiego 25—30 cm. Rys. 3 pokazuje założenie takiej siatki żelaznej w pierwszym rzędzie fundamentowym filaru № 1.

Takie same rzędy rozdzielcze wykonano w środku każdego filaru a także ostatni rząd tak zwany podłożyskowy wykonano w każdym filarze jako płytę żelazobetonową obłożoną licówką,

Opisane wyżej roboty odbudowy obu filarów wykonano we własnym zarządzie gdyż rozpisany 1924 r. przetarg nieograniczony nie dał pożądaných wyników. Do przetargu zgłosiło się 5 firm przyczem najniższa oferta sporządzona na podstawie przygotowanego ślepego kosztorysu wynosiła 58600.—zł. następną, 92500.— i dalsze 134700, 161800 i 188200.—zł. Najtańsza firma której robotę do wykonania powierzono od roboty się cofnęła wskutek czego sezon budowlany 1924 r. prawie został stracony. Odbudowę filarów przeprowadzono

zatem we własnym zarządzie w latach 1925 względnie 1927 i całkowity koszt odbudowy obu filarów wyniósł około 119000 zł.



Rys. 3. Odbudowa filaru Nr. 2 mostu na Bugu w Zegrzu.

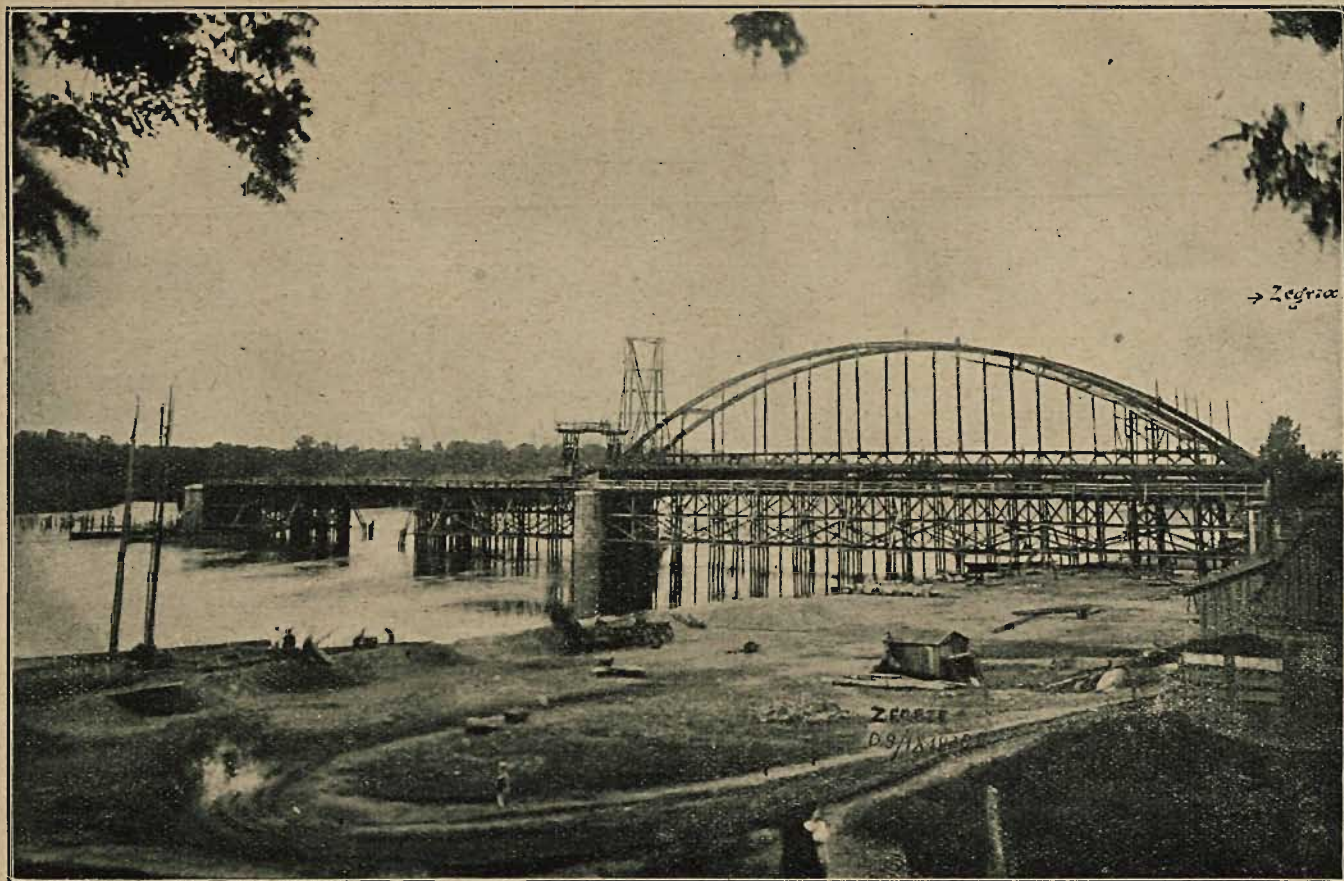
W roku 1925 przystąpiono też do opracowania projektu szczegółowego ustroju niosącego. Jako ustrój niosący rozpatrywane były cztery systemy pokazane na rys. 4. (patrz. tablicę w końcu za str. 1176).

Projekt „A” jako belka równoległa, przegubowa, posiada na filarze I i III odpowiednie rozszerzenie celem wzmocnienia Przeguby urządzone w polach środkowych dzielą belkę na części dla pól skrajnych z wystającymi ramionami 19.6 m długości i na części środkowe zawieszono 58.8 m długie. Na filarach I i III łożyska stałe, na przyczółkach i filarze środkowym łożyska ruchome.

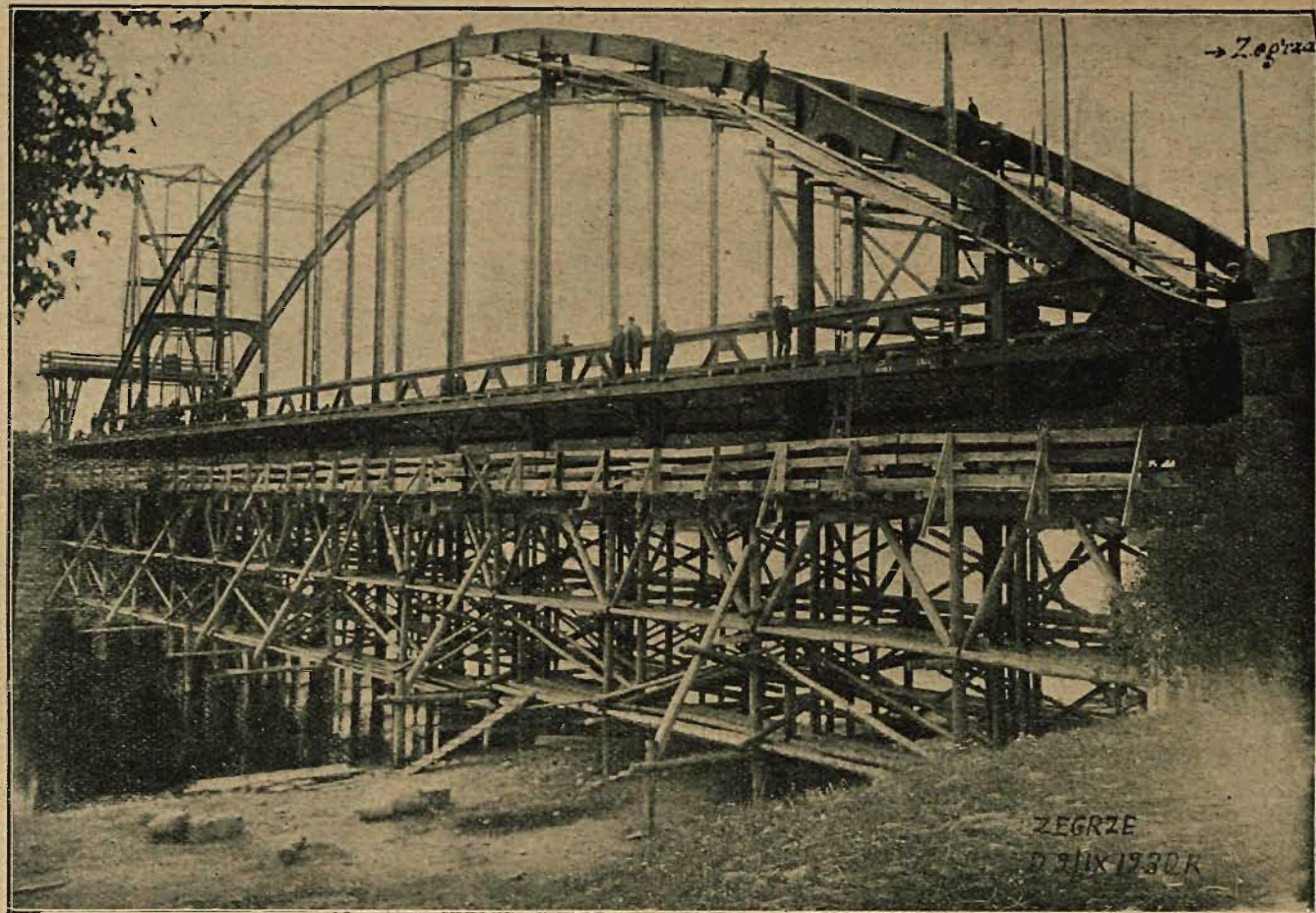
Projekt „B” jako belka paraboliczna o wysokości pośrodku 13.5 m.

Projekt „C” jako łuk kratowy ze ścięgnem u dołu i wystającym ramieniem dla osadzenia równoległej belki pola skrajnego. Rozpiętość łuku 78.40 m, ramię 15.68 m. długie a belka zawieszona 62.72 m.

Projekt „D” jako belka równoległa wzmocniona łukiem pełnym.



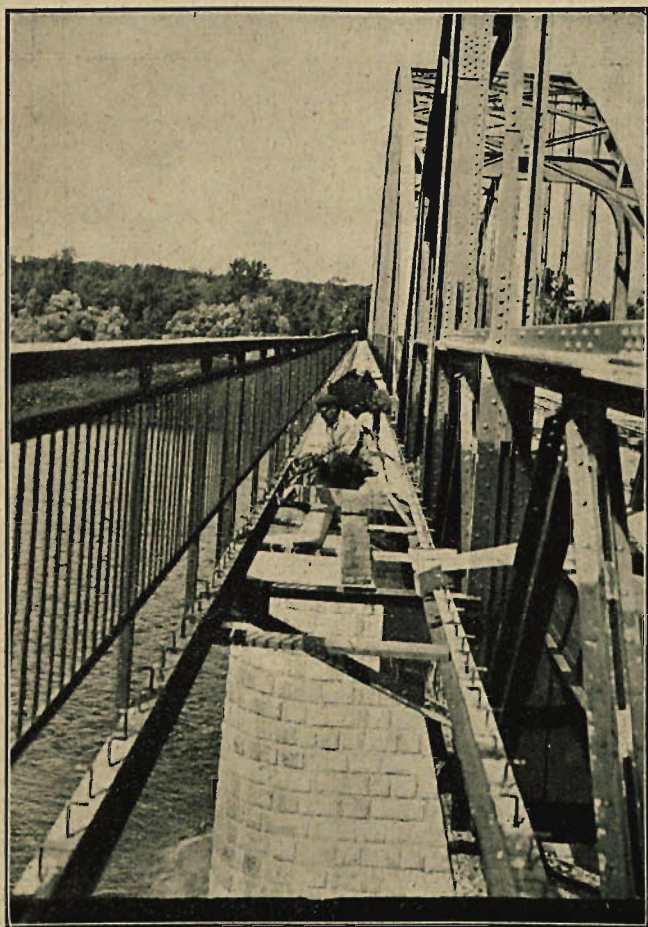
Rys. 5. Ogólny widok robót montażowych mostu na Bugu w Zegrzu.



Rys. 6. Montaż pierwszego przęsła mostu na Bugu w Zęgrzu.



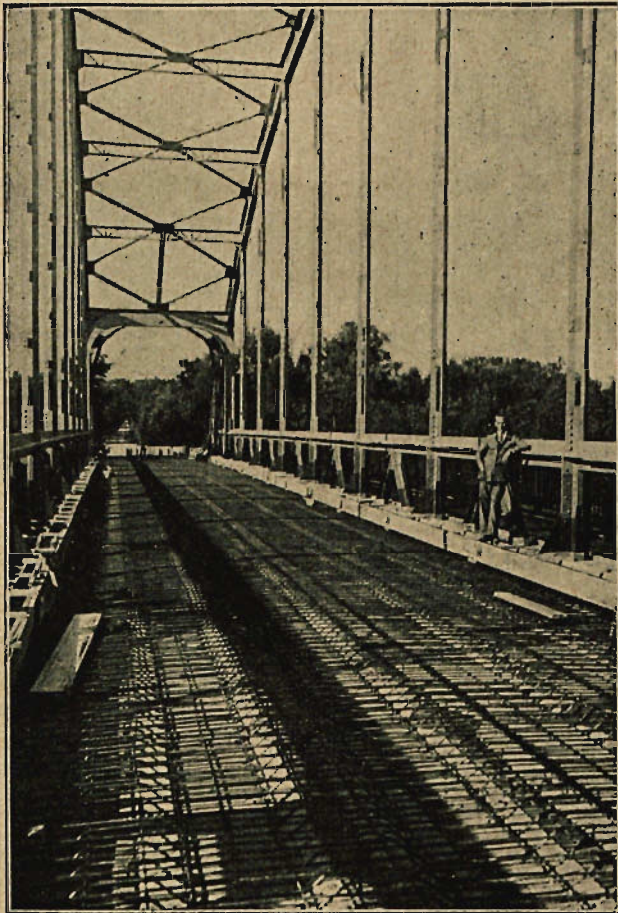
Z pośród tych czterech warjantów wybrano do wykonania projekt „D”. Konstrukcja została obliczona na obciążenie mostów drogowych I klasy. Jako wymiary ustalono: rozpiętość podporowa 77.75 m. szerokość użyteczna jezdni 5.40 m. a razem z krawężnikami 6.20 m. oraz obustronne zewnętrzne chodniki po 1.50 m. Razem zatem szerokość użyteczna mostu 9.20 m. a całkowita szerokość konstrukcji 10.28 m. Stosunek wysokości belki do jej rozpiętości  $h : l = 3.10 : 77.75 = \frac{1}{25.1}$



Rys. 7. Szalowanie żelazobetonowej płyty chodnikowej mostu na Bugu w Zegrzu.

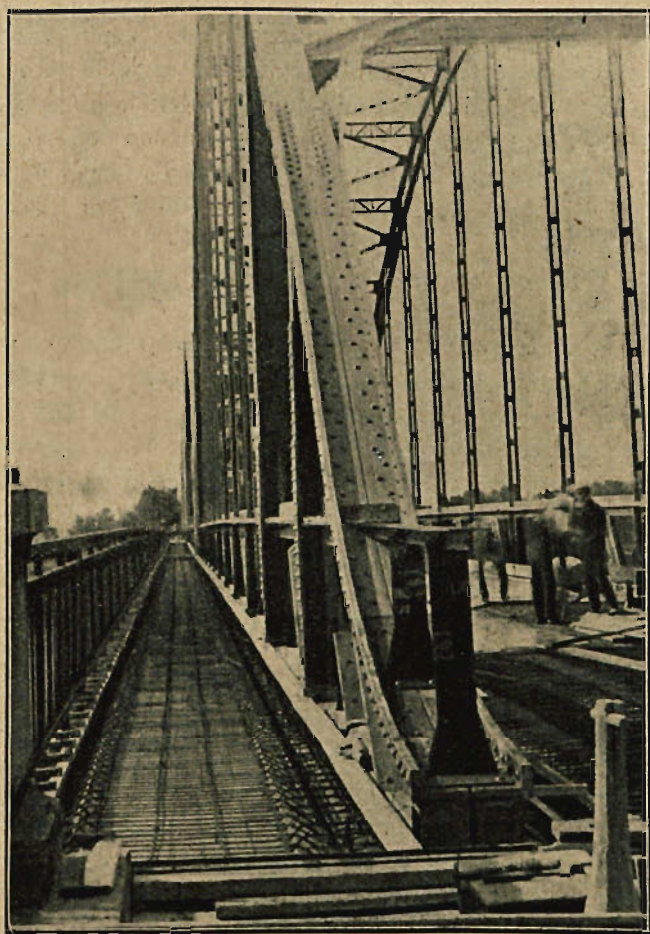
Strzałka łuku 15.00 m. co daje stosunek do rozpiętości  $\frac{1}{5.18}$   
Rozstaw dźwigarów głównych 6.60 m, Rys. 5 i 6 pokazują  
montaż żelaznej konstrukcji.

Cały ustrój podzielony jest na 13 pól po 5.98 m. każde.  
Dźwigary połączone są ze sobą tężnikami podłużnymi dolnymi  
na całej długości, zaś górnymi na długości 9 pól. Na długości  
dwóch pól, t. j. 11.96 m. od podpór most jest otwarty. Część  
przejazdowa mostu składa się z belek poprzecznych i belek  
podłużnych na których opiera się płyta żelazobetonowa grubo-



Rys. 8. Uzbrojenie płyty jezdni mostu na Bugu w Zegrzu.

ści 15 cm. Dźwigary podłużne ustawione są w różnych wysokościach i tak że płyta na nich się opierająca otrzymuje od razu spadek poprzeczny 3%. Na płycie tej po pokryciu jej cienką warstwą bitumiczną ułożona została jezdnia asfaltowa grubości średnio 6 cm. systemem Kom-Dro-Bit. Chodniki na



Rys. 9. Uzbrojenie płyty chodnika i betonowanie mostu na Bugu w Zegrzu.

wspornikach przykryte również płytą żelazobetonową grubości 8 cm. posiadają jednocentowy spadek do wewnątrz i przykryte są warstwą asfaltu lanego grubości 3 cm. Całkowita waga konstrukcji żelaznej jednego przęsła 389563 kg., tak że wa-

ga konstrukcji żelaznej całego mostu 1558254 kg., co daje na 1 m<sup>2</sup> zabudowanej powierzchni około 479 kg.

Rys. 7, 8 i 9 pokazują wykonanie jezdni i chodników.

Dużo interesującego materiału zawiera próba obciążenia mostu. Przeprowadzono ją na wszystkich czterech przęsłach zapomocą obciążenia stałego a na dwóch z nich dokonano także prób ugięcia mostu pod wpływem obciążenia ruchomego. Poza tem ponieważ teoretycznie wyliczone ugięcie dla punktu leżącego w  $\frac{1}{4}$  części mostu nie było o wiele większe od punktu leżącego w środku mostu przeprowadzono obciążenie dla dwóch przęseł odnośnie ćwiartki mostu i dla dwóch odnośnie środka mostu, pragnąc wszechstronnie zbadać zachowanie się ustroju niosącego.

Linja wpływowa ugięcia dla punktu pasa dolnego leżącego w  $\frac{1}{4}$  rozpiętości wyliczona analitycznie przedstawiona jest na rys. 10-a. Zupełnie ten sam obraz otrzymano na samopiszących aparatach Richard'a przy przepuszczaniu pojedynczych ciężarów a mianowicie: przy przepuszczaniu furmanki o ciężarze około 5 tonn otrzymano linię jak rys. 10c, a przy przepuszczaniu dwóch furmanek każda ładowności około 2,5 tonn linje jak rys. 10-d. W tym ostatnim wypadku linja ugięcia wykazuje pewne falowanie konstrukcji dochodzące do 1.6 mm., przeprowadzona jednak linja wyrównawcza (kreskowana) pokrywa się w zupełności z obrazem linii wpływowej wyliczonej analitycznie.

Aby otrzymać maksymalne ugięcie mostu w  $\frac{1}{4}$  rozpiętości obciążono konstrukcję stosownie do obrazu linii wpływowej t. j. tylko na długości odpowiadającej dodatniej gałęzi linii wpływowej rys. 10-b. Obciążenie przeprowadzono w myśl obowiązujących przepisów obciążając jezdnie mostu częściowo ciężarem odpowiadającym ciężarowi wałów drogowych, częściowo zaś ciężarem odpowiadającym tłumowi ludzi. Poza tem chodniki obciążono ciężarem odpowiadającym ciężarowi tłumy. Razem na długości 43.60 m. załadowano około 187 tonn.

Obciążenie przeprowadzano piaskiem i pod działaniem pełnego obciążenia pozostawiono konstrukcję około 18 godzin. Maksymalne ugięcie wyniosło 19 m/m gdy wyliczone teoretycznie wynosiło 22.5 m/m. Po usunięciu ciężaru, konstrukcja wracała powoli do pierwotnego położenia tak, że z całego zaob-

a. Linia wryłkowa ugięcia dla punktu pasa dolnego leżącego w  $\frac{1}{4}$  rozpiętości

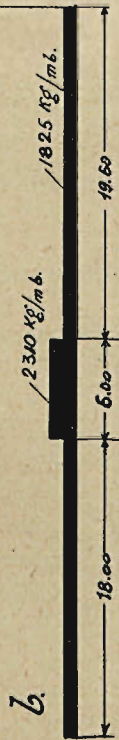
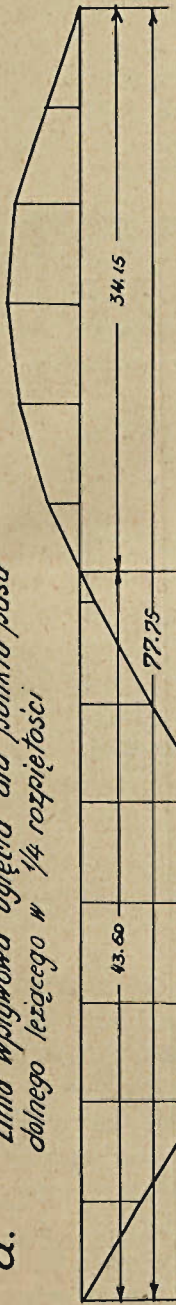


График угиęcia в  $\frac{1}{4}$  разпiєтоści под врылвом сiязару. ручомого 5 тон.



График угиęcia в  $\frac{1}{4}$  разпiєтоści под врылвом двох сiязарiв ручомых а 2.5 тон

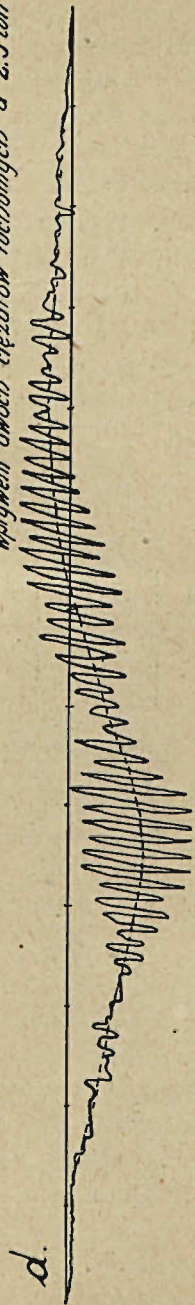


Рис. 10.

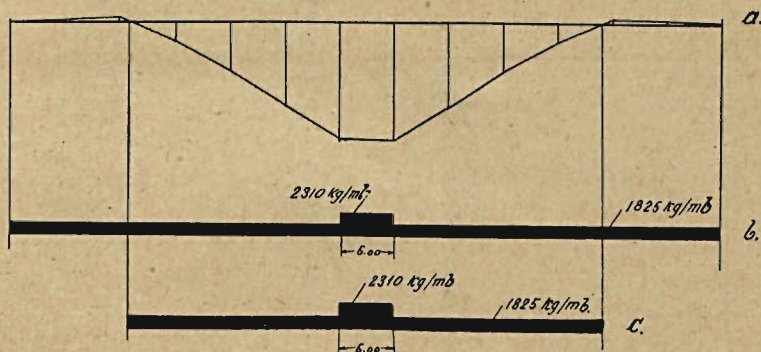
serwowanego ugięcia 19 m/m pozostało jedynie jako stałe ugięcie 2 m/m.

Odpowiedni diagram wykreślony na samopiszącym aparacie Richard'a przedstawia rys. 11. Widać na nim, dokładnie stopniowe uginanie się przęsła przy jego załadowywaniu i odprężanie się przy zdejmowaniu ciężaru.

Podobny rezultat dało i następne przęsło w ten sam sposób obciążone.

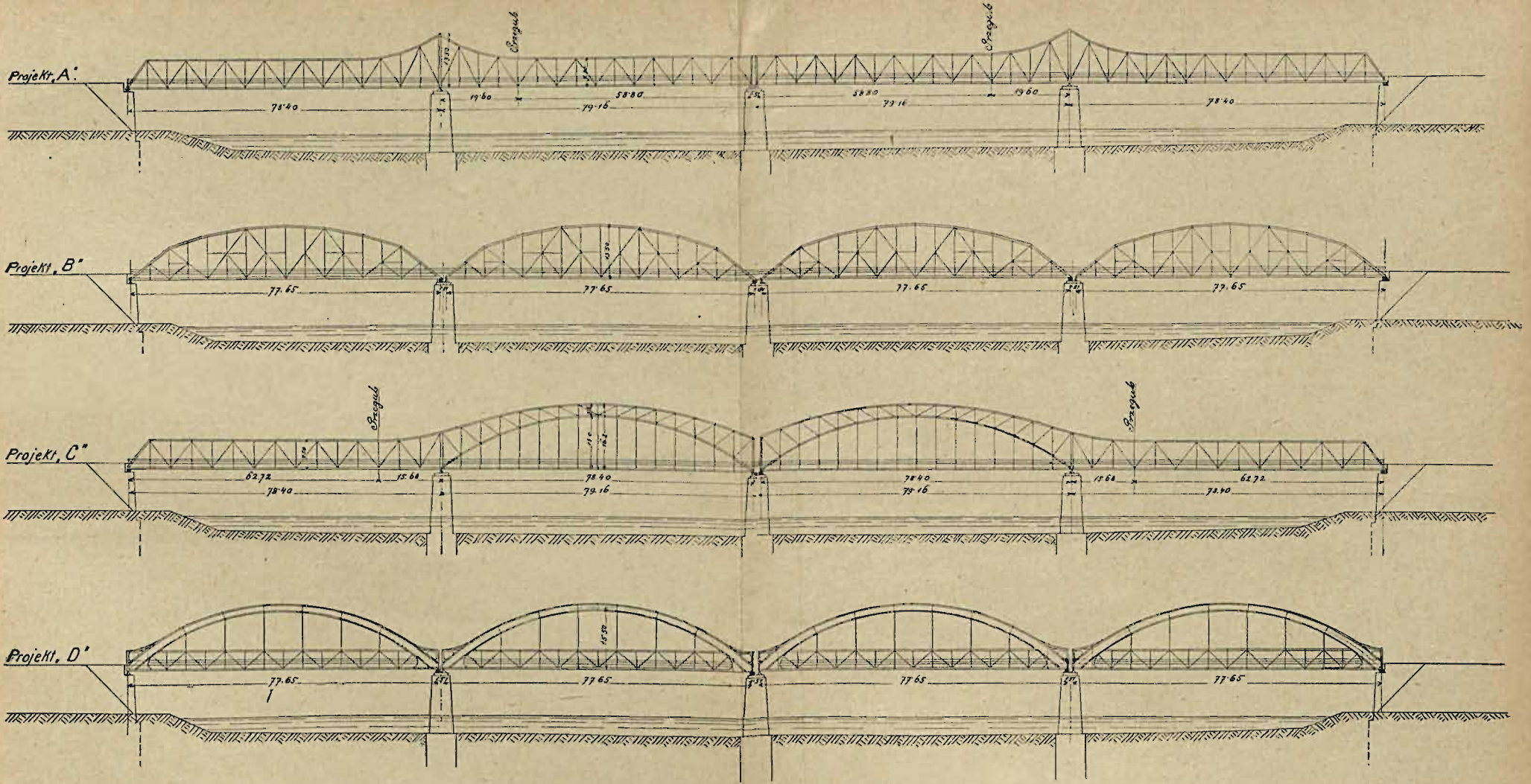
Pozostałe dwa przęsła były obciążone z uwagi na ugięcie mostu w pośrodku rozpiętości. Linia wpływowa ugięcia dla punktu pasa dolnego leżącego pośrodku rozpiętości przedstawiona jest na rys. 12-a.

*Linia wpływowa ugięcia dla punktu pasa dolnego leżącego pośrodku mostu.*



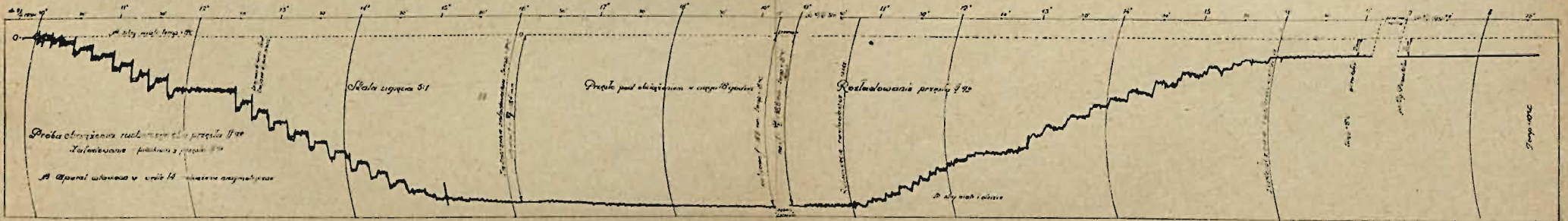
Rys. 12. Linia wpływowa ugięcia punktu środkowego pasa dolnego mostu na Bugu w Zegrzu.

Przy obciążeniu przęsła na całkowitej długości strzałka ugięcia obliczona teoretycznie wyniosła 19.3 m/m, zaś przy obciążeniu tylko części mostu odpowiadającej dodatniej gałęzi linii wpływowej 19.4 m/m. Próbę obciążenia zaś przeprowadzono w ten sposób że najprzód załadowano przęsło na całej długości jak to pokazuje rys. 12-b. Całkowity w ten sposób załadowany ciężar wynosił około 317 tonn. Przy tem obciążeniu strzałka ugięcia wyniosła 16.4 m/m następnie po kilku godzinach rozładowano skrajne części mostu na długościach odpowiadających ujemnym gałęziom linii wpływowej, tak że tylko dodatnia gałąź linii wpływowej została pod obciążeniem. Rys,



Rys. 4. Cztery warjanty projektu mostu na Bugu w Zegrzu.

WYKRES UGIĘCIA 1<sup>o</sup> WĘZŁA DŹWIGARA I<sup>o</sup> PRZESŁA II<sup>o</sup> PRZY OBCIĄŻENIU STATYCZNIEM MOSTU PRZEZ RZĘKĘ BUG W ZEGRZU

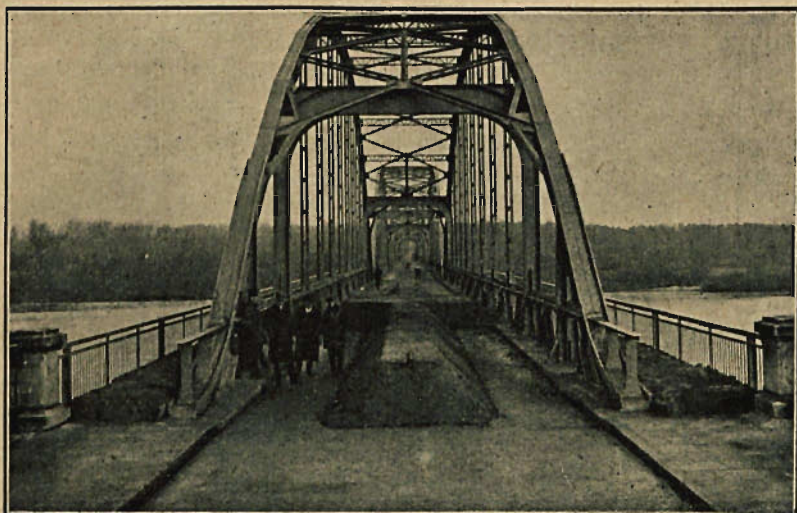


Rys. 11. Wykres ugięcia przy próbie obciążenia jednego z przęseł mostu na Bugu w Zegrzu.



Rys. 14. Ogólny widok odbudowanego mostu na Bugu w Zegrzu.

12-c. Po takim zdjęciu ciężaru ugięcie mostu poszło dalej i doszło do 18 m/m. Po usunięciu ciężaru przeszło zaczęło wracać do pierwotnego położenia i pozostałe ugięcie wyniosło około 6 m/m. Rys. 13 przedstawia przeprowadzenie próby obciążenia.



Rys. 13. Próbné obciążenie jednego z przęseł mostu na Bugu w Zegrzu.

Koszt odbudowy mostu przedstawia się w zaokrągleniu jak następuje.

1) Odbudowa dwóch zniszczonych filarów około . . . . .	119000.— zł.
2) Naprawa trzeciego uszkodzonego filaru, poprawa obu przyczółków i wykonanie 16 ciosów oporowych około . . . . .	33000.— „
3) Koszt konstrukcji żelaznej wraz z kosztem opracowania projektu i kierownictwa robót przy montażu około . . . . .	2014000.— „
4) Koszt wykonania jezdni i chodników mostu, dojazdów i t. p. około . . . . .	<u>190000.— „</u>
Razem około . . . . .	2356000.— „



INŻ. JÓZEF BOJANOWSKI.

## SMOŁA DROGOWA I JEJ ODPOWIEDNIE ZASTOSOWANIE W PRAKTYCE.

Dotychczasowe nawierzchnie tłuczniowe „wiązane zapomocą wody” zaczynają zanikać w szybkim tempie, ustępując miejsca sztucznym nawierzchniom różnego rodzaju, do których zaczęto stosować różne materiały wiążące, jak: cement, szkło wodne, asfalt, smołę i t. p. z pośród tych lepiszczy najważniejsze znaczenie będzie posiadać, ze względu na swą tanią i dobroć, smoła z węgla kamiennego.

Już na początku obecnego stulecia zaczęto stosować na drodze gorącą smołę, ale narazie do wiązania pyłu. Wkrótce przekonano się, że zapomocą smoły nie tylko zapobiegano tworzeniu się pyłu, lecz również zmniejszył się hałas na drodze, nie przybywało szlamu, no i powiększyła się znacznie trwałość drogi. (Ed. Schneider, Moderner Strassenbau).

Dzisiaj już smołowanie dróg jezdnych, spacerowych, podwórzy szkolnych i t. p. wyszło ze stadiów badawczych: jeżeli tu lub tam smołowanie jeszcze chybi, to napewno został zrobiony jakikolwiek błąd, albo powierzchnia drogi była za wilgotna, albo niespodziewanie nadszedł deszcz, albo wreszcie smołę drogową nieodpowiednio przygotowano do pracy.

W ostatecznym jednakowoż wyniku smołowanie jest pożądanym, a nawet niezbędnym środkiem budującym drogę: szczupłymi środkami osiąga się ulepszenie, które w innym wypadku otrzymuje się przy znacznie większym nakładzie kosztów.

Jeżeli do tego dojdzie brak hałasu, czystość znacznie przedłużona trwałość, to nic dziwnego, że rozwój i budowa dróg smołowych zatacza coraz szersze koła, jak to widać z przytoczonych danych liczbowych zużycia smoły w Niemczech <sup>1)</sup>.

W roku 1924:	—	3.000	tonn
„ 1925:	—	12.000	„
„ 1926:	—	60.000	„
„ 1927:	—	85.000	„
„ 1928:	—	97.000	„
„ 1929:	—	120.000	„

<sup>1)</sup> Petroleum 5. 28 — 1 — 31 r.

Jeżeli dalej weźmiemy pod uwagę, że we Francji już nie starczy smoły z własnej produkcji i w roku 1929 sprowadzono tam z Niemiec ponad 100.000 tonn (zużycie 250.000 tonn), w Anglii zużyto ca. 750.000 tonn i w Ameryce, pomimo własnych asfaltów, zużycie sięga ca 500.000 tonn, jeżeli również weźmiemy pod uwagę, że w roku 1929 zużyto u nas zaledwie ca. 3.000 tonn smoły drogowej, to widać, jak daleko nam jeszcze do tych cyfr wyżej przytoczonych i w jak opłakanym stanie musi się znajdować u nas sprawa drogowa, której znaczenie z pewnemi małemi zastrzeżeniami możnaby postawić na równi ze znaczeniem oświaty. Podobnie, jak bez oświaty trudno jest stworzyć społeczeństwo, mogące się uporać z olbrzymim zadaniem, stawianem dziś państwu, tak również bez dróg trudno jest stworzyć organizm gospodarczy, funkcjonujący normalnie<sup>1)</sup>.

W 1929 wyprodukowano u nas we wszystkich koksowniach i gazowniach ca. 110.000 tonn smoły surowej, z której można by otrzymać ca. 30.000 tonn smoły drogowej. Ilości te jednak mogą ulegać zmianom i wahaniom, ponieważ zależne to jest przede wszystkim całkowicie od wahań normalnego stanu gospodarczego kraju, ściślej biorąc, od ilości wyprodukowanego koksu, związanego z przemysłem hutniczym.

Smoła surowa nie nadaje się bez uprzedniego przygotowania do wykonywania dróg smołowych. Ze smoły surowej muszą być oddzielone niżej wrzące części wraz z wyżej wrzącemi, które, nie odgrywając żadnej roli przy smołowaniu dróg, spełniają wielką rolę w innej dziedzinie, gdzie służą jako materiał wyjściowy do wielkiego przemysłu chemiczno-organicznego.

Dopiero odpowiednio przygotowywana, względnie zestawiana smoła tworzy szereg smół drogowych, jak np.:

1. smołę drogową do użytku powierzchniowego I,
2. " " " " wglębnego II,
3. " olejowo-antracenową 50/50
4. " " " " 60/40
5. " " " " 65/35
6. " " " " 70/30
7. " specjalną (Wetterteer)
8. " stabilzowaną
9. " do użytku na zimno
10. emulsję smołową i t. p.,

---

<sup>1)</sup> Polska Gospodarcza Nr. 6; 7—2—31 r. Państwowy Fundusz Drogowy.

które podlegają pewnym przepisom i normom, jak przedstawia przytoczona tablica ogólna, obejmująca wszystkie wymienione gatunki smoł drogowych.

Każdy z tych gatunków smoły ma swoje uzasadnienie i przeznaczenie i, jeżeli będzie umiejętnie zastosowany w praktyce, spełni swe zadanie bez zarzutu, wzmocni nawierzchnię drogową, stłumi hałas ruchu kołowego, uniemożliwi powstawanie pyłu i kurzu i t. p.

Przechodząc z kolei do zastosowania smoły na drodze, musimy podkreślić, że, zarówno nad sposobami wykonywania dróg smołowych, jak również na ich samym wykonywaniu, nie będziemy się bliżej zastanawiać, ponieważ temat ten prasa fachowa już niejednokrotnie poruszała, nie tylko zagranicą, lecz nawet i u nas (np. Drogi smołowe). Jeżeli jednakowoż w którymkolwiek miejscu zaczepimy jeden ze sposobów smołowania, wzgl. nawet jego wykonywanie, to tylko o tyle, o ile będzie nam to potrzebne do naszego tematu, t. j. do zastosowania odpowiedniego gatunku smoły na drodze, w zależności od miejscowych warunków, temperatury otoczenia, wilgotności, podłoża i t. p.

A więc jeden z najbardziej rozpowszechnionych sposobów smołowania (u nas do 90%) jest to powierzchniowe smołowanie. Pod powierzchniowym smołowaniem rozumiemy równomierne rozproszczenie smoły drogowej, wzgl. emulsji na nawierzchni drogowej zapomocą rozpryskiwacza. Powłokę następnie zasypuje się żwirem. Takie smołowanie uszczelnia nawierzchnię drogi, chroni ją wobec ssącego działania pojazdów, chroni ją przed wciskaniem się wilgoci, dostarcza ruchowi równą lecz dość szorstką jezdnię. Powierzchniowe smołowanie zwykle wykonywuje się od marca do października przy suchej i ciepłej pogodzie. Przemoczone drogi na skutek zacieniającej okolicy albo w lasach nie powinny być smołowane, ponieważ smołowanie na takich drogach długi czas się nie trzyma, natomiast trzeba przeczekać, aż droga dobrze przeschnie, albo ostatecznie można wykonać specjalne smołowanie zapomocą smoły specjalnej (Wetterteer) lub też emulsją smołową, które również wiążą wilgotną nawierzchnię. Wszystkie te roboty można wykonywać w takich warunkach, o ile nawierzchnia nie posiada glinki, w przeciwnym wypadku i te ostatnie sposoby mogą zawieść.

Zestawienie własności smół drogowych

Lp.	Wyszczególnienie	smoła		smoła olejowo-antrac. <sup>2)</sup>				Specj. (Wette teer)	Stabili- zowana <sup>1)</sup>	na zimno	Emul- sje smoły
		I.	II.	50/50	60/40	65/35	70/30				
1.	Gęstość w 25° C. do . . .	1,220	1,240	1,220	1,220	1,240	1,250	1,240	—	1,16	Własności emulsji na innym miejscu
2.	Woda wagowo . . . . .	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,0%	
3.	Destylaty poniżej 170° C. .	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	—	—	1—12	
4.	Destylaty 170—270° C. . .	8,17	8—16	1—15	1—10	1—8	1—6	1—0	—	8—20	
5.	„ 270—300° C. . . . .	4—12	6—12	4—12	4—12	3—10	2—8	5—0	—	3—12	
6.	„ 300—350° C. . . . .	14—27	12—26	25—40	17—31	17—27	15—25	—	—	8—40	
7.	Pak pozostały wag. . . . .	55—65	60—70	45—55	55—65	60—70	65—75	60,0	—	40—60	
7a	Pkt. zmiękn. wedł. Kr. S. .	60—75	60—75	60—75	60—75	60—75	60—75	60—75	—	60—75° C.	
8.	Fenole objętościowo . . .	4%	4%	3	3	2	2	—	4%	2,0	
9.	Naftalen wagowo . . . . .	4%	4%	3	3	3	2	—	4%	2,0	
10.	Antraczen sur. wag. . . . .	3%	3,5	3	3	3,5	4	—	3,5%	2,0	
11.	Węgiel wolny wag. . . . .	5—16%	5—18%	5—16%	5—18%	5—18%	5—18%	do 18	—	12	
12.	Wiskoza w/g. H <sub>25</sub> . . . . .	6—15s.	20—100	3—15	20—70	nad 100	nad 100	—	10—25	0,5—4%	
	„ konsystomierzem w 30° . . . . .	8—17s.	20—100s	14,7s.	20—70s	przy 40° 15—40s. 40—80s.		—	—	1,0—4%	
13.	Popiół wagowo . . . . .	0,5%	0,5%	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
14.	Asfalty . . . . .								15—20%	15%	
15.	Pkt. topliwości (Tropfpunkt).							ponad 30°.			
15.	Pkt. krzepnięcia (Erstar- rungsp.) . . . . .							poniż. 25° C			

<sup>1)</sup> Według norm własności Dróg Inst. Bad. na rok 1931.

<sup>2)</sup> „ „ niemieckich z r. 1930.

Do powierzchniowego smołowania praktycznie w normalnych warunkach powinny wystarczyć—smoła drogowa I i smoła olejowo-antracenowa 60/40. Zbliżają się one do siebie prawie jednakową zawartością paku, natomiast smoła I zawiera większą procentową ilość oleju średniego, wskutek czego wiskoza jej jest niższa, aniżeli smoła olejowo-antracenowa 60/40. Smołę drogową I więc można ogrzewać niżej przed wprowadzeniem na drogę, np. między 90—110° C. a smołę antracenową 60/40 między 100—120° C. Jednakowoż przy chłodniejszej pogodzie, wyjątkowo należy ogrzewać ostrożnie smołę jedną i drugą do wyższej temperatury, lecz nie wyższej od 140, C., a 60/40 od 150° C. i następnie wykonywać czynność powierzchniowego smołowania. Smoła I nadaje się przede wszystkim przy ciepłej pogodzie do zbitej nawierzchni, smoła 60/40 w bardziej ocienionych miejscach, na przejazdach, przy mniej zbitych nawierzchniach i przy b. gorącej pogodzie.

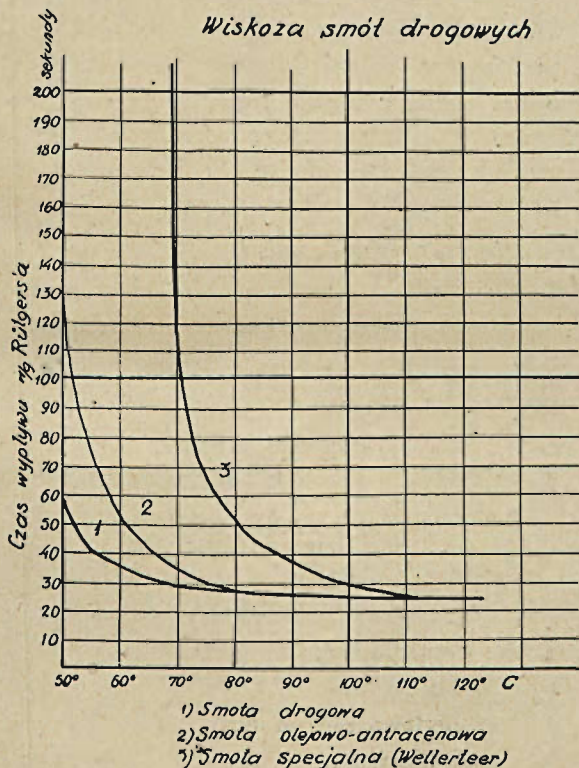
*Uwaga:* W wyjątkowych wypadkach przy zaopatrzeniu starych nawierzchni smołowych w możliwie cienką nową powłokę, pożądane jest stosować smołę o niskiej wiskozie od 5 do 10 sekund wg. konsystometra przy 30° C.; nadawałaby się tu smoła I o wiskozie przy 8 sek. i smoła olejowo-antracenowa 50/50.

Przy b. gorącej pogodzie dobrze jest stosować również smołę specjalną (Wetterteer) na bardziej zacienionych odcinkach, gdzie panuje mniej więcej stale wilgoć i inne zanieczyszczenia: ogrzewa się ją przed smołowaniem do 140° C. przy zewnętrznej temperaturze do +10° C.

Jeżelibyśmy chcieli porównać smołę specjalną (Wetterteer) ze smołą olejowo-antracenową 60/40 i ze smołą drogową I pod względem ich najbardziej charakterystycznych właściwości, t. j. wiskozy, np. wg. Rütgers'a, to przy 50° C. jest jeszcze gęsta, a przy ogrzaniu do 100° osiąga mniej więcej płynność smół innych gatunków, a przy 125° C ma tę samą wartość<sup>1)</sup>. Wzrost wiskozy przy niższych temperaturach nie osiąga się tu jednakowoż przez sam wzrost zawartości paku, lecz przez odpowiednie czynności chemiczne; zawartość paku wynosi tu mniej więcej 60%. Ponieważ zastosowanie tej smoły specjalnej prze-

<sup>1)</sup> Der V. f. T. = Wetterteer und seine Verwendung.

widuje się w bardzo wyjątkowych wypadkach i połączone jest z dużą znajomością rzeczy, i fachowości, przeto stosowanie jej powinno być bardzo ostrożne i na większą skalę przy dużej wprawie, w przeciwnym wypadku należy tu lepiej zastosować smołę olejowo-antraceniową 60/40, wzgl. emulsję smołową lub też smołę przy zastosowaniu na zimno.



Przechodząc teraz do emulsji, musimy zaznaczyć, że smoła drogowa jest tu równomiernie w sposób mechaniczny w wodzie shomogienizowana w postaci drobnych kuleczek, których średnica dochodzi do  $\frac{1}{10.000}$  mm i większych. Kuleczki te stabilizowane są przy pomocy t. zw. emulgatora, który otaczając te kuleczki, trzyma je przez dłuższy lub krótszy czas w wodzie w postaci zawiesiny. Przy zetknięciu się takiej zawiesiny z szorstkim kamiennym materiałem, zostaje zachwiana równo-

waga kuleczek, a smoła, uwolniona od otaczającej jej błonki emulgatora, przykleja się do ścian mineralnych cząsteczek, tworząc jednolitą warstwę i wypychając nazewnątrz wodę, która potem stopniowo odparowuje, albo też spływa na boki.

Emulsja taka zawiera do 50—60% smoły i posiada ciekłą do półpłynnej konsystencji. Pozwala się stosować emulsję na zimno nawet w czasie pogody wilgotnej i na nawierzchni wilgotnej. Wyjątkowe usługi daje emulsja na początku roku i pod koniec jesieni do poprawienia wyboi i uszkodzonych miejsc. Emulsja stosuje się wyłącznie do powierzchniowego smołowania i naprawy uszkodzonych miejsc; do innych sposobów emulsji smołowej nie udało się zastosować. Własności emulsji przedstawiają się w sposób następujący:

*I. Zewnętrzny wygląd emulsji.*

1. Wygląd: — jednorodność
2. Obraz pod mikroskopem — badanie

*II. Skład emulsji:*

1. Zawartość wody
2. „ popiołu 3.0 %
3. „ suchych substancji ca. 52.0 %

*III. Skład i własności suchej substancji:*

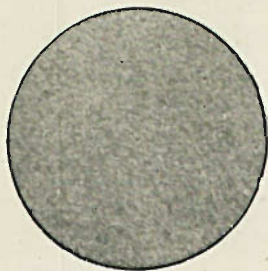
1. Własności smoły
2. Zawartość bitumenów

*IV. Próby kontrolujące:*

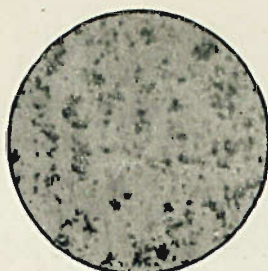
1. Na odsadzenie
2. „ wytrzymałość na mróz
3. „ lepkość
4. „ ścinanie emul.

Ażeby uniknąć kosztów przewozu wody, stosuje się nieraz bezwodne preparaty smołowe, wymieszane z emulgatorem, które już na budowie przez dodanie odpowiedniej ilości wody pozwalają się przerabiać na emulsje smołowe (sposób Ajak'a i Callhumid'a) i od razu się stosować do budowy dróg.

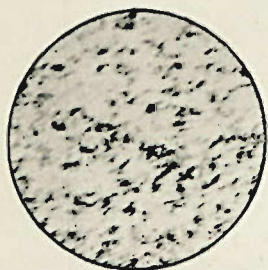
W tablicy ogólnej norm własności smół drogowych są umieszczone również normy smół t. zw. stabilizowanych. Ponieważ smoły stabilizowane zajmują dziś dominujące znaczenie przy smołowaniu prawie wszystkimi dotychczasowymi sposo-



Rys. 1. Z. K. S. I.



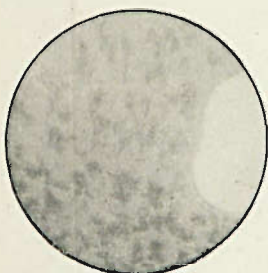
Rys. 2. Z. K. S. I. Eban 25%



Rys. 3. Z. K. S. I. Karpaty  
(Asfalt E) 25%



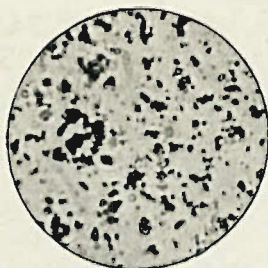
Rys. 4. Z. K. S. I. Molfalt B. C.  
(Galicja) 25%



Rys. 5. Z. K. S. I. Bitupol A. 4 25%



Rys. 6. <sup>50</sup>/<sub>50</sub> Bitupol A. 4. 25



Rys. 7. A. <sup>60</sup>/<sub>40</sub> Gorlice 25%



bami, przeto należałoby się z nimi również pokrótce zaznajomić. Smoły stabilizowane składają się z mieszaniny smoły normalnej i asfaltu naturalnego, wzgl. sztucznego. Mieszanka taka musi być równomiernie rozłożona i jednolita, nawet przy dłuższym staniu. Nie należy jednakowoż praktycznie przekraczać granicy 20% domieszki bitumenów (asfaltów), ponieważ może zająć obawa wydzielenia się asfaltu na drodze; taka mieszanka nie mogłaby się już nadawać do użytku, bo nie dawałaby zasadniczej gwarancji chronienia smoły od wydzielenia się niżej wrzących i bardziej lotnych części.

Dodatek asfaltu znacznie podwyższa wiskozę smoły, przez co obniża jej wnikliwość (penetrację) wewnątrz porów kamienia; stosownie więc do wiskozy trzeba odpowiednio kierować temperaturę smoły przed jej użyciem, stosując temperaturę w zależności od otoczenia no i wiskozy w granicach od 110° C. do 140° C., a nawet w niektórych wyjątkowych wypadkach, zwłaszcza przy górnej granicy wiskozy, podanej w tablicy, i w chłodne dni można ogrzać smołę stabilizowaną do 150° C. (kocioł do ogrzewania smoły powinien być od czasu do czasu oczyszczony z nagromadzonego osadu, ażeby uniknąć przegrzewań miejscowych).

Najpraktyczniejsze zastosowanie znajdzie smoła, stabilizowana asfaltami o wiskozie nieprzekraczającej 25 sek., przy powtórnem smołowaniu powierzchniowem, do którego można też stosować smołę drogową II i smołę olejowo-antracenową 65/35, przede wszystkim z wiskożą przy ich dolnych granicznych punktach.

Najodpowiedniejszym i najszybszym sprawdzaniem smół stabilizowanych będą dziś mikroskopowe badania, stwierdzające jednorodność mieszanki; można nawet robić dziś zdjęcia mikrograficzne smół czystych, oraz mieszanek w dowolnem powiększeniu, jak widać z załączonych niektórych obrazów: 1) smoła drogową ZKS. I; 2) mieszanka ZKS. I Ebano 25 %; 3) mieszanka ZKS. I Karpaty (asfalt C); 4) mieszanka ZKS. I Molfalt B. (Galicja) 25 %; 5) mieszanka ZKS. I Bitupol A. 4 25%. 6) smoła olejowo-antracenowa 50/50 Bitupol A. 4 25%; 7) smoła olejowo antracenowa 60/40 Gorlice 25 %.

Dażąc z jednej strony w kierunku udoskonalenia budowy dróg, z drugiej znowu do uproszczenia i potanienia sa-

mego sposobu wykonywania dróg smołowych, w ostatnich czasach zaczęto stosować zagranicą z dużym skutkiem smołę odpowiednio przygotowaną do smołowania na zimno, szczególnie do powierzchniowego smołowania, wzgl. do sposobu nasycania żwirówki. Jeżeli uwzględnimy, jak mówią komunikaty, — że przy zastosowaniu smoły sposobem na zimno odpada wysokie ogrzewanie, redukcja w robociznie, lepsza organizacja, a więc szybsza praca, zmniejszenie agregatu maszynowego i stosowanie pracy prawie przy każdej pogodzie, to nic dziwnego, że należy się bliżej zapoznać z tym nowym środkiem wiążącym.

Smoła do stosowania na zimno fabrykuje się z normalnej smoły drogowej, odpowiadającej wymaganiom warunkom technicznym i otrzymuje pewne dodatki, które wynoszą od 7—10% ogólnej ilości. Aby umożliwić przerabianie takiej smoły przy wilgotnej pogodzie, wzgl. na mokrych kamieniach, dodaje się ten dodatek nieraz z pewną ilością wody, ale ogólna suma takiego dodatku nie powinna przekroczyć 12%. Tak otrzymana smoła posiada konsystencję płynno-ciagliwą o wiskozie ca. 2 sek. co daje możność stosowania jej do powierzchniowego smołowania przy normalnej temperaturze i prawie przy każdej pogodzie. Temi dodatkami rozcieńczającymi będą albo ciała łatwo ulatniające się, albo dodatek ciał chemicznych, które najpierw będą środkami rozcieńczająco-wiążącymi, a następnie zesmalająco-polimeryzującymi: ta druga własność tych ciał byłaby szczególniej pożądana.

W ciągu niespełna jednego roku 1930 pojawił się już na rynku cały szereg smół do stosowania na zimno i jednocześnie różne sposoby stosowania takowych na drodze, a więc stosowanie takiej smoły przy normalnej temperaturze, ogrzewanie jej do 50° C. i wyżej i t. p.

Aby smołę do stosowania na zimno można było dokładnie poznać, jest niezbędne, aby ją rozłożyć na części składowe, zbadać i stwierdzić jej własności fizyczne, również stwierdzić, jakie różnice zachodzą między smołą do stosowania na zimno i normalną smołą, stosowaną na gorąco.

W tym też celu Laboratorium Związku Koksowni przystąpiło do szczegółowej analizy jednej ze smół stosowanych na zimno „Cowa Kaltteer”, jak również do zestawienia tego rodzaju smoły narazie w dwóch odmianach, które w ilości jednej tonny,

każda zaraz zostały wysłane na drogę celem praktycznego wypróbowania i porównania ze smołą zagraniczną. Wyniki tych badań laboratoryjnych oraz zestawienia smoly do stosowania na zimno przez Fabrykę Chemiczną Związku Koksowni w Hajdukach możnaby porównać zapomocą ich własności chemicznych i fizycznych.

*Zestawienie własności smół drogowych do stosowania na zimno.*

Lp.	Wyszczególnienie:	Własności z literatury <sup>1)</sup>	Cowa Kaltteer	Związek koksowni	
				I.	II.
1.	Gęstość w 25° C . . .	do 1.16	1.11	1.165	1.140
2.	Woda wag. . . . .	ca 1.0	0.6	0.8	0.4
3.	Destylaty poniżej 170°C	1—12%	11.4	7.2	8.0
4.	" do 270° C	8—20%	11.24	15.0	13.2
5.	" " 300° C	3—12%	3.7%	7.2	6.4
6.	" " 350° C	8—40%	10.28	18.2	16.0
7.	Pak wagowo . . . .	35—65%	62.2	52.0	56.2
"	Punkt zmięknienia . .	wyl. 67° C	63°C	77° C	70° C
8.	Fenole objęt. max . .	2.0%	—	1.6	1.4
9.	Naftalen wag. . . .	2.0%	1.0%	1.8	0.6
10.	Antracen . . . . .	2.0%	2.5	3.6	2.8
11.	Wolny węgiel . . . .	12.0%	7.9	—	—
12.	Wiskoza w/g. H <sub>25</sub> . .	—	—	0.5sek.	1 sek.
	Konsystometra od . .	0.5 do 4 sek.	2 sek	—	—
13.	Popiół wag. . . . .	0.5	0.25	—	—
14.	Asfalty ca. . . . .	15.0%	15.0%	—	15.0%

Nie wnikając szczegółowo do analizy poszczególnych frakcji smoly „Cowa-Kaltteer„ możemy uogólnić, że frakcje do 250° C. mają charakter wybitnie mieszany aromatyczno-alifatyczny i początek wrzenia rozpoczyna się nawet przy 45° C. Taką smołą można stosować odrazu przy zwykłej temperaturze otoczenia, smoła zaś, której początek wrzenia będzie się zaczynał ok. 80° C., wskazanem byłoby ją podgrzać przed samym użyciem do max. 45 — 50° C., szczególnie przy niskiej temperaturze otoczenia.

Z chwilą pojawienia się smoly do stosowania na zimno, zdawałoby się już że cel prosty, do którego się zwykle dąży powinien być przynajmniej częściowo rozwiązany, zdawałoby

<sup>1)</sup> Asphalt u. Teer Nr. 35; 27/8. 1930.

się, że powinniśmy rozpocząć stosować wyłącznie smołę w zimnym stanie przynajmniej do powierzchniowego smołowania, ale już od początku wprowadzenia tej smoły zachodzą pewne wątpliwości, jak kształtuje się proces ulatniania niżej wrzących części i czy zachodzi on w sposób normalny, sprawy te nie były jeszcze dokładnie skontrolowane na drodze.

W laboratorium ulatnianie takie, czyli strata na wadze przedstawi się w sposób następujący, przy ogrzewaniu w ciągu 5 godzin w temperaturze 60° C., 80° C i 100° C.

	60° C	80° C	100° C
Smoła normalna . . . . .	1.5	5.1	10.1
„ stabilizow. . . . .	1.5	4.1	6.7
„ dostosow. na zimno . . .	4 — 21%	8 — 30	15 — 35%

Reasumując wszystkie dodatnie strony smoły sposobem na zimno, a mianowicie: zanik uciążliwego zapachu smoły normalnej przy ogrzewaniu, brak tworzenia się brył przy smołowaniu na gorąco, prawdopodobne mniejsze zużycie smoły na skutek lepszego zmoczenia i przylegania smoły, praca niezależna od temperatury i pogody, łatwe przenikanie smoły do wszystkich szczelin i fug i łatwiejsze wypełnienie nawierzchni, brak dużej ilości wody (emulsja), ekonomja parku maszynowego i t. p. zachodzi pytanie, jakiej smole powinno się dać dziś pierwszeństwo, czy stosowanej na gorąco czy też smole na zimno?

Jak wyżej przytoczona tablica strat na wadze powinna wskazywać, że w normalnych warunkach powinna zasługiwać na pierwszeństwo smoła do stosowania na gorąco: posiada ona gęstszą konsystencję i ogrzana do odpowiedniej temperatury wciska się do szczelin i porów, szybciej zastyga, prędzej i mocniej wiąże nawierzchnie.

Smoła więc sposobem na zimno nadawałaby się przede wszystkim do poprawiania robót źle wykonanych, a że praca taka nie jest zależna od temperatury i pogody, przeto można by takie naprawy wykonywać na wiosnę przed rozpoczęciem głównych robót i na jesieni po ich ukończeniu. Do takich robót stosowało się do dziś emulsję smołową, wzgl. asfaltową,

lecz emulsja ma tę ujemną stronę, że zawiera zbyt duży czynnik, którym jest woda, dochodząca nieraz do 50%.

Kończąc tych parę uwag o smole drogowej, należałoby jeszcze wspomnieć pokrótce, że często się drogom smołowym zarzuca, że one wymagają stałej pielęgnacji, która właściwie polega na tem, że drogi smołowe należy utrzymywać w stanie czystym, szczególnie w początkowym stadium wykonania. Jeżeli się uwzględni, że wszystkie drogi należałoby utrzymywać w należytej czystości i że drogi smołowane są bez porównania tańsze od dróg z kamienia, asfaltu czy betonu, wolne są od szmeru, pyłu i są chwytnie, że padają się do dróg stromych ca. 12 — 14% to zarzut wyżej wspomniany nie powinien tu odgrywać żadnej roli.

---

INŻ. M. MACZYŃSKI i INŻ. ST. LENCZEWSKI SAMOTYJA.

### Z PRAC NAD ZASTOSOWANIEM WAPIENI DO NAWIERZCHNI BITUMICZNYCH.

Z pośród zagadnień, interesujących Drogowy Instytut Badawczy a dotyczących zużytkowania materiałów krajowych kamiennych i lepiszcz bitumicznych, jako jedno z ważniejszych wysuwa się sprawa szerszego zastosowania krajowych wapieni do nawierzchni ulepszonych.

Zastosowanie wapienia ze szkłem wodnym do t. zw. nawierzchni „krzemianowych” jest już powszechnie znane. Z przestudjowania różnych typów budowy nawierzchni ulepszonych z lepiszczem bitumicznym, najodpowiedniejszym wydawałby się sposób budowy na zimno, przy zastosowaniu jako materiału kamiennego odpowiednich gatunków wapieni, powleczonych przednio materiałem bitumicznym, przy odpowiednim doborze ziarn, obliczonym na minimum próżni. Sposób powyższy winien dać duże możliwości dla zastosowania asfaltów parafinowych.

Badania i próby wstępne przeprowadzono narazie na wapieniu i mieszankach ze smół i asfaltów bezparafinowych, rezerwując sobie w dalszym ciągu zastosowanie asfaltów parafinowych. Nadające się do tego typu nawierzchni wapienie win-

ny posiadać dużą twardość i wytrzymałość na zgniatanie przy małej ścieralności i nasiąkliwości, oraz nie powinny zawierać domieszek gliniastych. Specjalną uwagę zwrócono na wapień z powiatu olkuskiego (wojew. kieleckie), których własności mieszczą się w granicach podanych w tablicy I.

Tablica I.

Rodzaj skały: wapień zbity . . . . .	o d	d o
Ścieralność w bębnie Deval'a. % . . . . .	7,60	2,96
Ścieralność na tarczy w cm . . . . .	2,01	0,42
Wytrzymałość na ściskanie kg/cm <sup>2</sup> . . . . .	401	1380
Nasiąkliwość % . . . . .	8,32	0,42
Gęstość . . . . .	2,17	2,66
Ciężar właściwy. . . . .	2,70	2,85
Porowatość . . . . .	0,18	0,011
Zwięzłość . . . . .	2	12

Do badań użyto wapieni, których cechy wytrzymałościowe i fizyczne zbliżone były do cyfr zawartych w rubryce „do” powyższego zestawienia, zgodnie z omówionymi na wstępie warunkami, jakim wapień, nadające się do danej nawierzchni, muszą odpowiadać.

Materiał użyty do prób, był przetłukiwany ręcznie i przesortowywany na sitach systemu amerykańskiego, przyczem do prób wzięty był miał, przechodzący przez sito № 10 i zatrzymujący się na sicie № 200.

Pył przechodzący przez sito № 200, zastosowany był, jako wypełniacz dla zmniejszenia ilości wolnych przestrzeni w mieszaninie. Skład mieszaniny materiału kamiennego dobierany był tak, by przy odpowiednim ilościowym ustosunkowaniu się ziaren, przechodzących przez kolejne numery sit (począwszy od № 10 i kończąc na № 100) można było uzyskać maximum wypełnienia wolnych przestrzeni. Za podstawę do ustalenia powyższych proporcji przyjęta była krzywa przesiewu, otrzymana ze wzoru Füller'a:

$$p = 100 \sqrt{\frac{d}{D}}$$

gdzie p oznacza % ziaren, które przeszły przez dane sito,  
d „ „ badaną średnicę ziaren,  
D „ „ największą średnicę ziaren, wchodzących  
w skład danej mieszaniny. W omawianym wypadku  $D = 2,5$  mm.

Wyniki otrzymane z krzywej Füller'a sprawdzono dwojako:

- a) przez określenie ilości wolnych przestrzeni w mieszaninach o kolejnym ustosunkowaniu składników przy pomocy nasycenia stałej objętości takiej mieszaniny wodą;
- b) przez ważenie stałej objętości powyższych mieszanin w stanie suchym.

„Stałą objętość” uzyskiwano przez potrząsanie i ugniata-  
nie badanej mieszaniny do zupełnego ustalenia się objętości.

Obie metody powyższe dały wyniki, zbliżone do wyników otrzymanych z krzywej Füller'a, więc na tej podstawie ustalono ostatecznie i przyjęto do dalszych badań skład mieszaniny mineralnej, spełniający w danym wypadku warunek maximum wypełnienia wolnych przestrzeni.

Jako lepiszcza bitumicznego użyto smoły stabilizowanej, wychodząc z założenia, że dobra wnikliwość tego lepiszcza zapewni z jednej strony należyte przepojenie kamienia, zbliżając go tem samem do wapniaków bitumicznych, naturalnych, przy jednoczesnem zmniejszeniu kruchości kamienia, a z drugiej strony pewien dodatek asfaltu zwiększy wiskozę lepiszcza, oraz jego zdolności lepiące.

Smoły użyto w głębszej o własnościach i składzie przewidzianym w normach obowiązujących:

Wiskoza wg. Hutchinson'a przy tem.  $25^{\circ}$  C — 27,5 sek.

„ konsystomierzem „ „  $30^{\circ}$  C — 30,0 „  
przy normalnym stosunku składników.

Asfalt zastosowano krajowy, nie zawierający parafiny i dający przy stabilizacji mieszanki zupełnie jednorodne. Punkt topliwości asfaltu wynosił  $46^{\circ}$  C wg. Krämer Sarnow'a, wiskoza zaś smoły stabilizowanej oznaczona konsystomierzem, wynosiła w  $30^{\circ}$  C — 45 sek.

Przy sporządzaniu mieszanek wykorzystano doświadczenia i spostrzeżenia, opublikowane w Biuletynie № 2 D. I. B. Mie-

szanie materiałów kamiennych z lepiszczem bitumicznym odbywało się ręcznie w temp.  $\pm 120^{\circ}$  C, poczem gotowa mieszanka po całkowitem jej wystygnięciu użyta była do przygotowania próbnych brykietów.

Brykiety o kształcie cylindrycznym, średnicy 50 mm. i wagi około 100 g. przygotowane były na zimno na prasie hydraulicznej pod ciśnieniem 3000 kg., co stanowi 152,9 kg/cm<sup>2</sup> powierzchni brykiety.

Brykiety powyższe zostały poddane badaniom na nasiąkliwość, wytrzymałość na zgniatanie i na zwięzłość.

Próbki, zanurzone w wodzie o temp. pokojowej, po upływie 36 godzin wykazały nasiąkliwość znaczną, dochodzącą do 2% pierwotnego ciężaru brykietów.

Próby wytrzymałości na zgniatanie wykazały naogół małą odporność brykietów na zgniatanie: przy obciążeniu powyżej 150 kg/cm<sup>2</sup> brykiety badane rozpełzały się, przyjmując charakterystyczne kształty beczkowate.

Próby zwięzłości na przyrządzie Page'a wykazały znaczną odporność brykietów na uderzenia. Przeciętną miarę zwięzłości stanowiło 25 uderzeń, przyczem przy uderzeniach dalszych brykiety pękały stopniowo, nie wykazując kruszenia się.

Praca powyższa jest, jak dotychczas, jedynie zestawieniem spostrzeżeń, poczynionych przy pracy laboratoryjnej w D. I. B. Porównując sporządzone przez nas próbki z próbkami dostępnych dla nas analogicznych materiałów zagranicznych, można stwierdzić, że wapniaki twarde, zbliżone własnościami do charakterystyki, podanej w rubryce „do” tablicy I., przedstawiają materiał, nadający się do wyrobu mieszanki dającej się użyć na zimno na drogach.

Oдноśnie do lepiszcza, zauważyć się daje korzystny wpływ dodatku asfaltu, szczególnie twardego, dzięki czemu otrzymuje się na powierzchni ziaren warstwę lepka, ściśle przylegającą i częściowo wnikającą w materiał kamienny, co może zmniejszyć ścieralność i pylenie się wapniaka na drodze.

W dalszych próbach nad jakością lepiszcza, należałoby stwierdzić wpływ zwiększenia dodatku asfaltu do smoły oraz zachowanie się różnych asfaltów — a zwłaszcza parafinowych. Co się tyczy samego materiału (mieszanki), to zauważono, że zbrykietowane mieszanki, pozostawione w ciągu paru miesięcy



w spokoju, wykazują pewne stwardnienie, przy powiększaniu się kruchości — zjawisko to należy przypisać pewnemu odprężaniu się asfaltu i materiału kamiennego, jakie zostało już niejednokrotnie zaobserwowane na drogach bitumicznych o słabym natężeniu ruchu. Pod wpływem silniejszego ruchu na drodze tego typu, zachodzić będzie stała powolna kompresja nawierzchni, dająca w rezultacie warstwę wierzchnią trwałą i odporną na wszelkie wpływy.

Sprawozdanie powyższe ilustruje w ogólnych zarysach przebieg prac dotychczas wykonanych w laboratorium; dalsze prace laboratoryjne byłoby ze wszechmiar pożądanem powiązać z obserwacjami, poczynionymi w terenie, na odcinkach próbnych.

---

INŻ. RYSZARD MINCHEJMER.

## WYPALANIE ZIEMI W BUDOWNICTWIE DROGOWEM.

Budowa dróg w czarnoziemnych okręgach Australji.

(Podług „Roads and Road Construction, Nr. 106, październik 1931).

W wielu okolicach na czarnoziemnych równinach Australji brakuje na miejscu materiałów do budowy dróg, wskutek czego główne nawet trakty są drogami gruntowymi, które stają się nie do przebycia w porze deszczów. Konieczność sprowadzania materiałów drogowych z większych odległości stawia miejscowe władze drogowe w trudnym położeniu, ponieważ, wobec ogromnych kosztów budowy w tych warunkach, nie są one w stanie w ramach rozporządzalnych funduszy urzeczywistnić skromnie nawet zakrojonych planów zapewnienia fermom stałej, całorocznej komunikacji z rynkami zbytu swych wytworów.

Od kilku więc lat prowadzone były bardzo staranne badania nad warunkami budowy dróg na terenach czarnoziemnych, a ostatnio p. inż. L. H. R. Irvine osiągnął ciekawe wyniki w doświadczeniach nad wypalaniem ziemi, które miały na celu umożliwienie zastosowania do budowy drogi tylko materiałów ziemnych, rozporządzalnych na miejscu pracy. Opis swych metod podał inż. Irvine w referacie wygłoszonym w Sydney-

skim oddziale Australijskiego Stowarzyszenia Techników (The Institution of Engineers, Australia).

Inż. Irvine oparł swe doświadczenia na fakcie, że wypalanie zastosowane do naturalnej gleby, przetwarza ją po odpowiednim przygotowaniu na materiał, podobny do twardej cegły lub kamienia, a materiał ten może zastąpić kamień, żwir i piasek nie tylko przy budowie nawierzchni drogowych, ale i przy wyrobie betonu do budowy mostów i przepustów w okolicach pozbawionych tych zwykłych materiałów.

Metoda polega przede wszystkim na zwilżeniu i uszczelnieniu powierzchni drogi przez dokładne jej uwałowanie. Następnie pozwala się jej wysychać, wskutek czego powierzchniowe warstwy ziemi kurczą się i pękają, pokrywając się siatką szczelin, których głębokość i ilość zależy od rodzaju, gruntu i sposobu uprzedniego obrobienia przez zwilżenie i uwałowanie. Zjawisko takiego pękania wysychającego gruntu jest zresztą powszechnie znane i występuje wszędzie, gdzie się ma do czynienia z nieco gliniastą ziemią.

Po pewnym podeschnięciu nawierzchnia poddawana jest działaniu sztucznego gorąca, wytwarzanego w ruchomym piecu, dzięki czemu ziemia wypala się na twardą cegłę, a szczeliny pogłębiają się, stają się gęstsze i równomierniej rozkładają się na całej powierzchni drogi, po ukończeniu więc wypalania nawierzchnia ma postać warstwy ściśle ułożonych nieforemnych kawałków cegły, porozdzielanych wąskimi szczelinami. Niektóre rodzaje gruntu wymagają ułatwienia powstawania szczelin przez porobienie nacięć lub zastosowanie innych środków mechanicznych. Szczeliny zostają w końcu wypełnione materiałami bitumicznymi lub smołowymi, po wykończeniu więc ostatecznym nawierzchnia takiej drogi ma charakter nawierzchni asfaltowej. Smołowanie powinno się odbywać zaraz po przejściu urządzenia wypalającego i dopóki powierzchnia drogi jest ciepła, bo tylko wówczas smoła lub bitumy będą mogły dostatecznie głęboko przeniknąć do wszystkich szczelin i należycie związać nawierzchnię.

Analogicznie do wyrobu cegieł, których twardość ściśle zależy od należytego wymieszania i sprasowania gliny, na twardość wypalanej nawierzchni decydujący wpływ ma dostatecznie mocne uwałowanie zwilżonej ziemi, a w dodatku uwałowanie to

wytwarza liczne pęknięcia, co tylko ułatwia powstawanie szczelin podczas nagrzewania. Wałując nawierzchnię kilkakrotnie i pozwalając jej w międzyczasie nieco podeschnąć, uzyskuje się jeszcze i to, że powstałe już wskutek skurczu ziemi szczeliny zostają ściśnięte, choć nie znikają całkowicie, a dzięki temu zmniejsza się tylko ich ogólna objętość, co zmniejsza również i zużycie potrzebnych do smołowania materiałów.

Urządzenie do wypalania ma postać płaskiego pieca, którego dno stanowi powierzchnia wypalanej drogi, a do którego płomień dostaje się od góry przez odpowiedni otwór. Piec wyłożony jest od wewnątrz ogniotrwałą cegłą, przymocowaną do żelaznej osłony w sposób stosowany normalnie przy konstrukcjach pokryw lekkich przemysłowych pieców. Płomień rozgrzewa ogniotrwałe sklepienie do bardzo wysokiej temperatury a intensywne jego promieniowanie przyczynia się do rozgrzania znajdującej się pod nim powierzchni ziemi. Dla zaoszczędzenia ciepła stosuje się izolację azbestową, a osłona pieca przymocowana jest do żelaznej ramy wspartej na kołach, biegnących po ułożonych czasowo wzdłuż drogi szynach. Zazwyczaj piec pokrywa całą szerokość drogi, możliwe jest jednak również wypalenie drogi oddzielnymi pasmami przez zastosowanie mniejszych pieców.

Przeprowadzone doświadczenia wykazały, że piec pokrywający normalną 16-sto stopową szerokość drogi i o długości również 16 stóp, zużywa na godzinę około 50,000 sześciennych stóp gazu, na wytworzenie którego potrzeba na godzinę  $\frac{1}{2}$  tonny drzewa, względnie  $\frac{1}{4}$  tonny węgla drzewnego. Szybkość posuwania się pieca zależy od twardości i jakości nawierzchni jaką pragniemy osiągnąć, i może wahać się od 80 stóp w ciągu 24 godzin, dla nawierzchni najtrwalszych, do 1000 stóp dla nawierzchni gorszych. Przy piecu tych rozmiarów lepiej jest używać dwa generatory gazowe, o wydajności po 25.000 stóp sześciennych na godzinę każdy.

Przy wypalaniu połowy szerokości drogi zastosować można mniejszy piec o wymiarach 8 na 4 stopy, przyczem szybkość posuwania się musi być proporcjonalnie zmniejszona. Wydajność generatora powinna wynosić w tym wypadku około 6,000 sześciennych stóp gazu na godzinę przy zużyciu  $1\frac{1}{4}$  centnara drzewa. Generator taki wymiarami odpowiada generatorom, sto-

sowanym na samochodach ciężarowych z silnikiem na gaz generatorowy.

Chociaż metoda ta ma przedewszystkiem na celu utworzenie przez wypalanie twardej nawierzchni drogowej, to jednak uzyskiwany tą drogą twardy materiał może być kruszony i przesiewany, a otrzymany stąd pył, piasek, grysik i tłuczeń mogą znaleźć szerokie zastosowanie i przyczynić się do jej rozpowszechnienia.

Pył składa się z ziarenek o średnicy mniejszej niż  $\frac{1}{100}$  cala i może być zastosowany jako wypełniacz do mieszaniamy przy budowie nawierzchni asfaltowych. Piasek o ziarenkach od  $\frac{1}{100}$  do  $\frac{1}{10}$  cala nadaje się do użycia przy wyrobie betonu; drobny grysik o wymiarach od  $\frac{1}{10}$  do  $\frac{5}{16}$  cala—przy powierzchniowym smołowaniu, grubszy zaś w granicach od  $\frac{5}{16}$  do  $\frac{3}{4}$  cala, jako składnik do betonu i asfaltobetonu, a tłuczeń o wymiarach ponad  $\frac{3}{4}$  cala również do betonu lub nawierzchni tłuczniowej przy budowie dróg. Wzajemne ilościowe ustosunkowanie poszczególnych rodzajów kruszonego materiału zależy od gatunku wypalanego gruntu, sposobu wypalania i uprzedniej zawartości wody. Z niektórych rodzajów ziemi nie można osiągnąć kawałków większych niż  $\frac{3}{4}$  cala, przeważnie jednak uzyskuje się pełną skalę wielkości.

Próby, przeprowadzone w pracowniach Wydziału Technicznego Uniwersytetu w Sydney, nad zrobionym z takich materiałów betonem wykazały, że wytrzymałość jego przeciętnie przekracza 3,000 funtów na cal kw.

Próbki w liczbie dwunastu miały kształt walców o średnicy 4 cale i wysokości 6 c. i, z wyjątkiem jednej, wszystkie zrobione były z betonu o normalnym składzie 1:2:4. Jedna zrobiona była z betonu zawierającego naturalny piasek, w pozostałych zaś beton zrobiony był wyłącznie z materiałów otrzymanych z wypalania różnych rodzajów ziemi. Próbki leżały w formach przez dwa dni, w wodzie przez 5, a następnie na powietrzu przez 21.

Wyniki otrzymane wykazały wytrzymałość nieco większą od wytrzymałości zwykłego betonu o składzie 1:2:4, i przy tem 50% większą od wymaganej przez angielskie przepisy wytrzymałości betonu dla budowy mostów (2,000 funtów na cal kw.). Tak dodatnie wyniki tłumaczyć sobie należy bardzo dobrą przy-

czepnością cementu do bardziej chropowatej i nierównej powierzchni produktów wypalania ziemi, w porównaniu do zwykłe używanych materiałów.

Stwierdzono pozatem, że beton zrobiony z tych materiałów jest blisko o 20% lżejszy od zwykłego, co pozwoli osiągnąć znaczne oszczędności, bo dzięki mniejszemu ciężarowi własnemu, konstrukcje betonowe mogą być wykonywane lżejsze, pod względem więc gospodarczym stosowanie metod. inż. Irvine'a ma przed sobą duże widoki.

Dotychczasowe badania wykazały, że pod względem technicznym nie nastęrczają się już żadne trudności, by móc uzyskać przez wypalenie ziemi należycie twardą nawierzchnię drogową, jednakże niedostateczne dotąd są dane co do kosztów budowy takich dróg, i nie wiadomo jeszcze czy, przy szerszem zastosowaniu ten sposób budowy okaże się ekonomiczny. Inż. Irvine podaje już pewne cyfry, trzeba się jednak do nich odnosić jeszcze z pewną ostrożnością. W Australji koszt budowy jednej mili drogi z wypalaniem, odpowiadającej drodze umocnionej żwirem (gravel-road) wynosi £ 1,300, gdy oryginalnej drogi umocnionej żwirem wynosi w £ 2,000; analogicznie, gdy mila smołowanego powierzchniowo makadamu kosztuje £ 3,300 a smołowanego wgłębnie £ 4,300, to koszt odpowiadających tym drogom nawierzchni z wypalanej ziemi ma wynosić £ 2,000 względnie £ 3,600.

W każdym razie ta nowa metoda budowy dróg ma niewątpliwie dużą przyszłość przed sobą, i będzie ciekawe zapoznać się z czasem z wynikami badań rozpoczętych na próbnym odcinkach, zbudowanych przez Główną Komisję Drogową w Queensland.

---

## BIBLIJOGRAFJA.

### Mosty zatapiane podczas powodzi.

Tegoroczny październikowy numer „Roads and Rand Construction” podaje ciekawe szczegóły konstrukcyjne mostów, budowanych w Rodezji, Południowa Afryka.

Kraj ten pokryty jest gęstą siecią rzek, które jednak podczas suchej pory roku mają bardzo niski poziom wód, natomiast w okresie deszczów

gwałtownie przybierają i woda podnosi się nieraz o 25 do 30 stóp, z powodu czego konieczne byłoby budowanie bardzo wysokich mostów. Tamtejszy Urząd Drogowy ominął tę niedogodność opracowując konstrukcję mostów, zatapiających przy bardzo wysokim stanie wody, których obecnie już 170 jest zbudowanych. Wszystkie są żelazo-betonowe, filary mają grubość 2 stóp i 6 cali, a ustroje niosące o rozpiętości 20 stóp, są wykonane jako płyty o grubości 18 cali i szerokości 12 stóp. Przy takiej konstrukcji stawiają możliwie mały opór przepływowi wody i nie zatrzymują przepływających drzew.

Najwyższy stan wody trwa zaledwie parę dni w roku, następnie opada i w ciągu całej pory deszczowej poziom rzeki podniesiony jest o jakieś 4 do 5 stóp. Mosty, które wzniesione są ponad niski stan wody o 6 do 10 stóp bywają zalane zaledwie w ciągu 1 do 2 dni, a przerwa w komunikacji jest krótkotrwała.

Barjerę wykonano z żelaza profilowego; ma ona zaledwie 14 cali wysokości, jest więc dostatecznie wysoka by zabezpieczyć wóz przed stoczeniem się, a natyle niska, że nie zatrzymuje zbyt wiele gałęzi i drzew niesionych przez wodę wezbranej rzeki. Wrazie nawet jej zerwania, koszt założenia nowej jest niewielki.

Niektóre ze zbudowanych mostów wytrzymały już powódzie, podczas których pokryte były 25-cio stopową warstwą wody i musiały znieść uderzenia wielkich drzew, o średnicy pnia dochodzącej do 8—10 stóp, jednakże dotychczas żaden nie został uszkodzony.

R. M.

---

## PRZEGLĄD TECHNICZNYCH CZASOPISM ZAGRANICZNYCH.

(Dział VII (mosty) za październik 1931, reszta działów za okres czerwiec—październik 1931 r.).

### I. Asfalty i smoły drogowe.

1. *Revue générale des Routes* Nr. 66. *Produkcja smoły drogowej we Francji.* (2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> str.).

Oficjalne sprawozdanie Franc. Zw. Producentów i Dystylatów smoły gazowej z czerwca b. r. Wyjmujemy ciekawe dane. Użycie smoły gazowej we Francji do budowy dróg wzrosło o 30000 t (1922 r.) do 450000 t (1930 r.) i w tymże 1930 r. Francja wyprodukowała ogółem 829000 t. Artykuł zawiera dane z rynku wszechświatowego, skąd wyjmujemy dane o produkcji za 1929 r. w tonnach.

Stany Zj. Am. Połn. . . . .	2700000
Wielka Brytania . . . . .	2000000
Niemcy . . . . .	1700000
Belgia . . . . .	300000
Holandja . . . . .	180000
Polska . . . . .	100000
Szwecja . . . . .	16000

2. *Revue Suisse de la Route* Nr. 16. Inż. Houlnicki i inż. P a g e s (Zurich). *Przepisy obowiązujące dotyczące prób dla smoły mineralnej dla budowy dróg* (2 str.).

Zostały zestawione w porozumieniu z Centralnym Urzędem dla badań smoły i bitumów i Niem. Związkiem budowy bróg.

3. *Roads and Streets* Nr. 9. C. O. Moody. *Droga koło Green w Stanie New York*. (4 str. + 4 fot. + 4 tabl.).

Artykuł podaje opis budowy drogi o nawierzchni asfaltowej, robionej na zimno, z podaniem metody roboty i szczegółowych kosztów jednostkowych każdej części budowy.

4. *Der Strassenbau* Nr. 22. (Komunikat) *Budowa dróg torowanych*. (2 $\frac{1}{2}$  str. + 1 tabl.).

Normalizacja czasowa, dokonana przez Two. Studjów budowy dróg samochodowych w Berlinie dla ścisłego określenia materiałów pochodnych otrzymywanych z teru dla budowy dróg.

5. *Verkehrstechnik* Nr. 38. *W a t e k D r u c k* (Neckarsulm) *Przędza jako materiał drogowy*. (1 $\frac{1}{2}$  str. + 4 fot.).

Śladem Ameryki i w Europie (Niemcy, Anglia) rozpoczęto próby zastosowania przędzy do budowy dróg, tylko zamiast przędzy bawełnianej, użytej w Ameryce, w Europie zastosowano przędzę jutową. Próbnny odcinek zbudowano w ciągu drogi Neckarsulm-Heilbronn sposobem następującym: zerwano starą nawierzchnię szosową, i po uwałowaniu zeszprycowano gorącym Sprame-Bitumem w stosunku 1 l/m<sup>2</sup>. Na jeszcze gorącą masę położono maty jutowe o wadze 245 gr/m<sup>2</sup> w cenie w Niemczech około 46 groszy m<sup>2</sup>. Matę jutową zeszprycowano znowu gorącym bitumem 1 $\frac{1}{2}$  l/m<sup>2</sup> i pokryto mieszaniną piasku i szlachetnego grysiku bazaltowego. Po paru miesiącach okazało się, że w miejscach najsilniejszego ruchu ciężarowego pod wpływem ostro kutych koni, mata została przedartą, lecz przesunięcia maty nie zauważono. Dalsze obserwacje są w toku, szczególnie interesującą jest kwestja, czy opłaci się nadpłata 1,10 zł/m<sup>2</sup> nawierzchni w ogólnych kosztach konserwacji.

## II. Betonowe drogi.

1. *Der Städtische Tiefbau* Nr. 13, 14. Inż. P. M a y (Duesseldorf). *Składniki betonu dla budowy dróg pod względem gospodarczym*. (13 str. + 3 rys. + 2 tabl.).

W obszernie udokumentowanym artykule autor wykazuje, jak znaczny wpływ na koszt betonu posiada należyte ustosunkowanie jego składników (wody, piasku i żwiru do cementu), inaczej mówiąc: przy tej samej ilości cementu przy odpowiednim doborze stosunku wody piasku i żwiru można otrzymać beton o 100% wytrzymalszy. Autor nawołuje władze drogowe, ażeby przy wszystkich większych robotach dróg betonowych kierownicy zmuszeni byli do organizowania małych laboratorjów połowych dla określenia właściwej mieszaniny.

Dodajmy od siebie, że przyszłe warunki techniczne Min. Rob. Publ. przewidują tego rodzaju urządzenia dla wszystkich większych robót betonowych, i że w tychże warunkach technicznych będą pomieszczone drobiazgowo instrukcje, jak tego rodzaju badania mają być uskuteczniane.

2. Der Städtische Tiefbau Nr. 19. Inż. E. d. Schneider (Kolonja). *Technika budowy dróg betonowych.* (6 str. + 7 rys. + 3 fot.).

Autor omawia dość szczegółowo nader ważną kwestję przy tego rodzaju drogach, a mianowicie kwestję krawężników betonowych i wskazuje na sposoby uniknięcia rys powierzchniowych, których unika się za pomocą fug dylatacyjnych podłużnych lub poprzecznych. Do rozwiązania budowy fug dylatacyjnych istnieje już kilka metod opatentowanych, jak np. metoda Schumann'a (Berlin) z blachy falistej (podany jest opis z rysunkami). Zdaniem autora, w Niemczech nie wierzą, by uzbrojenie nawierzchni betonowej mogło wpłynąć na nietworzenie się pęknięć podłużnych, a nawet poprzecznych. Artykuł kończy opis kilku próbnych odcinków, poddanych ścisłej obserwacji.

3. Der Städtische Tiefbau Nr. 19. Dr. Inż. Riepert. *Beton, jako materiał nawierzchniowy dla dróg.* (6 $\frac{1}{2}$  str. + 9 fot.).

Dane historyczne, ogólne zalety betonu z główną myślą przewodnią, udowodnioną liczbowo, że nawierzchnia betonowa najlepiej odpowiada wszystkim wymaganiom tegoczesnej drogi będąc jednocześnie typem taniej nawierzchni.

4. Surveyor Nr. 1915. Inż. M. G. Heddle. *Uzbrojenie nawierzchni żelazobetonowych.* (2 str. + 3 rys.).

Autor wyraża opinię, że podstaw teoretycznych do statycznego obliczenia uzbrojenia dla nawierzchni żelazobetonowych niema i być nie może, gdyż tak zwany spólczynnik „oddziaływania podłoża” jest wartością, której zupełnie określić nie można. Oprócz tego, dużo nawierzchni tego typu zbudowano bez uzbrojenia, które zachowują się bez zarzutu.

Uzbrojenie może być użyte w dwojakim celu: 1) ażeby przyjąć naprężenia rozciągające, pochodzące ze zgięcia płyty nawierzchniowej pod działaniem obciążenia. 2) ażeby przeciwdziałać naprężeniom, pochodzącym od działania temperatury (rozszerzenie i skurcz) i uniknąć powstawania powierzchniowych pęknięć lub nawet rys. Autor dochodzi do wniosku, że jeżeli projektuje się uzbrojenie pojedyncze, wtedy lepiej jest umieszczać je w górnej części nawierzchni (pęknięcia i rysy).

Jeżeli zaś projektuje się podwójne uzbrojenie (dolne i górne), wtedy powinno być przedewszystkiem jednakowe, ażeby uformować płytę jednokowej obustronnej wytrzymałości, przyczem obowiązkowo należy połączyć ze sobą obydwa uzbrojenia żelazami ukośnemi.

### III. Gruntowe i zwirowane drogi.

1. Roads and Streets Nr. 9. F. K. R. Ziegler (Illinois U. S. A.). *Olejowanie nawierzchni dróg gruntowych.* (2 $\frac{1}{2}$  str. + 6 fot.).

Autor pedaje szczegółowy opis z wykazem kosztów budowy drogi gruntowej w St. Illinois o nawierzchni olejowanej olejem skalnym. Koszt



impregnacji olejem z wyrównaniem na 1 km drogi przy szerokości drogi 4,80 m wynosi rocznie od 1500 do 2000 zł. w zależności od intensywności ruchu.

2. *Roads and Streets* Nr. 6. *Ankieta American Road Builder Assos. o stanie budowy dróg gruntowych i żwirowanych w St. Kanzas.* (4 str. + 7 fot.).

Zaletą tej ankiety są fotografie budowy próbnych odcinków dróg żwirowanych (str. 242) pozostających pod obserwacją Konzas—University.

3. *Les Travaux Publics* Nr. 864. Inż. M. Constal. *Wskazówki, dotyczące utrzymania nawierzchni stałych.* (5 str.).

Źródłowa praca oparta na doświadczeniach, zdobytych na próbnych odcinkach, zbudowanych według wskazówek autora; na wieloletniej praktyce autora konserwacji szos w Algierze, w którym szczególnie trudno jest konserwować szosy z powodu klimatu. Artykuł jest podzielony na 3 działy: 1) normalne zużycie nawierzchni, 2) nienormalne uszkodzenia, jak np. wypadkowe wyrwanie kamienia (wybój), ulewy, wyżłobione koleje i inne; 3) sposoby utrzymania (budowy) i utrzymania szos w porządku w warunkach zwykłych i trudniejszych.

#### IV. Kamieniołomy i materiały kamienne.

1. *Die Stein industrie* Nr. 16, 17. W. Borchers. *Mechanizacja i racjonalizacja produkcji w kamieniołomach.* (5 str.).

Rozumiejąc pod racjonalizacją osiąganie jaknajwiększych rezultatów jaknajmniejszymi środkami autor omawia wytyczne dążenia i kierunki, jakie sobie powinien postawić tegoczesny kamieniołom zorganizowany według ostatniego słowa techniki, a szczególnie dotyczy to: 1) organizacji mechanicznego wyrobu szlachetnego grysiku, 2) zracjonalizowanego wyrobu tłuczniaka, 3) potaniania kosztów wydobycia (robót wybuchowych), 4) należytego zorganizowania przewozu, podania surowca i gotowego towaru w obrębie kamieniołomu i na wagon do wywozu.

2. *Die Stein industrie* Nr. 20, 21. Inż. G. Schulze Manitius. *Nowe urządzenia dla kolejek linowych.* (3<sup>1/2</sup> str. + 5 rys.).

Artykuł omawia najnowsze ulepszenia w dziale kolejek linowych, obsługujących kamieniołomy, mające na celu bezpieczeństwo ruchu, ułatwienie manewrowania i oszczędzanie lin.

3. *Der Strassenbau* Nr. 21, 22. Inż. Saenger i inż. Stoecke. *Przyczynek do określenia współczynnika sprężystości naturalnych skał i szlaki wielkopięcowej pod względem ich budowy mineralogicznej i spoiwości* (8 str. + 20 rys. + 3 tabl.).

Autorzy ogłaszają rezultaty swych badań, podjętych jako dalszy ciąg prac Bauschinger'a z okresu 1875 — 1884. Otrzymane przez autorów rezultaty niewiele odbiegają od wartości ustalonych przez Bauschingera, lecz nowością są dane autorów, odnoszące się do obciążeń mniej lub więcej powta-

rzających się. Jako wynik ostateczny podaje się, że wszystkie skały zasadowe, jak bazalt, diabaz, szlaki wielkopieczowe posiadają E ponad 700000 kg/cm<sup>2</sup>., zaś skały związków kwaśnych, jak granity, piaskowce posiadają E poniżej 500000 kg/cm<sup>2</sup>.

## V. Klinkiernictwo.

1. *Revue Suisse de la Route* Nr. 10. Truman L. Flatt (Springfield Hl. U. S. A.) *Pierwsza droga fundowana na stalowym podłożu* (2 str.).

Budowniczości dróg jednogłównie twierdzą, że jeszcze dotychczas nie wypowiedziano ostatniego słowa w wyborze materiałów do budowy dróg. Pod Springfield zbudowano próbny odcinek drogi magistralnej na podłożu ze stalowej spawanej blachy falistej, pokrytej piaskiem, nad którym ułożono klinkier, łączony asfaltem. Danych doświadczalnych oczywiście dotąd niema.

2. *Der Städtische Tiefbau* Nr. 16. Inż. Dieskau (Wilhelmshafen) *Budowa dróg klinkierowych* (1½ str.).

Odczyt, wypowiedziany na zjeździe ceramików w Koethen obejmujący historję klinkiernictwa w Niemczech z ogólną charakterystyką nawierzchni klinkierowych. Z ważniejszych rad autora, tyczących się budowy wymujemy następujące 1) niedopuszczalność fug dylatacyjnych, jako całkiem zbędnych, 2) niedopuszczalność budowy nawierzchni klinkierowych kładąc cegielki napłask bezpośrednio na warstwie piasku.

3. *Der Strassenbau* Nr. 23. Inż. Ostendorf. *Nowe ukształtowanie drogi klinkierowej*. (5 str. + 8 fot.).

Autor podaje opis nowego próbnego odcinka pomiędzy Oldenburgiem i Wilhelmshafen (1100 m) zbudowanego z klinkieru (cegielki 5,2 × 10,5 cm), przyczem klinkier układano na płask, czyli że grubość pokładu klinkierowego jest 5,2 cm, który spoczywa bezpośrednio na 3 cm warstwie betonu (1:3), a beton na 15 cm warstwie kamienia ułożonego w ten sposób, iż najgrubsze kamienie leżą na samym spodzie przekroju poprzecznego nawierzchni, zmniejszając coraz więcej swe wymiary w miarę zbliżania się do warstwy betonowej. Przy układaniu cegiełek klinkierowych naciskano ich na tyle, ażeby wszystkie fugi pomiędzy oddzielnymi cegielkami dokładnie wypełniły się betonem. Ostateczne wnioski co do celowości tego rodzaju budowy nie stały jeszcze sformułowane.

## VI. Maszyny drogowe.

*Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing.* (V. D. J.) Nr. 40. H. Seydel. *Nowe maszyny do usprawnienia budowy konstrukcji żelazobetonowych*. (2½ str. + 1 rys. + 5 fot.).

Artykuł podaje opis nowych betoniarek fabr. Tow. Voegele (Mannheim); betoniarka nieprzenośna o wydajności 40 m<sup>3</sup>/godz i kołowa o wydajności 15 m<sup>3</sup>/godz. Reszta opisanych maszyn są to maszyny do budowy dróg.

## VII. Mosty.

1. Der Bauingenieur Nr. 39. Dr. Inż. Rohde. *Odbudowa przewróconej studni otwartej* (1½ str. + 3 rys.).

Przy budowie mostu na Mid-Hudson w stanie New-York wydarzyła się katastrofa przewrócenia się żelazobetonowej otwartej studni o wadze 19000 tonn przez co czas budowy przedłużył się o cały rok i zmusił do skrócenia głównego przęsła mostu w porównaniu do pierwotnie projektowanego. Wprowadzenie studni z powrotem do osi pionowej kosztowało 15 miesięcy pracy i specjalnych dość skomplikowanych urządzeń. Artykuł podaje opis powyższych urządzeń i samego przebiegu roboty.

Most zaprojektowano początkowo jako wiszący o rozpiętości 228,50 + 456,10 + 228,50 m, a po odbudowie studni powstały rozpiętości 230,00 + 454,60 + 228,50 m. Głębokość wody przy filarach 18,00 m, potem warstwa 14,00 m twardej gliny, a następnie 9,00 m miękkiego pokładu (po większej części piasku), poczem dopiero twardy, zbity i gruby żwir. Fundament filara postonowiono oprzeć na tym ostatnim pokładzie, wobec czego otrzymano głębokość zapuszczenia 41,00 m, czego nie można było skutecznie zapomocą kesonów ze ścieśnionem powietrzem i zdecydowano się na studnie otwarte. Rozmiary studzien 51,20 × 18,30 m.

2. Der Bauingenieur Nr. 39. Prof. Dr. Awner Badian (Haifa) i inż. W. Pelikan (Monarchjum). *Obliczenie niesymetrycznych przekrojów na zginanie*, (2½ str. + 2 rys.).

Artykuły podają dokładny krótki wykresny sposób określenia osi głównych dla niesymetrycznych przekrojów zapomocą zastosowania kół bezwładności.

3. Der Bauingenieur Nr. 40, Dr. Inż. K. Seelbach (Barmen) *Wykorzystanie betonu o znacznej wytrzymałości na ciśnienie*. (½ str. + 1 tabl.).

Artykuł atakuje obowiązujące niemieckie przepisy żelazobetonowe normujące wytrzymałość kostkową betonu na ciśnienie  $W\ 628 = 280\ \text{kg/cm}^2$ , co przy 4 krotnej pewności stwarza naprężenie dopuszczalne dla betonu  $70\ \text{kg/cm}^2$ . Autor podkreśla, że powyższy przepis tak wygląda, jakby w ogóle nie mogło być wyższej kostkowej wytrzymałości od  $280\ \text{kg/cm}^2$ . Tymczasem autor w swem laboratorium dokonał próby zgniecenia kostki po 64 dniach od daty jej sporządzenia i otrzymał  $1080\ \text{kg/cm}^2$ , przyczem beton był z portlandcementu marki Dyckerhoff-Doppel przy mieszaninie procentowej 23,9% piasku reńskiego od 0 do 1 mm, 30,9% o wymiarze od 1 do 7 i 45,2% granitowego żwiru od 7 do 25 mm. Ta sama mieszanina, ale z cementem glinowym Citadur po 39 dniach dała wytrzymałość kostkową równą  $1040\ \text{kg/cm}^2$ . Wody 7% w obydwuch wypadkach.

4. Der Bauingenieur Nr. 41/42. Inż. T. Baumgart. (Witkowiec). *Most przez „Stary Dniepr” w Sowietach*. (3½ str. + 7 rys. + 2 fot.).

W związku z budową olbrzymich elektrycznych zakładów (900000 HP) koło m. Zaporozże (dawniejszy Aleksandrowsk) powstała konieczność wzniesienia nowego mostu. Most jest stalowy ze stali krzemowej (granica płynności

3600, wytrzymałość na rozerwanie 5000 — 6200 kg/cm<sup>2</sup>. Waga mostu: 198 t żeliwa 3880 t stali krzemowej, 1500 t zwykłej stali (S 37), z czego tylko ostatnia była dostarczoną przez zakłady w Dniepropetowsku (dawniejszy Jekaterynosław) gdyż żeliwo i stal krzemową dostarczyły zakłady Witkowieckie. Wszystkie nity zabito maszynowo (250000 montażowych, 190000 ze stali krzemowej, i 60000 ze zwykłej stali). Most jest łukowy, o rozpiętości 370 m, wysokość strzałki 29,0 m.

Artykuł głównie poświęcono opisowi urządzeń placu budowy i montażowi.

Most ukończono całkowicie we wrześniu b. r.

5. Beton und Eisen Nr. 19. Dr. F. Emperger. *Stosunek sprężystości żelaza i betonu w związku z dopuszczalnymi naprężeniami dla zginania* (6 str. + 4 rys.).

Artykuł nestora badań nad żelazobetonem otwiera obszerną dyskusję nad wartością współczynnika  $n$ . Zdaniem autora nadszedł najwyższy czas, ażeby zająć się nareszcie właściwym ustaleniem jego wartości, gdyż dotychczas wszelka decyzja w tej kwestji była stale odkładaną. Autor wychodzi z następujących założeń. Praktyka żelazobetonu zmusza nas do odróżniania 3 rodzajów współczynnika  $n$ :

1) stosunek współczynników sprężystości przy stat. niewyznaczalnych zespołach i przy zwykłych obliczeniach słupów.

2) stosunek wytrzymałości na ciśnienie przy obliczeniu słupów uzbrojonych i części ciśnionych przy środkowym i mało mimośrodowym obciążeniu.

3) współczynnik przy zginaniu i silnie mimośrodowym obciążeniu.

W pierwszym wypadku średnia wartość dla  $n = 10$ , gdyż 2100000 : 350000 = 6 i 2100000 : 150000 = 14.

W drugim wypadku wartość dla  $n$  w zależności od obciążenia łamiącego zawiera się pomiędzy 17 i 48, czyli że średniej wartości ustalić nie można.

W trzecim wypadku powszechnie przyjęta wartość  $n = 15$  jest wypadkowo najrozmaitszych założeń, obszernie omówionych w artykule. Dodać trzeba, że wartość  $n = 15$  wprowadził właśnie sam autor 35 lat temu do obliczeń żelazobetonu.

Dziś, zdaniem autora nastąpił najwyższy czas do rewizji wartości  $n = 15$ . przyczem autor jednocześnie wskazuje drogę do tego, a mianowicie ulepszenie metody obliczeń przy wprowadzeniu jaśniejszego stosunku współpracy żelaza i betonu, a następnie, rozstrzygnięcie zasadniczej kwestji, czy i jak można wartość dla  $n$  uogólnić dla wszystkich gatunków stali i betonu.

6. Le génie Civil Nr. 14, 15. Inż. Rosenthal. *Wytrzymałość i obliczenie spoin na zginanie w konstrukcjach spawanych*. (5 str. + 14 rys. + 6 tabl.).

Autor podaje obszerne wyniki prób, dokonanych przez siebie na stalowych zespołach spawanych i poddanych zginaniu aż do złamania, i wysuwa sposób obliczenia spoin na zginanie. Autor dochodzi do wniosku, że w celu otrzymania spoiny tak samo wytrzymałej na rozerwanie co i zespół zginany, trzeba obliczać spoiny w ten sposób, jak gdyby zespół został poddany rozciąganiu wzdłuż swej osi.

7. *Le génie Civil* Nr. 16. Inż. Enrico Volterra. *Teorja matematyczna sprężystości i beton.* (1 str.).

Jest skrót notatki przedstawionej przez autora i odczytanej przez prof. Mesnager'a na Międz. Kongresie Wytrż. Mater. w Zurichu (6 — 8.9.1931). Tok rozumowania autora jest następujący. Cement jest tworzywem sprężystym, do którego można zastosować zasady równowagi tworzyw sprężystych. Zachodzi pytanie, jak zmieniają się własności sprężyste cementu połączonego z innymi ciałami niesprężystymi, tworząc konglomerat, zw. betonu? Powyższe pytanie zdaniem autora, można rozstrzygnąć uważając żwir i piasek za b. małe sztywne ośrodki. W ten sposób badanie betonu pod względem sprężystym sprowadza się do badania ciał sprężystych, zawierających w sobie ośrodki sztywne. Należy zauważyć, że równowaga ciała o sztywnych ośrodkach poza praktycznymi zastosowaniami posiada duże znaczenie teoretyczne, gdyż w ten sposób można dokończyć równolegle badanie teorji sprężystości i teorji potencjału. Analogie istnieją, jak nap. twierdzenie o wzajemnych przesunięciach Betti'ego jest analogicznym z twierdzeniem Green'a. Z powyższego programu autora wynika, że możemy oczekiwać na pojawienie się b. wartościowego dzieła.

8. *Die Schweizerische Bztg.* Nr. 13 Prof. Dr. M. Roš. *Rusztowanie mostu przez rz. Maggia na drodze Locarno-Ascona.* (4½ str. + 5 rys. + 6 fot.).

Zostało zniesione przez w. w. i spowodowało katastrofę przy budowie mostu. Rozg. zwał namietny spór, kto ponosi winę w danym wypadku, a w szczególności dużo napaści było na projekt rusztowania, sporządzony przez firmę Klinke-Meyer (Zurich). Rusztowanie zaprojektowano stosownie do warunków miejscowych (4 punkty oparcia) i nader oszczędnie przez zastosowanie dowcipnych połączeń drzewa z żelazem. Celem artykułu jest udowodnienie, że przyczyną jest albo złe wykonanie, albo siła wyższa, lecz sam projekt jest bez zarzutu, jakkolwiek jest śmiały i zupełnie odbiega od dotychczasowego szablonu.

9. *La Technique des Travaux* Nr. 10. Inż. A. Spoliansky. *Nomogramy do obliczania ram wielopiętrowych, obciążonych pionowo i symetrycznie.* (10 str. + 2 rys. + 3 tabl. + 5 monogr.).

Sporządzono obliczenie dla wypadków ram u podstawy zamocowanych i przegubowych. Powyższy sposób może jednakże służyć dla projektów wstępných.

10. *La Technique des Travaux* Nr. 10. Inż. G. Abraham. *Nowy most żelazobetonowy na rz. Yonne pod Vaux* (4 str. + 3 rys. + 3 fot.).

Został zbudowany na miejscu zawałonego w lutym 1929 mostu stalowego. Podług ogólnego mniemania przyczyną zawałenia się była wyjątkowo niska temperatura: wapienna nadsypka jezdni po nasyceniu się wodą została przez noc poddana działaniu silnego mrozu, przyczem nawierzchnia zamarzała bez napęcznienia i podniesienia się lecz rozszerzenie nastąpiło wzdłuż osi mostu, co przeszkodziło dźwigarom mostowym jezdni swobodnie skurczyć się pod działaniem zimna, a pozatem przy niskich temperaturach stal jest więcej łamliwa i daleko mniej rozciągliwa. Obydwie przyczyny spowodowały pęk-

nięcie jezdnii i runięcie jej do wody. Z powyższej katastrofy trzeba wyciągnąć wnioski, że dla nawierzchni w mostach stalowych i żelazobetonowych trzeba wybierać koniecznie materiały, nieprzepuszczające wodę, albo starannie izolować, żeby woda nie mogła się dostać pod brukowanie.

Na budowę nowego mostu rozpisano konkurs, którego warunkiem było zużytkowanie pozostałych przyczółków i filarów. Całkowita długość mostu 94,10 m i rozłożona w ten sposób, że środkowe przęsło składa się z 2 więzarów trójkątnych w odległości 6,05 jeden od drugiego o pasie dolnym poziomym i górnym parabolicznym. Więzary te pomiędzy filarami mają rozpiętość 36,00 m i są przedłużone poza filary, tworząc wsporniki długości po 12,45 m. Wysokość więzarów: w środku przęsła środkowego 3,05 m., na filarze 5,55 m. Przekrój pasa dolnego  $0,45 \times 0,85$  m, górnego  $0,25 \times 0,45$  m. Wsporniki z przyczółkami łączy belka paraboliczna o rozpiętości 17,20 m. W przekroju poprzecznym: jezdnia 4,50 + 2 chodniki po 0,55 m. Do budowy zużyto 85 t stali okrągłej i 200 m<sup>3</sup> drzewa na odeskowanie. Zaznaczmy, że rozwiązanie jest b. estetyczne.

11. Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing (V. D. I.) Nr. 40. Dr. Inż. Bernhardt (Berlin) *Most na zatoce Hudsona w Nowym Jorku o przęśle środkowym 1067 m rozpiętości.* (2 str. + 1 rys. + 6 fot.)

Jako dopełnienie poprzednich opisów budowy tego niezwykłego dzieła inż. R. Modrzejewskiego artykuł przynosi dość szczegółowy opis skręcania i zawieszenia głównego kabla niosącego o średnicy 91 cm, składającego się z 26477 sztuk pojedynczego drutu. Od października 1929 r. do sierpnia 1930 r. zawieszono 25600 t kabla. Jezdnię zawieszają na stalowych wieszarach rozmaitej długości o średnicy 7 cm. W końcu 1930 r. zawieszono na miejscu przeznaczenia 592 wieszary o łącznej długości 56000 m.

12. Zeitschrift d. Ver. Deutsch. Ing (V. D. I.) Nr. 40. Prof. Kayser i Dr. C. J. Hoppe (Darmsztadt). *Profile poprzeczne dla prętów w więzarych kratowych konstrukcjach spawanych.* (4 str. + 13 rys. + 4 wyk. + 3 tabl.).

Autorzy podają wyniki doświadczeń, poczynionych przez prof. Patona w Kijowie. Stojąc na stanowisku że układ profilu pręta więzara spawanego powinien być zupełnie inny, niż dla więzara nitowanego, jeżeli się chce wykorzystać wszystkie dodatnie strony, jakie może dać spawana konstrukcja, prof. Paton przystąpił do szczegółowych badań w tej dziedzinie i w tym celu zbudował 4 jednakowe geometrycznie więzary, w których pręty utworzono z kształtówek raz w ten sposób, jak zwykle w nitowanej konstrukcji i 3 więzary układając profile specjalnie, jak na to może pozwolić tylko spawana konstrukcja.

Okazało się, że przy specjalnym układzie profili można osiągnąć 15% oszczędności materiału. Opisane próby zestawiania nowe ukształtowania przekrojów dla prętów więzarów kratowych jest zupełną nowością w dziedzinie budownictwa stalowego i możemy artykuł zalecić wszystkim czytelnikom, interesującym się projektowaniem konstrukcji spawanych. Co się tyczy samego ukształtowania profili przez prof. Patona należy podkreślić, że jednak pozostaje otwartą i niewyjaśnioną sprawa konserwacji (ochrona od rdzy) która przy takich ukształtowaniach przekrojów jest rzeczą trudną.

13. Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 42. Inż. Rudolf Gerhart. *Budowa mostu w Echelsbach.* (3½ str. + 2 rys. + 3 fot.).

Wielokrotnie już opisywana, jednakże ze względu na świetnie opracowane szczegóły i przemyślenie całokształtu budowy ciągle jeszcze aktualna w literaturze technicznej, a w danym artykule autor ujmuje syntetycznie najważniejsze walory projektu i organizacji wykonania budowy. Wyjmujemy ciekawsze dane: parcie wiatru przyjęto 150 kg/cm<sup>2</sup>, stosunek sprężystości żelaza do betonu  $n = 10$ ; parcie na grunt fundamentów 8,4 kg/cm<sup>2</sup> (skała); zmiana temperatury  $\pm 20^{\circ}$ ; dopuszczalne naprężenie dla stali (st 48) = 1820 kg/cm<sup>2</sup>; koszt całkowity 1550000 zł.; ilość robót ziemnych 3000 m<sup>3</sup> (w skale); ustrój niosący 3300 m<sup>3</sup> betonu w czym 894 t stali i deskowanie 500 m<sup>3</sup> drzewa.

14. Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 43. Dr. Inż. Schönhof er. *Pojęcie bezpieczeństwa w budownictwie stalowem spawaniem.* (1½ str.).

Zdawało się, że spawane konstrukcje, dając oszczędności na materiały, wadze, przestrzeni i robociznie, odrazu wyprą nitowane, jednakże widzimy z jaką trudnością konstrukcja spawana wchodzi na rynek. Po za konserwatywnym sfer technicznych, ważną rolę gra kwestja bezpieczeństwa spawanej konstrukcji. Przy określaniu pewności konstrukcji spawanej popełniono błąd, że koniecznie chciano do niej zastosować pojęcie bezpieczeństwa, jakie daje nitowana konstrukcja: możność nita jest ściśle określoną, odbiór łatwy, osłabiony nit można łatwo wymienić i t. d. tymczasem w spawanej konstrukcji obok dobrych spoin istnieją wadliwe, przytem wady spoin mogą być najrozmaitsze. oprócz tego dotąd niema łatwego, a szczególnie pewnego sposobu sprawdzenia dobroci wykonanej spoiny, gdyż rentgenizacja i metoda elektromagnetyczna są nader kosztowne, wskazówki dają niepewne, a jeżeli nawet wskażą wadliwą spoinę, jednakże nie wskażą na przyczynę zła. W tym celu w spawalnictwie położono ogromny nacisk na wykonywanie spoin (egzaminacy spawaczy) i zaopatrzenie poddano drobiazgowo przepisany próbom. Należy zauważyć, że spawacze są jednak tylko ludźmi, a nie maszynami. Wchodzi element osobistej uczciwości spawacza, tembardziej, że spawacz przy robocie jest sam, gdy tymczasem nituje zawsze 2 ludzi razem. Zła spoina jest trudną do usunięcia, a przy założeniu nowej osłabia się materiał macierzysty.

Znając zło można mu przeciwdziałać i to jest przedmiotem artykułu. Autor wychodzi z następującego założenia; trzeba z góry ustalić, jakie znaczenie posiada dana spoina, czy jest umieszczona w niebezpiecznym miejscu, czy też nie, — a następnie zwraca się uwagę na zwiększenie stopnia niebezpieczeństwa w zależności od tego, jak dana spoina jest długa; np. pęcherzyk w długiej spoinie jest bardzo niebezpieczny, gdy tymczasem pęcherzyk w długiej spoinie jest bez znaczenia.

Stąd wynikają 2 pojęcia: „stopień bezpieczeństwa”, i „spółczynnik bezpieczeństwa”, przez który mnoży się poprzedni. W drugiej części artykułu autor wyjaśnia zastosowanie przez siebie wprowadzonych pojęć na przykładzie mostu spawanego. Oczywiście, autor nie daje skonkretyzowanych liczb, lecz ogólną wytyczną ideę, jednak może mieć zastosowanie w praktyce, a przy racjonalnem postawieniu sprawy, bezwzględnie powinna przyczynić się do podniesienia zaufania ogółu technicznego do konstrukcji spawanych.

## VIII. Ogólne.

### A. Zagadnienia techniczne.

1. Der Bauingenieur Nr. 41, 42. Prof. Dr. Inż. Max Mayer (czasowo w Moskwie). *Przepisy dla placu budowy.* (4 str. + 6 rys.).

Ujęte w 64 punktów wyrażają całokształt przepisów według których ma się osiągnąć największą wydajność pracy przy wznoszeniu wielkich budowli, jednak doświadczony kierownik budowy w tym artykule nic nowego dla siebie nie znajdzie, a zresztą wszelka hypertayloryzacja jest dobrą, ale nie w mostownictwie, gdyż np. powódź zawsze wszystkie zaprowadzone „porządki” wywraca do góry nogami.

2. Les Travaux Publics Nr, 864. Inż. R. Mermet. *Nowy sposób określenia średniej wartości transportów przy robotach ziemnych.* (2 str.).

Autor proponuje swoją metodę, uważając ją za daleko dokładniejszą od znanej metody Bruckner'a. Różnica polega na tem, że w profilu podłużnym przy metodzie autora w każdym przekroju odkłada się Kubaturę, mnożąc przekrój profilu przez odległość do profilu poprzedniego.

We wniosku ostatecznym autor ostrzega, że jego system bynajmniej nie usuwa metody Lalanne'a, lecz w każdym razie daje rezultaty dokładniejsze od Bruckner'a.

3. Verkehrstechnik Nr. 26. Dr. Hellich (Berlin). *Rada drogowa w Prusach* (2 str.).

Powołana jako instytucja doradcza przy pruskim Ministerstwie Rolnictwa i złożona z 24 członków zainteresowanych w rozbudowie, konserwacji i prawidłowej administracji dróg, ogólnej i lokalnej polityce drogowej i prawidłowo zorganizowanym ruchem na drogach. Rada drogowa ma na celu skoordynowanie oddzielnych postulatów rozmaitych grup społecznych i być łącznikiem pomiędzy rządem i społeczeństwem. Artykuł poświęcono rezultatom pierwszego posiedzenia pod przewodnictwem Ministra. Z tematów obrad na pierwszy plan poszła organizacja dróg. Jako rezultat obrad wysunięto postulat, ażeby uniknąć w Niemczech utworzenia państwowej, czy rządowej sieci dróg, lecz utrzymać stan dotychczasowy, to znaczy, że drogami opiekują się prowincje, powiaty i gminy. Najtrudniej będzie rozwiązać stosunek władzy prowincji do kompetencji powiatów. Wysunięto projekt utworzenia prowincjonalnych rad drogowych. Dalszemi tematami były: podatki od samochodów i obciążenia wozów w stosunku do kosztów utrzymania dróg.

4. Verkehrstechnik Nr. 26. Dr. Inż. Pflug. *Ujednostajnienie znaków drogowych.* (6 str. + 3 tabl.).

Autor podaje obszernie sprawozdanie z europejskiej konferencji w Genewie, dotyczącej ruchu na drogach (marzec 1931 r.), i postanowienia, ujęte w tablicach, przyczem tablica I ujmuje każdy znak ostrzegawczy w 5 odmianach: 1) projekt Assoc. Intern. Automobilclubs Reconnus 1930, 2) projekt Nat. Conf. on Street and Highway Safety Washington 1930, 3) dotychczasowe znaki w Niemczech, 4) projekt Ligi Narodów 1930, 5) postanowienia genewskiej konferencji znaków międzynarodowych z marca 1931 r.



5. *Verkehrstechnik* Nr. 30, 31. Inż. Petrich (Drezno). *Nowe warunki techniczne budowy dróg w Saksonii.* (3 str.).

Saksonia pierwsza w Rzeszy Niemieckiej wydała (1928 r.) warunki techniczne budowy dróg, uwzględniające tegoczesny rozwój ruchu. Pomienione przepisy zostały zmienione przez nowowydane warunki techniczne z października 1930 r. Artykuł szczegółowo omawia wszystkie zmiany, jakie zaszły w porównaniu ze starami przepisami. Do charakterystycznych nowości możemy zaliczyć: pogłębienie rowów odwadniających z 0,50 m do 0,70 m, zakaz sadzenia drzew owocowych i szpilkowych, natomiast zalecone wyłącznie wysokopienne i wysokokoronowe, a szczególnie brzozy i topole; powiększono znacznie jednostronną pochyłość przy wirażach i t. d.

## b) Zagadnienia finansowe i ekonomiczne.

1. *Der Bauingenieur* Nr. 41/42. Dr. Inż. F. Allemand (Drezno). *Właściwa wartość cen przetargowych.*

Najlepszą ilustracją powagi terazniejszego kryzysu ekonomicznego, szczególnie w dziedzinie budownictwa, są wyniki przetargów na roboty budowlane w Niemczech. Terazniejsze przetargi charakteryzują się 1) nadzwyczajnym napływem konkurentów, nawet na mniejsze roboty, 2) oferowanie cen, nieraz daleko niższych od kosztów własnych. Dodajmy od siebie, że powyższe zjawisko jest wszędzie, pomiędzy innymi i w Polsce. Artykuł ma na celu bliższe zbadanie przyczyn takiego zjawiska, ażeby wskazać środki zwalczania tego rodzaju stanu nienormalnego, a przynajmniej osłabić jego zgubne działanie.

2. *Der Bauingenieur* Nr. 41, 42. Dr. Inż. Ringewald. *Dane statystyczne z niemieckiego świata technicznego.* (1<sup>3</sup>/<sub>4</sub> str.).

Dopiero niedawno wykończono obliczenia statystyczne ze spisu ludności 1925 r. Artykuł podaje różne ciekawe zestawienia, z czego zacytujemy, że inżynierowie, architekci i budowniczy są razem w liczbie 141605, z czego tylko 13,9% zajmuje niezależne stanowiska, reszta zaś, czyli 86,1% (121928) zajmuje stanowiska zależne, w tej liczbie też są wrachowani dyrektorzy przedsiębiorstw.

3. *Der Bauingenieur* Nr. 41/42. Inż. Droseler (Berlin). *Zaopatrzenie maszynowe wielkiej budowy, jako czynnik gospodarczy.* (5 str.)

Artykuł zawiera wiele cennych wskazówek, dotyczących się należytego wyboru wyposażenia maszynami wielkiej budowy z podaniem wpływu, jaki wywierają maszyny na potaniecie kosztów budowy. Uwagi są ogólnego charakteru bez danych liczbowych.

4. *Beton und Eisen* Nr. 19. Dr. Pchupp. *Stopień zatrudnienia ukończonych inżynierów i architektów w Niemczech.* (1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> str.).

Pruskie Ministerstwo Oświaty ustaliło, że z dyplomowanych w 1931 r. inżynierów i architektów, którzy w tym roku ukończyli wyższe studia tylko 33% znalazło płatną pracę w zawodzie technicznym, dającą im środki utrzymania, 17% poszukiwało chleba w innym rodzaju zajęcia, zaś całe 50% jest bez zajęcia i muszą być utrzymywani z funduszu bezrobocia.

Co się tyczy lat poprzednich, to z kończących w latach od 1926 do 1930 bezrobotnych inżynierów i architektów jest od 29,7% do 36,1%.

Autor zaznacza jeszcze że w najbliższej przyszłości nie widać możliwości zatrudnienia tych bezrobotnych. Straszna statystyka!

5. Der Strassenbau Nr. 20, 21. Dr. Kellner (Dessau). *Znaczenie budowy dróg na rynku pracy.* (5 str. + 4 rys.).

Artykuł podaje zestawienia analizy cen przy rozmaitych (6) typach budowy drogi i nawierzchni, a szczególnie uwzględnia stosunek sił kwalifikowanych do niekwalifikowanych. Podajemy końcową tabliczkę, wyrażającą ów stosunek, gdzie na 100 niekwalifikowanych robotników obliczono ilość fachowców.

Nawierzchnia zwirowa nowa budowa	15
" betonowa "	7
" asfaltowa "	175
" klinkierowa "	250
Nazwirowanie starej nawierzchni zwirowej	20
Nadbetonowanie starej szosy	9

c) Różne.

1. Annales de la Voirie Nr. 10. (Komunikat). *Egzamin na stopień inżyniera drogowego.* (6 str. + 1 rys.).

W Min. Spr. Wenw. we Francji odbył się doroczny (już czwarty) egzamin dla otrzymania stanowiska inżyniera drogowego (Ingénieur principal du Service Vicinal). Kandydaci powinni byli przedstawić 3 prace:

1) projekt drogi (3 dni) pomiędzy 2 miejscowościami w 3 warjantach. Dopuszczalne przedstawienie projektu w ołówku, lecz pierwszeństwo dano, oczywiście, pracom całkowicie ukończonym w tuszu;

2) projekt mostu kamiennego łukowego (3 dni) według zadanych rzędnych wysokości na planie i przekroju rzeki;

3) projekt mostu belkowego żelazobetonowego o świetle 18,00 (2 dni) bez projektowania przyczółków.

2. Le génie Civil Nr. 16. Inż. Jakób Thomas. *Pierwszy kongres szlaków międzynarodowych w Genewie.* (3½ str. + 6 rys.).

W doskonałym skrócie przebieg debatów, przedłożeń i zapatrywań krajów, które przyjęły udział w Kongresie w Genewie od 31.8 do 2.9.1931 r. Szlak międzynarodowy jest projektowany 12,00 szeroki i koszt przeciętny 500,000 zł. za km.

Zdaniem autora, wszystkie rządy powstrzymują się od angażowania się w projektach budowy tych szlaków, a więc powstanie szlaków może tylko być dokonaniem zapomocą inicjatywy prywatnej.

3. Revue Suisse de la Route Nr. 20. (Komunikat). *Międzynarodowy kongres budowy dróg samochodowych w Genewie 1931 r.* (1 str.).

Jest komunikat oficjalny i w końcowym wywodzie zaznacza się, że znaczenie kongresu jest właściwie ściśle informacyjne, a rozwiązanie budowy międzynarodowych dróg samochodowych może nastąpić w formie utworzenia

towarzystw budowy tych dróg w każdym poszczególnym kraju, które utworzą związek międzynarodowy, koordynujący wysiłki i dążenia oddzielnych krajów. W rezultacie kongres utworzył 3 stałe komisje (techniczną, gospodarczą i finansowo-prawną), które podejmą dalszą pracę nad umożliwieniem realizacji budowy międzynarodowych dróg samochodowych.

4. *Revue Suisse de la Route* Nr. 20, Inż. I. Pache. (Montreux). *Organizacja nadzoru drogowego w małym miasteczku* (3½ str.).

Jest to streszczenie odczytu, jaki autor wygłosił na dokształcających kursach administracyjnych, ilustrując organizację nadzoru w odniesieniu do m. Planches (pod Montreux), liczącem 5000 mieszk. Przykład jest umiejętnie wybrany, ponieważ Planches leży na górskim stoku, wobec czego posiada drogi na rozmaitym poziomie i potrzebujące rozmaitego rodzaju opieki.

4. *Der Strassenbau* Nr. 23. *Znaczenie pejzażu przy budowie dróg.* (4½ str. + 6 fot.).

Autor kładzie nacisk na czynnik estetyczny przy budowie drogi, który dotychczas, niestety, jest zupełnie niedoceniony, gdy tymczasem: 1) droga zostaje raz na zawsze i staje się częścią ojczyznościanego krajobrazu, 2) nieraz małym kosztem należytego wytrasowania drogi można znacznie podnieść malowniczość drogi.

6. *Les Travaux Publics* Nr. 864. Inż. L. Lagorgette. *Zagadnienie centralizacji i zarządów drogowych we Francji.* (4 str.).

Sprawa poruszona przez autora jest, zdaje się, aktualną we wszystkich krajach. Chodzi o to, czy mieć jedną centralę (np. Min. Rob. Publ.), która wykonywa wszystkie projekty dróg i mostów, czy też mieć oprócz tego poszczególne biura okręgowe. Centraliści chcą widzieć jedno biuro przy jakiejś centrali, tymczasem szefowie poszczególnych okręgów tworzą swoje bureaux d'études, które na potrzeby okręgu wykonywują wszelkie projekty, nadmiernie rozbudowują te biura i ignorują zupełnie zarządzenia centrali. Autor przeprowadza zasadniczą ideę tego rodzaju, że bynajmniej nie jest wskazaniem tworzenie absolutnej centralizacji, bo wtedy nie obsłuży się należycie całego kraju, gdyż okręgi bliżej znają potrzeby danej miejscowości, zaś zbytnia rozbudowa władz lokalnych jest kosztowna. Najlepszy jest złoty środek, ale żadna normująca ustawa nic nie pomoże, bo zawsze będzie najważniejszym, jacy ludzie będą stali na czele, czy to w centrali, czy też w zarządach lokalnych.

7. *Verkehrstechnik* Nr. 38. Dr. Masuki Fuji (Tokio). *Budowa dróg w Japonji* (1½ str.).

Japonja posiada 974.000 km. dróg, z czego rząd zbudował 8.000 km. samorzady 88.000 km. wielkie miasta 28.000 km. resztę 850.000 km gminy. Rocznie drogi pochłaniają około 500 mil. zł. z czego 147 mil. zł. na przebudowę dróg, utrzymanie 440 mil. zł. i 126 mil. zł. utrzymanie 12.000 mostów. W 1920 r. rząd opracował ulepszenie sieci drogowej, który nie został wykonany z powodu trudności budowy wskutek znacznej ilości gór i potoków. Ilość samochodów w ruchu 100.000, lecz ilość ta zwiększa się b. szybko. W 1922 r. Min. Spr. Wewn. założyło specjalny Instytut Drogowy. Artykuł

kończy się danemi o przepisach budowy dróg, gdzie autor przytacza ważniejsze formuły, określające wznios ciągły, przerywany, krzywizny, wzniesienie na krzywiznach i t. d.

## IX. Ruch publiczny na drogach.

1. *Annales de la Voirie* Nr. 10. Inż. Lamer. *Środki do zapewnienia bezpieczeństwa ruchu samochodowego na skrzyżowaniach i rozwidleniach dróg* (7 str. + 3 rys.).

Artykuł jest pracą, nagrodzoną na konkursie ogłoszonym przez Franc. Zach. Automobil-Club w grudniu 1929 r. i według opinii redakcji pisma projektowane przez autora, sposoby regulowania ruchu, systemy znaków ostrzegawczych, proponowane wielkości krzywych, sygnalizacja przejazdów w poziomie przez drogę żelazną nie straciły na aktualności.

2. *Revue Suisse de la Route* Nr. 16. prof. Hoepfner (Gdańsk). *Zasadniczy schemat do obliczenia odległości, niezbędnej dla wymijania samochodów w miastach* (2 str. + 3 rys.).

Zadanie polega na tem: jaką wolną przestrzeń powinien mieć przed sobą kierowca do wyminięcia samochodu przy nadjeżdżającym naprzeciwko drugim samochodem na ulicy, mieszczącej tylko 2 samochody. Zadanie rozwiązano wykreślnie dla rozmaitych szybkości jazdy.

3. *Revue Suisse de la Route* Nr. 16. (Komunikat). *Sygnalizacja na drogach szwajcarskich* (2½ str. + tabl. znaków).

Obowiązuje od 24.7.1931 r. i oparta na międzynarodowej sygnalizacji dróg z 30.3.1931 r., przytem należy zauważyć, że każdy kanton ma uprawnienie do wprowadzenia swoich dodatkowych znaków, jednakże bez prawa zmiany ogólnie obowiązujących.

*Der Strassenbau* Nr. 19. Inż. Hellmuth (Duesseldorf). *Sposoby dla zmniejszenia katastrof w wielkomiejskim ruchu samochodowym przez przepisowe kierunki jazdy* (6 str. + 10 wykr.).

Zdaniem autora w ogromnej mierze przyczynić się można do zmniejszenia zderzeń wozów i przejechań pieszych przez obowiązkowe tworzenie wysp objazdowych przy skrzyżowaniach ulic. Do artykułu dołączono pouczające wykresy regulacji jazdy na ulicach Duesseldorfu i Kolonji.

5. *Verkehrstechnik* Nr. 23. Inż. Loessener (Berlin). *Regulacja ruchu przez związki pracy*. (2 str.).

Ponieważ rozwój ruchu samochodowego osiąga coraz większy rozwój, a zatem w celu skoordynowania działalności rozmaitych czynników komunikacyjnych z punktu widzenia gospodarki narodowej pruskie Ministerstwo Handlu wydało 13. 4. 1929 przepis obowiązujący ogólnej racjonalizacji ruchu samochodowego (osobowego i ciężarowego) za pomocą t. zw. związków pracy (arbeits gemeinschaften). Tego rodzaju związki pracy powstają w rozmaitych ośrodkach niezależnie od granic polityczno-administracyjnych, mając wyłączenie na względzie ruch drogowy. Związki te nakreślają wytyczne ogólnego planu ruchu pod kątem widzenia jaknajwiększej koordynacji potrzeb ludności.

Do związku obowiązkowo należą: miejscowe syndykaty przewozowe (autobusy i sam. ciężarowe), prywatne, państwowe, czy samorządowe, miejscowe, izby handlowe i rolnicze, dyrekcje kolejowe, poczta i prywatne lub samorządowe kolejki wąskotorowe,

Powyższe czynniki mają według myśli Ministerstwa Handlu stanowić należyte zabezpieczenie planowego opracowania powierzonych im do rozstrzygnięcia zagadnień ruchu na drogach.

6. *Verkehrstechnik* Nr. 28. Inż. M a z, B u s c h. (Wrocław). *Kontrola obciążeń samochodów ciężarowych.* (2 $\frac{1}{2}$  str. + 4 fot.).

Wrocławski Zarząd Drogowy zarządził kontrolę wagi samochodów ciężarowych dla przekonania się w jakiej mierze przeciąża się je przy przewozach ładunków. W tym celu został sformowany lotny oddział, zaopatrzony w samochód i 2 wagi hydrauliczne systemu Vogel'a, i składający się z 1 technika drogowego, 3 szoferów w asyście policjanta. Waga Vogel'a jest to zwykła podnośnica samochodowa (14 kg) zaopatrzona w manometr. Oddział kontrolował samochody ciężarowe w różnych punktach miasta i w różnych porach dnia i nocy. Dotychczasowe rezultaty: zbadano 330 wozów, z których 75% było przeciążonych, i przeciążenie w niektórych wypadkach przewyższało o 93% obciążenie dopuszczalne, a średnio samochody były przeciążone o 33% ponad przepisową normę. Artykuł omawia warunki i szczegóły prawidłowego i skutecznego dokonania podobnych kontroli.

7. *Verkehrstechnik* Nr. 39. Inż. E n n o M u e l l e r (Essen). *Ujednostajnienie przepisów dla środków przewozowych i dróg komunikacyjnych dla potrzeb miejscowych.* (5 str. + 11 rys. + 1 tabl.).

Jest to próba ogólnej standaryzacji wszystkich środków przewozowych, jak tramwaji i kolejek elektrycznych w związku ze sposobem ich napędu i kwestję budowy dróg dla ruchu samochodowego i pieszego. Tego rodzaju standaryzację wysunęło Reńsko-Westf. T-wo kolejowe w Essen w celu podniesienia ogólnej wydajności na tle ogólnej ekonomiki kraju.

8. *Verkehrstechnik* Nr. 41. Dr. K l e c b e r g (Arnsberg). *Postulaty wyszkolenia kierowców samochodowych.* (4 $\frac{1}{2}$  str.).

Artykuł atakuje niedobory niemieckiej ustawy o ruchu samochodowym, dotyczącej się szczególnie wymaganych kwalifikacji dla kierowców samochodów. Okazuje się, że nieścisłości niem. ustawy o ruchu samochodowym stworzyło chaos tego rodzaju, że wydanie noweli, uzupełniającej zauważone luki, zdaniem autora jest koniecznym, gdyż godzi w bytowanie całej masy ludzi, utrzymujących szkoły dla przyszłych kierowców.

9. *Zeitschrift des Ver. D. Ing.* Nr. 43. Dr. K. T r a u t v e l l e r. *Technika ruchu i plany regulacyjne miast.* (2 str.).

Z okazji Berlińskiej wystawy budowlanej w 1931 r. odbył się w Londynie Międzyn. Kongres mieszkalnictwa i budowy miast, poświęcony zagadnieniom ruchu w związku z racjonalnym projektowaniem planów regulacyjnych. Dezyderaty kongresu ujęto w 16 punktów, z których ciekawsze dla naszej rubryki zacytujemy: 1) zagadnienie ruchu polega na usunięciu niepotrzeb-

nego ruchu, przyczem największą trudność stanowi rozdział szybkiego ruchu od innych; 2) najlepsze rozplanowanie miasta osiąga się, jeżeli istnieje wewnętrzny pierścień, z którego wachlarzowo wyrastają ulice główne, przyczem na głównych ulicach wystarczy 6 kolei ruchu po 3 w każdą stronę; 3) w środkowych punktach wielkiego miasta nie pożądanem jest stosowanie drapacznicy, gdyż przez to osiąga się zbyt duże skupiska ludzkie i t. d.

Wszystkie powyższe postulaty, oczywiście nie wywołają sprzeciwu w świecie fachowym, trudność tylko polega na tem, że jeżeli gdziekolwiek są jakieś wady zasadnicze w organizacji ruchu, to skąd wziąć pieniądze na poprawę.

W tym celu największy nacisk trzeba położyć na plany regulacyjne i nie zatwierdzać ich bez wiedzy fachowców ruchu.

(St. Kr.)

---

## SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 grudnia 1931 r. Stowarzyszenie liczyło 795 członków (do ostatniej ilości 794 przybyło dawnych członków przez opłacenie zaległej składki członkowskiej — 1 i nowych członków — 1 i ubyło z powodu śmierci—1); zwyczajnych 782 i wspierających 13; w tem osób fizycznych 614; osób zbiorowych 181.

Pozostałość gotówki na dzień 1.XI.1931 r. . . . . 23808 zł. 73 gr.

Wpłynęło w listopadzie 1931 r. . . . . 142 „ 65 „

Razem . . . . . 23951 zł. 38 gr.

Wydano w listopadzie 1931 r. . . . . 525 zł. 84 gr.

Pozostaje na dzień 1.XII.1931 r. . . . . 23425 zł. 54 gr.  
(w P. K. O. — 3814 zł. 86 gr., Polskim Banku Komunalnym 19590 zł. i u skarbnika 20 zł. 68 gr.).

### PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA W LISTOPADZIE 1931 R.

#### B. Członkowie zwyczajni.

##### b) osoby fizyczne,

375. Babecki Juljusz — Warszawa, Smocza 43.

Prezes (—) *M. Nestorowicz.*

Sekretarz (—) *L. Borowski.*

SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORJUM FUNDUSZU  
STYPENDJALNEGO IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA.

Na dzień 1 listopada 1931 r. fundusz  
stypendjalny wynosił . . . . . 20550 zł. 72 gr.  
W listopadzie wpłynęło . . . . . 85 " — "

Na dzień 1 grudnia 1931 r. fundusz wynosi 20635 zł. 72 gr.  
(Książeczka wkładowa P. K. O. Nr. 803385 na  
kwotę 63 zł. 75 gr., książeczka oszczędnościowa  
K.K.O. Nr. 8128 na kwotę 20407 zł. 88 gr. i konto  
czekowe P.K.O. Nr. 17212 na kwotę 164 zł. 09 gr.)

Za Kuratorjum (—) *Inż. W. Godlewski.*  
(—) *Inż. L. Borowski.*

---

---

Wydawca: Zarząd Stowarzyszenia Członków polskich kongresów drogowych.  
w osobie inż. Leona Borowskiego.

---

Redaktor: inż. Leon Borowski.

---

Adres Redakcji i Administracji:  
Chałubińskiego 4, Departament IV Ministerstwa Robót Publicznych.

---

Druk. Józef Jankowski. Warszawa, Krucza 7. Tel. 8-05-04.

## REDAKCJA WIADOMOŚCI MA NA SKŁADZIE DO SPRZEDAŻY NASTĘPUJĄCE SWOJE WYDAWNICTWA:

1. Prof. Emil Bratro. Droga doświadczalna w Brunświku. 1931 r.  
Stron 113 z 12 rysunkami. Cena Zł. 5.00
2. J. B. Ćwikiel. O ruchu na drogach bitych, grubości nawierzchni  
i obliczeniu zużycia tłucznia. 1928 r. Stron 67, z barwną  
mapą. Cena Zł. 4.00
3. Inż. Wł. J. Górski. Cement glinowy. 1930 r. Stron 16. Cena Zł. 1.50
4. Inż. J. Karniewski. Metody budowy ulepszonych nawierzchni dro-  
gowych we Francji, Niemczech i Czechosłowacji. 1930 r.  
Stron 132 z 69 rysunkami. Cena Zł. 5.00
5. B. J. Kerkhof. Drogi asfaltowe i smołowe, budowa dróg bitumicz-  
nych, przełożył inż. Wł. J. Górski. 1928 r. Stron 132 z ry-  
sunkami. Cena Zł. 10.50  
dla Członków Stowarzyszenia pol. kongr. drog. Cena Zł. 7.50
6. Inż. K. Krug. Nowoczesne wytwórnie kamienia drogowego w Niem-  
czech i Szwajcarii. 1929 r. Stron 68 z 36 rysunkami.  
Cena Zł. 4.00
7. St. Leszczycki. Komunikacja autobusowa w wojew. krakowskim.  
1930 r. Stron 24 z 8 mapami kolorowemi. Cena Zł. 2.00
8. Inż. M. W. Nestorowicz. Polski fundusz drogowy. 1929 r. Stron 60.  
Cena Zł. 2.00
9. Inż. M. S. Okęcki. Uwagi o gospodarce drogowej w Anglii. 1928 r.  
Stron 77 z 17 rysunkami. Cena Zł. 2.50
10. Inż. M. S. Okęcki. O ustaleniu nazw i klasyfikacji rozdrobnionych  
materiałów kamiennych, używanych do celów drogowych.  
1929 r. Stron 18. Cena Zł. 0.80
11. Inż. M. S. Okęcki. Komunikacje autobusowe pozamiejskie w Szwaj-  
carii. 1930 r. Stron 22 z 12 rysunkami. Cena Zł. 2.00
12. M. Porowski. Problem ulepszenia dróg gruntowych. 1928 r. Stron 83,  
Cena Zł. 1.85
13. Prace pierwszego Polskiego Kongresu drogowego. 1928 r. Stron  
401 z wieloma rysunkami i fotografiami. Cena Zł. 12.00
14. Prace drugiego Polskiego Kongresu drogowego. 1930 r. Stron  
493 (obrad, uchwały i referaty) z wieloma rysunkami  
i fotografiami. Cena Zł. 20.00
15. Prace drugiego Polskiego Kongresu drogowego. 1930. r. Stron  
138 z 2 fotografiami (obrad i uchwały). Cena Zł. 8.00
16. Inż. B. Rożański. Instrukcja powierzchniowego ulepszenia na-  
wierzchni dróg bitych. Stron 13. Cena Zł. 0.65
17. Inż. Wł. Skalmowski. Skąły wybuchowe Polski. Stron 14.  
Cena Zł. 0.65
18. Inż. Wł. Skalmowski. Normy własności i znormalizowane metody  
badań polskich smół drogowych. 1931 r. Stron 16 z 2 ry-  
sunkami. Cena Zł. 1.00

---

Książki wysyłane są po wpłaceniu należności na konto czekowe  
„Stowarzyszenia Członków pol. kongr. drogowych“ w P.K.O. Nr. 13966.  
Na odcinku blankietu nadawczego należy podać którą książkę poleca  
się wysłać i pod jakim adresem.