

Precyzyjne tokarki szybkoobrotowe, tokarki typu ciężkiego, wiertarki i szlifierki do napędu transmisyjnego oraz bezpośredniego elektrycznego
DOSTARCZA!

„WIEPOFANA”

WIELKOPOLSKA ODLEWNIA
FABRYKA NARZĘDZI I MASZYN
[SPÓŁKA AKCYJNA]

W POZNANIU, UL. DĄBROWSKIEGO Nr. 81.

TELEFON 61-56.

Oferty i prospekty na żądanie

203

STOWARZYSZENIE MECHANIKÓW POLSKICH Z AMERYKI

SP. AKC.

w WARSZAWIE, ul. MARSZAŁKOWSKA 46

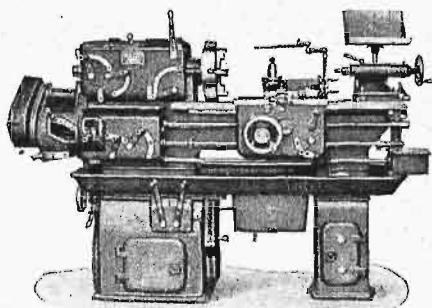
Telefony: 806-29, 886-06, 868-11, 806-99, 806-13.

Wytwórnia w PRUSZKOWIE i Zakłady Przemysłowe „POREBA”.

Polecamy własnego wyrobu:

Obrabiarki do metali: tokarki, wiertarki, strugarki poprzeczne i podłużne, frezarki pionowe i poziome, dłutownice, szlifierki, ryflarki, obrabiarki dla ciężkiego przemysłu kolejowego i hutniczego wagi, sięgającej powyżej 50 000 kg, obrabiarki do drzewa.

Przyrządy do: frezowania, szlifowania, gwintowania na tokarkach. Przyrządy podziałowe i do pionowego frezowania na frezarkach. Imadła: maszynowe i warsztatowe.



Tokarka precyzyjna szybkoobrotowa typu „2. T. X E”.

Narzędzia do obróbki metali: wiertła, rozwiertaki, frezy, gwintowniki i t. p.

Przyrządy fabrykacyjne: wiertarki, uchwyty, przyrządy i t. p.

Odlewy żeliwne: maszynowe, wlewnice, cylindry parowozowe, rury wodociągowe, kanalizacyjne i ściekowe oraz kształtki do nich, odlewy sanitarne i naczynia kuchenne — surowe i emaljowane, odlewy dla centralnego ogrzewania.

12

CENTRALNE BIURO SPRZEDAŻY PRZEWODÓW

„CENTROPRZEWÓD”

SPÓŁKA Z OGRANICZ. ODPOWIEDZ.

Warszawa, ul. Marszałkowska 87, telefony: 942-85, 942-86, 942-87.

PRZEWODY IZOLOWANE

Z FABRYK KRAJOWYCH W WYKONANIU PRZEPISOWEM,
OZNACZONE ŻÓŁTĄ NITKĄ S. E. P.

43

INŻYNIER - MECHANIK

posiadający dłuższą praktykę warsztatową, energiczny, obeznany z elektrotechniką, władający językiem niemieckim, do poważnej fabryki **poszukiwany**.

Oferty z podaniem dotychczasowej pracy i referencji do Administracji Przgl. Techn.

pod „DOBRY ORGANIZATOR”

44

POSZUKUJE SIĘ RUTYNOWANEGO TECHNIKA LUB INŻNIERA

obznajmionego dokładnie z wykonaniem rysunków warsztatowych dla masowej produkcji oraz z normalizacją i układami pasowań — do fabryki na prowincji. Do podań należy załączyć: krótki życiorys, niewierzytelne odpisy świadectw i ostatnio otrzymywane wynagrodzenie.

Oferty do Administracji „Przeglądu Technicznego” sub „dla S. W. P./4”.

4

Przedsiębiorstwo przemysłowe w Województwie Śląskiem

poszukuje

Inżyniera-mechanika

któryby chciał się poświęcić technice spawalniczej i pracować w dziale akwizycyjnym.

Wymagane są: dłuższa praktyka warsztatowa, zasadnicze wiadomości o spawaniu, ukończone studia na Politechnice i znajomość języków francuskiego oraz niemieckiego. Wiek 30 do 35 lat.

Oferty z życiorysem należy kierować do Administracji Czasopisma pod Nr. 48.

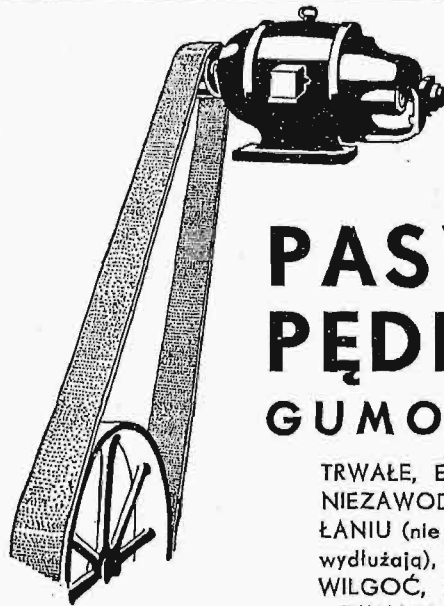
48

Konstruktora z praktyką konstrukcyjną w biurze i ruchową w cukrowniach (większych rafinerjach nafty) lub większych fabrykach chemicznych, poszukuje poważne przedsiębiorstwo górnośląskie. Zgłoszenia do Towarzystwa Reklamy Międzynarodowej, Kraków, Jana 2, pod „Konstruktor”.

42

Konstruktora z praktyką w biurze i na warszłacie w dziale budowy maszyn, obeznanego z robotami kotłarskimi, ze znajomością kalkulacji robocizny, poszukuje poważne przedsiębiorstwo górnośląskie. Zgłoszenia do Towarzystwa Reklamy Międzynarodowej, Kraków, Jana 2, pod „Konstruktor”.

46



PASY PĘDNE GUMOWANE

TRWAŁE, EKONOMICZNE
NIEZAWODNE W DZIAŁANIU (nie ślizgają się i nie wydłużają), ODPORNE NA WILGOĆ, PARĘ, KWASY i ZMIANY TEMPERATURY

WSZELKIE WYROBY GUMOWE TECHNICZNE
oraz WSZELKIE WYROBY Z GUMY
STOSOWANE W PRZEMYSŁE

ZAKŁADY KAUCZUKOWE

PIASTÓW, Sp. Akc.

WARSZAWA, ŻŁOTA 35, TEL. 5.33-49

CYKNOGRAFJE

ZAKŁAD FOTOCHEMIGRAFICZNY

„L U X”

Warszawa, Elektoralna 14. Telefon 250-23.
Wykonuje do druku wszelkie klisze kreskowe i siatkowe.

FARBY

FARBY, LAKIERY, EMALJE ZNAJĘJ DOBROCI

„GLORIN”

poleca Krajowa Wytwórnia Lakierów
Angielskich, Farbi i Emalji Kolorowych

„Glorja”

Warszawa, ul. Żytnia 24/26
telef. 2-65-24 i 659-51, (dom własny)



MOTORY ELEKTRYCZNE

Najstarsza w kraju fabryka motorów elektrycznych

L. KOREWA

Warszawa, ul. Syreny Nr. 7, telefon Nr. 5-00-95

PASY

PASY WIELBŁADZIE **FRANK REDDAWAY**
SKÓRZANE
BALATA
GUMOWE Królewska 39, tel. 617-90

WENTYLATORY

„CIEPŁO i POWIETRZE” Fabr. Maszyn
Warszawa, Żąbkowska 36, tel. 10.20.39.

SPECJALNOŚĆ:

WENTYLATORY I EKSHAUSTORY
CIĄGI SZTUCZNE I PODMUCHY
PNEUMATYCZNY TRANSPORT
ODCIĄGANIE KURZU, APARATY
PARO - WODO - GAZO - POWIETRZNE,
SUSZARNIE; APARATY DO NAWILŻA-
NIA. WENTYLACJA. FILTRY



STOWARZYSZENIE TECHNIKÓW POLSKICH W WARSZAWIE

KONTO P. K. O. 128.

POSIEDZENIA TECHNICZNE.

W piątek dnia 9 lutego r. b. o godz. 8-ej wiecz. w Wielkiej sali gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie, Czackiego 3/5, odbędzie się posiedzenie techniczne, na którym p. inż. Apolinary Przybyski wygłosi odczyt p. t.:

„Idee technokratów na tle współczesnej mechanizacji pracy i współczesnych problemów gospodarczych“.

Treść: Produkcja dawniej a dziś. Nadzieje związane z maszyną. Zmierzch współczesnej cywilizacji. Organizacja technokratów. Inżynier jako elita rządząca. Howard Scott. Wstępne prace badawcze technokratów. Najważniejsze poglądy na współczesne problemy gospodarcze. Trzy tezy technokratów. Problem energii. Nieuchronny dalszy wzrost bezrobocia. Technika i możliwość mechanizacji pracy w świecie antycznym i średniowieczu. Dalszy rozwój techniki. Dalsza mechanizacja i rozwój produkcji w pojęciu technokratów. Gospodarka planowa. Dawny liberalizm ekonomiczny. Dzisiejsze państwo. Poglądy technokratów na podział dóbr, na wartość i bogactwa. Praca w społeczeństwie technokratów. Wolność indywidualna warunkiem postępu i twórczości. Dokąd idziemy?

Następny odczyt dnia 16 lutego r. b. — dyr. Jan Zabiński — „Ogrody zoologiczne dawniej a dziś“.

KOMUNIKAT KANCELARJI.

Kancelarja S-nia podaje do wiadomości p.p. członków, że życzący sobie nabyć w abonamencie będący w druku słownik techniczny polsko-niemiecki K. Stadtmüllera (część II) w cenie zł. 45, płatnych ewentualnie w trzech ratach, zechcą zapisać się na listę prenumeratorów w Kancelarji S-nia.

KOMUNIKATY KÓŁ I WYDZIAŁÓW.

Zarząd Koła Ogrzewników komunikuje, że dn. 15 lutego b. r. o godz. 18.30 w sali IV Stowarzyszenia Techników odbędzie się **Doroczne Walne Zebranie Sprawozdawczo-budżetowe** z następującym porządkiem obrad:

- 1) Zagajenie, wybór prezydium Zebrania.
- 2) Odczytanie i przyjęcie protokołu poprzedniego zebrania.
- 3) Sprawozdanie Zarządu Koła i Komisji Rewizyjnej, oraz dyskusja nad sprawozdaniami i wnioskami Zarządu i Komisji Rewizyjnej.
- 4) Wybór członków Zarządu Koła, Komisji Rewizyjnej, Delegata i jego zastępcy do Rady Delegatów i Rady Naukowo-Technicznej.
- 5) Wolne wnioski.

Koło Wawelberczyków zawiadamia Szanownych Kolegów, że miesięczne zebranie Koła odbędzie się w środę dnia 7 lutego r. b. o godz. 10-ej w sali Nr. IV Stow. Techników, na którym kol. W. Wolfson wygłosi odczyt p. t. „Polska piata letka“.

Koło Leodyjczyków i Gandawczyków zawiadamia, że w sobotę dnia 10 b. m. o godz. 20-ej odbędzie się w sali Złotej S-nia **Koleżeńska Wieczornica** dla członków Koła, Ich Rodzin oraz wprowadzonych Gości. Zgłoszenia kierować należy do kol. Z. Łady, tel. biur. 632-40 lub mieszk. 688-11. Stroje wieczorowe.

POSADY WAKUJĄCE.

- 4—Szkoła Rzemieśniczo-Przemysłowa w Lubartowie poszukuje **Inżyniera-mechanika** do nauczania teoretycznego przedmiot metal. 18 godzin tygodniowo i 18 godz. kierowania warsztatami mechanicznymi. Wynagrodzenie zł. 280 miesięcznie wraz z mieszkaniem. Oferty należy nadsyłać do powyższej szkoły.
- 6—Szkoła Rzemieśnicza w Kazimierzu pow. Puławski poszukuje **wykładowcy** przedmiotów technicznych. Wymagane wykształcenie wyższe, 26 godz. tygodniowo. Wynagrodzenie zł. 350. Oferty należy kierować do Szk. Rzem. w Kazimierzu.
- 8—Główny Urząd Miar poszukuje **Dyplomowanego Inżyniera-Mechanika**, posiadającego znajomość języków obcych (francuski, niemiecki, pożądanym angielski), doświadczenie w pracy laboratoryjnej i umiejętność referowania. Pożądana gruntowna znajomość konstrukcji samochodów. Wymagany dyplom z ukończenia politechniki polskiej lub nostryfikowany dyplom politechniki zagranicznej. Podania wraz z dokumentami należy składać w Głównym Urzędzie Miar, Warszawa, Elektoralna 2.
- 10—Poszukiwani są specjaliści obeznani z uprawą, produkcją i eksportem wyrobów z konopi, lnu, sierści i przetworów owocowych i warzywnych.

POSZUKUJĄ PRACY.

- 1—**Inżynier -Mechanik**, konstruktor, z praktyką przy projektowaniu dźwigni, parowozów, samochodów, motorów wybuchowych, poszukuje pracy w Warszawie. Łaskawe zgłoszenia pod nr. 1, do adm. pisma.
- 3—**Technik** z długoletnią praktyką konstruktorską w projektowaniu i urządzaniu napędów fabrycznych, pędni oraz ich części, a także kierownik techniczny jednej z większych fabryk wyrobów drzewnych w Polsce poszukuje pracy. Łaskawe zgłoszenia do adm. pisma, pod Nr. 3.
- 5—**Architekt Dyplomowany** z 20-letnią praktyką zawodową, z praktyką w administracji państwowej, w sile wieku — poszukuje stanowiska w samorządzie miejskim, kierownictwa budową, lub innego odpowiedniego. Łaskawe oferty proszę kierować do adm. pisma pod Nr. 5.

Inżynier mający 24 lat praktyki w zakresie obrabiarek, narzędzi i mechaniki precyzyjnej, wyspecjalizowany w ciągu 10 lat w produkcji łożysk kulkowych i krążkowych, pragnie porozumieć się z osobą lub organizacją, interesującą się tą produkcją.

Oferty do Administracji pisma pod Nr. 38.

38

PRZEGLĄD TECHNICZNY

CHASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

Nr. 3

WARSZAWA, 7 LUTEGO 1934 R.

Tom LXXIII

TREŚĆ:

- Wzmocnienie mostu drogowo - kolejowego na Wiśle w Toruniu, nap. Inż. A. Eberhardt.
- Beton o przewidzianej wytrzymałości (dok.), nap. Inż. W. Paszkowski, Profesor Politechniki Warszawskiej.
- Spawanie szyn, nap. K. Chrzastowski.
- Plan zaopatrzenia P. K. P. w parowozy w ubiegłym 10 - leciu i jego realizacja, nap. Inż. W. Szczepański.
- Szkoły wyższe i ich wykształceni wychowawcy, nap. Inż. P. Drzewiecki.
- Przegląd pism technicznych.
- Bibliografia.
- Kronika.

SOMMAIRE:

- Renforcement du pont ferroviaire et routier sur la Vistule à Toruń, par M. A. Eberhardt, Ingénieur des Ponts et Chaussées.
- Béton à résistance préestimée (suite et fin), par M. W. Paszkowski, Ingénieur dipl., Professeur à l'École Polytechnique de Varsovie.
- Sur la soudure des rails, par M. K. Chrzastowski.
- Programme de la fourniture des locomotives pour les chemins de fer polonais pendant les derniers dix ans et sa réalisation, par M. W. Szczepański, Ingénieur dipl.
- Les écoles supérieures et leurs élèves, par M. P. Drzewiecki, Ingénieur dipl.
- Revue documentaire.
- Bibliographie.
- Chronique.

Inż. A. EBERHARDT

Wzmocnienie mostu drogowo-kolejowego na Wiśle w Toruniu^{*)}

Ukończone w lecie roku ub. wzmocnienie mostu drogowo-kolejowego na Wiśle w Toruniu należy, ze względu na rozmiar i rodzaj robót, do wybitniejszych prac mostowych, jakie wykonano w Polsce w okresie powojennym.

Wzmacnianie mostów kolejowych powodowane jest przeważnie szybkim wzrostem obciążenia. Ciężar parowozów i wagonów zwiększa się stale wraz z rozwojem życia gospodarczego i wzrastaniem ładunków. Gdy dzisiejsze przepisy Min. Komunikacji wymagają obliczenia mostów na linjach pierwszorzędných na parowozy ciężaru 125 t, przedwojenne normy rosyjskie przewidywały najcięższe parowozy ciężaru 100 t, a most kolejowy w Toruniu, budowany w latach

1870 - 73, projektowano na obciążenie ruchome tylko 3,5 t/m b. Należy zaznaczyć, że obecnie ciężar samych wagonów przyjmuje się w wysokości 8 t/m b.

Równoległe ze wzrostem obciążenia przyczyniają się mogą do dyskwalifikacji starego mostu żelaznego pewne braki konstrukcyjne, będące wynikiem dawnych, odmiennych zasad projektowania, obowiązujących w okresie powstawania mostu.

Wybór sposobu wzmocnienia, opracowanie szczegółowego projektu, wykonanie robót na miejscu — wszystko to stanowi duże trudności w porównaniu ze zwykłymi robotami przy budowie mostów. Najważniejszą rzeczą, decydującą o powodzeniu przedsięwzięcia, jest właściwe określenie przyszłej współpracy starych i nowych części oraz odpowiednie wykonanie połączenia tych części na montażu. Niepewność wyniku bywa często przyczyną, że odrzuca się projekt wzmocnienia starych dźwigarów i wymienia się je na nowe, albo buduje się nowy most, znacznie droższy, ale pewny w użyciu.



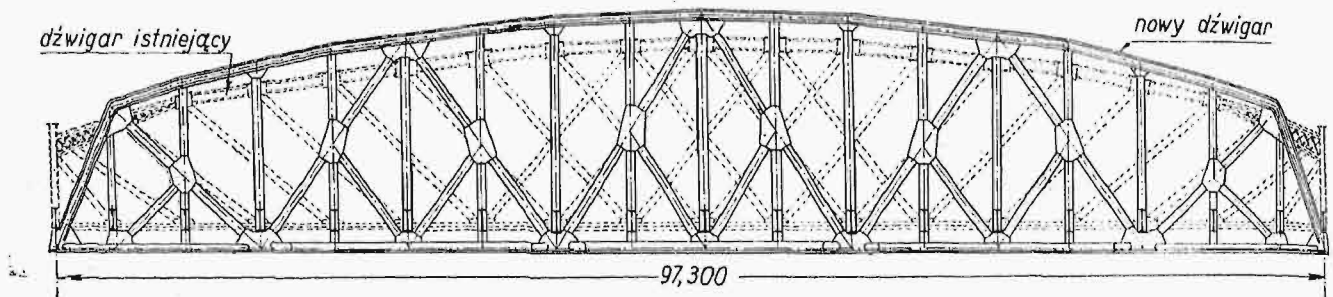
Rys. 1. Widok prześel dużych mostu toruńskiego przed wzmocnieniem.

*) Wzmocnienie mostu toruńskiego było omawiane w „Przeglądzie Technicznym” jeszcze w r. 1929 (zesz. 39) w art. inż. dr. F. Szelągowskiego o stosowaniu korzystnych naprężeń i odkształceń; poza tem omówiono je szerzej po ukończeniu w r. 1929 pierwszej części robót w „Inżynierze Kolejowym” Nr. 9 z r. 1930 (art. inż. dr. F. Szelągowskiego) oraz w „Czasopiśmie Technicznym” z r. 1929 (art. inż. A. Chróścielewskiego).

Koszt budowy nowego mostu kolejowego przez Wisłę określono tu na 25 milionów złotych. Koszt wzmocnienia — na 6 milionów złotych.

Poddano badaniom wytrzymałościowym próbki żelaza, wycięte ze starego mostu. Wyniki były dobre: wytrzymałość na rozciąganie wahała się w granicach 34—39,1 kg/mm², przy wydłużeniu 17,5—21,0%.

słabe wiatrownice górne i wywołane przez to skrzywienie dźwigarów głównych w planie, dalej gibkie krzyżulce z płaskowników, ulegające silnym drganiom przy przejściu pociągów, oraz belki podłużne bez górnych nakładek, co powodowało od-



Rys. 2. Stary i nowy dźwigar mostu.

Dobre wyniki prób żelaza i zadowalający stan podpór mostu, umożliwiające zwiększenie ich obciążenia, zdecydowały sprawę. Postanowiono most wzmocnić, oszczędzając wielką, nawet w budżecie kolejowym, kwotę 19 milionów złotych.

Most toruński składa się z pięciu dużych przęseł, każde o rozpiętości teoretycznej 97,3 m, dwunastu przęseł małych, z których dziewięć leży w krzywej o promieniu 376,6 m. Jedno z powyższych 12-tu przęseł posiada rozpiętość teoret. 44,9 m, pozostałe mają 36,1 m. Całość, położona w spadku 6,7⁰/₀₀, posiada imponującą długość 972 m.

Dźwigary dużych przęseł posiadają górny pas eliptyczny z kratą prostokątną, dwukrotną. Dźwigary małych przęseł są otwarte, t. zn. bez wiatrownic górnych, o pasach równoległych, z kratą również przesztywnioną.

Rozstęp pomiędzy dźwigarami wynosi 11,5 m. Obok pojedynczego toru kolejowego mieści się drewniana jezdnia drogowa, ułożona z dwu warstw dyliny na belkach dwuteowych. Nazewnątrz dźwigarów głównych znajdują się, oparte na wspornikach, dwa chodniki dla pieszych.

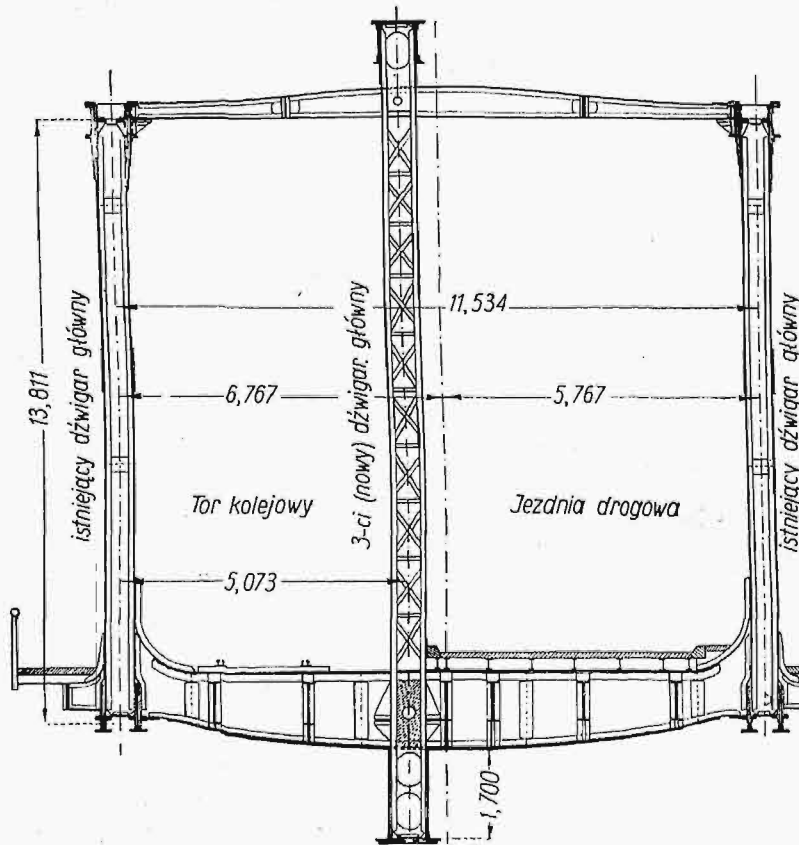
Poza niedostateczną wytrzymałością pod względem statycznym, powodującą znaczne przekroczenie naprężeń dopuszczalnych przy przejściu cięższych parowozów, most posiadał pewne braki konstrukcyjne, z których najważniejszymi były: zbyt

kształcenie i pękanie górnych kątowników pod osiowym naciskiem mostownic.

Natomiast podpory mostu, jak już wspomniano, znajdowały się we względnie dobrym stanie. Fundamenty filarów rzecznych, składające się z pły-

ty betonowej, opartej na palach drewnianych, otoczonych ścianką szczelną, i wzmocnione narzutem kamiennym, przetrwały dobrze 60 lat służby w niespokojnym korycie Wisły. Część mostu, znajdująca się nad terenem zalewowym na t. zw. Kępie Bazarowej, posiada filary oparte na studniach.

Sposób wzmocnienia rozpatrywano najprzód w trzech odmianach, w-g projektów nadesłanych przez zainteresowane firmy. Wszystkie uwzględniały bezpośrednie wzmocnienie istniejących dźwigarów przez dodanie nowych części lub wy-



Rys. 2a. Przekrój poprzeczny przęsta dużego.

mianę starych. Oprócz tego, dwa z powyższych projektów przewidywały wbudowanie nowej kratownicy w płaszczyźnie każdego z dwóch dźwigarów przęsta. Wzmocnienie jezdnii miało polegać na wstawieniu dodatkowych poprzecznicy pośrodku każdego przedziału, albo też na wzmocnieniu istniejących belek poprzecznych przez wbudowanie obok nich małych kratownic.

Tego rodzaju rozwiązania pociągały za sobą szereg trudności: konieczność dopasowywania na-

miejscu nowych części, możliwość niejednostajnego naprężenia wymienianych elementów, wobec utrzymania bez przerwy ruchu pociągów, albo wzrost trudności w nitowaniu skomplikowanych przekrojów wzmacnianych części. Wzrastał więc przytem i koszt wykonania robót.

Wybór Wydziału Mostów Ministerstwa Komunikacji zatrzymał się na pomysłcie zupełnie swoistym: prostym i tańszym w wykonaniu. Polegał on na wbudowaniu w przęsła trzeciego dźwigar pomiędzy jezdnią drogową a torem kolejowym mostu (rys. 2).

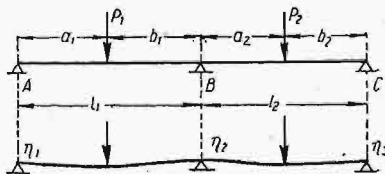
Pas dolny nowego dźwigar umieszczono poniżej sponu belek poprzecznych, podczas gdy pas górny przeszedł nad powierzchnią wiatrownic górnych. W ten sposób nowy dźwigar objął jakby istniejącą konstrukcję przęsła. To rozwiązanie pozwoliło na osiągnięcie korzystnego stosunku wysokości do rozpiętości: $h:l=1:5,37$ i na wydatne zmniejszenie ciężaru nowej kratownicy w porównaniu do konstrukcji wzmacniających poprzednich projektów.

Zaniechanie wzmacniania bezpośredniego przez dołączenie nowych części do istniejących dźwigarów ułatwiło roboty i zmniejszyło ich koszt; odpadła przytem potrzeba wymiany starych łożysk. Uniknięto również uciążliwego wzmacniania poprzecznic; zastąpiło je dodanie trzeciej podpory pośrodku przez połączenie poprzecznic z trzecim dźwigar.

Wobec zamierzonego w przyszłości zniesienia jezdni drogowej po otwarciu nowego mostu drogowego w Toruniu i ułożenia na jej miejscu drugiego toru kolejowego, wielkość obciążenia ruchomego, jakiemu powinna odpowiadać wzmocniona konstrukcja mostu, wynosi dwa pociągi najcięższej normy A z parowozami ciężaru 125 t. Dopuszczalne obciążenie każdego z istniejących dźwigar określono na 44% jednego pociągu normy A. W ten sposób dla nowego dźwigar otrzymano obciążenie w wysokości: $200 - 2 \cdot 44 = 112\%$ normy A. Sztywność trzeciego dźwigar, przy której zachodziłby powyższy rozdział obciążenia, określa się najprościej przy pomocy wzoru Clapeyron'a:

$$6 EJ \left(\frac{\eta_2 - \eta_1}{l_1} + \frac{\eta_3 - \eta_2}{l_2} \right) = 2(l_1 + l_2) M_B + \sum \frac{P_1 \cdot a_1 (l_1^2 - a_1^2)}{l_1} + \sum \frac{P_2 \cdot b_2 (l_2^2 - b_2^2)}{l_2},$$

gdzie J jest to średni moment bezwładności poprzecznic, M_B — moment gnący nad środkową podporą B (rys. 3).



Rys. 3.

Oznaczając przez α i β ugięcie dźwigarów starego i nowego od obciążenia siłą równą 1 oraz przez A , B i C oddziaływania poprzecznic w punktach A , B i C , otrzymamy ugięcia całkowite:

$$\eta_1 = \alpha A; \quad \eta_2 = \beta B; \quad \eta_3 = \alpha C.$$

Moment nad środkową podporą:

$$M_B = A \cdot l_1 - \sum P_1 \cdot b_1.$$

Podstawiając powyższe wyrażenia we wzór początkowy, otrzymamy:

$$\beta = \frac{A l_2 + C l_1}{B(l_1 + l_2)} \cdot \alpha + \frac{[\sum_1 - \sum_2 + 2(l_1 + l_2)(A l_1 - \sum P_1 b_1)] l_1 l_2}{6 EJ \cdot B(l_1 + l_2)},$$

gdzie znakami \sum_1 i \sum_2 oznaczono sumy, znajdujące się we wzorze Clapeyron'a.

Przyjmując następnie:

$P_1 = P_2 = 1 \text{ kg}$	$b_1 = 260,1 \text{ cm}$
$A = C = 0,44 \text{ kg}$	$b_2 = 325,0 \text{ cm}$
$B = 1,12 \text{ kg}$	$l_1 = 507,3 \text{ cm}$
$J = 1\,000\,000 \text{ cm}^4$	$l_2 = 646,1 \text{ cm}$
$E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$	

otrzymujemy:

$$\beta = 0,3929 \alpha + 0,000004 \approx 0,3929 \alpha.$$

Dla otrzymania więc żadanego rozdziału obciążenia, ugięcie nowego dźwigar powinno wynosić 0,3929 ugięcia starego dźwigar. Wobec tego, że wielkości ugięć są odwrotnie proporcjonalne do sztywności:

$$S_n = \frac{\alpha}{\beta} S_i = \frac{1}{0,3929} S_i \approx 2,5 S_i,$$

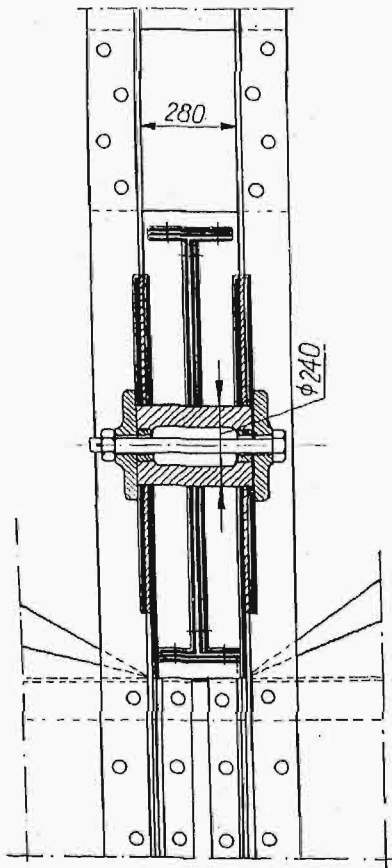
otrzymano, że sztywność nowego dźwigar (S_n) winna być dwa i pół raza większa od sztywności istniejącego dźwigar (S_i).

Pod względem konstrukcyjnym trzeci dźwigar stanowi kratownicę o górnym pasie krzywym, eliptrycznym. W widoku bocznym pasy górne nowego i starego dźwigar zbiegają się ku podporom. Przekrój górnego pasa jest skrzynkowy. Dolny pas jest prosty, o przekroju otwartym. Krata zasadnicza, równoramienna, jest statycznie wyznaczalna. Dołem posiada dźwigar dodatkową kratę drugorzędą.

Słupy nowego dźwigar zaprojektowano o przekroju rurowym, z 4-ch kątowników, tak aby mogły one u dołu objąć poprzecznicę, a w górze — rozpórki wiatrownic górnych. Każdy słup łączony jest z poprzecznicą zapomocą stalowego trzpienia, średnicy 240 mm, przepuszczonego przez ściśle dopasowany otwór w środkniku poprzecznic, wzmocnionej w tem miejscu dwiema dodatkowymi blachami (rys. 4). Połączenie słupa u góry z rozpórką górnych wiatrownic wykonane jest zapomocą trzpienia średnicy 110 mm, przy czem otwór w rozpórce, przez który przechodzi trzpień, posiada kształt podłużny, aby stare dźwigary mogły się swobodnie ugiąć względem nowego dźwigar bez wyginania rozpórek.

Obydwa układy wiatrownic, dolnych i górnych, w związku z wbudowaniem trzeciego dźwigar musiały ulec przeprojektowaniu. Wiatrownice górne otrzymały przekroje sztywne z kątowników na miejsce dawnych prętów gібkich z płaskiego żelaza. W punktach skrzyżowania na osi nowego dźwigar wiatrownice przynitowane są do blach węzłowych, połączonych z rozpórkami i obejmujących

słupy poniżej górnego pasa. Podobne węzłówki, przymocowane do poprzecznic, zaprojektowano i w układzie dolnych wiatrownic, przepuszczając przez nie słupy (rys. 5). W ten sposób nowy dźwigar połączony jest ze starą konstrukcją tylko za pomocą trzpieni w poprzecznicach i górnych rozpórkach.



Rys. 4. Połączenie słupa nowego dźwigar z poprzecznicą.

pięciu dużych przęsł. Tam również zastosowano wbudowanie trzeciego dźwigar pomiędzy dwa istniejące.

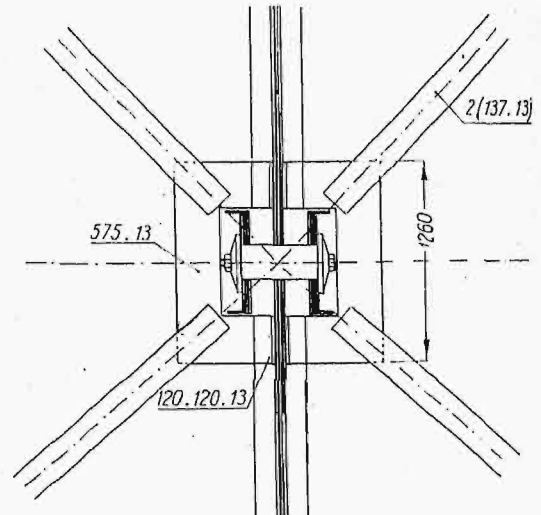
Naprężenia dopuszczalne starych dźwigarów małych przęsł określono, zgodnie z rozporządzeniem Ministerstwa Komunikacji z dn. 12 lutego 1930 r., według wzoru:

$$\sigma = \frac{1450}{1 + \mu \left(1 \pm \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)} \text{ kg/cm}^2,$$

podczas gdy dla dużych przęsł obowiązywał wzór:

$$\sigma = \frac{1450}{1 + \mu \left(1 \pm \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)} \text{ kg/cm}^2.$$

Wobec tego, że współczynnik dynamiczny μ wzrasta gdy rozpiętości są mniejsze, różnica pomiędzy naprężeniami dopuszczalnymi starych dźwigarów w dużych i małych przęsłach wypadła dość znaczna. Obciążenie ruchome, przypadające na nowy dźwigar w małym przęsle, zwiększyło się przede wszystkim do 123% normy A, a skutkiem tego wypadło wzmocnić niektóre przekroje starych dźwigarów.



Rys. 5. Połączenie słupa nowego dźwigar z wiatrownicami dolnymi.

Brak wiązań górnych spowodował ograniczenie wysokości trzeciego dźwigar do 1/6 jego rozpiętości. W tych warunkach dla osiągnięcia stosunkowo dużej sztywności dźwigar (3,12 razy większej od sztywności starej kratownicy) należało nadać jego elementom silne przekroje, rezygnując z oszczędności na wadze żelaza, możliwej przy zwiększeniu wysokości dźwigar.

Pasy dolny i górny są równoległe, co odpowiada kształtowi starych dźwigarów. Przekroje pasów zaprojektowano podobnie jak w dużych przęsłach: górne — skrzynkowe, dolne — otwarte od dołu. Krzyżulcom nadano przekroje II o kątownikach zwróconych półkami nazewnątrz, podczas gdy kątowniki słupów wpuszczono wewnątrz blach węzłowych.

Połączenie słupków z belkami poprzecznymi wykonano odmiennie niż w przęsłach dużych, wobec tego że dźwigar nie posiadają tu wiązania górne. Do każdej poprzecznic (rys. 5) przynitowano cztery wsporniki, każdy złożony z dwóch kątowników i blachy pionowej, obejmujących słupki na wysokości poprzecznic. W ten sposób dla połączenia nowej konstrukcji z



Rys. 6. Widok dużych przęsł po wzmocnieniu.

starą należało przewiercić i zanitować otwory, przechodzące przez kątownik słupków i blachy wsporników.

Ponadto dla powiększenia stateczności dźwigara w kierunku poprzecznym zastosowano od strony istniejącego toru kolejowego ukośne blachy wspor-



Rys. 7. Widok małych przęseł przed wzmocnieniem.

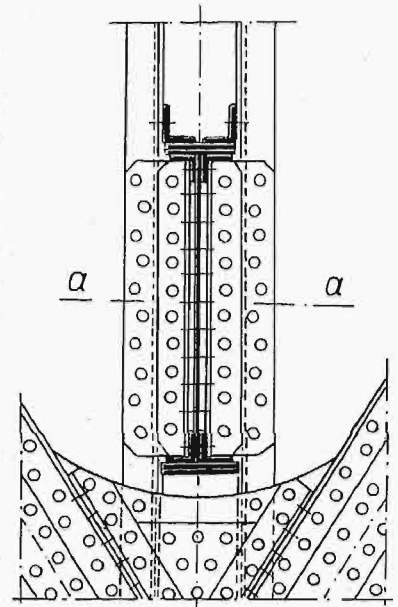
nikowe, połączone z górnymi pasami i środkami poprzecznic (rys. 9).

Natężenia dopuszczalne w starych kratownicach zostały przekroczone (przyjmując, że nowy dźwigar będzie niósł 123% obciążenia według normy A) w prętach środkowych pasa górnego i w krzyżulcach czterech pól środkowych. Przytem w jednym tylko krzyżulcu przekrój istniejący nie wystarczał na rozciąganie, w pozostałych przekroczenie naprężeń następowało wskutek niewystarczającego przekroju na wyobczenie. Pozatem blachy pionowe skrzynkowego pasa górnego, nie związane dołem, uległy widocznemu wyobczeniu pośrodku przedziałów, a wszystkie krzyżulce zstępujące po-

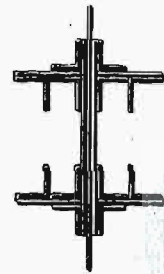
siadały przekroje giętkie, ulegające, podobnie jak w przęsłach dużych, silnym drganiom podczas ruchu pociągów.

Pas górny wzmocniono, dodając dołem na całej długości dwa kątowniki 80.80.12, połączone poziomą kratką stępującą (rys. 10). Cztery krzyżulce środkowe zstępujące (zasadniczo rozciągane) o przekrojach płaskich, wzmocniono przez przynitowanie do każdego płaskownika dwóch kątowników 60.60.8, związanych z kątownikami drugiego płaskownika kratką stępującą (rys. 10). Wzmocnienie środkowych krzyżulców wstępujących, składających się z dwóch płaskowników, połączonych na całej długości przeponą, rozwiązano w sposób bardzo ekonomiczny, wciągając do przekroju pracującego podłużne kątowniki przepony. Osiągnięto to przez dodanie płaskich nakładek, wzmacniających połączenie końców krzyżulca z pasami dolnym i górnym. Przekrój tych nakładek odpowiada przekrojowi wspomnianych kątowników przepony.

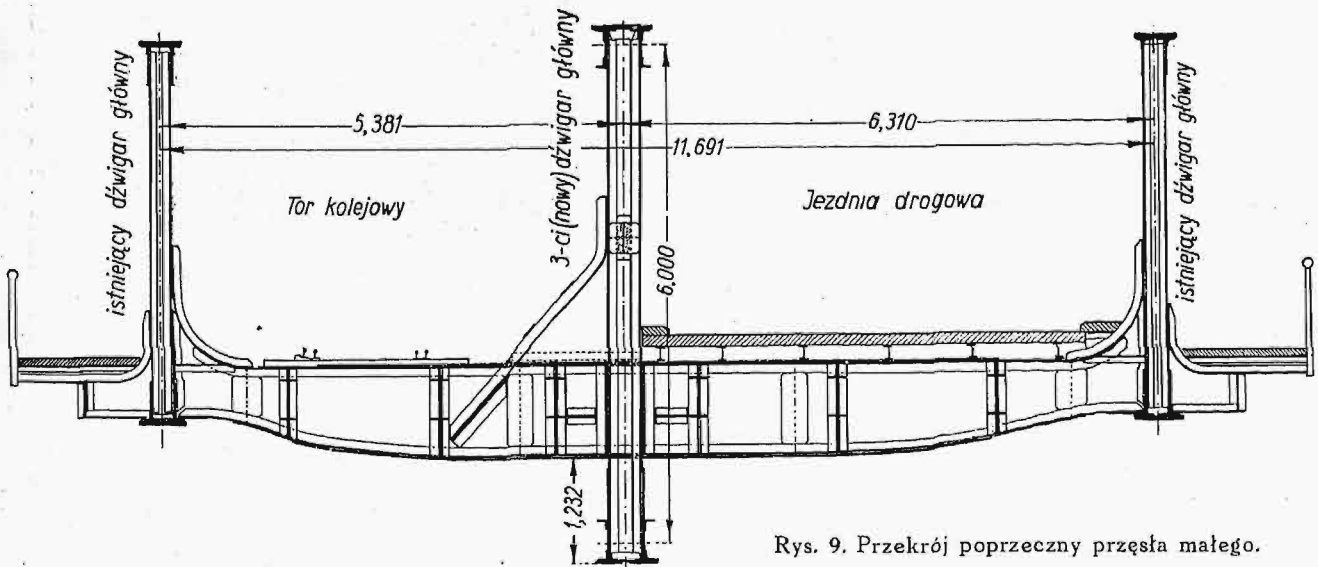
Z całości wzmocnienia dwunastu małych przęseł mostu należy wyróżnić pierwsze przęsło od strony miasta, położone nad bulwarem nadbrzeżnym.



Przekrój a-a

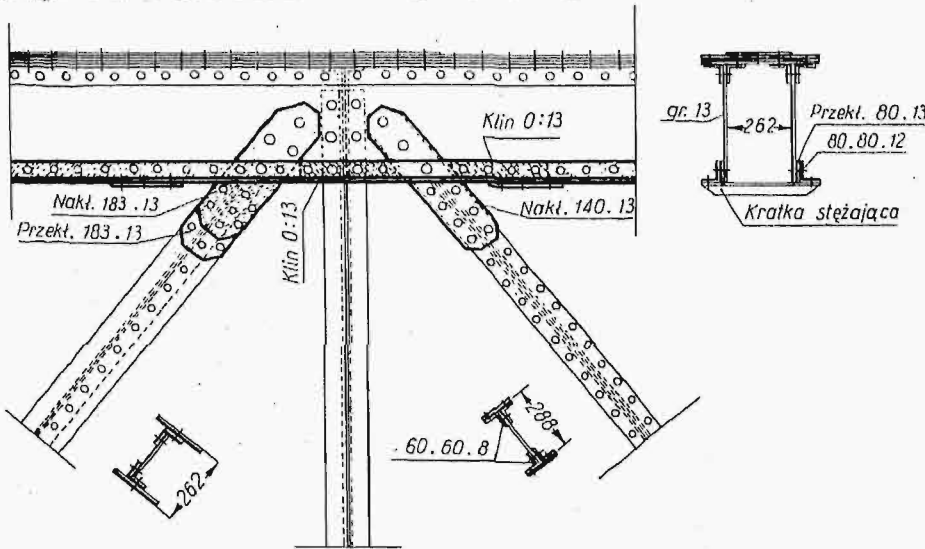


Rys. 8. Połączenie słupków z poprzecznicami w nowym dźwigarze małego przęsła.



Rys. 9. Przekrój poprzeczny przęsła małego.

Cała kratownica nowego dźwigara umieszczona jest tu ponad belkami poprzecznymi, ponieważ ze względu na poziom ulicy, przewidzianej wzdłuż brzegu Wisły, pas dolny nie mógł być przeprowa-



Rys. 10.

dzony pod spodem poprzecznic. Nowy dźwigar, górujący nad starą konstrukcją, otrzymał stężenia poprzeczne w postaci wygiętych ram, łączących górne pasy wszystkich trzech dźwigarów i związanych układem wiatrownic (rys. 11).

Połączenie nowego dźwigara ze starą konstrukcją było najważniejszym momentem w przebudowie mostu.

Dźwigary mostowe, jak wiadomo, oprócz ugięcia trwałego, pozostającego po próbnym obciążeniu statycznym, otrzymują z biegiem lat dalsze ugięcie trwałe, będące wynikiem działania obciążenia ruchomego. Bezpośrednie połączenie, po opuszczeniu na łożyska, nowego dźwigara z konstrukcją przeszła spowodowałoby, że po pewnym czasie nowy dźwigar, w miarę powiększania się jego ugięcia trwałego, przestałby podejmować przewidzianą dlań część obciążenia ruchomego, przeciążając ponownie stare dźwigary. W tych warunkach wynik wzmocnienia byłby wątpliwy.

Należało wobec tego przy włączeniu trzeciego dźwigara uwzględnić ugięcie trwałe, aby współpraca nowych i starych części każdego przeszła odbywała się w możliwie niezmiennych warunkach.

Ugięcie pozostające po obciążeniu próbnym określono na podstawie wyników prób żelaznych mostów belkowych zbliżonej rozpiętości na 2,5 mm. Ugięcie trwałe, zwiększające się w ciągu pewnego

okresu czasu, wyznaczone ze wzoru: $f = \frac{L}{5130}$, oparte na badaniach starych mostów. Wyniosło ono 18,5 mm. Całkowite więc ugięcie trwałe miało być: $2,5 + 18,5 = 21$ mm. Należałoby zatem nadać ugięcie tej wielkości nowemu dźwigarowi, a dopiero później połączyć go ze starą konstrukcją.

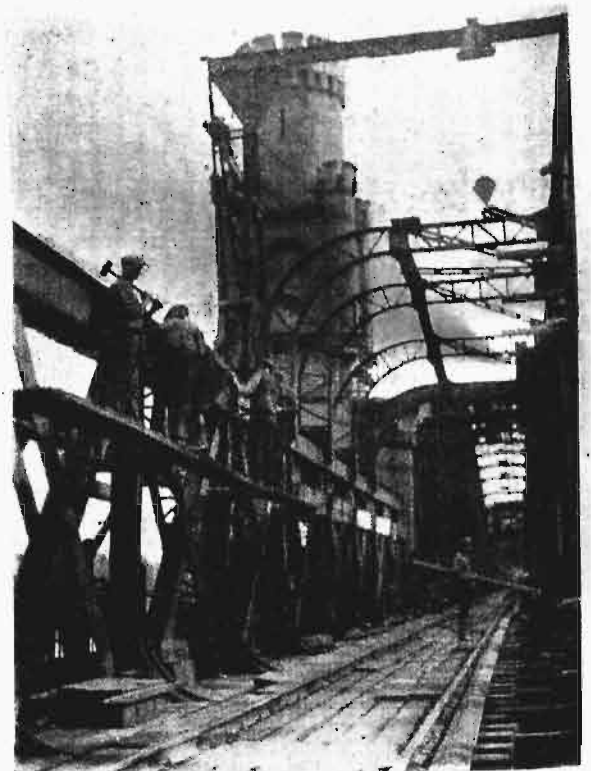
Wywołanie tak znacznego ugięcia dźwigara o wielkiej sztywności nie było rzeczą łatwą. W każdym węzle należało przyłożyć siłę 26,2 t, odpowiadającą równomiernie rozłożonemu obciążeniu w wysokości 4,636 t/mb. Ten sposób postępowania byłby uciążliwy i kosztowny, ponadto wymagałby

przerwania ruchu pociągów podczas łączenia obydwu konstrukcyj.

Znaleziono rozwiązanie o wiele prostsze: zastosowano zasadę korzystnych naprężeń i odkształceń¹⁾, ograniczając się do wywołania różnicy poziomów odpowiednich punktów nowej i starej konstrukcji i połączenia ich w ten położeniu.

W tym celu w każdym węzle dolnym nowego dźwigara bezpośrednio pod belką poprzeczną umieszczono na specjalnych wspornikach po 2 dźwigi hydrauliczne, zaopatrzone w manometry (rys. 12). Następnie wywołano w nich ciśnienie wyrównujące 14,5 l w każdym węzle. Wynikiem tego było wygięcie starej konstrukcji do góry (poprzecznicę wygięty do góry i uniosły stare dźwigary), a wygięcie w dół nowego dźwigara. Na środku otrzymano w ten sposób

wyznaczoną różnicę poziomów w wysokości 21 mm, zmniejszającą się ku podporom do zera według paraboli. Znajdujące się w każdym węzle przyrządy zegarowe umożliwiały kontrolowanie przesunięć z dokładnością do 1/10 mm. Potem wzajemną zmianę położenia starej i nowej konstrukcji utrwalono zapomocą klinów żelaznych, wbijanych pomiędzy poprzecznicę i dolne blachy węzłowe



Rys. 11. Montaż górnych wiązań w przęśle od strony mias

¹⁾ Por. Przegl. Techn., zesz. 39, r. 1929, art. F. Szelałowski: „O stosowaniu w konstrukcji korzystnych naprężeń i odkształceń”.

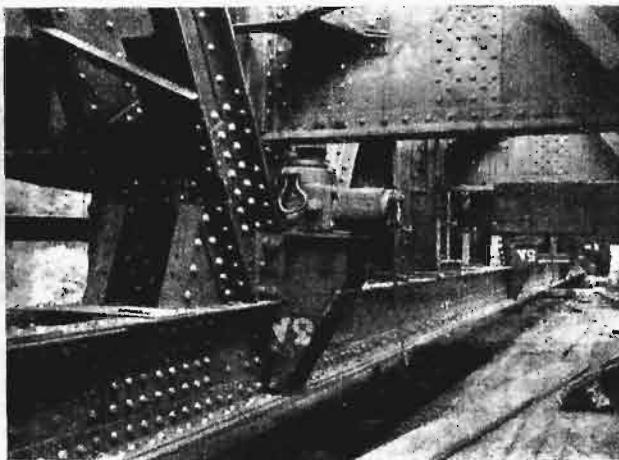
nowego dźwigara, i przystąpiono do wiercenia otworów w poprzecznicach oraz osadzania w nich trzpieni.

Ruch pociągów odbywał się przez cały czas powyższej czynności zupełnie normalnie.

W podobny sposób postępowano przy włączaniu nowego dźwigara w dwunastu małych przęsłach. Okazało się przytem, że wobec znacznie mniejszych wymiarów i ciężaru przęsła, do otrzymania wymaganego odkształcenia wystarczało użycie klinów zamiast dźwigów wodnych. Wielkość ugięcia trwałego dźwigara o rozpiętości 36,09 m wynosiła 8 mm. Po osiągnięciu tej różnicy poziomów rozpoczynano wiercenie i nitowanie otworów, łączących wsporniki belek poprzecznych ze słupkami nowego dźwigara.

Pierwsza część robót, polegająca na wzmocnieniu 5 dużych przęsła, odbyła się w r. 1928—29. Druga część, obejmująca wzmocnienie 12-stu pozostałych małych przęsła, ze względów finansowych mogła się odbyć dopiero w r. 1932—33. Ogółem zmontowano około 4300 t żelaza, nitując ręcznie lub pneumatycznie około 500 000 sztuk nitów.

Montaż trzeciego dźwigara w dużych przęsłach odbywał się za pomocą żelaznego dźwigu bramowego, poruszającego się po dwu torach, ułożonych na rusztowaniach na górnych pasach starych dźwigarów. W małych przęsłach zastosowano dźwig drewniany, również elektryczny, posiadający jeden tor na chodniku, zamkniętym dla ruchu pieszego, a drugi na jezdni drogowej. Dla dowożenia części dolnego pasa, w dużych przęsłach wybudowano tymczasowy most drewniany na małej Wisielce i ułożono tor kolejki polowej na terenie Kępy Bazarowej na przestrzeni pół kilometra. Pozostałe części konstrukcji, jak krzyżulce, słupki, pas górny i wiatrownice, dowożono jezdnią drogową mostu. Podczas robót w małych przęsłach całość konstrukcji transportowano jezdnią drogową, poczem części pasa dolnego opuszczano na dolne rusztowanie przez przygotowany specjalnie otwór w na-

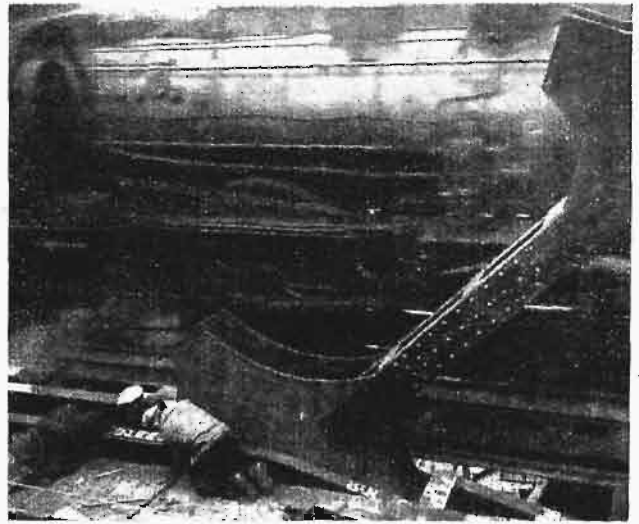


Rys. 12. Wsporniki z lewarami.

wierzchni mostu, pomiędzy dwiema sąsiednimi poprzecznicami.

Trudności dodatkowe wynikały naskutek konieczności przesuwania kabla elektrycznego o napięciu 6 000 V i kabla pocztowego oraz potrzeby usunięcia i skablowania części napowietrznych przewodów telefonicznych.

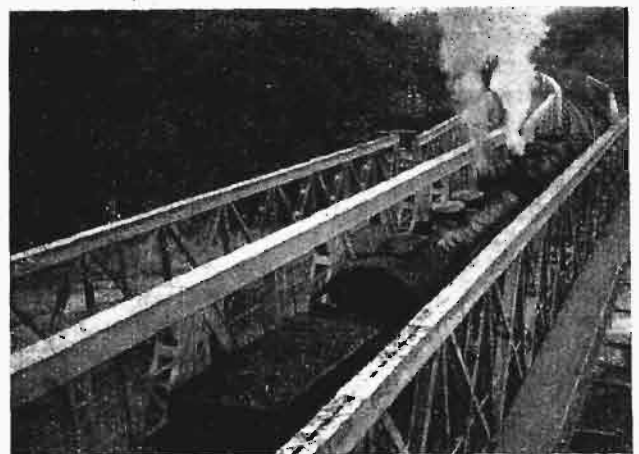
Całość tych uciążliwych robót przeprowadzono bez przerwy normalnego ruchu pociągów i bez żadnego wypadku, mimo że w pewnych okresach dnia



Rys. 13. Montaż trzeciego dźwigara.

odstępów czasu pomiędzy pociągami nie przekraczały 15 minut. Również ruch drogowy, poza zwężeniem jezdni na pewnej długości do połowy szerokości, nie ulegał żadnym ograniczeniom. Szczególnie należy tu podkreślić szczęśliwe wykonanie takich robót, jak wymiana na całej długości mostu belek podłużnych, znajdujących się bezpośrednio pod mostownicami istniejącego toru kolejowego, oraz robót przy bezpośrednim wzmacnianiu starych kratownic w małych przęsłach.

Te ostatnie wymagały posługiwania się ruchomymi rusztowaniami, wystającymi wewnątrz skrajni taboru. Wskutek tego przed przejściem każdego pociągu należało je usuwać, a w parę minut później ustawiać ponownie i wznawiać przerwana pracę.



Rys. 14. Widok małych przęsła po wzmocnieniu.

Służyły one do wzmacniania pasów górnych i posiadały formę kłap, obracających się na zawiasach i podnoszonych do góry.

Roboty przy wzmacnianiu małych przęsła, wymagające wiercenia około 60 000 otworów na miejscu i nitowania częstokroć w trudnych warunkach, były w znacznym stopniu zmechanizowane przez

zastosowanie wiertarek elektrycznych i nitowania pneumatycznego.

Próby obciążenia wzmocnionych przeseł mostu wypadły pomyślnie, dając wyniki nieznacznie odbiegające od obliczeń teoretycznych i świadczące o pomyślnem zakończeniu tego wielkiego przedsięwzięcia.

Sztuka inżynierska w Polsce dała nowy dowód celowej pomysowości.

R É S U M É

L'auteur décrit les travaux de renforcement du pont sur la Vistule à Toruń qui ont été terminés en été 1933. Au point de vue de leur extension et de la manière de leur exécution, ils appartiennent aux plus importants parmi ceux qui eurent lieu en Pologne après la guerre.

Le renforcement avait été nécessaire comme le pont de Toruń, construit en 1870 — 73 pour une charge mobile s'élevant à peine à 3,5 t/m, était devenu trop faible pour les charges actuelles (locomotives jusqu'à 125 t; poids des wagons seuls 8 t/m).

Le pont destiné en moitié pour la ligne ferroviaire et en moitié pour le mouvement routier se compose de 5 grandes travées de la portée théorique de 97,3 m et de 12 travées petites, dont la première a une portée de 44,9 m et les autres de 36,1 m. De ces dernières 9 sont situées sur une courbe d'un rayon de 376,6 m. L'entière construction, ayant une pente de 6,7‰, a une longueur imposante de 972 m.

Prof. Inż. W. PASZKOWSKI

Beton o przewidzianej wytrzymałości*)

II. Metoda projektowania mieszanek betonowych.

Odmierzanie w odpowiedniej ilości składników betonu leży w naszym ręku, lecz wzajemne ułożenie się ich ziarn i cząstek w betonie powierzymy czystemu przypadkowi przez mieszanie.

Ponieważ w procesie mieszania bierze udział bardzo wielka liczba cząstek i ruchów, przeto ma tu zastosowanie prawo wielkich liczb i, pomimo całej przypadkowości, związanej z tą operacją, możemy niezawodnie liczyć na pewien przeciętny stan przemieszania. Koniecznym jednak warunkiem otrzymania masy jednolitej po zmieszaniu ziarn o różnych wielkościach (od pyłów cementu aż do kilkudziesięciu mm średnicy) jest pewna tej masy klejowatość, bez której przemieszanie nie byłoby dostateczne i bez której zmieszane elementy szybko by się odsegregowały ponownie.

Klejowatość, która powstaje w konglomeracie cementu z drobnymi ziarnami kruszywa (do 2 mm) i z wodą, jest czynnikiem decydującym o ułożeniu się ziarn, poddanych przypadkowym ruchom i spotkaniom przy pomocy procesu mieszania.

Dlatego, pomimo całej przypadkowości samego procesu, ostateczny układ ziarn, czyli niejako konstrukcja szkieletu w betonie podlega pewnym prawom i jest wykluczona możliwość powstania niepodlegających tym prawom, choć dających się geometrycznie pomysleć układów.

Do takich nierealnych układów należy naprz. koncepcja, polegająca na tem, że poszczególne kategorie wielkości rozmieszczają się w przestrzeniach wolnych, powstających przy zetknięciu się

Après avoir soumis le matériel du vieux pont aux essais de résistance qui ont donné des résultats satisfaisants ($R = 34 - 39,1 \text{ kg/mm}^2$, $A = 17,5 - 21\%$), on a étudié divers projets de renforcement, parmi lesquels on choisit le plus simple, économique et ingénieux. Ce projet proposait la construction, entre deux poutres existantes, d'une troisième poutre, qui séparerait la partie ferroviaire du pont de celle destinée au mouvement des voitures.

En renonçant au renforcement direct des poutres existantes, on a facilité sensiblement les travaux et abaissé leur prix.

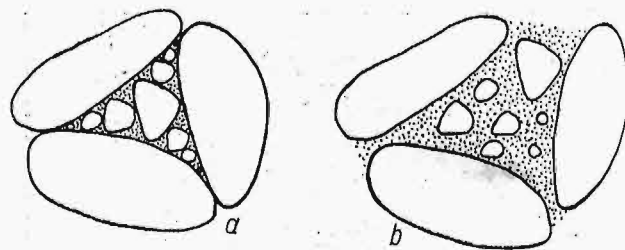
L'auteur montre le calcul de la répartition des charges sur 3 poutres parallèles du pont, en tenant compte des tensions admissibles pour les vieilles poutres, ainsi que de l'augmentation future de la charge totale en conséquence de l'addition d'une seconde voie. Le calcul montre que la rigidité de la poutre nouvelle doit être $2\frac{1}{2}$ fois plus grande que celle des poutres existantes.

Ensuite l'article donne une description plus détaillée de la construction de la poutre nouvelle, ainsi que de l'exécution des travaux sans causer l'interruption du mouvement ferroviaire.

Parmi les caractéristiques les plus intéressantes de cette construction, l'auteur cite la méthode de jonction de la poutre nouvelle avec la vieille construction du pont, en tenant compte de la flèche permanente future de la construction nouvelle. A ce but on a appliqué le principe des tensions et déformations initiales, en les produisant aux points propres de la construction.

ziarn większej kategorii (rys. 7a). Stanie się tu co innego: ziarna drobne, czynne kapilarnie, wytworzą natychmiast z cementem i z wodą klejowatą masę (zaprawę) i w tej rozmieszczą się większe, nieczynne kapilarnie ziarna (rys. 7b).

Jeżeli zaprawy wystarczy na całkowite pograżenie się w niej ziarn większych, otrzymamy beton ścisły, gdy tej zaprawy nie wystarczy, otrzymamy beton o wielkich porach.



Rys. 7. Dwa układy ziarn żwiru w betonie: a) według koncepcji teoretycznej największej gęstości—nierealny, b) układ realny.

Dlatego uziarnienie Fuller'a, oparte prawdopodobnie na fizycznie nierealnej koncepcji, jest uziarnieniem teoretycznej największej gęstości, na którą jednak w betonie liczyć nie można, gdyż podczas mieszania ziarna nie rozmieszczą się według tej koncepcji geometrycznej.

Jest oczywiste, że gdy krańcowa średnica ziarn danego kruszywa jest mała, procentowa zawartość ziarn czynnych kapilarnie jest większa i otrzymujemy przy uziarnieniu podł. krzywej Fuller'a beton dobry, gdy zaś ta średnica jest większa, piasku brakuje i otrzymujemy beton ubogi w zaprawę, przeto posiadający wielkie pory, t. zw. beton „rakowaty”.

*) Dokończenie do str. 38 w zes. 2 z r. b.

Łatwo jest obliczyć ze wzoru krzywej Fuller'a, że w kruszywie 0/10 ϕ piasku (do 2 mm) będzie 50%, w kruszywie 0/40 ϕ — tylko 22,4%, zaś w kruszywie 0/60 ϕ — zaledwie 18,2%.

Należy przeto, przy projektowaniu mieszanek betonowych, oprzeć się przede wszystkim na realnej koncepcji wewnętrznej budowy szkieletu (rys. 7b), która niezawodnie i zawsze powstanie przy mieszanii.

Tę strukturę wewnętrzną betonu można wyrazić, jak następuje:

Drobne ziarna kruszywa (piasek do 2 mm) tworzą z cementem i z wodą masę klejową (zaprawę); większe ziarna powinny być w tej zaprawie całkowicie pogrążone.

Ilościowy dobór składników betonu powinien być dostosowany do takiego właśnie układu cząstek w masie betonowej. Jest oczywiste, że struktura (b) wymaga więcej piasku, niż struktura (a), lecz ta ostatnia jest nierealna. Ponieważ jednak nadmiar piasku, przez duże wymaganie wody zaczynowej, zmniejsza wytrzymałość betonu, należy dosyć ściśle panować nad jego ilością, dla uniknięcia marnotrawstwa. Nie może go być również za mało, gdyż mielibyśmy beton niezawieszisty, któryby nie dał nam potrzebnej niezawodności wykonania.

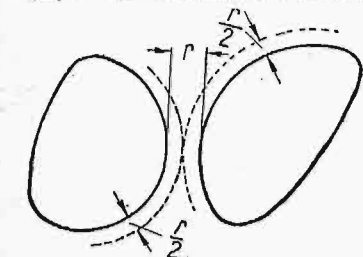
Sito # 2 mm dzieli więc kruszywo na dwa odrębne składniki: na piasek 0/2 mm — składnik czynny kapilarnie, wytwarzający klejową zaprawę, i na żwir (tłuczeń), który przez sito # 2 mm nie przechodzi i stanowi kamienną masę, przeznaczoną do całkowitego pogrążenia w zaprawie. Pod całkowitem pogrążeniem należy rozumieć, że zaprawa powleka każde ziarno powłoką o pewnej grubości i zapełnia całą wolną pomiędzy ziarnami przestrzeń. Ziarna zatem są od siebie oddalone w punktach stycznych o podwójną grubość tej pomyslanej powłoki.

Należy zaznaczyć, że ta powłoka jest konieczna i jej grubość warunkuje urabialność betonu. Im grubsza będzie ta powłoka, tem beton będzie bardziej urabialny.

Jest oczywiste, że urabialność betonu zależy nie tylko od grubości powłoki otulającej ziarna, ale w pewnym stopniu od uziarnienia piasku, wchodzącego w skład zaprawy. Gdy jednak krzywa przesiewu piasku mieści się w granicach krzywych, wskazanych linią kropkowaną na rys. 9, wpływ uziarnienia na urabialność jest praktycznie

bardzo nieznaczny. Pozostaje jednak znaczny wpływ uziarnienia piasku na potrzebną ilość wody zaczynowej i cementu w betonie.

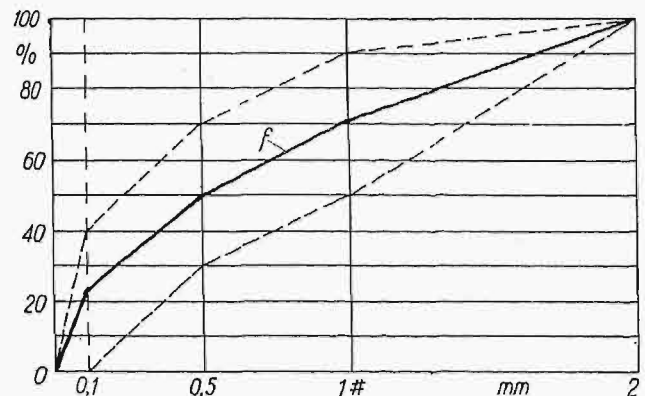
Jeżeli sobie wyobrazimy, że każde ziarno żwiru (tłuczni), jako konglomeratu ziarn o różnych



Rys. 8. Otulenie ziarn powłoką zaprawy $\frac{r}{2}$ i rozepchnięcie ich na odległość r .

wielkościach, zostało pokryte powłoką o określonej grubości $\frac{r}{2}$ (rys. 8) i że pogrążone w ten spo-

sób ziarna dotykają się do siebie w tym nowym konglomeracie, to objętość tego nowego konglomeratu z pogrążonych ziarn, w porównaniu do pierwotnej objętości, może być przyjęta z wystarczają-



Rys. 9. Paraboliczna krzywa posiewu piasku i krzywe graniczne.

jącem tu przybliżeniem, jako proporcjonalna do sumy powiększonych objętości poszczególnych ziarn, mianowicie

$$V_m = \frac{V}{100} \left[p_1 \left(\frac{d_1 + r}{d_1} \right)^3 + p_2 \left(\frac{d_2 + r}{d_2} \right)^3 + \dots \right], \quad (15)$$

gdzie V_m — objętość żwiru (tłuczni), spęczniającego wskutek pokrycia ziarn powłoką o grubości $r/2$, V — pierwotna objętość żwiru, d_1, d_2, \dots — przeciętne wielkości ziarn w poszczególnych frakcjach, p_1, p_2, \dots — wagowa procentowa zawartość każdej frakcji w badanym żwirze (tłuczniu).

Stosunek $\frac{V_m}{V} = m$ będzie wskaźnikiem spęcznienia. W tabeli IV są obliczone wskaźniki spęcznienia dla normalnych frakcyj*) żwiru i tłuczni przy różnych otuleniach $\frac{r}{2}$, t. j. dla frakcji d'/d'' przeciętne ziarno będzie $d = \frac{d' + d''}{2}$, zaś $m = \left(\frac{d + r}{d} \right)^3$.

TABELA IV
Wskaźniki spęcznienia.

Fracje d' / d''	$\frac{d' + d''}{2}$ mm	Spęcznienie m przy $r =$			
		0,5	1,0	1,5	2,0 mm
2/4 #	3	1,59	2,37	3,38	4,63
4/10 ϕ	6	1,27	1,59	1,95	2,37
10/20 ϕ	12	1,13	1,27	1,42	1,59
20/40 ϕ	24	1,06	1,13	1,20	1,27
40/80 ϕ	48	1,03	1,05	1,09	1,12

Należy zaznaczyć, że, mając na widoku betony szczelne, nie należy brać r mniejszego od 0,5 mm, zachodzi tu bowiem następujące zjawisko: nawet mała ilość zaprawy (taka, która nie przekracza objętości próżni w żwirze) powoduje pewne spęcznienie żwiru, gdyż niektóre ziarna piasku umieszczają się w ten sposób, że rozpychają ziarna żwiru. Gdybyśmy przeto wzięli r bardzo małe lub równe zero, to istotnie otrzymana objętość betonu byłaby większa od obliczonej i brak zaprawy spowodowałby duże pory w betonie.

*) Patrz autora. Mech. anal. krusz. „Cement” 1933, zes. 9.

Otulenie r należy traktować, jako pewną wartość statystyczną, która ściśle nas orientuje w ilościowej nadwyżce zaprawy nad próżniami w danym żwirze, a więc w stopniu urabialności betonu.

Po dokonaniu analizy mechanicznej danego żwiru (tłucznia) zapomocą normalnej serji sit, można obliczyć jego wskaźnik spęcznienia, zakładając grubość powłoki $r/2$. Jest oczywiste ze wzoru (15), że wskaźnik spęcznienia jest zależny od uziarnienia.

Objętość kruszywa, pomnożona przez wskaźnik spęcznienia, da nam objętość betonu V_m , w której każde ziarno żwiru będzie otoczone albo może być otoczone powłoką zaprawy o grubości $r/2$.

Oznaczmy ciężar objętościowy żwiru ułożonego najściślej laboratoryjnie przez G_1 = waga jednego litra w kg oraz podobnie przez F_1 — ciężar objętościowy piasku.

Gdy 1 litr żwiru poddamy spęcznieniu przez otoczenie jego ziarn powłoką $r/2$, to zajmie on objętość m ; ponieważ absolutna objętość jego będzie $\frac{G_1}{2,65}$, gdzie 2,65 jest to średni ciężar właściwy kamienia, otrzymamy objętość zaprawy

$$Z_1 = m - \frac{G_1}{2,65}, \dots (16)$$

z którą, gdy zmieszamy 1 litr żwiru, to otrzymamy m litrów betonu.

Objętość Z zaprawy powinna być utworzona z cementu, piasku i wody w takich ilościach, ażeby wytrzymałość betonu posiadała zgóry określoną wartość. W tym celu zastosujemy wzór Bolomey'a (8), przymując naprz. $K_{23} = 250$, jako odpowiadające naszym cementom, wtedy:

$$R_{23} = 250 \left(\frac{c}{w} - 0,5 \right), \dots (17)$$

skąd obliczamy taki stosunek $\frac{c}{w}$, przy którym R_{23} posiada pożądaną wartość. Ponieważ stosownie do (7) ilość wody, jakiej wymaga w betonie cement, jest $w_c = 0,23c$, możemy napisać

$$\frac{c}{w} = \frac{c}{0,23c + w_k}, \text{ gdzie}$$

w_k — jest to ilość wody, jakiej wymaga kruszywo.

Stąd

$$\frac{c}{w_k} = \frac{\frac{c}{w}}{1 - 0,23 \frac{c}{w}} = b \dots (18)$$

Posiłkując się analizą mechaniczną piasku i żwiru (tłucznia) oraz wzorami (7) i (7'), obliczamy ilość wody w_f , jakiej wymaga piasek, oraz ilość wody w_g , jakiej wymaga żwir (tłuczeń) na 1 kg swej wagi.

Niewiadomą wagę x piasku, potrzebną do wytworzenia Z_1 litrów zaprawy przy $c/w_k = b$, możemy związać z pozostałymi czynnikami następującym równaniem sum absolutnych objętości:

$$Z_1 = \frac{x}{2,65} + w_f x + w_g G_1 + \frac{b}{3,1} (w_f x + w_g G_1) + 0,23 b (w_f x + w_g G_1), \dots (19)$$

gdzie wyraz pierwszy prawej strony oznacza absolutną objętość piasku, wyraz drugi — objętość wody wymaganej przez piasek, trzeci — objętość wody wymaganej przez żwir, czwarty — absolutną objętość cementu i wreszcie piąty — objętość wody, wymaganej przez cement.

Stąd poszukiwana waga piasku będzie

$$x = \frac{Z_1 + w_g G_1 (1 + 0,55 b)}{0,38 + w_f (1 + 0,55 b)} \dots (20)$$

Dalej ze wzoru (18) waga cementu będzie w kg:

$$c = b w_k = b (w_f x + w_g G_1) \dots (21)$$

Całkowita ilość wody

$$w = w_f x + w_g G_1 + 0,23 c \dots (22)$$

Ponieważ z tych materiałów mamy otrzymać m litrów betonu, więc na 1 m³ betonu potrzebne materiały wyrażą się wzorami:

$$\left. \begin{aligned} \text{cementu: } C_{kg} &= 1000 \frac{c}{m} \\ \text{piasku: } F_{kg} &= 1000 \frac{x}{m} \\ \text{żwiru: } G_{kg} &= 1000 \frac{G_1}{m} \\ \text{wody: } W &= 1000 \frac{w}{m} \end{aligned} \right\} \dots (23)$$

Sprawdzenie obliczeń może być dokonane przez zsumowanie absolutnych objętości, mianowicie powinno być:

$$\frac{C_{kg}}{3,1} + \frac{1}{2,65} (F_{kg} + G_{kg}) + W = 1000 \text{ l} \dots (24)$$

Przejęcie na miary objętościowe powinno być dokonane najprzód przy pomocy otrzymanych laboratoryjnie ciężarów objętościowych F_1 i G_1 dla najściślejszego ułożenia ziarn

$$\left. \begin{aligned} F_0 &= \frac{F_{kg}}{F_1} \\ G_0 &= \frac{G_{kg}}{G_1} \end{aligned} \right\} \dots (25)$$

Następnie trzeba pamiętać, że, odmierzając na budowie, mamy do czynienia z materiałem luźno nasypanym i wilgotnym, dlatego przeliczenie z ilości laboratoryjnych na ilości „robocze” powinno być dokonane z uwzględnieniem tego spulchnienia, które zresztą może być doświadczalnie na budowie stwierdzone. Poniżej podajemy mnożniki przeciętne.

Cement luźno nasypany waży 1,2 ÷ 1,3 kg/l.

Piasek wilgotny ma objętość o 30% większą od objętości piasku suchego lub całkowicie pograżonego w wodzie, pozatem zawiera wodę w ilości około 6% swej wagi;

Żwir i tłuczeń luźno nasypany ma o około 10% większą objętość od ułożonego ściśle.

Stąd ilości objętościowe „robocze” będą

$$\left. \begin{aligned} C_0 &= \frac{C_{kg}}{1,2} \div \frac{C_{kg}}{1,3} \\ F_{0.rob.} &= 1,3 F_1 \\ G_{0.rob.} &= 1,1 G_1 \\ W_{rob.} &= W - 0,06 F_{kg} \end{aligned} \right\} \dots (26)$$

Proponowana powyżej metoda daje, w znacznie wyższym stopniu niż dotychczas stosowane, możliwość wykonania niezawodnego betonu z piasku (miału) i żwiru (tłuczni) o najbardziej różnych uziarnieniach, jakie mogą być spotkane na budowie. Pozwala ona wyraźnie i świadomie uczynić zadość zarówno warunkowi wytrzymałości betonu, jak i warunkowi jego szczelności i urabialności. Te trzy warunki łącznie składają się na niezawodność wyniku na budowie.

W razie spotkania się z pospółką, powinna ona być przede wszystkim podzielona sitem # 2 mm na piasek i żwir i każdy z tych składników oraz wzajemny ich stosunek ilościowy zbadany w powyższy sposób.

Przy zastosowaniu tej metody, nabiera nowej, bardziej określonej wartości krzywa Fuller'a, która — jako łączna krzywa przesiewu całego kruszywa — posiada wskazane wyżej wady.

Mianowicie można stwierdzić doświadczalnie, że krzywa Fuller'a i krzywe niewiele się od niej odchylające dają istotnie kruszywo o największej gęstości, pod warunkiem jednak, że kruszywo składa się nie więcej niż z 5 do 6 normalnych frakcyj.

W oświetleniu proponowanej metody będzie nas interesować kruszywo, w którym piasek *oddzielnie*, a żwir *oddzielnie* wykazują przebieg paraboliczny krzywej przesiewu, a więc największą gęstość. Łączna krzywa przesiewu będzie oczywiście zależna przede wszystkim od przyjętej grubości otulenia *r* (ściśle *r/2*).

Paraboliczne krzywe przesiewu będą w tym wypadku:

$$\text{dla piasku (0/2,0): } p = 100 \sqrt{\frac{d}{D_1}} \quad (27)$$

gdzie $D_1 = 2 \text{ mm}$.

Dla żwiru ($2/D_2$)

$$p = 100 \sqrt{\frac{d - d_m}{D_2 - d_m}} \quad (28)$$

gdzie d_m jest wielkością najmniejszego w danym kruszywie ziarna, zaś D_2 — największego.

Na rys. 9 mamy krzywą paraboliczną dla piasku *), na rys. 10 — krzywe dla żwirów (tłuczni) przy $D_2 = 40 \phi$ (t. zn. # 32 mm) i przy różnych d_m .

Przy kojarzeniu naprz. żwiru *b* z piaskiem *f*, otrzymamy kruszywo, w którym frakcja 2/4 będzie całkowicie nieobecna.

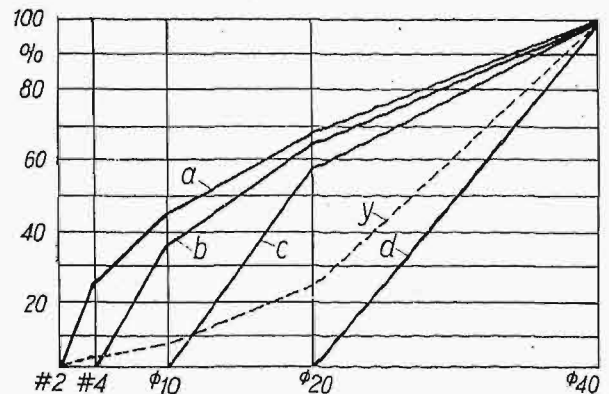
*

Należy jeszcze zwrócić uwagę na absolutną wielkość poszczególnych próżni (kawern) w żwirze. Wielkość ta zależy od uziarnienia żwiru. Gdy żwir posiada ziarna duże o jednostajnej wielkości, jamy (kawerny) te są duże (rys. 11, 1), gdy żwir składa się z ziarn o różnych wielkościach,

*) Uzyskanie frakcji 0/0,1 mm może być łatwo dokonane przy pomocy przyrządu (płódcącego), zaproponowanego przez autora w „Projekcie warunków technicznych wykonania robót betonowych i żelbetowych. („Cement” 1932, Nr. 9, str. 179). Jeżeli po skłóceniu poczekamy zamiast 20 sek tylko 5 sek, to wydzielimy wszystkie pyły 0/0,1 mm.

W piaskach czystych, jak naprz. wiślany, można tę operację pominąć i całą odsianą frakcję 0/0,5 traktować jako drobny piasek.

jamy te są mniejsze (rys. 11, 2). Na zasadzie może jeszcze niedostatecznego, ale już pouczającego doświadczenia, można twierdzić, że w razie wszystkich pozostałych warunków jednakowych, t. j. jednakowej wytrzymałości na ściskanie (więc



Rys. 10. Krzywe przesiewu żwiru stosownie do wzoru (28) i krzywa wklęsta *y*.

jednakowego *c/w*), jednakowej urabialności (więc jednakowego otulenia *r*), ten beton będzie miał mniejszą ścieralność, w którym absolutna wielkość jam (zapełnionych zresztą całkowicie zaprawą) w żwirze (tłuczniu) będzie mniejsza.

Chodzi tu oczywiście o ścieralność w znaczeniu drogowym, więc raczej można powiedzieć — o „wybijalność” betonu, czyli o zniszczenie, spowodowane toczeniem się koła po płycie, o zmiennej na jego drodze twardości i sprężystości.

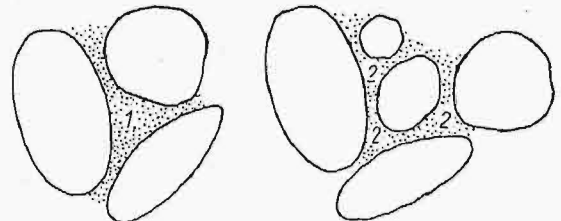
Jako liczbową miarę tej wielkości, czyli w skaznik jamistości, przyjmijmy średnią grubość, jakąby miała warstwa zaprawy, gdybyśmy ją rozpostarli równo na całej powierzchni ziarn

$$k = \frac{Z}{S}, \quad (29)$$

gdzie *Z* — jest to objętość zaprawy w danej objętości betonu, *S* — powierzchnia wszystkich ziarn żwiru (tłuczni) w tejże objętości betonu.

Wskaźnik jamistości *k* wyrażać będziemy w mm; im on jest mniejszy, tem mniejsze są wymiary kawern.

Ścisłe obliczenie powierzchni ziarn jest bardzo trudne, wobec ich bardzo różnych kształtów geometrycznych, równie trudne jest doświadczalne obmierzenie tej powierzchni, lecz dla porównania jamistości wystarczy poniższe przybliżone ujęcie.



Rys. 11. Jamistość żwiru w betonie: 1 — jamistość duża, 2 — jamistość mniejsza.

Jeżeli 1 kg kruszywa składa się z samych kul kamiennych o cięż. wł. 2,65, i średnicy *d*, to ponieważ waga jednej kuli wynosi $\frac{\pi d^3}{6} \cdot 2,65$, liczba kul w 1 kg = $\frac{6}{\pi d^3 \cdot 2,65}$; ponieważ dalej powierzchnia

1 kuli równa się πd^2 , więc powierzchnia ziarn w 1 kg kruszywa

$$S_1 = \frac{6 \pi d^2}{\pi d^3 \cdot 2,65} = \frac{2,26}{d}$$

Powierzchnia ziarn w jednostce wagi kruszywa jest więc odwrotnie proporcjonalna do średnicy ziarn.

Jeżeli tak samo przeprowadzimy obliczenie dla bryły o stosunkowo dużej powierzchni w stosunku do objętości, jaką jest czworościan, to otrzymamy

$$S_{1z} = \frac{5,5}{d}$$

gdzie d jest średnicą otworu, w którym czworościan się mieści, czyli długością jego krawędzi.

Ponieważ w żwirze ziarna są zaokrąglone, lecz nie mają kształtu kul, przyjmiemy dla żwiru:

$$S_{1z} = \frac{3}{d} \quad (30)$$

W tłuczniu, gdzie bryły są kanciaste, lecz nie dochodzą do kształtu czworościanu:

$$S_{1t} = \frac{4,5}{d} \quad (31)$$

W tabeli V są podane powierzchnie ziarn w poszczególnych normalnych frakcjach, obliczone przy pomocy wzorów (30) i (31).

TABELA V.

Powierzchnie ziarn w poszczególnych frakcjach

Frakcja d'/d''	$\frac{d' + d''}{2}$	W 1 kg powierzchnia w dm^2	
		żwiru	Tłucznia
2/4	1	100	150
4/10 ϕ	6	50	75
10/20	12	25	37,5
20/40	24	12,5	18,8
40/80	48	6,25	9,4

Po dokonaniu analizy mechanicznej, można szybko obliczyć sumaryczną powierzchnię ziarn S_1 w 1 kg danego kruszywa.

Nawiązując do wzoru (16), wyraz dla wskaźnika jamistości będzie:

$$k = \frac{Z_1}{S_1 G_1} \quad (32)$$

Obliczenie wskazuje, że wskaźnik jamistości jest najmniejszy (czyli beton jest najbardziej odporny na ścieranie), przy pozostałych warunkach niezmiennych, gdy krzywa przesiewu grubego kruszywa ma przebieg paraboliczny, stosownie do wzoru (28) i krzywej a na rys. 10.

※

Obliczmy przykładowo skład betonu z piasku f i żwiru a , jeżeli beton powinien wykazać po 28 dniach wytrzymałość na ściskanie 200 kg/cm^2 i jest wymagana urabialność, odpowiadająca robotom żelbetowym, oraz konsystencja półciekła.

Laboratoryjnie określamy uziarnienie piasku i uziarnienie żwiru oraz ich ciężary objętościowe.

Niech będzie, że 1) piasek wykazał uziarnienie, odpowiadające wzorowi (27) i uwidocznione na wykresie rys. 9 (f) i $F_1 = 1,78 \text{ kg/l}$; 2) żwir wy-

kazał uziarnienie, odpowiadające wzorowi (28) i uwidocznione na wykresie rys. 10 (a) i $G_1 = 1,9 \text{ kg/l}$.

Dla żądanej urabialności przyjmujemy $r=1 \text{ mm}$. Obliczenia $w_f, w_g; m$ i S są przeprowadzone w poniższych tabelach VI i VII.

TABELA VI.

Piasek.

Frakcja	%-wa zawartość	Wskaźnik wody	Iloczyn poz. 2 x 3
1	2	3	4
0/0,5	50,0	0,22	11,0
0,5/1	21,0	0,113	2,37
1,0/2,0	29,0	0,0175	2,07
			15,44

skąd: 1 kg piasku wymaga 0,155 kg wody = w_f .

TABELA VII

Żwir

Frakcja	%-owa zawart.	wskaznik wody z tab. III	iloczyn poz. 2 x 3	wskaznik spęczenia (tab. IV)	iloczyn poz. 2 x 5	powierzchnia z tab. V	iloczyn poz. 2 x 7
1	2	3	4	5	6	7	8
2/4	25,8	0,045	1,16	2,37	61,3	100	2580
4/10 ϕ	19,0	0,028	0,53	1,59	30,2	50	950
10/20	23,4	0,0178	0,42	1,27	29,5	25	585
20/40	31,8	0,0113	0,36	1,13	36,0	12,5	400
			2,47				4515
			~ 2,5				

skąd:

na 1 kg żwiru potrzeba 0,025 l wody = w_g ,

1 liter „ pęcznieje na 1,57 = m ,

1 kg „ ma powierzchnię ziarn $45 \text{ dm}^2 = S_1$.

Dalej ze wzoru (16)

$$Z = 1,57 - \frac{1,9}{2,65} = 0,86 \text{ l.}$$

Ze wzorów (17) i (18)

$$R_{28} = 250 \left(\frac{c}{w} - 0,5 \right) = 200 \text{ kg/cm}^2, \text{ skąd}$$

$$\frac{c}{w} = 1,3,$$

$$\frac{c}{w_k} = \frac{1,3}{1 - 0,23 \times 1,3} = 1,86.$$

Otrzymane wartości wstawiamy do wzoru (20)

$$= \frac{0,86 - 0,025 \times 1,9 (1 + 0,55 \times 1,86)}{0,38 + 0,155 (1 + 0,55 \times 1,86)} = 1,09 \text{ kg.}$$

Dalej $w_k = 1,9 w_g + 1,09 w_f =$

$$= 1,9 \times 0,025 + 1,09 \times 0,155 = 0,22 \text{ kg.}$$

$$c = 1,86 \times 0,22 = 0,41 \text{ kg.}$$

Zatem na 1 m^3 betonu laboratoryjne ilości składników będą:

$$\text{cementu} \left(\frac{0,41}{1,57} \right) 1000 = 260 \text{ kg}$$

$$\text{piasku} \left(\frac{1,09}{1,57} \right) 1000 = 690 \text{ kg}; \quad \frac{690}{1,78} = 387 \text{ l.}$$

$$\text{żwiru} \left(\frac{1,9}{1,57} \right) 1000 = 1210 \text{ kg}; \quad \frac{1210}{1,9} = 637 \text{ l.}$$

$$\text{wody} \left(\frac{0,22 + 0,23 \times 0,41}{1,57} \right) 1000 = 200 \text{ kg.}$$

Objętości „robocze” będą:

$$\frac{260}{1,2} = 216 \text{ l cementu,}$$

$$1,3 \times 387 = 500 \text{ l piasku}$$

$$1,1 \times 637 = 700 \text{ l żwiru}$$

$$200 - 0,06 \times 690 = 200 - 40 = 160 \text{ l wody,}$$

czyli będziemy mieli proporcję:

1 : 2,3 : 3,25 objętościowo w stanie luźno nasypnym.

Sprawdzenie: $\frac{c}{w} = \frac{260}{200} = 1,3$ — zgodnie z założeniem.

Suma absolutnych objętości:

$$\frac{260}{3,1} + \frac{690 + 1210}{2,65} + 200 = 1000 \text{ l — zgodnie z założeniem.}$$

Biorąc pod uwagę, że na 1 kg piasku przypada $\frac{1210}{690} = 1,75$ kg żwiru, łatwo wykreślamy łączną krzywą przesiewu rys. 12 (I).

Wskaźnik jamistości p_g wzoru (32)

$$k = \frac{0,86}{45 \times 1,9} = 1 \text{ mm.}$$

Jako drugi przykład, obliczymy skład betonu dla tych samych warunków i z tego samego piasku, ale ze żwirem b, rys. 10, t. zn. bez frakcji 2,0/4,0.

Badanie laboratoryjne wykazuje dla tego żwiru G₁ = 1,82 kg/l.

W wyniku obliczenia otrzymujemy proporcję wagową na 1 m³ betonu

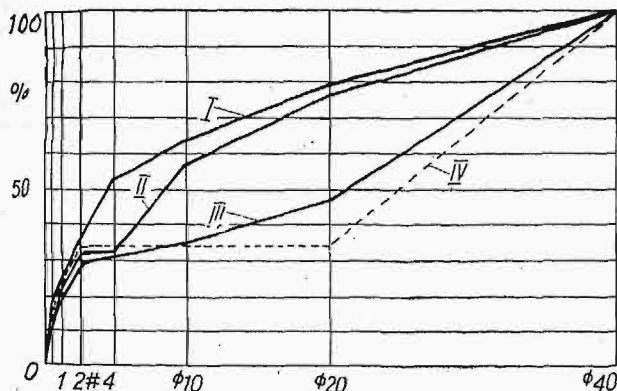
$$231 \text{ kg cementu, } 620 \text{ kg piasku, } 1358 \text{ kg żwiru}$$

$$\text{i } 177 \text{ l wody.}$$

Objętościowa proporcja robocza wypada:

$$1 : 2,38 : 4,3.$$

Łączna krzywa przesiewu ma kształt II na rys. 12. Jamistość k = 1,2 mm.



Rys. 12. Przykłady krzywych przesiewu kruszywa, obliczonych według metody autora dla betonów o jednakowej wytrzymałości na ściskanie i jednakowej urabialności, lecz o różnej ścieralności.

Jako III przykład, weźmiemy znów te same warunki i ten sam piasek, ale żwir o krzywej przesiewu wklęsłej (krzywa y na rys. 10). Laboratoryjnie G₁ = 1,72 kg/l.

W tym wypadku proporcja wagowa na 1 m³ wypada:

$$214 \text{ kg cementu, } 602 \text{ kg piasku, } 1420 \text{ kg żwiru}$$

$$\text{i } 162 \text{ l wody.}$$

Objętościowa proporcja robocza

$$1 : 2,44 : 5,15.$$

Łączna krzywa przesiewu ma kształt III na rys. 12. Jamistość k = 1,73 mm.

Wreszcie jako IV przykład, weźmiemy znów te same warunki i ten sam piasek, ale żwir d (rys. 10), czyli zawierający jedną tylko frakcję 20/40 φ.

Laboratoryjnie: G₁ = 1,50 kg/l.

W tym wypadku proporcja wagowa na 1 m³ wypada:

$$225 \text{ kg cementu, } 682 \text{ kg piasku, } 1320 \text{ kg żwiru}$$

$$\text{i } 172 \text{ l wody.}$$

Objętościowa proporcja robocza będzie:

$$1 : 1,74 : 3,4.$$

Łączna krzywa przesiewu ma kształt IV na rys. 12.

Jamistość w tym betonie dochodzi do k = 3,0 mm.

*

Jak widzimy, różne uziarnienia żwiru wymagają bardzo różnych proporcji i dają bardzo rozmaite krzywe przesiewu (rys. 12), pomimo iż wszystkie trzy obliczone betony będą miały tę samą wytrzymałość na ściskanie, tę samą urabialność i ciekłość.

Jest ciekawe, że beton II, III i IV, których żwiry mają uziarnienie nieparaboliczne i małe G₁, t. j. dużo próżni, wymagają mniej cementu na 1 m³ niż beton I, składający się z obu kruszyw parabolicznych (o największej gęstości). To potwierdza wyżej zacytowane twierdzenie Férét'a, że brak pośrednich ziarn jest korzystny dla wytrzymałości na ściskanie.

Jednocześnie ta zgodność z badaniem Férét'a wskazuje na słuszność proponowanej metody dozowania przy pomocy wskaźnika spęcznienia.

Należy zwrócić uwagę na ciekawą zmienność wskaźnika jamistości, który jest mały w betonie I o żwirze parabolicznym i wzrasta wraz z odchyleniem się krzywej przesiewu żwiru od paraboli. W betonie IV jest on 3 razy większy, niż w betonie I. Można stąd przewidywać, że ścieralność (a właściwie „wybijalność”) betonu I będzie najkorzystniejsza, a betonu IV — najgorsza.

Dale to liczbowa i wyraźna wskazówkę, ważną przede wszystkim w drogownictwie.

Jest również ciekawe zwrócenie uwagi na zawartość piasku w każdej z powyższych mieszanek, uwidocznioną na rzędnej # 2 mm (rys. 12) łącznych krzywych przesiewu.

Zawartość piasku w przykładzie I wynosi 36,3% w stos. do łącznej wagi kruszywa, w II — 31,6%, w III — 29,5%, wreszcie w IV-ym — 34,1%. Widzimy, że zmniejsza się ona w miarę odchylenia się krzywej żwiru od paraboli, ale tylko do pewnych granic: w przykładzie IV jest ona znów większa, niż w II i III-im.

Ciekawe jest zestawienie wyników powyższej metody dozowania ze wzorem Férét'a [wzór (1)],

który wyraża pewne prawo natury, niezależne od sposobów obliczenia. W tym celu obliczamy wartość wyrazu $\left(\frac{c}{1-s}\right)$ dla każdego z tych trzech betonów. Skoro wytrzymałość ich ma być ta sama, to i wyraz ten powinien mieć tę samą wartość.

Istotnie:

$$\text{Beton I. } c = \frac{260}{3,1} = 83,8$$

$$1-s = \frac{690 + 1210}{2,65} = 282$$

$$\frac{c}{1-s} = \frac{83,8}{282} = 0,297$$

$$\text{Beton II. } c = \frac{231}{3,1} = 74,5$$

$$1000 - \frac{620 + 1358}{2,65} = 252$$

$$\frac{c}{1-s} = \frac{74,5}{252} = 0,295$$

$$\text{Beton III. } c = \frac{214}{3,1} = 69$$

$$1000 - \frac{602 + 1420}{2,65} = 232$$

$$\frac{c}{1-s} = \frac{69}{232} = 0,297$$

$$\text{Beton IV. } c = \frac{225}{3,1} = 72,5$$

$$1000 - \frac{682 + 1320}{2,65} = 247$$

$$\frac{c}{1-s} = \frac{72,5}{247} = 0,294$$

Ta uderzająca zgodność wartości wyrazu Férét'owskiego dla wszystkich tych, tak różnych pod względem uziarnienia betonów jest pewnym teoretycznym sprawdzianem prawidłowości przeprowadzonych obliczeń i samej metody.

R É S U M É

En composant le dosage d'un béton il faut tenir compte non seulement de sa résistance après durcissement, mais aussi de sa travaillabilité, c. à dire plasticité à l'état frais.

Ce n'est qu'un béton à suffisante teneur en particules fines (sable) qui n'aura pas de tendance au démelange et qui pourra avoir une plasticité et fluidité voulue, assurant l'obtention d'une masse compacte et uniforme dans l'ouvrage.

D'autre part la présence des particules fines exige une augmentation de l'eau de gâchage, ce qui diminue la résistance du béton à même teneur en ciment ou exige une augmentation du dosage de ce dernier. Il est donc important d'introduire une quantité de sable suffisante pour obtenir une plasticité (travaillabilité) voulue, mais non excessive en vue de la résistance du béton.

En se basant sur ses expériences préalables, l'auteur admet que le sable, c'est à dire l'aggrégat de particules fines capable de conférer au béton la qualité de travaillabilité, doit être limité aux particules qui passent par un tamis à mailles carrées de 2 mm (fig. 9).

Dans un béton compacte et travaillable le mortier, composé de ce sable, du liant et de l'eau de gâchage, doit être en quantité suffisante pour qu'il enveloppe chaque grain de gravier (ou concassé) d'une pellicule à épaisseur moyenne connue et remplisse tous les espaces libres entre les

grains ainsi enveloppés. Plus l'épaisseur de cette pellicule est forte, plus le béton est travaillable, mais en même temps il exige d'autant plus de ciment par mètre cube pour la même résistance.

Si l'on admet une certaine épaisseur de la pellicule (fig. 8), on peut calculer par la formule (15) le volume „renflé” qu'occupera un litre de gravier à granulométrie connue après introduction de la pellicule à épaisseur $r/2$.

De là, par la formule (16), on trouve le volume du mortier Z_1 nécessaire pour remplir tout l'espace libre dans ce gravier „renflé”. En se basant sur la formule de M. J. Bolomey (17), exprimant la résistance du béton en fonction du rapport ciment : eau (c/w), et sur sa méthode de calculer la quantité d'eau de gâchage, en introduisant le rapport ciment : eau exigé par l'aggrégat (w_h) par la formule (18), et à l'aide de l'équation des volumes absolus (19) — on parvient à deviser une méthode de calculer le dosage du béton dans chaque cas donné en vue d'obtenir une résistance préestimée et une travaillabilité fixée d'avance par l'épaisseur de la pellicule de mortier.

Pour faire le calcul du dosage il suffit de trouver expérimentalement: le poids d'un litre du sable donné, F_1 (le sable étant limité à 2 mm) et celui du gravier G_1 ainsi que leur composition granulométrique séparément et fixer l'épaisseur r qui pour la travaillabilité exigée pour travaux en béton armé ne peut être moindre de 1 mm.

Cette méthode indique que le sable et le gravier doivent être dosés séparément comme deux composants jouant un rôle tout différent dans la composition du béton. Leur rapport mutuel dans chaque mélange dépend des facteurs indiqués plus haut.

Toute granulométrie théorique qui ne tient pas compte de ce fait mène souvent à des solutions de dosage erronées.

Les exemples calculés pour un certain sable (fig. 9) et le gravier à granulométries différentes (fig. 10) montrent une grande variété de la forme de la courbe granulométrique totale, obtenue par le calcul présent pour des bétons à même résistance et même travaillabilité ($r = 1$ mm) et fluidité.

Les résistances de ces bétons, calculées par la formule de M. Férét, accusent un accord frappant.

L'auteur attire l'attention sur le fait suivant: si l'on calcule la surface totale des grains de gravier dans une unité de volume de béton et l'on imagine que le mortier est réparti en couche uniforme sur toute cette surface, on obtient une certaine épaisseur h de cette couche. Plus la granulométrie du gravier est proche de la parabole (28), plus la couche est mince. Pour les 4 bétons calculés ici cette couche est de 1 mm, 1,2, 1,73 et 3,0 mm.

Evidemment, plus la couche est mince, plus le béton est uniforme comme dureté et plus résistant aux chocs des roues sur route.

NOWE WYDAWNICTWA*)

Metaloznawstwo. Dr. I. Feszczenko-Czopiwski. Część II. Stale specjalne. Str. 357, rys. 284. Wyd. Państwowych Wytw. Uzbrojenia (Biblij. „Prac Badawczych P. W. U.” Nr. 1) zrealizowane pod kier. Księgarni Technicznej „Przegląd Techn.”. Warszawa 1934. Cena zł. 18 (w oprawie 20 zł.).

La filtration industrielle. Génin. Wyd. Dunod. Paryż. 1933. Cena (opr.) 98 fr.

Méthodes d'études des alliages métalliques. Wyd. II. L. Guillet. Str. 859. Wyd. Dunod. Paryż 1933. Cena (opr.) 203 fr.

Tours automatiques. Guénard. Tom I. (Tour à broche simple). Wyd. Dunod. Paryż 1933. Cena 27 fr.

La télévision et ses progrès. Hémarlinguer. Wyd. Dunod. Paryż 1933. Cena 29 fr.

Principes de chimie industrielle. Walker. Lewis McAdams, Clair - Lagriffoul. Wyd. Dunod. Paryż 1933. Cena (opr.) 199 fr.

Installations électriques à haute et basse tension. Mauduit. Tom I i II. Nowy nakład. Wyd. Dunod. Paryż 1933. Cena 253 fr. (opr.).

*) Wszystkie podawane w tym dziale wydawnictwa są do nabycia w Księgarni Technicznej „Przeglądu Technicznego”, Warszawa, ul. Czackiego 3.

K. CHRZĄSTOWSKI, Radom.

Spawanie szyn

Badając koszty utrzymania toru przy konserwacji bieżącej i starając się ustalić, jakie z robót konserwacyjnych najwięcej kosztują, przekonałem się, że utrzymanie złącz, t. j. regulacja luzów i usuwanie dołków podłączowych stanowi ok. 50% kosztów utrzymania toru. Zakładając, że utrzymanie 1 km toru wymaga 140 dniówek i przeciętny koszt dniówki w naszym okręgu wynosi 3,50 zł., otrzymamy, jako koszt konserwacji 1 km toru, kwotę 490 zł. rocznie. Utrzymanie złącz wynosi około połowy tej kwoty, t. j. 250 zł. rocznie.

Jednym ze sposobów, radykalnie zmniejszających koszt utrzymania złącz, byłoby zmniejszenie ich ilości na 1 km toru. Gdybyśmy zamiast szyn np. 10 m długości mieli szyny 20-metrowe, osiągnęlibyśmy 50% oszczędności w utrzymaniu złącz, t. j. 25% całkowitych kosztów konserwacji. Przy szynach 50-metrowych, ta oszczędność podniosłaby się do ok. 40%. Również na bieżącej wymianie złącz w pierwszym wypadku otrzymujemy 50% oszczędności, a w drugim — 80%.

Zagadnienie zmniejszenia ilości konserwowanych złącz posiada więc z punktu widzenia gospodarki kolejowej znaczenie pierwszorzędne.

Jednym ze sposobów wydłużenia szyn, w celu zmniejszenia ilości złącz, jest spawanie. Dotychczasowe próby spawania szyn były wykonywane 3 metodami: spawaniem acetylenowo - tlenowym, elektrycznym i aluminotermicznym (sposób Goldschmidta). Rozporządzając zespołem elektrycznym, robiłem doświadczenia zapomocą spawania łukowego, a dzięki uprzejmości firmy „Perun”, która dała mi do dyspozycji urządzenie i materiały do spawania acetylenowego, również palnikiem.

Pierwsze próby spawania szyn.

Pierwszą próbą spawania elektrycznością było spawanie dwóch szyn typu „Goljat” (belgijskich) o długości 8,5 m, aby otrzymać szynę długości 17 m b.

Sposób spawania był następujący: zukosowane główki od góry do samej szyjki, szyjki z obydwu stron i stopki odgóry i od dołu pod kątem 35° (cał-

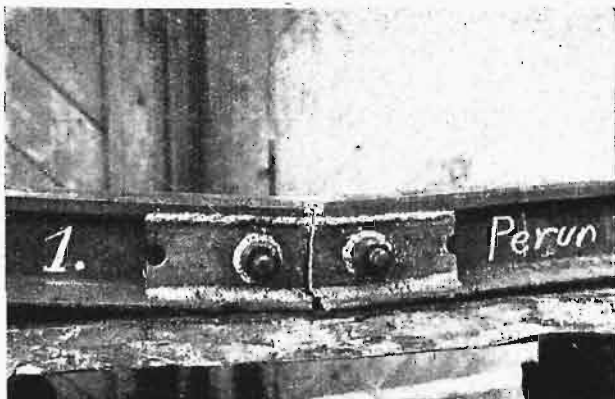
kowity kąt wycięcia 70°) spawano łukiem, następnie zakładano stare łubki, obcięte do długości 30 cm, pozostawiając dwie środkowe dziury. Łubki spawano spoinami podłużnymi do główki i do stopki. Odpowiednio do otworów w łubkach wiercono dziury w szynie, zakładano 2 śruby i skręcano, przyczem nakrętki były spojone z łubkami, aby je zabezpieczyć od odkręcania się. Koszt jednego złącza spawanego w ten sposób wynosił 21 zł.

Z szyn tych został ułożony tor główny długości 600 m b. na jednej ze stacji szlaku jednotorowego. Tym głównym torem pociągi tranzytowe towarowe przebiegają przez daną stację bez zatrzymywania się. Szyny leżą już rok i żadnych uszkodzeń lub zmian nie zauważono. Obciążenie tej linii w ciągu tego czasu próby wynosiło 189,9 milionów tonn brutto. Na drugiej stacji tegoż szlaku ułożono również tor główny z szyn tego samego typu i tak samo spawanych, również długości 600 m b. W ciągu 4 miesięcy pękły 3 szyny na spojeniu, jednak wyłącznik z przyczyn wadliwego spawania. Łubki nie pękły. Możliwe, że powodem złego spawania była pora zimowa (styczeń — luty), kiedy wykonano tę robotę. Obciążenie w ciągu tych 4 miesięcy wynosiło 77,6 milionów tonn brutto.

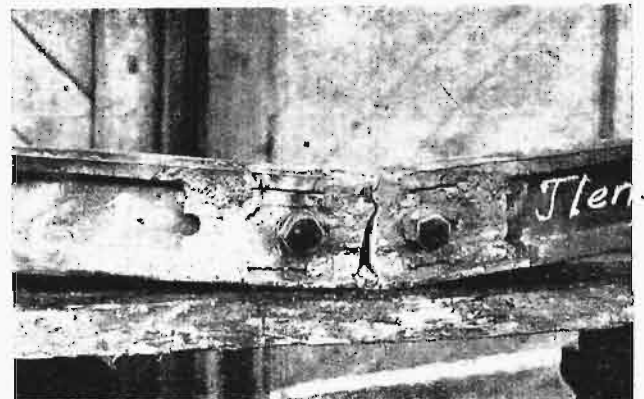
Chcąc jednak obniżyć koszt spawania i zastosować taki sposób, któryby dał możliwość spawania szyn w torze, przystąpiłem do dalszych prób i poszukiwań. Ponieważ w naszych warunkach nie możemy się zdobyć na wymianę szyn w szerszym niż dotychczas zakresie, i leżące obecnie szyny w wielu wypadkach długo jeszcze pozostaną w torach, przeto ulepszenie toru przez spawanie szyn byłoby bardzo pożądane.

Zagadnienie dylatacji długich odcinków szyn.

Powstaje kwestja, do jakich długości można spawać szyny? Wyniki obserwacji są dosyć niespodziewane. W celu zbadania zachowania się długości szyn na wpływ temperatury, początkowo spojono jedną parę szyn do 100 m dług. i 6 par po 50 m dług. w jednym torze stacyjnym o bardzo słabym ruchu. Szyny spojono bez łubków, tylko pod styki spojone dano podkładki normalne typu 38 (tego samego, co szyny), które spojono ze stopką szyny,



Rys. 1. Złącze z łubkami spawane łukiem el. Przy uderzeniu bijakiem 450 kg z wysok. 2 m pękły łubki i spoina.

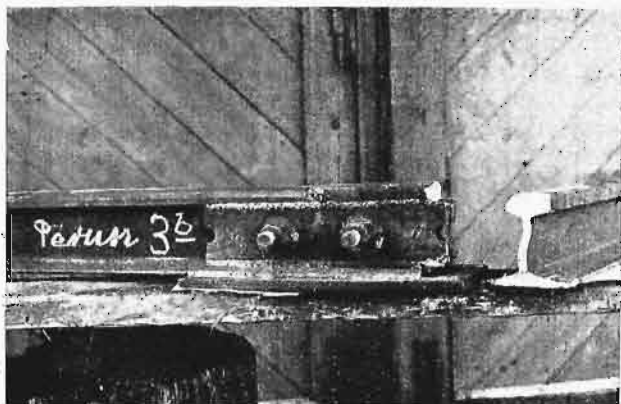


Rys. 2. Złącze z łubkami spawane acetylenem. Przy uderzeniu bijakiem 450 kg z wysok. 2 m pękły łubki i spoina.

L. Wyniki prób wytrzymałości złącz spawanych.

L. p.	Sposób spawania szyny	Czy były		Rodzaje elektrod i drutu	Zużycie elektrod w kg	Rozchód prądu w kWh	Koszt w złotych			Uderzenia bijakiem 450 kg			Uwagi	
		łubki	podkładka				Robo-liczna	Materiał	Prąd	Razem	z 2 m	z 3 m		z 4 m
1 a	Spawane w całym przekroju (główka, szyjka i stopka)	tak	nie	Forflex Nr. 19	1 1/4	15	4,00	6,10	5,40	15,50	Pękł łubek i spoina			Rys. 1
1 b	"	"	"	Jotem	"	"	"	"	"	"	Złącze wytrzymało	Pękła spoina od dołu do główki		
1 c	"	"	"	PA	Spawanie acetylenowo-tlenowe								Rys. 2	
2	Spawane w całym przekr. ze zgrubieniem od połowy szyjki do stopki	nie	"	Zwykły drut	2	17,50	4,70	9,70	6,30	20,70	Pękła spoina			Spawanie złe wykonane
3 a	Spawane w całym przekroju	tak	podkładka węższa od stopki	Forflex Nr. 19	2 1/4	16,00	5,00	11,00	5,70	21,70	Pękła szyna za łubkami			
3 b	"	"	"	Forflex Nr. 18	"	"	"	"	"	"	Złącze wytrzymało	Pękła szyna za podkładką		
3 bis	"	"	Z podkładką szerszą niż stopka	Forflex Nr. 19	"	"	"	"	"	"	Pękła szyna koło końca łubka			Rys. 3
4	Spawane tylko główki	łubki zetowane	podkładka węższa niż stopka	"	1 3/4	11,00	2,90	8,50	4,00	17,40	Pękła szyna			
5 a	"	nie	podkładka szerokości stopki	Jotem	1 1/4	11,5	2,80	6,10	4,10	13,00	Złącze wytrzymało	Złącze wytrzymało	Pękła spoina w stopce	
5 b	"	"	"	Forflex Nr. 18	"	"	"	"	"	"	"	Lekkie zarysowanie spawania na stopce	Pękła szyna	
6 a	Spawane w całym przekroju	"	podkładka szersza niż stopka	Forflex Nr. 19	1 3/4	12	3,30	8,60	4,30	16,20	"	Złącze wytrzymało	Wytrzymało 4 uderzenia	Ugięcie szyny 5 mm Rys. 4
6 b	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	Wytrzymało 2 uderzenia	Ugięcie szyny 1 mm
6 c	"	"	"	PA	Spawanie acetylenowo-tlenowe						Pękła szyna za podkładką			
7 a	"	"	podkładka wąska i długa	"	Spawanie acetylenowo-tlenowe						Złącze wytrzymało	Pękła szyna		Rys. 5
7 b	"	"	"	Forflex Nr. 19	1 3/4	12	3,30	8,60	4,30	16,20	Pękła szyna za podkładką			

pozostawiając otwory na haki. Pod spojone styki podłożono podkład i spojone do szyny podkładki przybito hakami do podkładu, przyczem luzy pozostawiono takie, jakie daje się normalnie przy



Rys. 3. Złącze z łubkami, spawane łukiem el. Przy uderzeniu bijakiem 450 kg z wysok. 2 m. pękła szyna poza złączeniem.

użyciu szyn 10 — 12 m. W ciągu rocznej obserwacji nie zauważono ani podczas upałów, ani podczas mrozów, żadnych zasadniczych zmian w luzach, ani też tendencji do wybożenia toru, lub zerwania śrub.

Próby wytrzymałości złącz.

Wykonano kilkanaście prób spawania szyn typu 38 i poddano je próbom na uderzenie, jak to się robi w hutach przy odbiorze szyn. Rozporządzano kafarem lekkiego typu z bijakiem 450 kg.

Według norm Ministerstwa Komunikacji, do prób nowych szyn typu 38 należałoby zastosować bijak o ciężarze 1 000 kg i wysokości spadku 3,3 m, t. j. dać energję uderzenia 3 300 kgm.

Mieliśmy jednak do czynienia z szynami starymi, które już pracowały 20 do 25 lat (rok walcowania 1908 — 1912); pozatem złącza spawanego nie można traktować, jak szyny nowej jednolitej, dlatego stosowanie do nich takich samych wymagań pod względem wytrzymałości na uderzenie, jak do szyn nowych byłoby nieracjonalne.

Słuszne i celowe natomiast było zbadanie, przy pomocy kafaru, którym rozporządzaliśmy, wytrzymałości złącz spawanych w stosunku do wytrzymałości szyn złączonych normalnymi łubkami niezbytymi.



Rys. 4. Złącze z podkładką spawane łukiem el., wytrzymało 4-krotne uderzenie bijakiem 450 kg z wysok. 4 m bez pęknięcia, przy ugięciu 5 mm.

W celu stwierdzenia, co wytrzymałe zwykłe złącze, poddano próbom 5 złącz, t. j. szyn połączonych normalnymi niez użytymi łubkami i śrubami, używając bijaka 450 kg. Kawałki szyn brano tak, aby dłu-



Rys. 5. Złącze z podkładką spawane acetylenem. Przy uderzeniu bijakiem 450 kg z wys. 3 m pękła szyna poza złączeniem.

gość ich po połączeniu wynosiła 1,30 do 1,50 m. Podczas uderzenia były one podparte w odległości jednego metra żelaznymi podkładkami na podkładach, bez umocowania hakami.

Przy uderzeniu bijakiem 450 kg z wysokości 2 m w jednym złączu jedna łubka nie wytrzymała i pękła, reszta złącz wytrzymała uderzenia z wysokości 2 i 3 m, zaś uderzenia z 4 m żadne ze złącz nie wytrzymało, gdyż łubki pękały z obydwu stron, a nawet jedna z szyn pękła na środkowym otworze do śruby.

Wobec powyższego do szyn spojonych zastosowano następującą kolejność uderzeń: 1-sze uderzenie bijakiem 450 kg z wysokości 2 m, 2-gie uderzenie — z 3 m i 3-cie oraz następne — z 4 m, a więc w próbach tych maximum energii wynosiło 1 800 kgm. Ogółem poddano próbom kilkanaście złącz spawanych łukiem i 3 złącza spawane acetylenem.

Wyniki prób.

Wyniki prób są ujęte w załączonej tabeli.

Złącza 1a, 1c, 3 bis, 6a i 7a są zobrazowane na rysunkach.

Na podstawie wykonanych prób można powiedzieć, że spoina wykazała naogół bardzo wysoką wytrzymałość, nie wytrzymała jedynie spoina źle wykonana (co widać było wyraźnie na przełomie). Natomiast w większości wypadków pękł materiał poza spoiną, w tych miejscach, gdzie się kończyło spawanie dodatkowych części, jak łubki lub podkładki, lub też obok tych miejsc. Przyczyny tego zjawiska mogą być dwojakie:

1^o nagłe przejście od wzmocnionego przez łubki lub podkładki przekroju złącza do normalnego przekroju samej szyny;

2^o niekorzystna zmiana struktury szyny na pewnej odległości od spoiny, z powodu nagrzewania materiału w czasie spawania.

Bardziej prawdopodobna jest hipoteza pierwsza, t. j. że przyczyną pęknięcia szyn była nagła zmiana przekrojów spawanych złącz. Potwierdzenie tego stanowi fakt, że złącza bez łubków wytrzymały lepiej uderzenia, niż z łubkami. Złącza spawane Nr. 6a i 6b, bez łubków, lecz z podkładką szerszą

od stopki szyny, o długości 30 cm, wytrzymały bez pęknięcia pierwsze uderzenie z 2 m wysokości, drugie uderzenie z 3 m i następne 4 uderzenia z 4-ch m wysokości. Strzałka ugięcia szyny po całkowitej próbie wynosiła 5 mm. Ten typ złącza spawanego okazał się więc najlepszy (rys. 5). Złącza te wykonano krajowymi elektrodami „Forflex Nr. 19” (wyrobu Sp. Akc. „Perun”).

Koszt spawania takiego złącza wynosił zł. 16,20. Koszt zwykłego złącza na śruby wynosi: 2 łubki po zł. 6,20 — 12,40, 6 śrub po zł. 0,56 = zł. 3,36, razem zł. 15,76. Koszt więc obu rodzajów złącz jest bardzo zbliżony.

Wnioski.

Po tych pierwszych próbach nasuwają się następujące uwagi:

1) Stosowanie łubków spawanych z szyną w celu wzmocnienia złącza nie daje dobrych wyników.

2) Wzmacnianie złącza spawanego zapomocą podkładki jest korzystne, przytem podkładka powinna być szersza od stopki szyny.

3) Przy spawaniu z szyną podkładki lub łubków nie należy kłaść spoiny wzdłuż krawędzi poprzecznych, t. j. w poprzek stopki (tak zwierzchu, jak i od spodu) oraz po linii pionowej na szyjce szyny.

Na zakończenie należy zaznaczyć, że opisane próby uważane były za wstępne i miały wykazać, czy wytrzymałość złącz spawanych w porównaniu do złącz skręcanych na łubki w ogóle jest dostateczna. Próby nasze odpowiedziały na to pytanie twierdząco, gdyż złącza 6a i 6b wykazały wytrzymałość znacznie większą niż złącza niespawane.

Pozatem wstępne te próby dały pewne wskazówki, w jakim kierunku powinny iść dalsze próby. Okazało się, że spawanie łubków z szynami jest niepożądane, gdyż daje to złącze zbyt sztywne. W dalszych próbach ten typ złącza powinno się więc pominąć, natomiast wskazane byłoby wypróbować większą ilość złącz spawanych, z podkładkami różnej długości, oraz złącza spawane bez podkładek, wzmocnione łubkami łączonymi do szyn nie zapomocą spawania, lecz na śruby.

Co do samej metody spawania, to należy zaznaczyć, że żadnych wniosków co do wyższości jednej metody spawania nad drugą wyciągnąć nie można, ponieważ ilość dokonanych prób spawaniem acetylenowem była zbyt mała (3 szt.).

W dalszych próbach należałoby jednak uwzględnić przede wszystkim spawanie acetylenowe, gdyż stosowanie tej metody byłoby tak ze względów technicznych, jak i ekonomicznych, bardziej pożądane, niż stosowanie spawania łukowego. Przy pracy na linii transport wzdłuż toru ciężkiej spawarki benzynowo-elektrycznej jest bardzo trudny, kosztowny i połączony byłby najczęściej z przerywaniem ruchu, podczas gdy butle z gazami można przenosić ręcznie. Główniki szyn spawane łukiem muszą być szlifowane, co odpada przy spawaniu palnikiem. Pozatem — ponieważ napawanie w torze szyn i krzyżownic palnikiem okazało się korzystne i już jest stosowane na P.K.P., — więc gdyby i łączenie szyn udało się wykonywać palnikiem, wszelkie roboty w torze możnaby wykonywać temi samymi instalacjami, tem bardziej, że i do przycinania (ukosowania) końców szyn łączonych też można użyć palnika. Koszt zaś instalacji acetylenowej jest wielokrotnie mniejszy od kosztu zespołu elektrycznego.

RÉSUMÉ

Après avoir souligné l'importance de la réduction du prix de la conservation de la superstructure des chemins de fer, et en particulier du prix des joints éclissés qui s'élève à environ 250 zlotys par km (par an), l'auteur constate que ce prix peut être considérablement abaissé (jusqu'au 50%) par l'introduction des rails d'une plus grande longueur, ce qu'on pourra réaliser par la soudure des rails ordinaires, p. ex. jusqu'à 50 m.

Ensuite l'auteur passe à la description des essais qui a été exécuté et qui ont eu le but de comparer la résistance des joints éclissés actuellement en usage sur les chemins de fer polonais avec celle des joints soudés.

Les essais montrèrent que la résistance des joints soudés dépasse en général celle des joints éclissés. Aussi les rails aux joints soudés d'une longueur de 50 m posés sur la voie n'ont pas montré de défauts pendant l'an de leur observation.

Inż. Wł. SZCZEPAŃSKI

Plan zaopatrzenia P.K.P. w parowozy w ubiegłym dziesięcioleciu i jego realizacja

Spadek przewozów towarowych i osobowych, zwiększający się stale od 1930 roku, — jako bezpośredni przejaw ogólnego światowego kryzysu gospodarczego, — spowodował, że na ogólną ilość 5 400 parowozów posiadanych przez P. K. P. odstawiono do rezerwy, jako zbyt liczne, przeszło 2 200 parowozów, prawie wyłącznie zresztą typów przestarzałych. Całe więc życie gospodarcze kraju i przewozy tranzytowe zaspakajane są tylko przez 3 200 parowozów, z których stale około 800 sztuk znajduje się w naprawie.

Jeżeli odliczymy powyższe 800 sztuk, to się okaże, że w eksploatacji znajduje się właściwie tylko 2 400 sztuk parowozów, t. j. o 690 parowo-

zów mniej, aniżeli w r. 1922, w którym było w eksploatacji około 3 090 parowozów.

W związku z tem, nawet poważni znawcy życia gospodarczego zapytują, po co stworzono w kraju aż trzy fabryki parowozów, kiedy i tak nie mamy co wozić? Kwestję tę wyjaśni krótki retrospektywny rzut oka na przyczyny i historję powstania tych fabryk.

Linje kolejowe, stanowiące obecną sieć P. K. P. posiadały przed wojną światową, przy długości 16 500 km, ogółem 5 564 parowozów. W listopadzie zaś 1918 r., w chwili odzyskania niepodległości, znajdowało się na ziemiach polskich tylko 2 100 parowozów, z których 48% było nieczy-

nych z powodu zużycia i wymagało natychmiastowej naprawy. Już samo zestawienie tych dwóch cyfr: 5 564 parowozów (przy przedwojennym normalnym, t. j. nieznacznym odsetku chorych) oraz 2 100 parowozów (przy powojennym olbrzymim odsetku parowozów chorych) do obsługi tych samych terenów, aczkolwiek w zmienionych warunkach gospodarczych, uwypukla trudności, jakie miały do pokonania P. K. P., zwłaszcza, jeżeli weźmiemy pod uwagę zbliżającą się wówczas wojnę roku 1920.

Odziedziczony po okupantach tabor parowozowy, tak pod względem ilościowym, jak i jakościowym (151 różnych seryj), nie odpowiadał warunkom normalnej eksploatacji, wymagał natychmiastowej renowacji i uzupełnienia, stosownie do wymagań, stawianych przez odradzające się życie gospodarcze kraju, jak również przez przewozy tranzytowe, związane z geograficznym położeniem Polski. Aczkolwiek traktaty pokojowe w Wersalu, Saint-Germain i Trianon zapewniały Polsce udział w repartycji taboru niemieckiego i austriacko-węgierskiego, to jednak, przy przeciągającej się procedurze, nie można było wówczas przewidzieć, kiedy i w jakiej ilości zrealizuje się powyższa repartycja. W związku z tem, biorąc pod uwagę niezbędną wymianę starych bezużytecznych parowozów oraz konieczność powiększenia ilości parowozów dla podofiania wymogom chwili bieżącej i wskrzeszającego się życia gospodarczego kraju, jak również uchwaloną przez Sejm budowę nowych linii o ogólnej długości 3 000 km, — Ministerstwo Komunikacji w 1919 roku obliczyło przewidywany niedobór parowozów na okres czasu najbliższych dziesięciu lat, t. j. od 1920 do 1930 roku, i na podstawie tych obliczeń opracowało plan pokrycia tego niedoboru przedewszystkiem, z konieczności, przez zakupy zagraniczne, a następnie przez produkcję mających powstać fabryk krajowych. Obliczenie to było oparte na współczynnikach kilometrycznych, według norm przedwojennych, zwiększonych o 10%, w sposób następujący: dla istniejących 12 470 km linii, nie licząc Kresów Wschodnich, przyjęto po 4 parowozy na 10 km linii, dla 3 300 km linii na Kresach Wschodnich — po 3,5 parowozów, zaś dla 3 000 km projektowanych nowych linii — po 3 parowozy. Przy tem założeniu sieć P. K. P. przy końcu 1930 roku powinna być mierzyć 18 770 km i posiadać 7 054 parowozów.

W krótkim zarysie przedstawimy, jak się powyższy teoretyczny plan zapotrzebowania taboru realizował w życiu i jak wygląda dziś, gdy ogólna ilość linii wynosi 18 258 km, t. j. o 512 km mniej, aniżeli projektowano na r. 1930. Min. Komunikacji zamówiło zagranicą ogółem 667 parowozów, dostarczonych w ciągu 7-miu lat, począwszy od 1919 roku. Następnie w 1920 roku zawarło długoterminową umowę z „Pierwszą Fabryką Lokomotyw w Polsce S. A. w Chrzanowie” na dostawę 1 200 parowozów, w 1921 roku — umowę z „Warszawską Sp. Akc. Budowy Parowozów” na dostawę 350 parowozów, oraz w r. 1920 ze „Sp. Akc. H. Cegielski w Poznaniu” na dostawę 1 040 parowozów, czyli ogółem na dostawę w ciągu 10-ciu lat 2 590 parowozów. Wreszcie w 1924 r. Min.

Kom. otrzymało na podstawie wskazanych wyżej traktatów pokojowych pozostałą ilość parowozów około — 2 662.

Gdyby powyższy plan został zrealizowany, wyniki przedstawiałyby się w sposób następujący:

Stan posiadania w 1918 r. wynosił	2 100 parowoz.
Zakupiono zagranicą	667 „
Otrzymano z repartycji	2 662 „
Projektowano otrzymać z fabryk krajowych	2 590 „
Ogółem	8 019 „
Skreślono z inwentarza przestarzałych i niezdatnych do ruchu	1 029 „
Pozostałoby	6 990 parowoz.,

t. j. liczba, odpowiadająca w przybliżeniu normie ustalonej w planie Min. K., wynoszącej 7 054 parowozów. Z powyższego widać, że umowy zawarte z trzema fabrykami parowozów były oparte na konkretnym zapotrzebowaniu, które tylko pod wpływem niemożliwych do przewidzenia okoliczności wydaje się teraz zbyt optymistyczne. Ponieważ w związku z wojną bolszewicką, skutkami inflacji oraz kryzysem wszechświatowym nastąpiło kilkakrotne załamywanie się konjunktury i zmniejszanie się przewozów oraz zredukowano program budowy nowych linii z 3 000 do 645 km, Min. Kom. od kilku lat ograniczało odbiór parowozów w krajowych wytwórniach i zmniejszyło przez to ogólną ilość nabytych parowozów z projektowanych 2 590 do 1 000 sztuk. Wskutek tego rzeczywisty ilość parowozów wynosi obecnie 6 990 — 1 590 = 5 400 sztuk.

Należy jednak wziąć pod uwagę, że w powyższej liczbie 5 400 parowozów około 750 sztuk jest w wieku od 30 do 40 lat i że wskutek tego powinny być w najbliższym czasie skreślone z inwentarza, oraz około 1 740 sztuk ma wiek od 20 do 30 lat, t. j. należy do typów starszych, lekkich, pracujących nieekonomicznie. Ponieważ do racjonalnej eksploatacji nadają się parowozy w wieku do lat 20-tu — to właściwy ilość parowozów zdolnych do eksploatacji wynosi:

$$5 400 - (750 + 1 740) = 2 910 \text{ sztuk,}$$

które, przy uwzględnieniu normalnego remontu, obecnie są nie tylko całkowicie wyzyskiwane, lecz i przemęczone. Jest to dowodem, że pierwotny plan Min. Kom., ustalający ogólną ilość parowozów na 7 054 jednostek, był uzasadniony, wobec tego, że Min. Kom. nie mogło przewidywać zgóry katastrofalnego kryzysu, a musiało zabezpieczyć ilość parowozów, niezbędną dla normalnych potrzeb państwa.

Gdyby obecnie nastąpiła poprawa konjunktury i w związku z tem wzrosły przewozy, powstałaby natychmiast kwestja budowy nowych parowozów w zwiększonej ilości. Ze względu na to, że zdolność produkcyjna fabryk parowozowych przewyższa chwilowe potrzeby, nie natrafi to na trudności w realizacji. Wskazacby tylko przy sposobności należało na fakt, że dotychczas nabywano przeważnie parowozy towarowe z widocznym upośledzeniem ruchu osobowego (1 257 parowozów towarowych i tylko 400 parowozów osobowych). Wskutek tego nawet dziś, przy zredukowanych znacznie przez kryzys przewozach osobowych, daje się odczuwać brak parowozów osobowych, a

w szczególności parowozów pośpiesznych. Nowoczesne polskie parowozy osobowe, wskutek niedostatecznej ich ilości w stosunku do zapotrzebowania, są do tego stopnia przemęczone, że przebiegi ich między kolejnymi naprawami głównymi przekraczają zwykle 400 000 km, zamiast normalnych 250 000 km, co już wprost zagrażać może bezpieczeństwu ruchu. Parowozów zaś pośpiesznych zbudowano w ciągu lat 12-tu zaledwie 6 sztuk, dając się pod tym względem wyprzedzić wszystkim większym państwom europejskim. W porównaniu też z temi państwami mamy najniższą szybkość handlową pociągów pośpiesznych.

Nawiasem jeszcze zaznaczyć musimy, że konieczność istnienia w Polsce kilku fabryk parowozów, niezależnie od rozmiarów produkcji, podyktowana była nadto względami: bezpieczeństwa, pożaru, strategicznymi i eksploatacyjnymi. Dla porównania wskażemy, że w Rosji uruchomiono w 1932 r., niezależnie od istniejących tam już oddawna fabryk parowozowych, jeszcze dwie nowe fabryki parowozów, przyczem jedna z nich (w Orsku), będzie wypuszczała według programu rocznie 540 lokomotyw szerokotorowych z silnikami Diesel'a i 540 parowozów wąskotorowych.

Inż. P. DRZEWIECKI

Szkoły i ich wykształceni wychowawcy

W 1925 r. zamieściliśmy w naszym piśmie artykuł p. Piotra Drzewieckiego p. t. „Sprawność wyższych uczelni w Polsce w świetle cyfr”.

Autor poruszył w artykule tym ważne zagadnienie podniesienia sprawności polskich wyższych uczelni, porównując je z zagranicznymi. Jednocześnie uwydatnił konieczność reformy szkoły średniej i wprowadzenia ściślejszej selekcji kandydatów oraz większej dyscypliny studjów szkolnych.

Wiele uwag autora znalazło zastosowanie w życiu.

Obecnie dajemy znowu głos P. Drzewieckiemu, poruszającemu również sprawę ważną, a zmierzającą do pomyślnego rozwoju zawodowych i wyższych zakładów naukowych.

Redakcja.

Podniesienie ogólnego poziomu wykształcenia w Polsce jest zagadnieniem naczelnym doby przeżywanej. Niski dobrobyt ludności w Polsce najskuteczniej i najniezawodniej podniesiony być może przez podniesienie ogólnego poziomu wykształcenia.

Szwajcaria, która pierwsza w świecie w 1536 roku zapoczątkowała publiczne powszechne nauczanie ludności, wzniosła się najwyżej w dobrobycie i kulturze ludności, zamieszkującej kraj pozbawiony surowców i trudny do uprawy roli. Dobrobytem tym wyróżnia się ludność tego uboższego od natury kraju od innych narodów. Nie będzie błędem, gdy uznam, iż wykształcenie ludności było tutaj jednym z najgłówniejszych czynników podniesienia dobrobytu.

Niema też donioślejszej i bardziej korzystnej inwestycji, jak wykształcenie obywatela, i to zarówno w ocenie korzyści, jakie stąd płyną dla poszczególnego indywidualum wykształconego, jak i dla całego społeczeństwa. Stosuje się to do wszystkich stopni wykształcenia: niższego, średniego i wyższego, zarówno ogólnego jak i zawodowego.

Jednak wykształcenie wyższe zajmuje w tej ocenie rolę wyjątkowo ważną, a to ze względu, iż kierownictwo wszelkich prac zbiorowych w społeczeństwie powierzane jest przeważnie ludziom wykształconym.

Nowa ustawa uposażeniowa uzależnia osiągnięcie wyższych stopni w służbie państwowej od ukończenia wyższych studjów.

Gdy liczba osób w Polsce, posiadających wykształcenie wyższe, nie stanowi nawet 1% ludności, udział tych osób w pracach kierowniczych jest przeważny.

Jednocześnie zyskane przez obywatela wykształcenie wyższe, a w szczególności gdy jest i praktyczne, stanowi niezwykle atut w jego karierze życiowej. Wykształcenie takie daje posiadającemu je znacznie większe szanse, iż będzie powołany do prac kierowniczych i lepiej wynagradzanych, co

stawia kandydata, posiadającego to wykształcenie, w położenie niezwykle uprzywilejowane w społeczeństwie. Stąd też żywiołowy pęd do zyskania wykształcenia wyższego przez sfery nie posiadające majątku, stanowiącego też atut powodzenia.

Wprawdzie nie jest to ani koniecznością, ani nie staje się zawsze, aby stanowiska kierownicze powierzane były wyłącznie posiadającym wykształcenie wyższe, gdyż inteligencja wrodzona, zyskane doświadczenie i wiedza zdobyta drogą samouctwa mogą być większym nawet walorem, — to jednak naogół posiadający wyższe wykształcenie ma więcej szans dodatnich w życiu, i to tak dalece, iż można twierdzić, iż zdobycie wyższego wykształcenia stwarza największy przywilej człowieka w pracy życiowej.

Wobec tego, iż wyższe wykształcenie w Polsce opiera się przeważnie na budżecie państwa, utrzymanie większość wyższych uczelni lub ich subsydjującego, i wobec tego, iż w myśl Konstytucji nauczanie w szkołach państwowych jest bezpłatne a w rzeczywistości w części tylko opłacane, — państwo na wykształcenie jednego kończącego wyższy zakład naukowy ponosi wydatek sięgający sumy dziesięciu tysięcy zł. Suma ta jest obliczona uwzględniając koszty szkoły średniej i odliczając od wydatków państwowych na wyższe uczelnie część na prace ściśle naukowe, a nie pedagogiczne *)

Tak wysoką sumę, jako subwencję, otrzymuje od państwa każdy kończący państwowy wyższy zakład naukowy.

Jest to jedna sprawa, którą pragnę podnieść w niniejszym artykule.

Drugą jest ścisła zależność wyższych uczelni od budżetu państwa.

Wobec braku większych i innych, niż tylko państwowe, źródeł na utrzymanie szkół wyższych, —

*) Natomiast nie uwzględnione są koszty kapitału ulokowanego w instytucjach szkolnych.

szkoły te są całkowicie zależne w swych podstawach finansowych od materialnej możliwości państwa.

Gdy budżet państwa pokrywany jest przez ludność z nadwyżką, wtedy uczelnie mogą liczyć na dostateczne dotacje, gdy zaś budżet się kurczy, — dotacje maleją, uszczuplane są kredyty na prace naukowe, biblioteki, wydawnictwa, na docentów, asystentów, profesorów i na katedry, z wielką szkodą dla nauki i dla nauczania.

Odmienne jest w uniwersytetach angielskich i amerykańskich; posiadających własne, niezależne od budżetu państwowego środki.

Jest wysoce niepożądane zarówno uszczuplenie dotacyj wyższych uczelni, jak i nadmierne obciążenie budżetu państwa wydatkami na utrzymanie tychże uczelni.

Polska posiada zbyt wysokie świadczenia publiczne: państwowe, samorządowe i ubezpieczeń społecznych, nie odpowiadające stanowi zagospodarowania państwa. Zwracał na to uwagę rzeczoznawca Hilton Young. Jest to wielką szkodą dla rozwoju gospodarczego, od którego jednocześnie budżet państwa głównie zależy. Obniżenie świadczeń publicznych winno być nakazem społecznym dnia dzisiejszego.

W tych warunkach poruszam myśl poniższą, mogącą dać doniosłe wyniki. Polega ona na powołaniu do współdziałania społeczeństwa w osobach wychowawców zawodowych i wyższych uczelni, drogą nawiązania kontaktu pomiędzy temi uczelniami a ich wychowawcami.

Dokonane to być winno przez:

1. rejestrację przez szkoły swych wychowawców i śledzenie za przebiegiem ich prac w życiu,
2. zawiązywanie Stowarzyszeń b. wychowawców danej szkoły, a w szkołach wyższych — danego wydziału, w celu współdziałania z uczelniami,
3. powoływanie corocznie wybitnych wychowawców i przedstawicieli wspomnianych Stowarzyszeń na narady nad celowością programów i metod nauczania, celem zasięgnięcia ich opinii, opartej na ocenie korzyści w życiu, otrzymanych z nauki w danej szkole.

Dotychczas o programie i metodzie nauczania

zapadają decyzje bez takich opinii, pomimo, iż byłyby one bardzo miarodajne.

Tak postawiona sprawa spowoduje stworzenie lub wzmoczenie w wychowawcach patriotyzmu dla swych alma mater i zainteresowania się czynnego ich rozwojem. Patriotyzm ten przyniesie korzyści nie tylko pod postacią rad i opinii miarodajnych, ale niewątpliwie i przez ofiary materialne, oparte na chęci lub poczuciu obowiązku spłacenia choć części długu zaciągniętego. Sądzę, iż niejedno uszczuplenie z budżetu państwa mogłoby być powetowane przez pomoc wychowawców.

Tego rodzaju akcja na terenie Stanów Zjednoczonych A. P. daje dobroczynne skutki. Uniwersytety korzystają z ofiar i zapisów b. wychowawców, które są wyrazem patriotyzmu dla uczelni.

Każda korzystna inwestycja, a taką jest niewątpliwie wykształcenie, winna się opłacać. Koszty na nią winni łożyć ci, co z niej korzystają, i to wtedy, gdy korzyści są realizowane w życiu.

Niezasobna ludność polska, płacąca uciążliwe, a niekiedy rujnujące podatki, a nie korzystająca z przywileju otrzymania wyższego wykształcenia, nie powinna być obciążana nadmiernymi ciężarami, stwarzającymi te przywileje.

W ścisłym z tem związku znajduje się sprawa utrzymania nadal w Konstytucji bezpłatności nauczania w szkołach państwowych. Zasada ta utrzymana być winna jedynie w szkołach powszechnych, a w pozostałych — jedynie dla uczniów niezamożnych, uzdolnionych do danej szkoły i o dobrych postępach.

Sprawą niezależną od powyższego, choć ważną, jest wzrastający brak dostatecznego zatrudnienia dla kończących wyższe uczelnie. Brak ten jest identyfikowany z nadmiarem jakoby corocznie kończących wyższe zakłady naukowe. Ważne to zagadnienie łatwiej i lepiej może być rozstrzygnięte przy istnieniu współpracy b. wychowawców z uczelniami, którą poruszam w artykule niniejszym.

W końcu należy zaznaczyć, iż Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego kultywuje już utrzymanie kontaktu ze swymi dawnymi wychowawcami, z wielką korzyścią dla uczelni.

PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH

BUDOWNICTWO

Wkładki w złączach elementów drewnianych.

Na rys. 1 zobrazowano 8 najbardziej znanych typów wkładek, stosowanych w nowoczesnych złączach elementów drewnianych. Wielką zaletą tego rodzaju złącz polega na tem, że wkładki minimalnie tylko osłabiają przekrój prętów konstrukcji (ok. 15%), podczas gdy przy innych rodzajach połączeń, np. „wpółdrzewa”, przy różnego rodzaju „zamkach” i t. p., przekrój netto spada do 50% i niżej przekroju brutto. W istniejącym od 1910 r. w Madison (St. Zj.) laboratorium materiałów drzewnych (Forest Products Laboratory) wykonano ostatnio wielką ilość doświadczeń nad wytrzymałością i odkształceniami złącz z 60-ma gatunkami różnych wkładek *). Doświadczenia te mają i dla

nas znaczenie praktyczne i dlatego zasługują na omówienie.

Na rys. 2 wskazane są próbki, w których kierunek siły obrano równoległe, prostopadłe i skośnie do włókien ($22\frac{1}{2}^{\circ}$, 45° , $67\frac{1}{2}^{\circ}$).

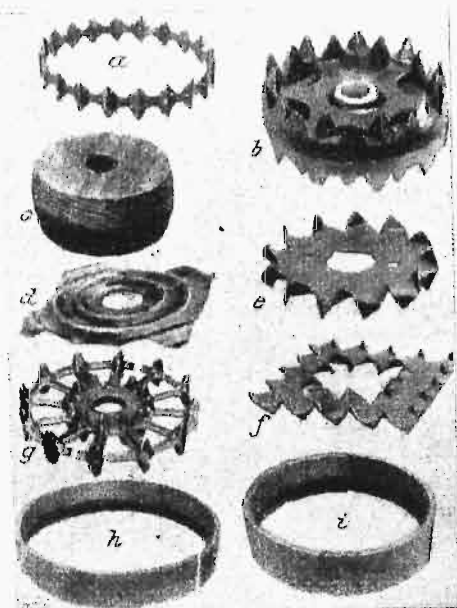
Według przepisów amerykańskich, tego rodzaju złącza powinny pracować z czterokrotnym współczynnikiem bezpieczeństwa (w Niemczech z 3-krotnym), oprócz tego wymagana jest dla naprężeń dopuszczalnych 1,8-krotna pewność w stosunku do granicy proporcjonalności; przy tego rodzaju wymaganiach obciążenia użytkowe wywołują przesunięcia w złączach mniejsze od 1 mm, w większości wypadków — ok. 0,25 mm. (W Niemczech górna granica przesunięcia wywołanego obciążeniem użytkowem wynosi 1,5 mm).

Normy amerykańskie przypisują duże znaczenie granicy proporcjonalności; przy większości badanych złącz wykresy odkształceń wyraźnie wskazywały tę granicę. Wyjątek stanowiły wkładki „Aligator”, „Bulldogg” i „Bufo”, przy

*) N. S. Perkins, P. T. Landsem and C. W. Trayer „Modern Connectors for Timber Construction”. Government Printing Office, Washington, D. C. 1933.

których zastosowaniu w okresie początkowym przesunięcia wzrastały szybciej od obciążeń.

Wykonano również znaczną ilość prób z obciążeniem długotrwałym; wykazały one, że, jeśli obciążenia nie są o wiele większe od dopuszczalnych według przepisów, to przyrost przesunięcia przy siłach długotrwałych jest nie-



Rys. 1. Rodzaje wkładek:

a — pierścień zębaty „Alligator” (Niemcy);

b — płyta pierścieniowo-zębata Greima, stosowana przez T wo Bauunion (Niemcy);

c — podwójny stożek z twardego drewna;

d — płyta falista „Bullo” (Szwecja);

e, f — płyty zębate „Bull dog g” (Szwecja);

g — wkładka pierścieniowo-zębata Smitt'a (Szwecja);

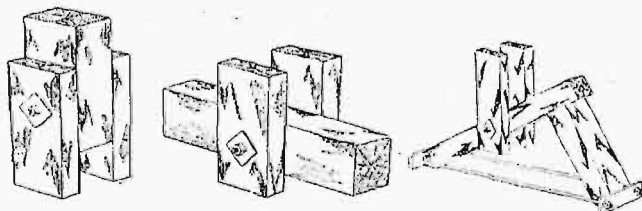
h — pierścień stalowy;

i — pierścień stalowy z 2-ch części.

znaczny w stosunku do odkształcenia przy próbie krótkotrwałej, czyli że przesunięcie osiąga praktycznie dostrzegalną największą wartość w ciągu stosunkowo krótkiego czasu.

Przy naprężeniach przekraczających granicę proporcjonalności, obciążenia długotrwałe powodują znaczne przyrosty odkształceń, które nie ustają nawet po wielu dniach doświadczenia; zjawisko to występuje szczególnie jaskrawo w złączach ze sworzniami bez wkładek.

Wykonano również szereg prób dla ustalenia wpływu kurczliwości drewna w wypadkach zastosowania niedostatecznie wysuszonego materiału. Zrobiono złącza z drewna świeżo ściętego i, po wyschnięciu ich na powietrzu, niedokręcając śrub, — przeprowadzono obciążenia i pomiary.



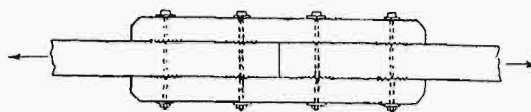
Rys. 2. Złącza próbne

Przy niektórych wkładkach (b, c, h, i) objawy kurczenia się nie miały widocznego wpływu, ani na wytrzymałość, ani na odkształcenia złączy, znaczy to, że dopuszczalne obciążenia przy zastosowaniu tego rodzaju wkładek nie powinny być uzależnione od tego, czy drewno użyte było w stanie suchym, czy też jeszcze wysychało po wykonaniu złączy.

Przy innych wkładkach złącza okazały się bardziej wrażliwe na kurczenie się drewna, skutkiem czego dopuszczalne obciążenia przy użyciu niedosuszonego drewna należało zredukować.

W zależności od wytrzymałości drewna w złączach ze sworzniami i wkładkami podzielono drzewa iglaste amery-

kańskie na 3 klasy. Do prób użyto przede wszystkim drewna najlepszej — III-ej klasy. Przy niektórych rodzajach wkładek wytrzymałość złączy w niewielkiej tylko mierze zależała od wytrzymałości drewna; przy innych wkładkach dała się zauważyć dokładniejsza proporcjonalność między wytrzymałością złączy i drewna. Najbardziej wyraźną zależność proporcjonalną ustalono przy wkładkach b. Pośrednie miejsce zajęły złącza z wkładkami a, e, f, g, gdzie siła niszcząca była proporcjonalna do pierwiastka kwadratowego z wytrzymałości drewna na ściskanie. W złączach innych rodzajów nie udało się ustalić funkcjonalnej zależności wytrzymałościowej.



Rys. 3. Przykład zastosowania wkładek w konstrukcji drewnianej.

Wnioski z doświadczeń amerykańskich głoszą, że żadnego z rozpatrywanych złączy nie można uznać za najbardziej właściwe dla wszystkich zastosowań praktycznych. Do konstrukcji, montowanej w warsztatach, najodpowiedniejszymi okazały się złącza z wkładkami pierścieniowymi (h, i), stożkowymi (c) i pierścieniowo-zębatymi (g), gdzie wgłębienia w drewnie wykonywa się maszynowo.

Do konstrukcji zestawianej na placu budowy nadają się wszystkie rodzaje wkładek. Do konstrukcji, które mogą być rozebrane i później powtórnie montowane, celowe okazały się wkładki pierścieniowe (h, i), stożkowe (c) i płytowo-zębate (b), również połączenie zębate (a) nie osłabia powtórnie łączonego drewna, o ile zęby trafiają w te same miejsca.

W praktyce staranność wykonania jest o wiele mniejsza niż w laboratorium; z tego powodu dla konstrukcji montowanych na placu budowy najwłaściwsze są złącza, w których robocizna jest najprostszą, a narzędzia ograniczają się do świdra do wiercenia dziur na sworznie i wiertarki do zagłębienia pierścieniowych lub prasy (wkładki a, e, f, h, i).

W. Ż.

GOSPODARKA ELEKTRYCZNA

Kapitał zagraniczny w elektryfikacji w Polsce.

Zamieszczona obok tabela, wyjęta z artykułu inż. K. Świąckiego w „Polsce Gospodarczej” (z dn. 18 list. r. ub.)

Kapitał	Złotych	%
Belgijski ..	58 693 300	41,3
Niemiecki ..	50 000 000	35,2
Francuski ..	17 183 600	12,1
Szwajcarski ..	8 056 860	5,7
Angielski ..	6 226 000	4,4
Austrjaki ..	1 775 200	1,25
Holenderski ..	70 000	0,05

wskazuje udział kapitału zagranicznego w elektryfikacji Polski według stanu z 1 stycznia 1933 r. Chodzi oczywiście o kapitał akcyjny, ulokowany w 22 spółkach akcyjnych, wynoszący ogółem 30

miljonów złotych. Tyle właśnie wynosi kapitał inwestowany przez te spółki w elektryfikacji, natomiast ich kapitał własny sięga sumy 188 milionów zł. Otóż w tym kapitale własnym partycypuje zagranica w 75,5% — jej udział wynosi 142 milionów złotych. Z tej sumy na Belgię przypada 41,3% na Niemcy 35,2%, na Francję 12,1%, na Szwajcarię 5,7%. Kontrola nad tym kapitałem (zarówno belgijskim, jak i niemieckim) spoczywa w rękach głównie Ameryki, która za pośrednictwem towarzystw holdingowych kontroluje znaczną część elektryfikacji Europy. Należy zaznaczyć, iż spółki akcyjne reprezentują 47% instalowanej mocy w elektrowniach i 45% ogólnej ilości energii, produkowanej w krajach przez elektrownie użyteczności publicznej.

METALOZNAWSTWO

Tlen w żeliwie.

Jednym z najbardziej aktualnych zagadnień w odlewnictwie żeliwa jest usunięcie tlenu z żeliwa oraz walka z porowatością, powstała na skutek wydzielania się gazów podczas krzepnięcia.

Istnieją 2 główne metody: albo usuwanie zapomocą składników niemetalicznych, albo odtleniaczami metalicznymi.

Do grupy pierwszej należy zaliczyć fluspat, sodę żrącą, cjaniki i t. d. Autor wysuwa pewne zastrzeżenia co do celowości użycia sody, natomiast gorąco poleca stosowanie cjanoków, które oddziałują korzystnie na własności mechaniczne oraz na postać grafitu. Również z punktu widzenia gospodarczego jest to korzystne, gdyż umożliwia stosowanie większej ilości braków żeliwnych.

Znacznie większe znaczenie ma zastosowanie metali jako odtleniaczy; z nich bor sprzyja występowaniu węgla w żeliwie w postaci związanej, a przez to chroni od wydzielania grafitu, wpływa natomiast ujemnie na obrabialność i twardość. Przy zawartości boru 0,4% żeliwo jest już trudnoobrabialne, zaś przy 0,8% boru jest bardzo kruche.

Zastosowanie jako odtleniacza bizmutu w ilości do 2% daje dobre wyniki. Bizmut jest dobrym odtleniaczem, pozatem polepsza obrabialność żeliwa, obniżając twardość i wytrzymałość.

Bardzo często jest stosowane aluminium jako odtleniacz. Sprzyja ono w pewnym zakresie wydzielaniu się grafitu, w stopniu coprawda mniejszym od krzemu. Z tego względu ilość Al nie może być większa od 0,1%. Al tworzy na powierzchni płynnego metalu warstwę tlenku, czem uniemożliwia dalsze utlenienie kąpieli. Jednak tlenek dostaje się do odlew i wpływa nań ujemnie.

Z innych odtleniaczy jest zalecany tytan, który działa dodatnio na ciągliwość i wytrzymałość żeliwa oraz wpływa dodatnio na postać grafitu. Tytan nie tylko działa jako odtleniacz, lecz również wiąże wydzielające się gazy.

Wanad, oprócz działania jako odtleniacz, wpływa dodatnio na wzrost odporności na ścieralność, zwiększa wytrzymałość i rozdrobnienie ziarn. Wpływ cyrkonu jest podobny, lecz mniej wybitny.

Jako dobry odtleniacz, należałoby wymienić też magnez, lecz ze względu na ujemny wpływ, jaki wywiera na własności żeliwa, nie jest on stosowany. (Chubb, W. F., Metallurgia, 1933/XII, str. 53).

E. P.

WYTRZYMAŁOŚĆ MATERJAŁÓW

Badania wytrzymałości na zmęczenie.

Dużą lukę w wynikach badań nad wytrzymałością na zmęczenie stanowił, przez czas dłuższy, brak podstaw do obliczania i oceny wytrzymałości złącz nitowych oraz spawanych.

Ostatnio laboratorja wytrzymałościowe zajęły się badaniem materiałów, używanych głównie do budowy konstrukcyj żelaznych, przeprowadzając te badania w warunkach możliwych zbliżonych do rzeczywistości. Prace obejmują zagadnienie wytrzymałości na zmęczenie blach nitowanych i spawanych i, jakkolwiek nie dają pewnych cyfr bezwzględnej wytrzymałości, jednak wskazują konstruktorom, w jaki sposób można przez odpowiednie rozwiązanie konstrukcyjne powiększyć wytrzymałość złącz na zmęczenie.

W Niemczech przeprowadzono ostatnimi czasy obszernie badania nad wytrzymałością na zmęczenie złącz nitowych i spawanych ze stali St37 (węglistej) i ze stali St52

(chromowo-miedziowej). Naprężenia przemienne wywołano pulsatorem (w laboratorium w Sztutgarcie i w hucie „Dobrej Nadziei” w Rheinhausen *), albo też próbka tworzyła część modelu mostu kratowego, wprowadzanego w ruch drgający zapomocą stosownego urządzenia (laboratorium w Berlinie i Dreźnie). Zastosowanie modeli mostów drgających znacznie zbliżyło warunki prób do rzeczywistych warunków pracy materiału, z tą jednak różnicą, że przegubowe ujęcie próbki usunęło dodatkowe naprężenia zginające w węzłach. Badania zapomocą pulsatora dostarczają bezpośrednio liczbowych wartości wytrzymałości na zmęczenie, natomiast używając mostów drgających uwzględnia się liczbę zmian siły obciążającej (cyklów), po której przekroczeniu następuje złom zmęczeniowy badanej próbki. Wyniki badań streszczają zajmujące artykuły: E. H. Schulza i H. Bucholtza p. t.: „Die Dauerfestigkeit von genieteten und geschweissten Verbindungen aus Baustahl St52” (Stahl u. Eisen 1933 r., str. 545) i G. Schapera p. t.: „Die Dauerfestigkeit der Schweissverbindungen” (VDI 1933 r., str. 556).

Badania nad zmęczeniem złącz nitowych potwierdziły wcześniejsze spostrzeżenia Grafa, że ich wytrzymałość zależy, między innymi, od wielkości naprężenia ścinającego w nitach, od wielkości nacisku na powierzchnię otworów nitowych oraz od materiału nitów **). Praktycznym wynikiem tych badań było zastosowanie na nity stali miększej (St34, St44), zamiast dawniej używanych nitów bardziej wytrzymałych, naprzykład ze stopowej stali niklowej. Nity ze stali niklowej, w której temperatura przemiany żelaza $\gamma \rightarrow \alpha$ leży w okresie ostygnięcia nitu, a więc po ukończeniu przekuwania zakówki, nie mogą (wydłużając się podczas tej przemiany) wywołać należytego docisku blach. Z tego powodu nie otrzymuje się odciążającego działania tarcia i obniża się wytrzymałość złącza wogóle, a na zmęczenie w szczególności.

W połączeniach spawanych używa się prócz szwów czołowych, które znoszą korzystnie obciążenia przemienne, również nakładek łączących lub usztywniających. Wytrzymałość na zmęczenie takich połączeń zależy od dobroci wykonania szwu, następnie od kształtu nakładki i sposobu jej przymocowania do blachy łączonej. Nieumiejętne zastosowanie nakładek (celem usztywnienia i wzmocnienia połączenia) wywiera często skutek wręcz przeciwny, to znaczy, osłabia wytrzymałość złącza. We wspomnianym artykule Schulza znajdują się pouczające tablice, które podają procentowy spadek wytrzymałości na obciążenia jednostronnie zmienne połączeń spawanych z nakładkami łączącymi lub usztywniającymi. Artykuł Schapera porównywa również wytrzymałość na zmęczenie rozmaitych połączeń spawanych. Porównania opierają się na wyznaczonej pulsatorem wytrzymałości na zmęczenie pod działaniem stałego obciążenia początkowego i zmiennego dodatkowego, albo na liczbie zmian kierunku działania siły obciążającej (badania zapomocą mostu drgającego). Wyniki tych badań zgadzają się z wynikami prac laboratorjum huty „Dobrej Nadziei”, ogłoszonymi niedawno przez prof. A. Thuma w artykule p. t.: „Dauerfestigkeit von Schweissverbindungen bei verschiedener Formgebung” (VDI, 1933 r., str. 493). Wspomniane prace uwzględniają również wytrzymałość na zmęczenie spawanych belek blaszanych, które zachowują się korzystniej wobec obciążeń przemiennych, aniżeli konstrukcje kratowe.

L. Eker.

*) A. Thum i W. Buchmann: „Dauerfestigkeit und Konstruktion”, Berlin 1932 r.

***) O. Graf: „Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung von Niet- und Schweissverbindungen”, Berlin 1931 r.

KONGRESY I ZJAZDY

XVI Międzynarodowy Kongres Żegluga w Brukseli.

We wrześniu 1935 roku zostanie zwołany do Brukseli XVI międzynarodowy kongres żegluga. Stałe Biuro Zarządu Związku Międzynarodowego Kongresów Żegluga rozesała w tych dniach swym członkom program prac kongresu, zapraszając ich do nadsyłania referatów, obejmujących następujące tematy:

I. Żegluga śródlądowa.

Zagadnienia:

1) Badania wpływu na ruch żegluga i na odporność brzegów oraz łożyska kanałów i rzek skanalizowanych: a) falowania i prądów podłużnych na stanowiskach kanałów, przy słuzach o znacznym spadku, w szczególności wywołanych szybkim napełnianiem lub opróżnianiem komór słuzowych; b) podnoszenia lub opadania zwierciadła wody wskutek wahań sztucznego lub naturalnego zasilania wodą lub pod działaniem wiatrów na długich stanowiskach. Środki zaradcze, wyniki doświadczeń, uzyskanych na modelach.

2) Regulowanie na stanowiskach wysokości spiętrzenia rzek skanalizowanych i odpływu poniżej ostatniego stopnia, a to przy wyzyskaniu lub niewyzyskaniu siły wodnej.

3) Regulacja rzek obwałowanych, swobodnie płynących, z punktu widzenia żegluga i ochrony gruntów nadbrzeżnych, — można omawiać także i doświadczenia uzyskane na modelach.

Komunikaty:

1) Kształt przekroju poprzecznego i rodzaj ubezpieczenia skarp kanałów i rzek skanalizowanych oraz swobodnie płynących pod względem odporności przeciwko niszczącemu działaniu fal w czasie holowania lub przejazdu statków z napędem własnym. Uzyskane wyniki w naturze lub na modelach.

2) Nowe konstrukcje jazów ruchomych, — najwyższe wymiary poszczególnych typów. Rozkład stałych i ruchomych części tych jazów i zasady, jakimi kierować się należy przy obsłudze, aby możliwie zmniejszyć przeciekanie.

3) Znaczenie dróg wodnych śródlądowych w ogólnej sieci komunikacyjnej kraju.

II. Żegluga morska.

Zagadnienia:

1) Kierunek budowli zewnętrznych, utrzymanie głębokości w portach na wybrzeżach piaszczystych i o charakterze limanów.

2) Konstrukcja tam morskich o ścianach pionowych. Skutki uderzenia fal, metody obliczenia i budowy. Wyniki doświadczeń.

Komunikaty:

1) Wymiary morskich budowli portowych, w szczególności słuz, pobrzeży doków warsztatowych, mostów stałych i ruchomych, szerokość i wysokość otworów przejazdowych, prześł i przekrój, głębokość oraz trasa dróg dojazdowych, mając na uwadze przypuszczalne w przyszłości wymiary wielkich parowców.

2) Pogłębiarki i inne mechanizmy o wielkiej mocy do usuwania skał, o napędzie parowym, elektrycznym lub spalinowym, wydajność, najwyższa głębokość i praca w czasie niepogody. Sposoby mierzenia materiału wydobytego, obliczanie kosztów własnych za 1 m³ tego materiału.

3) Nowsze przykłady fundowania pobrzeży i murów słuz na złem podłożu; wpływ poziomu wody gruntowej i jego wahań. Spostrzeżenia i wyniki:

a. k.

BIBLIOGRAFJA

Zagadnienie statystyki wypadkowej ze stanowiska akcji zapobiegawczej. Mazurkiewicz - Gruzewski. — Nakł. Instytutu Spraw Społecznych. („Sprawy bezpieczeństwa i higieny pracy”. Nr. 3). Warszawa 1933.

Stany Zjednoczone Am. Półn. pierwsze rozwinęły statystykę wypadków, pomyslaną jako podstawa akcji zapobiegawczej przeciwko rosnącej fali nieszczęśliwych wypadków przy pracy; za nimi dopiero poszła Europa, a wymieniona tu książka (oraz pierwszy Zjazd inżynierów bezpieczeństwa pracy) jest wyrazem zainteresowania się tą sprawą również w Polsce. Polska oddziedziczyła po zaborcach różne systemy zbierania danych odnośnie nieszczęśliwych wypadków przy pracy, dopiero pod wpływem ożywionego ruchu na terenie międzynarodowym (akcja Międzynarodowego Biura Pracy — sesja w Genewie w 1928 r.) Ministerstwo O. S. powołało do życia komisję (w r. 1931), celem reformy istniejących systemów zbierania danych w nowoczesny system statystyki wypadków, dostosowanej do wymagań M. B. P. i do potrzeb akcji zapobiegawczej.

Zadaniem akcji zapobiegawczej jest zmniejszanie prawdopodobieństwa stania się ofiarą przy wykonywaniu pracy zawodowej. Statystyka winna zatem klasyfikować wypadki według czynności zawodowych, działań gospodarki, przyczyn, następnie według rodzaju, miejsca i skutków poniesionego uszczerbku. Autorzy podają wzory matematyczne do obliczania częstotliwości i ciężkości wypadków. Są to nowe pojęcia, wprowadzone do statystyki wypadków w Ameryce.

W ostatnim rozdziale (III. Uwagi o organizacji statystyki wypadkowej) autorzy charakteryzują źródła i sposób zgłaszania materiałów o nieszczęśliwych wypadkach w Polsce. Zaznaczają przytem, że „najwięcej zastrzeżeń budzą materiały, pochodzące... od pracodawców... Zgłoszenia te bywają mocno tendencyjne, często przemilczają nieogodne dla pracodawcy, a istotne dla oceny wypadku okoliczności uboczne, jak np. niedostateczne oświetlenie miejsca wypadku, ciasnotę pomieszczenia...” (str. 87). Podają również schemat zgłoszenia normalnego, to jest takiego, jakiego wymagają przepisy Z. U. od Wypadków we Lwowie. Na końcu książki, w aneksach, podane są zalecenia M. B. Pracy, przykład szczegółowego podziału wypadków, projekt karty wypadkowej, słowem wskazówki, które zakłady mogą wyzyskać przy organizowaniu indywidualnych referatów statystycznych w poszczególnych przedsiębiorstwach.

A. B.

KRONIKA

Spożycie stali w r. 1932.

Zamieszczona obok tabela daje obraz zmian, jakie zaszły w spożyciu stali w dobie kryzysu. Cyfry oznaczają spożycie w kilogramach w przeliczeniu na 1 mieszkańca. Zamieszczone tu dane (różniące się nieco, od tych, które podaje nasz „Mały Rocznik Statystyczny”) wskazują na niesłychany spadek spożycia stali w czterech wysoko uprzemysłowionych krajach w ciągu trzech lat (1930—1932) światowego kryzysu. („Technik u. Wirtschaft” 1933).

Kraj	1928	1929	1930	1931	1932
Niemcy . . .	201	200	126	69	57
W. Brytania . . .	—	243	—	174	156
Francja . . .	—	—	216	165	122
St. Zj.	—	513	—	—	136

Port Gdyniński w cyfrach.

Prace, dokonane przy budowie portu w Gdyni, mogą być zobrazowane nast. cyframi: przy budowie portu zużyto 13 050 000 robotniko-godzin, przy budowie urządzeń portowych — ok. 3 000 000 rob.-godz. Zużyto cementu 800 000 t, żelaza 12 000 t, drzewa 40 000 m³, wyczerpano (do budowy basenu) ziemi 26 500 000 m³, wywożąc ją i zatapiając w morzu.

Obecnie port posiada: 8 600 m nabrzeży, 2 600 m łamaczy fal, 112 km torów kolejowych, 14,5 km dróg kołowych, 150 000 m³ powierzchni w składach i magazynach portowych, 51 dźwigów.

Obroty portu przekroczyły w r. ub. 6 milionów ton, wobec czego Gdynia osiągnęła pierwsze miejsce na Bałtyku, wyprzedzając wszystkie inne porty bałtyckie.

H. CEGIELSKI, Sp. Akc.

POZNAŃ

Adres telegr. Hacegielski.

Telefon Nr. 70-56.

Produkuje w swoich Zakładach:

Parowozy dla pociągów kurjerskich, osobowych i towarowych.

Wagony osobowe, restauracyjne, sypialne, pocztowe w nowoczesnym całostalowym wykonaniu.

Wagony towarowe: węglarki, platformy, chłodnie, cysterny do transportu kwasów i gazów.

Kotły parowe do największych wymiarów, najwyższych używanych ciśnień, przegrzewu pary, do opał węglem, pyłem węglowym lub gazami.

Kotły parowe opromieniowane „Lopulco”.

Ekonomizery pat. „Stierle” i ogrzewacze powietrza. Ruszty mechaniczne przystosowane do palenia miałem węglowym.

Lokomobile parowe przewoźne i stacyjne dla celów rolniczych i przemysłowych do 350 KM.

Zbiorniki do gazów o zamknięciu wodnym i suchym (Pat. Klönne). Zbiorniki do płynów.

Wieże antenowe i radjonadawcze,

Urządzenia transportowe, suwnice, podnośniki i przenośniki stałe i przewoźne, urządzenia do masowego transportu.

Aparatura dla Przemysłu Chemicznego, specjalnie przemysłu związków azotowych, suchej destylacji i ekstrakcji drzewa i węgla, prochowni, gazowni. Wyłączna licencja f-y „Barbet” Paryż, obejmująca destylację i rektyfikację alkoholu, benzolu, ropy ziemnej i t. p.

Kompletne instalacje dla cukrowni, rafinerji cukru, gorzelni, rektyfikacji i syropiarni.

Nowoczesne piece wapienne.

Suszarnie bębnowe do wytlóków na gazy kominowe.

Urządzenia sanitarne (sterylizatory, komory dezynfekcyjne i t. p.).

Specjalne precyzyjne wyroby mechaniczne.

25

SP. AKC. J. JOHN W ŁODZI

WYKONYWA W ODDZIELE WALCÓW:

WALCE MŁYŃSKIE w stanie półgotowym i gotowym wraz z rowkowaniem,

KOŁA ZĘBATE specjalne do walców z zębami prostymi i skośnymi,

ŁOŻYSKA i kompletne przystawki napędowe do **ELEWATORÓW**

WALCE HUTNICZE żeliwne twarde.

APARATY, KOTŁY i MISY z żeliwa ługo- kwaso- i ognioodpornego.

BIURA WŁASNE:

WARSZAWA, POZNAŃ, KRAKÓW, LWÓW, GDAŃSK, KATOWICE

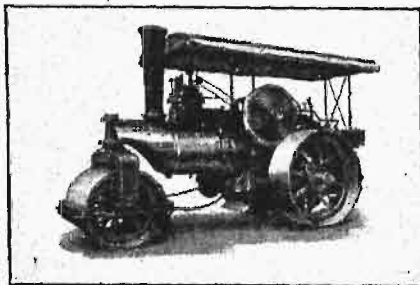
7

WARSZAWSKA SPÓŁKA AKCYJNA BUDOWY PAROWOZÓW

WARSZAWA, KOLEJOWA Nr. 57.

TELEFONY: 268-60, 511-61

Adres telegr. LOKOMOT, Warszawa



PAROWOZY normalno- i wąskotorowe.
 WAGONY MOTOROWE normalno- i wąskotorowe.
 HAMULCE samoczynne kolejowe.
 URZĄDZENIA ZABEZPIECZAJĄCE i sygnały kolejowe.
 KOTŁY PAROWE, różnych typów dla instalacji stałych i okrętowe
 ZASOBNIKI CIEPLNE, zbiorniki, cysterny i t. p.
 HYDROFORY i urządzenia wodociągowe.
 WALCE DROGOWE.
 SILNIKI DIESLA najnowszego typu dla instalacji stałych i trakcyjne

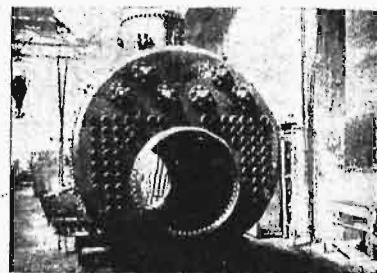
SILNIKO-SPRĘŻARKI bezkorbowe, stałe i przewoźne.

DŹWIGI, ŻÓRAWIE i wszelkie urządzenia transportowe.

Kompletne instalacje przemiałowe z młynami „HURAGAN“ dla przemiatu zbóż i wszelkich materiałów.

CZĘŚCI KUTE I PRASOWANE ORAZ WSZELKIE ROBOTY KOTLARSKIE.

URZĄDZENIA DLA ZWIĘKSZENIA MOCY silników Diesla o 25% przez doładowanie dynamiczne syst. WIBU.



Kosztorysy i porady techniczne bezpłatnie

KALENDARZ SPAWALNICZY Nr. 4 na rok 1934

wydany przez Sp. Akc. „PERUN“

zawiera pracę o

CIĘCIU METALI ZAPOMOCA TLENU

TREŚĆ: **Wiadomości ogólne:** Podstawy naukowe cięcia zapomocą tlenu. Przebieg operacji. Granice cięcia. Cięcie stali stopowych. **Urządzenia.** Opis instalacji. Palniki. Przybory. Kończówki specjalne. Palniki do cięcia wielkich grubości. Konserwacja. **Technika cięcia.** Dobór wymiaru dyszy, ciśnienia tlenu i szybkości posuwu do grubości cięcia. Regulacja płomienia. Najpospolitsze błędy wykonania. Cięcie grubych bloków. **Cięcie na złom.** Rozbiórka konstrukcji żelaznych. Cięcie na złom na kolejach. Rozbiórka okrętów i statków. Cięcie sprzętu wojennego. Usuwanie szyn tramwajowych. **Cięcie w hutnictwie.** Usuwanie nadlewki. Cięcie grubych bloków. Zastosowanie tlenu w produkcji stali. Usuwanie wad powierzchni. na wlewkach. **Obróbka zapomocą palnika.** Palnik do cięcia w kotlarstwie i konstrukcjach stalowych. **Przyrządy ułatwiające cięcie.** Cięcie maszynowe. Zalety cięcia maszynowego zapomocą tlenu: Zastosowanie maszyny do cięcia (przykłady). Wpływ cięcia na strukturę stali. **Maszyny do cięcia tlenem.** Opis. Przybory. Obsługa. Technika cięcia. Wzorce. **Cięcie żelwa.** Cięcie pod wodą.

Jest to pierwsza i jedyna publikacja w literaturze technicznej świata, obejmująca całość zagadnienia. 200 str. 138 rys.

PP. Profesorowie Wyższych i Średnich Szkół Technicznych oraz Inżynierowie, pracujący w przemyśle zainteresowanym mogą otrzymać **Kalendarz Nr. 4** **bezpłatnie!**

W celu ustalenia nakładu uprasza się zgłoszenia piśmienne, z podaniem zajmowanego stanowiska, kierować p. b. **Sp. Akc. „PERUN“, Warszawa, ul. Mazowiecka 7,** do dnia 20 lutego r. b.