

TREŚĆ: Prof. Dr. J. Łopuszański: Mechaniczne przygotowanie zaczynu betonowego. — Prof. St. Bryła: Najwyższy stółowy budynek szkieletowy w Polsce. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Sprawy Towarzystwa.

Prof. Dr. Jan Łopuszański.

Mechaniczne przygotowanie zaczynu betonowego.

Przed trzydziestu mniej więcej laty zaczęto na większą skalę używać mieszarek do wyrobu betonu. Mieszanie ręczne, pierwotnie wyłącznie stosowane, zostało wskutek tego, z biegiem czasu, prawie zupełnie wyparte przez mechaniczne; obecnie miesza się ręcznie tylko wyjątkowo, nieznaczne ilości zaczynu, dla których instalacja mieszarki jest albo za droga, albo zabiera zbyt wiele czasu.

Mimo szerokiego rozpowszechnienia mieszarek od czuwa się w literaturze technologii betonu brak jasnych i niedwuznacznych wskazań, dotyczących tak budowy jak i sposobu ich użytkowania. Nie wyjaśnionym był również dostatecznie aż do ostatnich czasów wpływ sposobu mieszania na jakość i wytrzymałość betonu, a zatem szereg spraw o doniosłym znaczeniu praktycznym, tak dla projektodawcy jak i wykonawcy budowli betonowych.

W obecnej literaturze technologii betonu spotyka się najwięcej wskazań — zresztą dość ogólnych — dotyczących wpływu czasu mieszania na wytrzymałość betonu. Z pośród nich zasługują na uwagę w pierwszym rzędzie dawniejsze amerykańskie Garry'ego, oraz Huty Sonthofen i Huesera. Garry zwrócił ponadto pierwszy uwagę w swych interesujących badaniach, na wpływ ilości obrotów mieszadła wzgl. bębna mieszarki na wytrzymałość betonu, ustalając na podstawie szeregu doświadczeń i pomiarów ilość 20 obrotów na minutę za najodpowiedniejszą dla betonu narazonego na rozciąganie, a 50 obr./m. na ściskanie. Badania zaś Sonthofeńskie nad mieszarkami chwytowymi (Zwangsmischer), okazały znowu w sposób niewątpliwy wystarczalność 1 minutowego mieszania zaczynu betonowego. Praktycznie rzecz biorąc otrzymuje się beton już o tej samej wytrzymałości, co po upływie 2 wzgl. 3 minut, a zatem mieszanie dłuższe nad 1 minutę jest technicznie bezcelowe, a gospodarczo nieekonomiczne.

Skrupulatne badania Huesera wykazały natomiast zależność wzrostu wytrzymałości betonu wraz z wartością stosunku czasu mieszania „na mokro” i „sucho”, a późniejsze szczegółowe badania Mahir'a stwierdziły ponadto, że nietylko czas mieszania, ale i ilość obrotów mieszadła wpływa na wytrzymałość betonu.

Wreszcie rozległe doświadczenia, przeprowadzone w r. 1918 w Chicago, przez znakomitego badacza amerykańskiego prof. Duff - Abrams'a, twórcy właściwej technologii betonu, wyjaśniły nietylko wiele zjawisk powszechnie znanych, a niedostatecznie rozumianych, ale także dorzuciły szereg nowych szczegółów, ważnych i interesujących technicznie, do badań dotychczasowych nad wyrobem betonu.

Doświadczenia Duff - Abrams'a stwierdziły więc przedewszystkiem nieznaczny wzrost wytrzymałości przy mieszaniu dłuższym nad 60 wzgl. 90 sekund, okazując równocześnie wyższą wrażliwość betonu sypkiego na czas mieszania jak płynnego. Stwierdziły dalej, że betony chude, oraz zawierające piasek miałki, wymagają naogół dokładniejszego, dłuższego czasu mieszania jak tłuste, lub zawierające piasek normalny. Poważnym natomiast brakiem tych rozległych i interesujących doświadczeń było ograniczenie ich wyłącznie do jednego typu mieszarki wolno - spadkowej, syst. Smitha, rozpowszechnionej podówczas szeroko w Ameryce.

Coraz to szersze i wszechstronniejsze stosowanie betonu we wszystkich bez wyjątku działach budownictwa,

a w szczególności do budowy dróg, skłoniło w ostatnich latach (1929—1930) szereg badaczy amerykańskich, jak Harrison'a, Gonnermann'a i Woodworth'a do ponownego rozpatrzenia związku między czasem mieszania, a jakością i wytrzymałością betonu. Doświadczenia Harrisona potwierdziły w zupełności wnioski Duff - Abrams'a, podczas gdy badania dwu dalszych badaczy, poświęcone zaczynowi betonowemu, tężącemu, a odzyskującemu pierwotną konsystencję pod wpływem dodatku świeżej wody i wtórnego mieszania, stwierdziły znowu w sposób niewątpliwy, że beton powstały z takiego zaczynu, nie posiada już wytrzymałości normalnej, a zatem nie nadaje się do budowy. Wreszcie doświadczenia amerykańskiego Talbot'a nad nawodnieniem zaczynu okazały, że wodę należy wprowadzać w bęben mieszarki przed kruszywem.

Nie skoordynowane dotychczas wyniki doświadczeń nad mechanicznym sporządzeniem zaczynu betonowego, a w szczególności nad sposobem i kolejnością mieszania składników, dały wreszcie impuls profesorom Garbotz'owi i Graf'owi do szeregu nowych doświadczeń przeprowadzonych w Berlinie w roku 1928 w skali dotychczas niespotykanej. Doświadczenia przeprowadzone nad mieszarkami wszelkich znanych typów i systemów, wyróżniają się już choćby tylko z tego powodu dodatnio, od wszystkich poprzednich, czy to dawniejszych amerykańskich np. Duff - Abrams'a, czy też nowszych niemieckich np. Kleinlogel'a, ograniczonych, tak jednych jak i drugich do jednego specjalnego typu mieszarki.

Doświadczenia wyżej wzmiankowanych profesorów, znanych badaczy w dziale technologii betonu, subwencjonowane poważnymi datkami pieniężnymi i świadczeniami w naturze, nietylko przez zainteresowane sfery przemysłowe, ale także i przez pruskie Min. Kultury, oraz niemieckie Państwowe Kuratorjum dla popierania nauki, jak też i szereg instytucji naukowych i fachowych, przyczyniły się niewątpliwie i to w sposób b. poważny, do wyjaśnienia całego szeregu problemów, związanych organicznie z mechanicznym sporządzeniem zaczynu betonowego. Wyniki tychże, opublikowane w roku 1931 w pracy p. t. „Leistungsversuche an Mischmaschinen“, oparto na systematycznych badaniach przeszło tysiąca rozmaitych zaczynów, sporządzonych na mieszarkach różnych typów i wielkości, a poddanych około 5.000 próbom wytrzymałości. Obszerny zaś program tych doświadczeń objął przedewszystkiem szereg tych zagadnień aktualnych, które wysuwa na plan pierwszy codzienna praktyka budowlana.

Z pośród licznych, o pierwszorzędnym znaczeniu dla techniki budowlanej, zajęto się przedewszystkiem:

1. możliwością produkcji na mieszarkach zaczynów o dowolnej konsystencji;
2. najkrótszym dopuszczalnym czasem mieszania;
3. wartością mieszania na sucho pod względem technicznym i gospodarczym;
4. zależnością jakości betonu od pojemności (wielkości) mieszarki;
5. wpływem ilości obrotów i miary napełnienia bębna na stopień wymieszania;
6. wpływem domieszek gliniastych kruszywa na czas mieszania i wytrzymałość betonu;

7. wpływem kolejności wprowadzenia poszczególnych składników betonowych w bęben mieszarki na stopień wymieszania;

8. wpływem dokładności odmiaru wody w mieszarkach na jakość betonu;

9. zależnością czasu mieszania od typu i wielkości mieszarki;

10. ilością energii zużytej na mieszanie i wreszcie

11. oceną mieszarek pod względem techniczno-ruchowym na podstawie ciężaru mieszarki, łatwości dowozu surowca, i odwozu zaczynu, obsługi i kontroli, a wreszcie konstrukcyjnych zalet tak całości mechanizmu mieszarki, jak i poszczególnych jej części składowych.

Dla uzyskania zaś należytego materiału porównawczego dla zaczynów pochodzących z rozmaitych typów i różnej wielkości mieszarek, oznaczono nietylko poszczególne składniki zaczynów wagowo, ale ujednostajniono także całą manipulację do ostatecznych granic. Mierzono zatem, posługując się stale przy obsłudze mieszarek tą samą załogą, nietylko czas mieszania i ilość zużytej energii, zwracając równocześnie uwagę na niezmienny sposób formowania oraz przechowania kostek próbnych, ale przestrzegano również ściśle, jednolitego badania wytrzymałości.

Doświadczeniami objęto 30 mieszarek różnych systemów, dostarczonych przez wytwórców, o pojemnościach użytkowych 150 i 500 l, zasilanych w surowiec automatycznie wyciągami materiałowymi, a oddających zaczyn albo wprost w wózki kolebkowe o pojemności $\frac{3}{4} m^3$ (przy mieszarkach o pojemn. użytkowej 500 l), albo w taczki syst. Ransome (przy pojemn. 150 l). Schemat ustawienia mieszarki przedstawiono na rys. 1.

Doświadczenia przeprowadzono z czterech rodzajami betonu o różnych konsystencjach i rozmaitych zawartościach cementu, a mianowicie: betonu o 400 kg cementu w m^3 przy konsystencji wysoko plastycznej, 300 kg/m^3 i nisko plastycznej, 180 kg/m^3 i płynnej, oraz 150 kg/m^3 i sypkiej. Betony te zależne od sposobu użytkowania będziemy nazywać w dalszym ciągu krótko: betonem drogowym, żelazo-betonem, płynnym i sypkim. Szczegółowy skład ich zaczynów 500 i 150 l ustalono następująco:

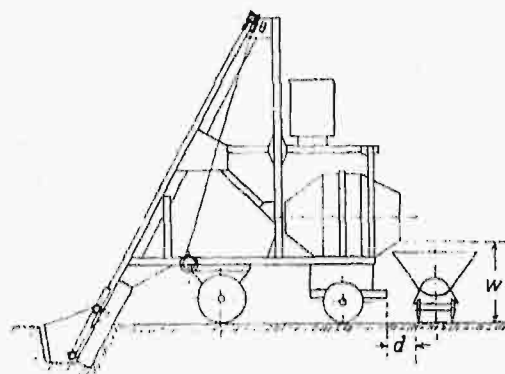
Zestawienie wagowe składników
przy pojemności mieszarki.

500 l

Składniki:	Zawartość cementu w kg/m^3 betonu			
	400	300	180	150
	kg	kg	kg	kg
Piasek	250	340	338	370
Tłuczeń	380	340	338	370
Cement norm. port.	125	103	70	58
Woda, % wody w stosunku do kruszywa + cement	9,75%	8,94%	10,3%	5,75%
Spółcz. wodocementowy	0,53	0,68	1,10	0,794
150 l				
Piasek	75	102	—	111
Tłuczeń	114	102	—	111
Cement	37,5	31	—	17,5
Woda	—	21	—	—

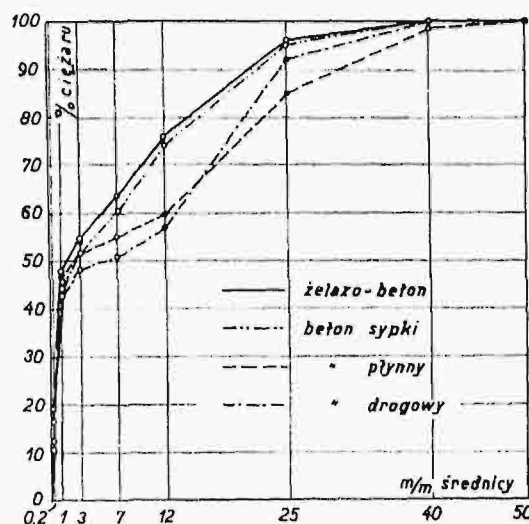
Ponadto przestrzegano również i niezmienności krzywej przesiewu kruszywa podczas doświadczeń pamiętając, że dokładność wymieszania zależy w dużym stopniu

od granulacji kruszywa, a trudność wzrasta wraz z stopniem dyspersji. Krzywe przesiewu kruszywa dające wy-



Rys. 1.

gląd tegoż dyspersję uwidacznia rys. 2., przyczem zauważa się, że średnica ziarna tłucznia wahała się w betonie płynnym od 5 do 50 mm, w pozostałych zaś gatunkach od 5 do 35 mm.



Rys. 2.

Krzywe przesiewu dla 4 badanych gatunków betonu.

Próby wytrzymałości odbywały się z reguły po upływie 28 dni na kostkach o boku 20 cm, przy zachowaniu wszelkich przepisów normujących tak samo sporządzenie, jak i przechowanie kostek próbnych. Zwracano również uwagę na jakość wyprodukowanego betonu w mieszarkach o różnej pojemności tego samego typu, ze względu na dawniejsze doświadczenia, wedle których beton z mieszarek o dużej pojemności uważano za gatunkowo wyższy.

Doświadczenia przeprowadzono stosując trzy sposoby mieszania, a to: rozpowszechniony w Europie, polegający 1. na mieszanii „na sucho“ i „na mokro“, 2. wyłącznie „na mokro“, przy którym woda dostaje się w bęben mieszarki równocześnie z kruszywem i wreszcie 3. stosowany obecnie w Ameryce, przy którym wprowadza się kruszywo w bęben napełniony już odpowiednią dawką wody, właściwą dla danego zaczynu.

Przy pierwszym sposobie trwał czas mieszania: 10+35, 20+55, 40+75, 80+100 sek.; przy drugim i trzecim 35, 55, 75, 100 i 120 sek.

Podczas badań zwracano ponadto uwagę na: 1. funkcjonowanie urządzeń odmierających wodę zaczynową, 2. szczelność bębnow mieszarek, oraz 3. wszelkie te czynniki, które mają lub mogą mieć wpływ na wielkość wskaźnika wodocementowego. Niepominięto również oceny wpływu kolejności, w jakiej poszczególne składniki kru-

szywa, dostają się w bęben mieszarki, a więc stosowano obok zwykłego następstwa: piasek, cement, tłuczeń, również i odwrotną kolejność tychże wprowadzenia. W badaniach nad wpływem zanieczyszczenia kruszywa 5 i 10% dodatkiem gliny na jakość betonu, ograniczono się natomiast do betonu mieszarek 150 l.

Rezultaty tych obszernych i rzeczywiście w sposób naukowy przeprowadzonych badań i doświadczeń, podzielone na dwie grupy: betonową i maszynową, dadzą się zresumować następująco:

a) grupa betonowa:

1. czas mieszania.

W sposób niewątpliwy stwierdzono przedewszystkiem, że wytrzymałość betonu nie wzrasta wraz z czasem, a zatem i pracą mieszania. Wprawdzie u niektórych mieszarek stwierdzono pewien nieznaczny wzrost wytrzymałości przy dłuższym mieszaniu, zgodny zresztą i z dawniejszemi wynikami Abrams'a, ale wzrost ten, zwłaszcza w betonach chudych — jest tak nieznaczny, że gospodarczo przedłużanie czasu mieszania nie jest wskazane; stosowania zatem mieszania 3 a nawet 5 minutowego, jako niczem nieuzasadnionego, należy bezwzględnie jako nieekonomicznego zaniechać.

Stwierdzają to zresztą w sposób niewątpliwy wyniki badań nad 3-ma mieszarkami chwytowymi, 8-miu wolno-spadowymi o pojemności 500 l i 4-ma chwytowymi o pojemn. 150 l w poniższem zestawieniu.

Beton z 3 miesz. chwytowych o pojemności 500 l.

Czas. miesz. w sek.	35	45	75	120	180
Wytrzymałość na ściskanie w kg/cm^2					
beton drogowy	—	316	322	322	341
żelazo-beton	—	171	195	192	—
beton sypki	91	105	103	106	—

Beton z 8 miesz. wolno-spadowych o pojemn. 500 l.

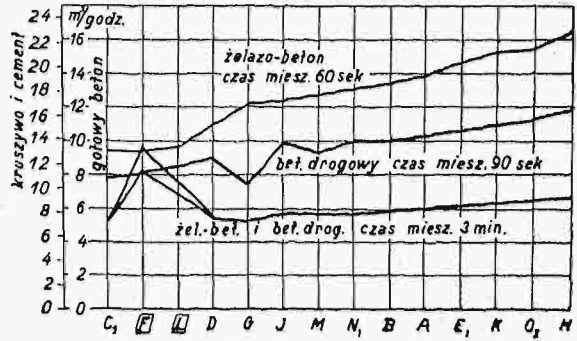
Czas mieszania	35	45/55	75	120	180
beton drogowy	—	274	306	312	324
żelazo-beton	170	174	182	187	—
beton sypki	95	100	108	107	—

Beton z 4 miesz. chwytowych o pojemn. 150 l.

Czas mieszania	35	55	75	100	120
beton drogowy	286	298	307	304	308
żelazo-beton	172	170	161	—	—
beton sypki	95	93	102	—	—

Po przekroczeniu czasu 55 sek. wzrost wytrzymałości jest już wolny i przeważnie bez znaczenia konstrukcyjnego; potwierdzają zaś ten wniosek doświadczenia zrobione z wszystkimi bez wyjątku systemami mieszarek. Można przyjąć zatem za pewnik, że przy czasie mieszania 60 sek. osiąga się nawet przy kruszywie drobnem, o znacznych zawartościach miazgu, rezultaty ze wszech miar zadowalające; jedynie dla betonu drogowego wypada zwiększyć czas mieszania do 90 sek. Ograniczenie czasu mieszania do 60 wzgl. 90 sek. przy tłustych betonach, jest i z tego względu wskazane, że w pewnych typach mieszarek, przy dłuższem mieszaniu, występuje obniżenie wytrzymałości, wskutek odmieszania, t. j. usegregowania się składników betonu wedle średnicy ziarna i ciężaru gatunkowego.

Jakie zaś gospodarcze korzyści przynosi proponowany skrót czasu mieszania obrazują znowu dwa poniżej

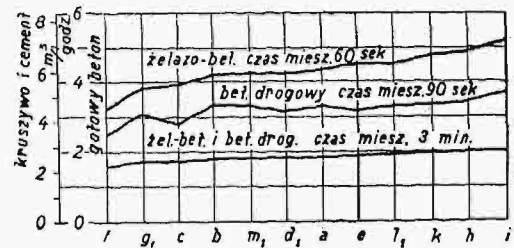


Rys. 3.

Teoretyczna wydajność mieszarek 500 l w $m^3/godz.$

Uwaga: litery bez wskaźników oznaczają mieszarki wolno-spadowe, ze wskaźnikami chwytowe, w klamrach ciągle.

umieszczone dajagramy dla mieszarek różnych systemów o pojemnościach 500 i 150 l (rys. 3 i 4), uwidaczniające

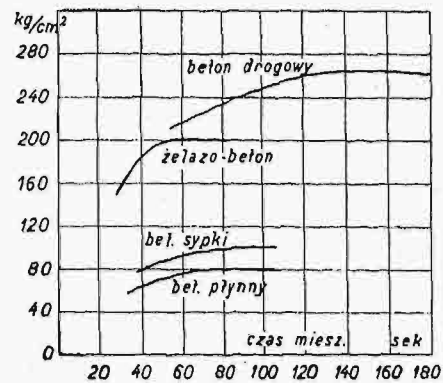


Rys. 4.

Teoretyczna wydajność mieszarek 150 l w $m^3/godz.$

Uwaga: litery bez wskaźników oznaczają mieszarki wolno-spadowe, ze wskaźnikami, chwytowe.

nie tylko czas mieszania, ale także napełnienia i wypróżnienia bębna, który to ostatni bywa różny dla rozmaitych rodzajów betonu.



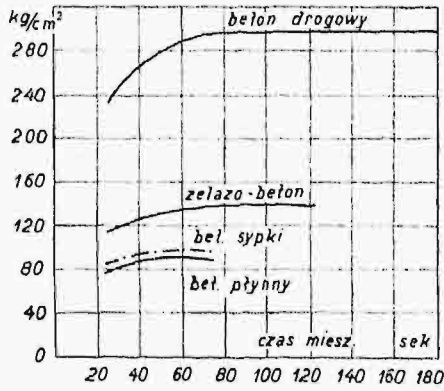
Rys. 5.

Związek między wytrzymałością betonu a czasem mieszania zaczynają; mieszarka wolno-spadowa o pojemności 500 l.

Jak nieznacznie obniża zaś wytrzymałość betonu redukcja czasu mieszania z 75 i 120 sek. na 60 wzgl. 90 sek. widocznem jest z wykresów na rys. 5, 6 i 7.

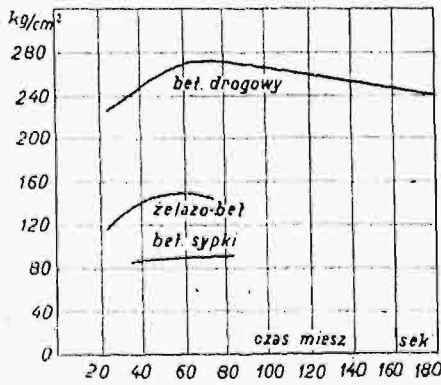
Na podstawie tychże dochodzimy wprost do wniosku, że bez szkody dla jakości betonu można skrócić czas mieszania w wielu wypadkach jeszcze o 20 do 25%; co pozwala znowu zaoszczędzić 15—20% energii zużytej na mieszanie. Dla betonu płynnego, stosunkowo chudego, zniżyć można czas mieszania do 40 sek.; przy dłuższem czasie żadna z mieszarek, bez względu na system, nie daje betonu o wyższej wytrzymałości. Mieszanie betonu płyn-

nego przeprowadzić można z równym skutkiem na mieszarkach dowolnych typów i systemów.



Rys. 6.

Związek między wytrzymałością betonu a czasem mieszania zaczynu; mieszarka chwytłowa o pojemn. 150 l.



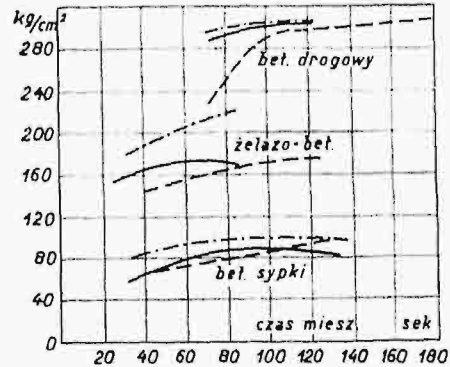
Rys. 7.

Związek między wytrzymałością betonu a czasem mieszania zaczynu. Mieszarka wolno-spadowa, 150 l.

2. Nawodnienie zaczynu betonowego.

Nie mniej czasu i uwagi poświęcono nawodnieniu zaczynu betonowego dochodząc do wielu ciekawych i wprost nieoczekiwanych wyników. Badania rozpoczęto od oznaczenia właściwego momentu wprowadzenia wody w bęben mieszarki. Dawniej przestrzegana zasada przy ręcznym mieszaniu, zalecająca po 3-krotnym przemieszczeniu kruszywa „na sucho” i tyleż krotne „na mokro”, przeniesiona na mieszarki, okazała się z gruntu fałszywą. Doświadczenia stwierdziły, że czas przeznaczony na mieszanie „na sucho”, jest po prostu straconym. Dlatego też w Ameryce miesza się beton już od dawna tylko „na mokro”, wprowadzając wodę w bęben przed kruszywem. Dla stwierdzenia czy system amerykański jest racjonalny, przeprowadzono porównawcze doświadczenia z różną kolejnością wprowadzenia wody w bęben mieszarki. I tak: 1. po przemieszaniu kruszywa z cementem na sucho, 2. równocześnie z kruszywem i cementem i 3. przed wprowadzeniem składników stałych. Rezultaty tych doświadczeń przedstawia diagram na rys. 8, z którego wynika jasno, że wodę należy wprowadzić albo równocześnie, albo nawet przed kruszywem, a unikać u nas rozpowszechnionego mieszania „na sucho”. Ponadto system amerykański ma i tę dobrą stronę, że chroni bęben i mieszadła mieszarki przed skorupą cementową, trudną do usunięcia, a pomniejszającą wydajność mieszarki przy równoczesnym wzroście zużycia energii; plagi kurzu nie usuwa wprawdzie mieszanie „na mokro”, zmniejsza ją jednak wbitnie, a zatem ułatwia i uzdrawnia ciężką pracę przy obsłudze mieszarki.

Należyte odmierzenie wody, równoznaczne z utrzymaniem stałego współczynnika wodo-cementowego, ważne jak wiadomo — ze względu na wytrzymałość betonu, wymaga urządzeń dobrze przemyślanych i precyzyjnie funkcjonujących. Urządzenia te winne działać automa-



Kolejność doprowadzenia wody do bębna

- po przemieszaniu kruszywa na sucho.
- równocześnie z kruszywem.
- przed kruszywem.

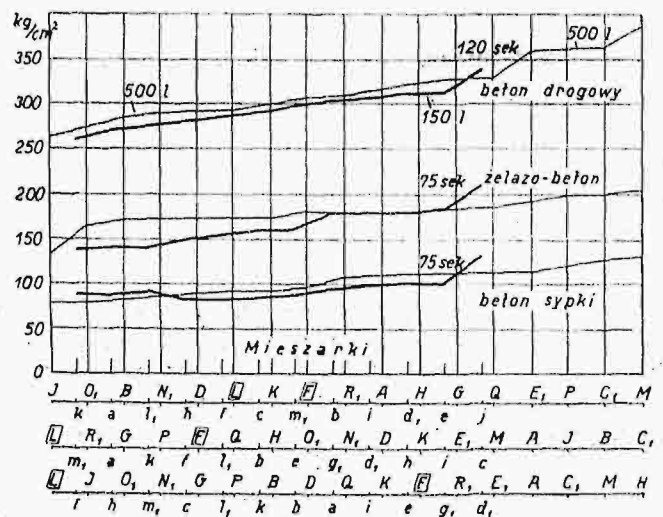
Rys. 8.

Zależność wytrzymałości betonu od sposobu doprowadzenia wody do bębna mieszarki.

tycznie, aby uniezależnić zaczyn od wszelkich wpływów obsługi, a przede wszystkim ustalania konsystencji „na oko”. Odechyłki od ustalonej wielkości dawki wody zaczynu nie powinny z reguły przekraczać 1—5%; stosowane w Ameryce wagi cementowo-wodne są w naszych stosunkach budowlanych jeszcze urządzeniami przedwczesnymi, ze względu na skomplikowaną obsługę, jak to okazało się w Wapienicy podczas budowy przegrody.

3. Wpływ systemu mieszarek na jakość betonu.

Na pytanie, który typ mieszarki najlepiej odpowiada celom budowlanym, którym osiąga się beton o najlepszej jakości i najwyższej wytrzymałości, nie dano odpowiedzi. z łatwo zrozumiałych względów lojalności wobec konstruktorów i fabrykantów. W protokołach nie wyszczególniano zatem pochodzenia mieszarki, oznaczanych kluczem zachowanym w tajemnicy, poprzostając na dy-



Rys. 9.

Wytrzymałość uzyskana przy stosowaniu mieszarek różnych typów i pojemności.

skretnem uwiadomieniu fabrykantów o dostrzeżonych błędach. Błędy te niewątpliwie usunięto, w dobrze zrozumiałym własnym interesie, w najbliższych serjach pro-

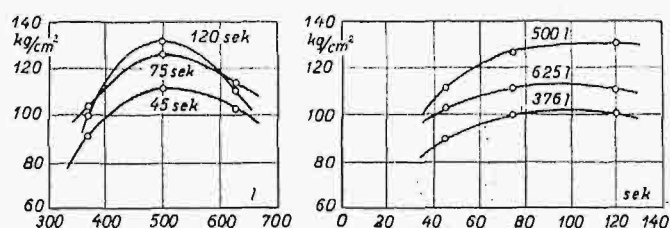
dukowanych mieszarek, co znowu przyczyniło się do podniesienia poziomu niemieckich fabrykatów. Należy jednak na tem miejscu podnieść, że wszechstronna, gruntowna ocena mieszarek jest trudna, jako zależna od bardzo wielu różnorodnych, a często trudno uchwytnych czynników.

Przy ocenie należy bowiem brać pod uwagę w równej mierze nie tylko wytrzymałość betonu, ale także i sposób funkcjonowania poszczególnych urządzeń, czas mieszania oraz ilość energii na ten cel zużytej, wydajność mieszarki, miarę zużycia maszyny, względy ruchowe, a wreszcie i cenę proporcjonalną do ciężaru własnego mieszarki. Zdając sobie jasno sprawę z tych licznych trudności, ograniczono się tylko do stwierdzenia, że beton pochodzący z mieszarek o większej pojemności, jest gatunkowo wyższy od betonu sporządzonego w małych, potwierdzono zatem prawdziwość dawniejszych spostrzeżeń. Trudności, jakie się natrafia przy ocenie mieszarek, uzmysławia dobrze diagram wytrzymałości różnych rodzajów betonu (rys. 9), uzyskanych na mieszarkach rozmaitych typów i wielkości; jak widać jedna i ta sama mieszarka, daje rezultaty różne dla rozmaitych gatunków betonu, dając to najwyższą, to znowu minimalną lub zaledwie przeciętną wytrzymałość.

b) Grupa maszynowa.

1. Pojemność bębna.

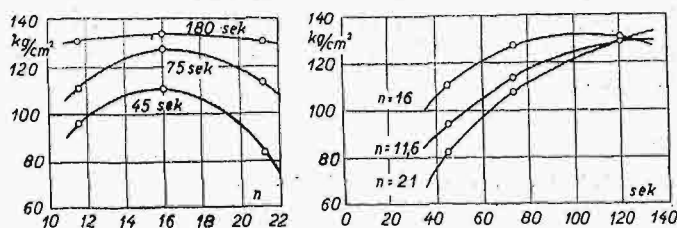
Badano tu przede wszystkim stosunek napełnienia normalnego do właściwej pojemności bębna, oraz wpływ ilości obrotów mieszadła wzgl. bębna na jakość betonu, przy równoczesnych pomiarach energii zużytej na mieszanie, doprowadzenie surowca i odprowadzenie zaczynu z mieszarki. Badania nad stosunkiem normalnego napełnienia bębna do tegoż faktycznej pojemności okazały, że wartość tego stosunku winna wynosić dla dużych, normalnie funkcjonujących mieszarek, około 0,8, dla małych około 1,00, przyczem pod właściwą pojemnością bębna rozumieć należy objętość wody, którą zdoła utrzymać faktycznie przez czas dłuższy. Diagramy na rys. 10 i 11 okazują poważny wpływ tego stosunku na jakość, a zatem i wytrzymałość betonu.



Rys. 10 i 11.

Związek między wytrzymałością żelazo-betonu a stopniem wypełnienia bębna.

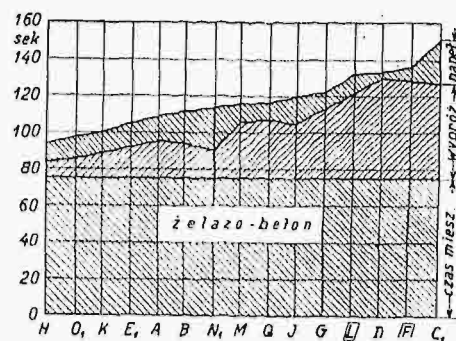
Doświadczenia berlińskie okazały również, że dla jakości betonu jest ważnym zachowanie właściwej dla każdej mieszarki ilości obrotów bębna wzgl. mieszadła i związanego z tem pośrednio czasu mieszania; stwierdzono tu



Rys. 12 i 13.

Związek między wytrzymałością żelazo-betonu a ilością obrotów bębna wzgl. mieszadła mieszarki.

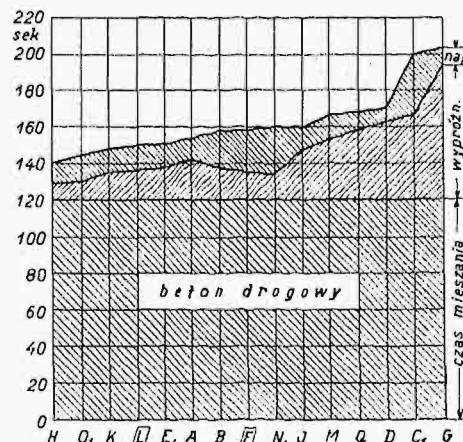
poraz pierwszy w sposób niewątpliwy, że czasu mieszania nie można skrócić przez zwiększenie ilości obrotów (rys. 12 i 13).



Rys. 14.

Czasy pracy mieszarki 500 l przy napełnieniu, wypróżnieniu i mieszaniu.

Diagramy na rys. 14 i 15 okazują znowu zależność czasu napełnienia i wypróżnienia mieszarki od rodzaju betonu, a niezależność od czasu mieszania. Porównując czas wypróżnienia rozmaitych mieszarek między sobą,



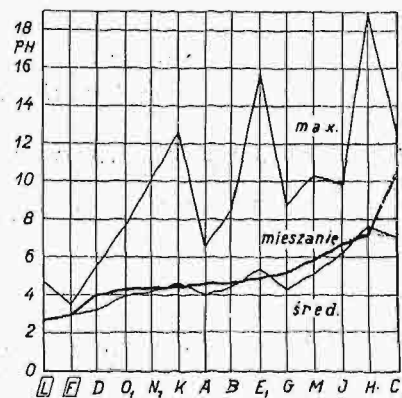
Rys. 15.

Czasy pracy mieszarki przy napełnieniu, wypróżnieniu i mieszaniu.

dochodzi się do wniosku, że można go skrócić o 15 do 20 sek., co daje przy 60 sek. mieszania, oszczędzenie na czasie 20 wzgl. 30%. Czas napełnienia jest z reguły dłuższy u dużych mieszarek ze względu na wyższe położenie bębna.

2. Zużycie energii przy przygotowaniu zaczynu.

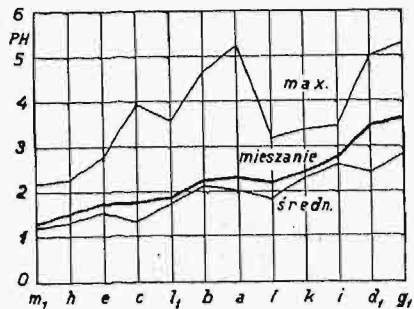
Wprawdzie koszt energii, zużytej na popęd mieszarki są w stosunku do ceny materiałów nieznaczne



Rys. 16.

Srednia i najwyższa moc silnika przy mieszaniu zaczynu żelazo-betonu na mieszarce o pojemności 500 l.

i nie przenoszą z reguły 0,5 do 1,0% kosztów betonu, to jednak znajomość mocy maksymalnej i średniej, z jaką pracuje silnik mieszarki, daje dopiero możliwość oceny mieszarki pod względem konstrukcyjnym; za właściwą i celową uważa się zaś tę konstrukcję, która pozwala na pracę przy stałej mocy, lub tylko nieznacznych jej waha- niach podczas poszczególnych faz pracy. Na dżagramach rys. 16 i 17, podano moc maksymalną i średnią rozmai-

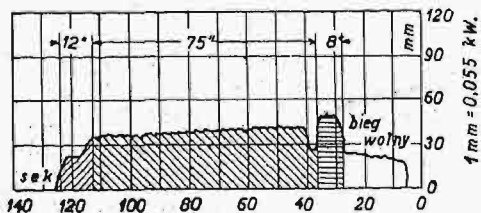


Rys. 17.

Średnia i najwyższa moc silnika przy mieszaniu zaczynu żelazo- betonu u mieszarek 150 l.

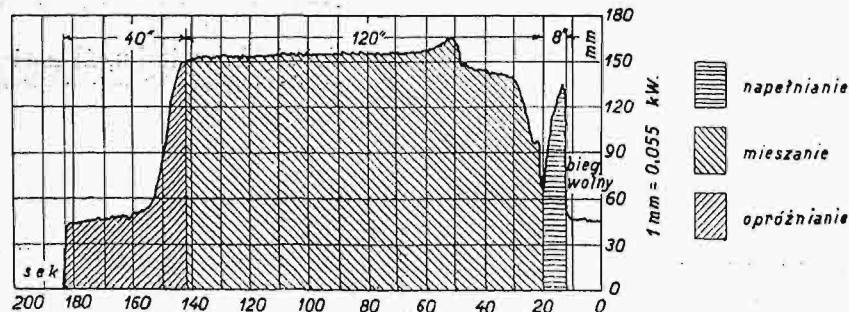
tych mieszarek 500 i 150 l, przy wyrobie zaczynu żelazo- betonu, dżagramy zaś na rys. 18, 19, 20 dają wgląd w ocenę mieszarek pod względem ruchowym.

Ceny mieszarek są proporcjonalne do ich ciężaru własnego; lekkie są wprawdzie tanie lecz nietrwałe wsku-



Rys. 18.

Mieszarka pracuje racjonalnie, moc silnika należyście wykorzystana.

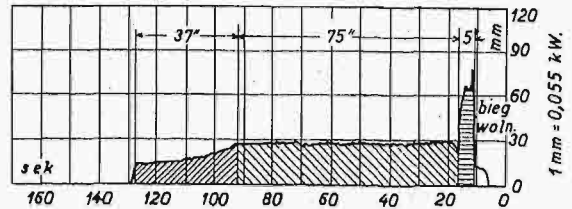


Rys. 20.

Mieszarka pracuje nie racjonalnie, moc silnika nie wykorzystana należyście a wskutek tego okres napelniania i wypróżniania za długi.

tek zbyt słabej budowy, ciężkie mocne wprawdzie, lecz znowu drogie; normalny ciężar mieszarki 500 l, waha się w granicach od 4.000 do 5.000 kg, 150 l, od 1.800 do 2.000 kg.

Badając mieszarki pod względem ruchowym, należy przede wszystkim zwrócić uwagę na łatwość dowozu i odwozu zaczynu, następnie na sposób napełnienia i wypróżnienia bębna mieszarki. Należy więc zbadać, obok ilości zużytej energii i czasu, także sposób wypróżnienia kosza ładunkowego, tegoż kąt nachylenia, oraz sprawność automatu powodującego wywrót.



Rys. 19.

Mieszarka pracuje nie racjonalnie, moc silnika nie wykorzystana należyście.

Poprzednio zwrócono uwagę na ważność zachowa- nia właściwego stosunku między pojemnością zaczynu a bębniem mieszarki. Wartość tego stosunku nie powinna schodzić przy większych mieszarkach (500 l) poniżej 0,7 a przy mniejszych (150 l) poniżej 0,95. Również i ilość obrotów mieszadła nie powinna być ani zbyt mała ani zbyt wielka; średnia ilość 20 obrotów na minutę, jest naj- właściwszą dla obecnie stosowanych typów mieszarek, przyczem stwierdzono niewątpliwie zależność ilości obro- tów od kształtu mieszadła. Przy wyborze mieszarki na- leży dać pierwszeństwo tym typom, które dają wysoką jakość betonu, przy wszystkich jego rodzajach i konsy- stencjach.

Resumując wyniki doświadczeń berlińskich nad me- chanicznym mieszaniem betonu należy zalecić:

- mieszanie zaczynu tylko „na mokro“, unikając stosowanego jeszcze u nas mieszania „na sucho“;
- ograniczenie czasu mieszania do 60 sekund dla betonu sypkiego, płynnego, oraz żelazo-betonu, a do 90 sekund dla drogowego;
- stosowanie do odmiaru wody przyrządów, obciążonych błędem nie większym nad $\pm 3\%$.

Wreszcie nadmienić należy, że dla małych miesza- rek najważniejszym jest typ wolno - spadowy z bębniem wywrotowym, dla dużych zaś amerykański typ Rex- Ransome.

Stefan Bryła.

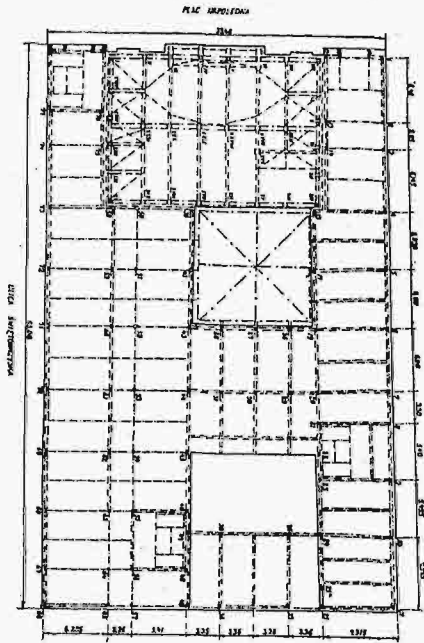
Najwyższy stalowy budynek szkieletowy w Polsce.

Jeszcze nie został ukończony 14-piętrowy dom Izby Skarbowej w Katowicach*), a już wznosił się

w Warszawie do wysokości 66,5 m szkielet stalowy 16-piętrowego domu Tow. Prudential w Warszawie. Gmach ten wznosi się u zbiegu ulicy Świętokrzyskiej i Placu Napoleona, a przeznaczony jest w dolnych

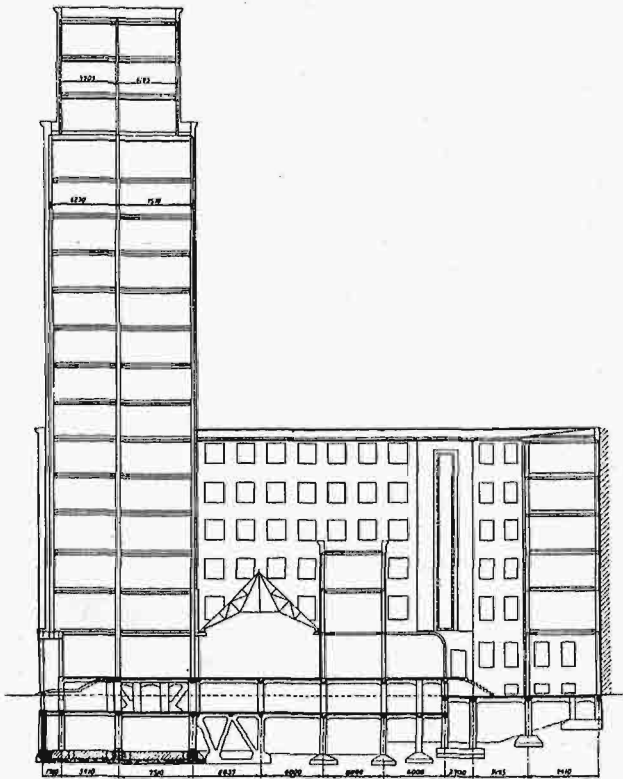
*) Por. *Czasopismo Techniczne* 1932, Nr. 1-4.

piętrach głównie na pomieszczenia biurowe angielskiego Towarzystwa Ubezpieczeń „Prudential“, w górnych na mieszkania. Założony został na rzucie poziomym zbliżonym do prostokąta, o froncie (od Placu Napoleona) 33,34 m, a boku od ul. Świętokrzyskiej 54,53 m (rys. 1).



Rys. 1.

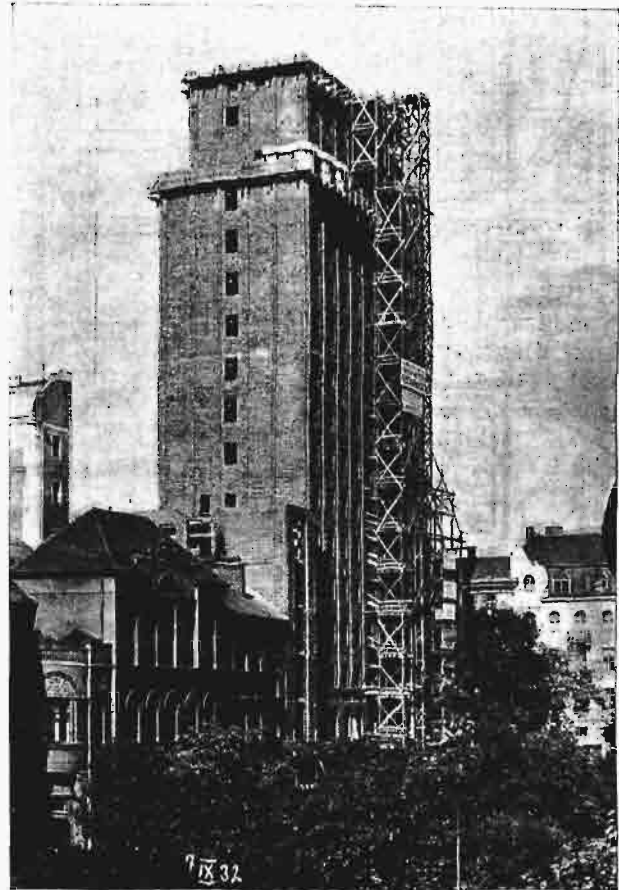
Zasadniczy korpus budynku obchodzący dookoła całą parcelę ma 5 pięter, licząc zaś z parterem i suterrenami-piwnicami 8, a częściowo 9 kondygnacyj. Od frontu wznosi się jednak w środku wysoka wieża o 16 piętrach, czyli o 19 kondygnacjach do wysokości 66,50 m (rys. 2).



Rys. 2.

Tem samym budynek ten przewyższa budynek katowicki o dwa piętra, w Europie zaś po gmachu Związku Banków w Antwerpii jest drugim z rzędu co do wysokości budynkiem mieszkalnym. Fundamenty, piwnice i sutereny wykonane zostały o konstrukcji żelbetowej.

Natomiast szkielet samego budynku, oraz wieży został wzniesiony ze stali, przyczem zastosowano konstrukcję spawaną w warsztacie, a nitowaną na budowie. Zastosowanie konstrukcji stalowej wybrane zostało ze względu na możliwość szybkiego montażu, który postępował przez całą zimę 1931/32 (ryc. 3), tak, że z wiosną przystąpiono już do stropów, oraz robót murarskich. Stropy zostały wykonane jako żelazno-betonowe pomiędzy belkami stalowymi, przyczem dla uniknięcia rusztowania, któreby utrudniło w wybitnym stopniu postęp robót, zastosowano beleczki żelbetowe gotowe, pomiędzy którymi przerzucono następnie sklepienia (system Isteg i Hanny). Mury wykonane są z cegły pustej, a obliczuje się je kamieniem.



Ryc. 3.

W podziemiach budynku mieszczą się prócz piwnic, kotłownia dla centralnego ogrzewania, pralnia suszarnia, transformatory, agregaty wodociągowe i t. p. Dla komunikacji służą dźwigi w ilości 6, oraz 4 klatki schodowe.

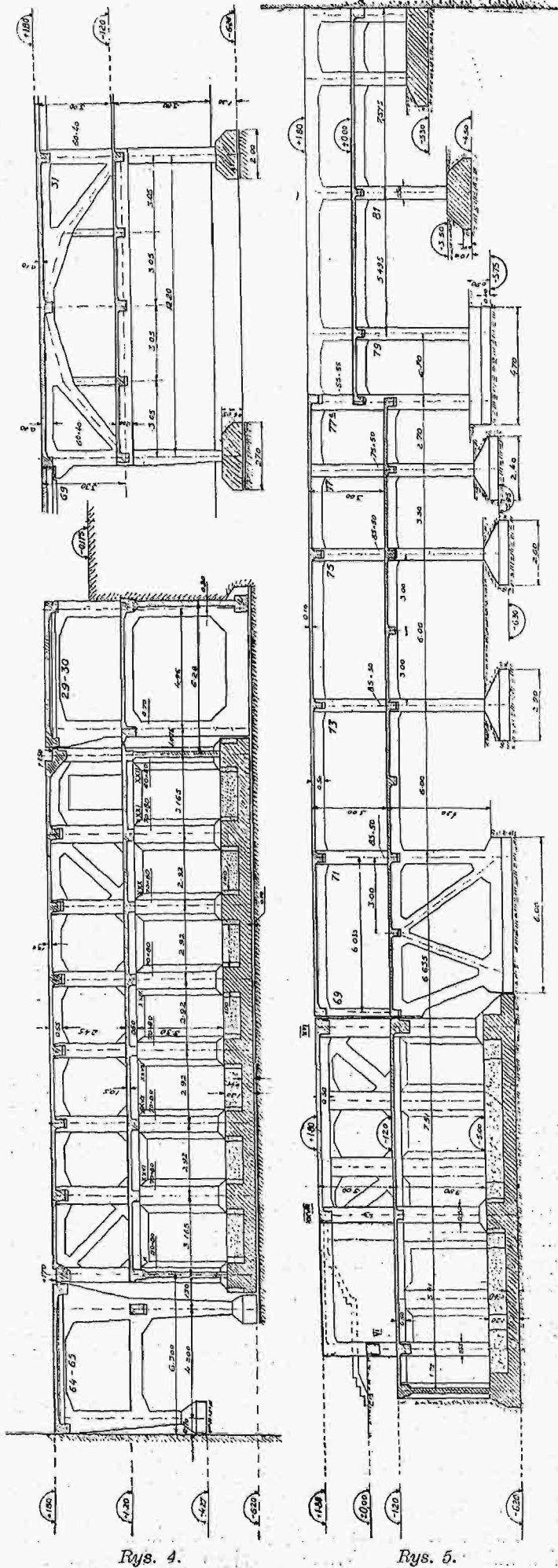
Najbardziej interesującą częścią budynku jest wieża. Nie jest ona wprawdzie tak wysoka, jak amerykańskie drapacze chmur, które dochodzą dziś do 380 m wysokości, niemniej na warunki europejskie jest to budowla niezwykła.

Założona jest na rzucie poziomym prostokątnym $22,33 \times 16,50$ m. Nad 13 piętrem zweża się (przez co uzyskuje się taras, obchodzący ją dookoła) i sięga ostatecznie do 16 pięter.

Ściany zewnętrzne przewidziano z cegły pustej z okładziną kamienną, pilastrów o wymiarach poziomych $1,00/0,25$ m. Wskutek tych okładzin kamiennych wzrasta bardzo ciężar pionowy; aby ten skutek przeciwważyc przyjęto stropy międzypiętrowe bardzo lekkie o ciężarze własnym 300 kg/m^2 .

Parcie wiatru na wieżę jest stosunkowo znaczne. W definitywnym projekcie przyjęto je do wysokości

15 m — 50 kg/m², powyżej 30 m — 150 kg/m². Parcie wiatru uwzględniono również dla kierunku równole-

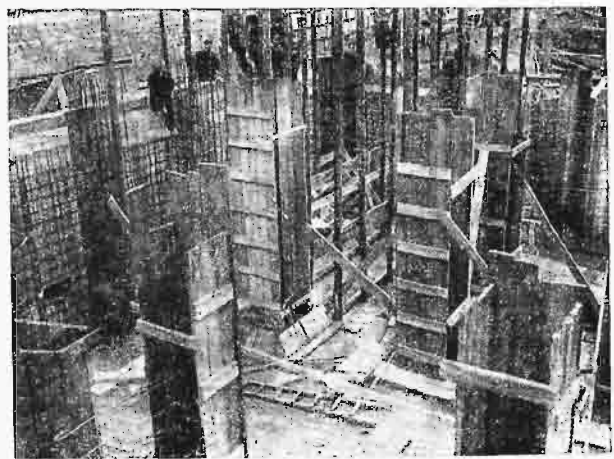


głego do frontu, aczkolwiek wpływ ten z powodu mniejszej powierzchni narażonej na jego działanie, a szerszej podstawy w danym kierunku, jest znacznie mniejszy.

Podstawę wieży zaprojektowano jako jednolitą płytę żelbetową o grubości 40 cm z żebrami ku górze. Żebra główne zaprojektowano o wysokości 1,20 m w kierunku prostopadłym do frontu, jako belki dwu lub trzyprzęsłowe, leżące w odstępach osiowych średnio 2,92 m od siebie. Środkiem płyty przeprowadzono żebro poprzeczne łączące słupy środkowe, celem należytego usztywnienia płyty. To samo zadanie usztywnienia fundamentu spełnia na obwodzie płyty ścianka żelbetowa, rozpięta między zewnętrznymi słupami dolnych suterren, a pozatem powstrzymuje parcie ziemi.

Górna kondygnacja suterren nie posiada wyżej wspomnianej ścianki, natomiast w polach skrajnych mieszczą się w niej silne zastrzały, których zadaniem jest należyte przeniesienie parcia wiatru. Fundamenty części 6-piętrowych są wykonane częściowo jako ciągłe ławowe, częściowo jako odosobnione płyty. Partja ich mieszcząca się bezpośrednio za wieżą, musiała zostać usunięta z osi słupów przywieżowych, ze względu na wysunięcie płyty podwieżowej. Dlatego też dolną kondygnację zaprojektowano w tej części jako belki kratowe o wspornikach wysuniętych na 1,50 m. Ponieważ zaś, ze względu na instalacje, w środkowej części nie można było umieścić nawet takiej kratownicy, przeto na wspomnianych wspornikach opiera się na wysokości górnej kondygnacji suterren podciąg o kształcie łuku łamanego w kształt linii ciśnienia ze ściągami w poziomie stropu dolnych suterren. Części fundamentów pod budynkami pięciopiętrowymi podłużnymi wykształcone są jako ramownice. Poziomy sąsiednich fundamentów są założone tak, aby linja łącząca je — odpowiednio do właściwości gruntu — przechodziła conajmniej pod kątem 4:5. Położenie i kształty fundamentów dobrano tak, aby rozkład ciśnień był możliwie jednostajny i możliwie we wszystkich fundamentach ten sam. Uzyskano to wzdłuż granicy sąsiada od strony południowej przez odsunięcie słupów ram od granicy i zastosowanie ramownic ze wspornikami, wysuniętymi w stronę sąsiada. Przekroje fundamentów, por. rys. 4 i 5.

Trudne zejście do odpowiedniego poziomu przy płytkich ściankach sąsiadów wykonano przeważnie przez odpowiednie pogłębienie betonowych ław, przy zastosowaniu szybko wiążącego cementu SS. Również przy



Ryc. 6.

robotach końcowych zastosowano szybko wiążący cement „Alca”. W dolnej części fundamentów wieży zastosowano w celach izolacyjnych Toxament. Na ścianach zewnętrznych dolnych suterren pod wieżą umieszczono izolacyjną powłokę z Toxouteru. Ryc. 6 przedstawia wykonywanie fundamentu pod wieżą.

Konstrukcja stalowa szkieletu części nadziemnej została wykonana jako spawana we warsztacie, a nitowana na budowie.

Część wieżowa przenosi znaczne parcie wiatru, i dlatego przewidziano w niej w ścianach bocznych węższych, a przenoszących większe siły od wiatru, tężniki wiatrowe, wykonane pomiędzy wszystkimi słupami tych ścian jako tężniki narożne (kątowe), przyczem osi stężeń narożnych przecinają się ze sobą w osiach słupów, aby na te ostatnie nie przenosić momentów zginających. Ciśnienie wiatru przenosi się na te ściany boczne przez stropy, oraz przez ukryte w tychże tężniki poziome. W ścianach równoległych do frontu, szerszych, a przenoszących mniejsze ciśnienie wiatru, tężników nie dano, natomiast uwzględniono w nich dodatkowe ciśnienie od naporu wiatru. Element ściany bocznej wieży por. ryc. 7.

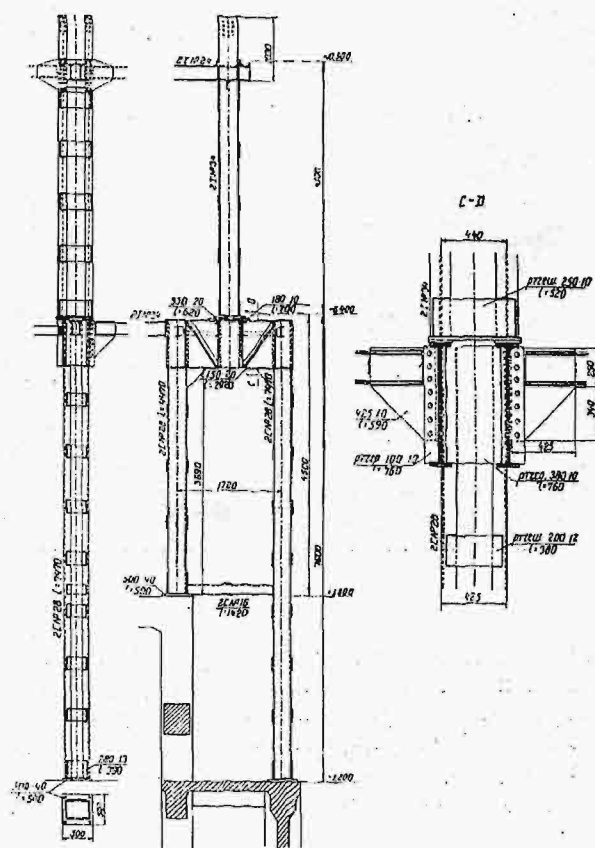


Ryc. 7.

Słupy wieży składają się każdy z dwu dwuteówek, wzgl. z dwu ceówek, rozstawionych a łączą je podciąg ścienny również podwójne. Cztery słupy najniższe frontowe są rozdwojone aż do wysokości stropu parteru i tam spoczywa górna część słupa na blachownicach, dźwiganych przez każdą parę słupów dolnych (rys. 8).

Przeniesienie ciśnienia wiatru z szerokich ścian wschodniej i zachodniej na powyższe tężniki odbywa się w każdym piętrze przez wiatrownice poziome, a więc przez stropy. Wiatrownice są wykonane w kształcie parabolicznym, obliczono je przytem tak, że same one przenoszą ciśnienie wiatru. Są one z płaskowników, które ukryto w płycie betonowej stropów wykonanych jako stropy systemu Isteg. Belki żelbetowe

mają wszystkie długość około 3 m, spoczywają zaś na stalowych podciągach, łączących ze sobą słupy przeciwległych ścian. W wysokości stropu 13 piętra przechodzi wieża w mniejszy rzut poziomy. Tu cofają się słupy pionowe i boczne, a nadto te ostatnie w rzucie zmieniają swoje osi. Musiano zatem podeprzeć je na odpowiednio mocnych podciągach, złożonych z dwu dwuteówek, NP. 50. Tu też trzeba było przeprowadzić tężniki wiatrowe inaczej. Uskuteczono to przy pomocy poziomej kraty obchodzącej dookoła zarysu wieży, wykonanej częściowo z dwuteówek NP. 24, częściowo z płaskowników.

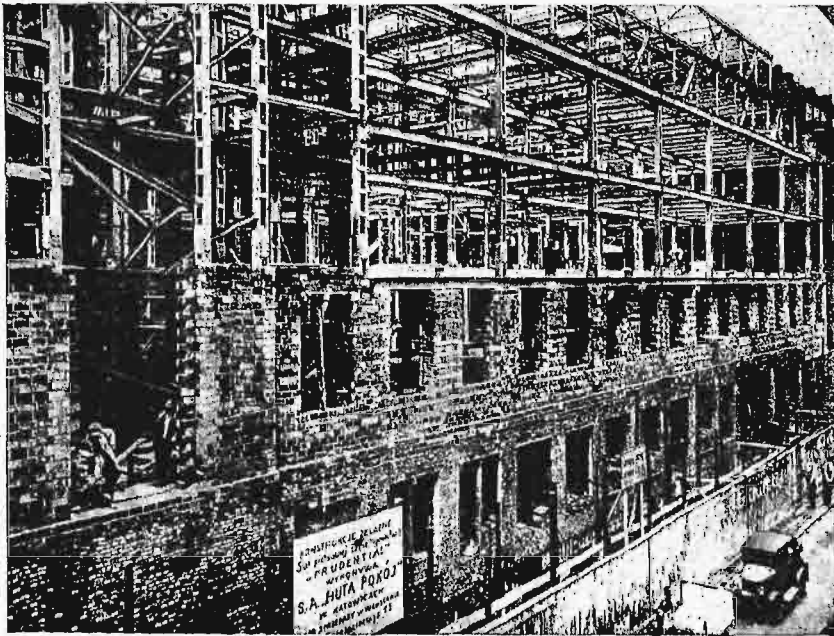


Rys. 8.

Szkielet części sześciopiętrowej (ryc. 9) wykonany został w zupełności bez żadnych tężników wiatrowych. Słupy są złożone również z ceówek, zwróconych stopkami do siebie, w poszczególnych wypadkach połączonych z sobą nakładkami. Podciąg wykonano tu przeważnie jako belki ciągłe, przechodzące przez słupy lub też obok trzonów słupów na odpowiednich wspornikach.

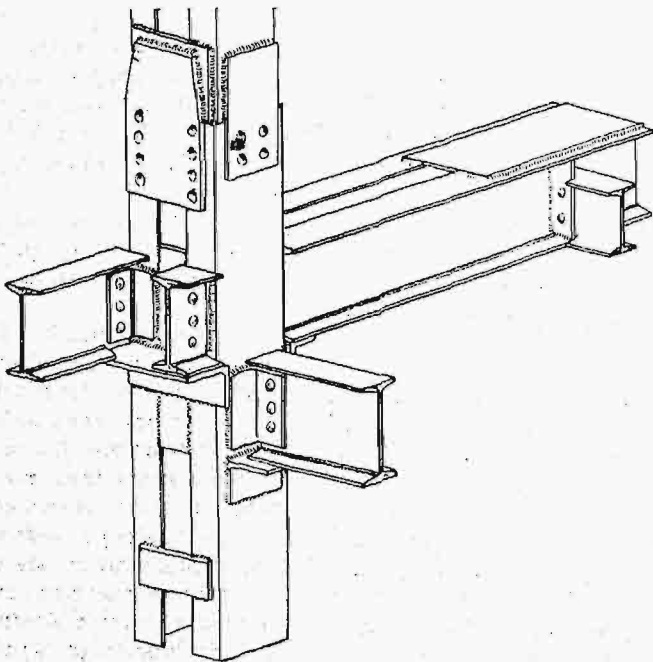
Są jednak słupy, w których trzeba było podciąg przeprowadzać nie przez środek, ale nazewnątrz. Uskuteczono to również przy pomocy kątowników dospojonych do słupów, tak pionowych — celem przytwierdzenia ścianki, jakoteż poziomych — celem przytwierdzenia stopki. Ze względu na rozmieszczenie dźwigarów kątowniki pionowe musiały być w poszczególnych miejscach dość wysunięte nazewnątrz. Wtedy zostały one dodatkowo usztywnione przy pomocy poziomych trójkątnych wstawek przerzuconych między kątowniką a słupem. Istnieją wreszcie słupy, zwłaszcza od strony sąsiadów, na których spoczywają podciąg ekscentryczne na wspornikach. Utwierdzenie takie przeważnie wykonane jest w ten sposób, że przez strop przepuszczona jest dwuteówka, na której spoczywa podciąg bezpośrednio. Dwuteówki te przechodzą przez otwory wycięte przy pomocy palnika tlenowo-acetylenowego — w blachach słupa nawskróś, a nadto opiera się na dospojej bokiem kątownce. W miejscu podparcia dźwigar ten posiada nadto żebro z teówki, które chwyta

dwie kątowniki przyspojone do słupa. Ponieważ wszystkie podciągi i dźwigary, dochodzące do słupa podparte są na kątownikach poziomych, a nadto usztywnione z boku przy pomocy kątowników pionowych, przeto słupy w miejscu utwierdzenia podciągów posiadają szereg krótkich kątowników dospojonych już w warsztacie, a zaopatrzonych w otwory na nity montażowe. Słupy te przedstawione są na rys. 10 i 11.



Ryc. 9.

Styki słupów zastosowano podłużne. Przytem przykładki zostały przy pomocy spoin przytwierdzone do górnych (mniejszych) dźwigarów, przyczem zastosowano również przyspojone podkładki, celem wyrównania różnicy wysokości dźwigarów. Na montażu połączono przykładki z górnymi partjami dolnych słupów na nity.



Rys. 10.

Stopy słupów wykonane zostały przy zastosowaniu grubych płyt podstawowych bez użycia stężających blach trapezowych.

Wszystkie słupy zostały umieszczone na podkładkach ołowianych złożonych z 3—5 arkuszy 3 m/m.

Podwórko o wymiarach ok. 12×12 m poza wieżą zostało przykryte dachem czterospadkowym więzarym, składającym się z ośmiu półwięzarów, opartych na środkowym słupku wykonanym z dwu kątowników, złożonych w przekrój zamknięty, czworoboczny. Szczegół podporowy tychże por. rys. 12.

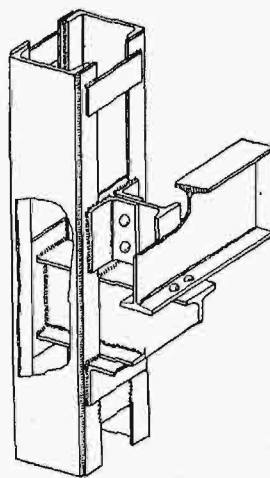
Całość konstrukcji stalowej waży wraz ze schodami, szybami wyciągowymi, oraz dodaną później nadbudową 6 piętra prawie 1300 ton. W stosunku do konstrukcji czysto nitowanej osiągnięto oszczędność na wadze dochodzącą do 12%, zaś na cenie około 7%.

W trakcie wykonania robót zaszły pewne zmiany architektoniczne, które spowodowały skolei również szereg zmian w konstrukcji. Do takich zmian należało przede wszystkim dodanie nowego (szesnastego) piętra wieży; należało do nich również wprowadzenie przejścia w parterze pomiędzy wieżą, a klatką schodową w narożniku od ul. Świętokrzyskiej. Dało się to wykonać bardzo łatwo przy pomocy palnika tlenowo-acetylenowego, którym wycięto części przeszkadzające. O ile chodzi o elementy, które trzeba było wzmocnić, to część ich znajdowała się jeszcze w warsztacie, część na budowie. Pierwsze wzmocniono przy zastosowaniu spawania acetylenowego, drugie przy pomocy elektrycznego.

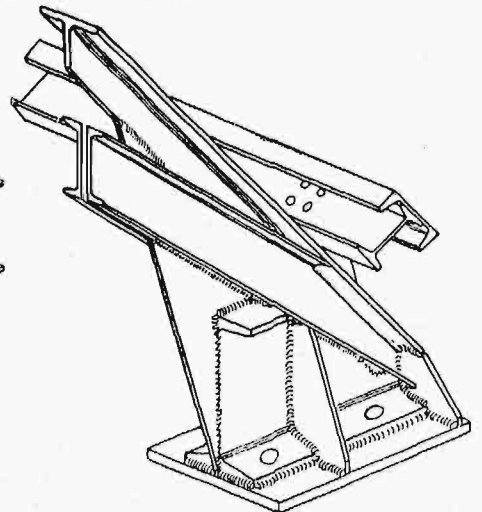
Zmiany te wykazały ogromne korzyści, jakie przy wykonaniu konstrukcji stalowych daje zastosowanie cięcia i spawania przy pomocy acetylenu, czy też elektryczności.

Słupy zostały wypełnione betonem o stosunku zmiennym 1:2:4 do 1:4:7, zależnie od wysokości.

Ściany wykonane są częściowo z cegły prasowanej na zaprawie cementowej, jednakowoż w największej części zastosowano dziurawkę o wymiarach $27 \times 13 \times 6$, $27 \times 13 \times 13$, oraz $27 \times 27 \times 13$, przyczem ten ostatni wymiar okazał się najkorzystniejszy w robocie.



Rys. 11.



Rys. 12.

W wyższych piętrach ze względu na cienkie mury o grubości $1\frac{1}{2}$ cegły, oraz na oziębiający wpływ wiatru zastosowano izolację korkiem. Również mury parapetowe tam, gdzie grubość ich wynosi 1 cegłę, posiadają izolację korkową o grubości 2 cm.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Wydatki drogowe w Szwajcarii w r. 1931.** Wydatki złączone z utrzymaniem i rozbudową 15.759 km długiej sieci dróg państwowych w Szwajcarii wyniosły w r. 1931 kwotę 89.46 milj. Fr. Z tego wypada na utrzymanie 29.55 milj. Fr., na rekonstrukcję 52.33 milj. Fr., na nowe budowy drogowe 5.31 milj. Fr., na pensje, świadczenia społeczne, ubezpieczenia itp. 0.87 milj. Fr., na zarząd drogowy 1.4 milj. Fr.

Rozdział wydatków na dwie pierwsze pozycje jest następujący:

I. Utrzymanie:		Milj. Fr.
Nadzór		1.170
Droźnicy		7.940
Zwykłe roboty zachowawcze (dostawa tłucznia, wałowania normalne, pomocnicy, czyszczenie jezdni i rowów, drzewa przydrożne, oświetlenie itp.)		12.290
Mosty, przepusty, mury		1.340
Zwalczanie pyłu		0.830
Usuwanie opadów śnieżnych		1.970
Rozmaite i szkody elementarne		1.700
Maszyny, aparaty, narzędzia		0.700
Datki dla gmin za utrzymanie		2.130
Razem		29.550
II. Rekonstrukcje:		
Korekcie drogowe, rozszerzenia, odwodnienia		21.660
Wzmocnienia i przebudowa mostów		0.800
Wałowania (z wyłączeniem wałowań konserwacyjnych)		4.650
Wzmocnianie powierzchniowe i przykrycia kobiercowe do gr. 3 cm		5.100
Wzmocnianie wgłębne w gr. powyżej 3 cm		12.100
Brukowania		3.450
Inne nawierzchnie: betony, szkło wodne itp.		1.070
Datki na naprawę dróg		3.500
Razem		52.330

Zwrócić należy uwagę, iż z tego rodzaju publiczne ogłaszanie rezultatów z finansowej strony gospodarki drogowej, posiada doniosłe znaczenie, orjentuje bowiem społeczeństwo o wysiłkach czynników, którym zarząd drogami został powierzony, w kierunku utrzymania, względnie poprawy komunikacji drogowej. Czyby może tego nie spróbować i u nas? (*Schweizerische Zeitschrift für Strassenwesen* Nr. 12/33).

— **Najwyżej położona droga w Europie.** Do niedawna prym pod względem wysokości położenia dzierżyła droga prowadząca przez przełęcz Stilsfer-Joch na wysokości 2760 m. W lecie r. 1933 oddaną została do użytku droga w Pirenejach prowadząca na szczyt góry Pic du Midi i kończąca się na 200 m pod szczytem na wysokości 2880 m. Zwrócić należy przytem uwagę, iż droga ta nie przechodzi przez żadną przełęcz, lecz doprowadzona jest wprost pod szczyt góry. Zastosować musiano tu maksymalny spadek 1:8 (12,5%) oraz szereg tarcz skrzyżowań.

— **Długość linii autobusowych w Paryżu** wzrosła z 518 km w r. 1926 na 1150 km. Natomiast sieć tramwajowa, która wykazywała w r. 1926 długość 1111 km zmalała do 800 km (*Verkehrstechnik* Nr. 19/33).

— **Ulice jednokierunkowe w Paryżu.** Długość ulic jednokierunkowych w Paryżu wynosi obecnie 110 km. Przyczyniają się one bardzo wydatnie do usprawnienia ruchu i zapewnienia mu bezpieczeństwa. Ten sam cel ma wydane zarządzenie, iż pomału jadące samochody (do 15—19 km/g) są wyłączone z ruchu na ulicach wnętrza Paryża (*Verkehrstechnik* Nr. 19/33).

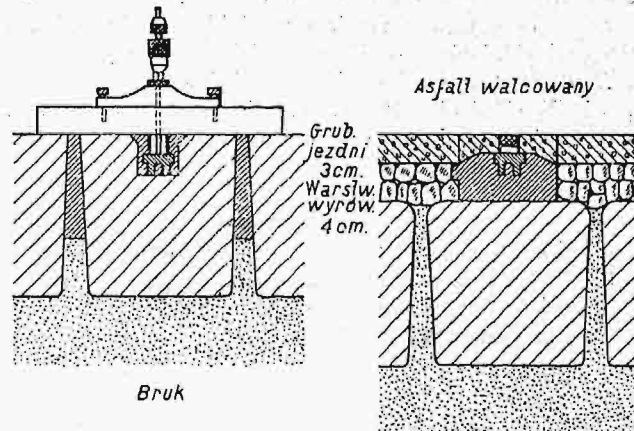
— **Projekt podziemnych ulic w Paryżu.** Celem ułatwienia ruchu w wewnętrznej części Paryża, rozważano projekt

przeprowadzenia pewnej części ulic podziemnie. Planowi temu stoją jednak na przeszkodzie szczególne trudności. Obok gęstej sieci kolei podziemnych należy się liczyć z istnieniem około 1300 km subwayów, w których skoncentrowane są przewody wodne, gazowe, elektryczne, a częściowo również i poczty pneumatycznej, oraz z 165 km podziemnych kanałów na pomieszczenie przewodów wysokiego napięcia i telefonicznych. Wskutek tego ewentualne ulice podziemne musiałyby być założone w znacznie większych głębokościach. Opracowany kosztorys ogółowy wykazał, iż wykonanie około 20 km tego rodzaju ulic na 4 tory jezdne pochłonęłoby kosztów w wysokości 4 miliardów fr. Moment ten uniemożliwił prawdopodobnie realizację tego projektu.

Nadmienić w końcu należy, że z projektem tym połączoną była myśl stworzenia podziemnych placów postojowych dla samochodów, których brak daje się silnie odczuwać (*Verkehrstechnik* Nr. 19/30).

— **Pomiar zużycia nawierzchni drogowej.** Znajomość wielkości zużycia się nawierzchni drogowej jest rzeczą niezmiernie cenną, albowiem pozwala ona na wyciągnięcie wniosków odnoszących się do długości istnienia jezdni. Pod tym względem posiadamy dotychczas nie wiele dat, a co ważniejsze, nie są one, wskutek błędnych pomiarów, dostatecznie pewne.

Od paru lat zastosowano w Wrocławiu poniżej podane urządzenie do pomiaru zużycia:



W nawierzchni osadza się stale okrągłą płytkę stalową o średnicy 30 m/m umieszczoną w odpowiednim zagłębieniu bądź to bruku, bądź też, przy innych typach jezdni, w zagłębieniu wykonanym w klocku betonowym spoczywającym na fundamencie. Górna powierzchnia płytki leży 2—3 cm poniżej powierzchni jezdni. Na płytce osadzona jest miedziana tulejka o takiej wysokości, by górna jej część licowała z powierzchnią drogi. Tak płytka, jakoteż tulejka zostaje zalana zaprawą cementową w zewnętrznej partji. Wnętrze tulejki wypełnia się materiałem plastycznym, łatwym do późniejszego usunięcia.

Pomiar zużycia następuje z pomocą prawidełka długości 25 cm, które układa się na jezdni nad tulejką, z której poprzednio usunęło się wspomniane wypełnienie. Prawidełko to ma w środku otwór, przez który przechodzi śruba mikrometryczna pozwalająca na odczyty z dokładnością $\frac{1}{100}$ m/m. Odczyty te uskutecznia się po dokręceniu końca trzpienia do powierzchni płytki stalowej. Podana długość prawidełka umożliwia eliminowanie ewentualnego anormalnego zużycia się jezdni tuż nad płytką; nadto przeprowadza się odczyty podwójne, przy ułożeniu prawidełka w kierunku drogi i poprzecznie do niej, obliczając następnie wartość średnią. Pomiary wykonuje się co $\frac{1}{2}$ roku, przedstawiając wyniki w sposób wykreslny, przyczem na osi rzędnych nanosi się czas, na odciętych pomierzone zużycie. Naturalnie, iż przy odnośnych diagramach należy zawsze podawać dzienne obciążenie drogi oraz jej szerokość, albowiem dopiero związanie tych wszystkich dat daje należyty pogląd na sprawę zużycia się jezdni. (*Die Strasse* Nr. 20/33, *Wasser u. Wegebau-Zeitschrift* Nr. 20/33).

E. B.

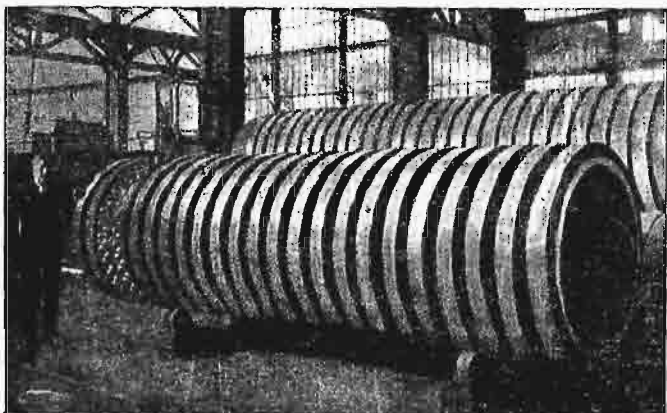
Budownictwo wodne.

— Rurociągi pod ciśnieniem zakładu o sile wodnej o największym dotychczas wyzyskany spadzie. Towarzystwo „La Dixence“, w Lozannie w Szwajcarii, wykonuje obecnie po lewej stronie doliny Rodanu (Valais), w okolicy „Val des Dix“ (gmina d'Hérémence) wielkie roboty, mające na celu wybudowanie wielkiego zakładu o sile wodnej, o największym dotychczas spadzie na świecie, 1750 m; roboty te obejmują: Zbiornik o pojemności 50,000,000 m³, zamknięty przegradą doliny, która spiętrzy wody rzeki Dixence do poziomu maksymalnego 2240,5 n. p. m., kanał pod ciśnieniem o długości 11500 m i przekroju kolistym, 2,75—2,25 m średnicy, przechodzący w komorę wyrównawczą, rurociągi pod ciśnieniem, mające początek na rzędnej 2152,83, a schodzące na rzędną 493,50 na długości 5900 m, zakład maszynowy na lewym brzegu Rodanu (miejscowość Chandoline, koło Sion, kolej Brigue-Lozanna), kanał dolny, około 640 m długości, odprowadzający wody do Renu.

Charakterystyczne dane zakładu są następujące: przepływ maksymalny 10,250 m³/sek, spad brutto 1748 m moc instalowana (5 grup po 31.300 kW) 156.500 kW. Rurociągi pod ciśnieniem składają się:

a) z odcinka o jednej rurze, 2000 m/m średnicy i długości 400 m, b) dwu rurociągów bliźniaczych, łączących się z odcinkiem pierwszym, o średnicach malejących w dół od 1420—985 m/m, każda o długości 5500 m.

Szczególne uwagi musiano zwrócić na wykonanie rurociągów pod ciśnieniem o tak wysokiej charakterystyce (iloczyn $H \cdot d$ 1920). Otóż część początkową (górną) rurociągów, aż do ciśnienia 490 m, zaprojektowano z rur spawanych gładkich, podczas gdy resztę zaprojektowano z rur ściskanych, z pierścieniami (rycina).



Dostawę pierwszych otrzymała firma krajowa (Br. Sulzer, Winterthur), drugich zaś firma włoska Tubitogni w Brescii, wyspecjalizowana w fabrykacji rur dla bardzo wysokich ciśnień.

Konstrukcję rur oparto na rozległych doświadczeniach, które miały na celu zbadanie materiału przy ciśnieniach od zera do 1½ razy większych, jak ciśnienie praktyczne w najniższym punkcie rurociągu (265 kg/cm²), oraz oznaczenie największego ciśnienia, przy którym następuje rozerwanie. Wymiary rur oparto na współczynniku pewności 4, odpowiadającym stosunkowi $\frac{Hr \cdot Dr}{H \cdot D}$, w którym Hr i Dr oznaczają

ślup ciśnienia i średnicę przy rozerwaniu, a H i D te same wymiary zastosowane praktycznie. Doświadczenia te opisuje szczegółowo *La houille blanche* (zeszyt Nr. 193/194, styczeń i luty 1933). To samo czasopismo podaje w numerze następnym opis wyzyskania podobnego stopnia „La Bisorte“ na odpływie lodowca pobocznym l'Arc, oraz opisuje metodę fabrykacji rur ściskanych (auto-fretté).

— Zwiększenie zasilenia w wodę Kanału Panamskiego. Kanał ten, otwarty w r. 1915 (opis w *Cz. T.* z r. 1913) miał w r. 1915 ruch 3,8 milionów ton, w 1925 r. 22,9

milj. ton, a w r. 1930 — 30 milj. ton, to jest już niewiele mniejszy jak Kanał Suezki (32 milj. ton). Obecny zasilek w wodę, pochodzący z odpływów rzeki Chagres i magazynowania ich w jeziorze Gatun, stanowiącym sztuczny zbiornik, zamknięty groblą, wynosi w czasie posuchy 89,6 m³/sek, z czego przypada na parowanie 22,6 m³/sek, śluzowanie 29 m³/sek, dla zakładów o sile wodnej 36,4 m³/sek, zaopatrzenie w wodę miejscowości i wsiąkanie 1,6 m³/sek. Dla oszczędzania wody w zakładach o sile wodnej urządzono pod Miraflores zakład cieplny (Dieslowy).

Przy dzisiejszym ruchu (przeciętnie 16,7 śluzowań na dobę) dostarczana ilość wody jeszcze wystarcza, gdy jednak ruch dojdzie do 40 milionów ton rocznie, wtedy istniejące urządzenia byłyby niewystarczające. Dlatego projekt przewiduje zwiększenie zaopatrzenia kanału w wodę, tak, aby nawet przy ruchu 80 milionów ton, jaki przewiduje się w r. 1970, kanał posiadał dostateczny zasilek. Projekt ten, przyjęty już został przez Kongres St. Zj., a rząd wykupił odpowiedni obszar kraju o powierzchni 53,5 km² poza strefą kanałową leżący 80 m nad powierzchnią morza (stanowisko szczytowe, które tworzy jezioro Gatun, leży na poziomie 25,9). Wogóle wykona się 13 przegród dolin, z których główna na rzece Chagres, zwana Modden będzie 66 m wysoka, a jej przelew będzie na poziomie 70 m. Zwykły jednak poziom leżał będzie na wysokości 73 m, co odpowiada magazynowaniu 675 milionów m³ (tj. 59% ilości magazynowanej w jeziorze Gatun). Ilość śluzowań będzie mogła być zwiększona do 60 na dobę, co zresztą będzie mogło nastąpić dopiero po wybudowaniu drugich równoległych stopni śluzowych. Przy przegradzie głównej wykona się zakład wodny o dwu lub trzech jednostkach po 8000 kW. Wykonanie nowych urządzeń ma na celu również zmniejszenie prądu w przekopie Culebra, uciążliwego w czasie wielkiej wody dla żeglugi.

— Wyjątkowo wysokie współczynniki wyzyskania sił wodnych. Nowoczesne sposoby wyzyskania sił wodnych, oparte na współdziałaniu zakładów o dopływie bieżącym z zakładami zbiornikowymi, zastosowaniu magazynowania wody z przepompowaniem, wraz z zużytkowaniem energii zbywającej, odpadkowej, pozwalają na bardzo korzystne wyzyskanie istniejącej energii wody. Tak na przykład podaje elektrownia zurychska, że w czasie od 1. X. 1931 do 30. IX. 1932 uzyskały zakłady o sile wodnej następujące współczynniki wyzyskania: Heidsee 95,6%, Albula 99,5%, Wägital 100%, Letten 85,9%. Zakład pompowy Rempen przeobraził 45,8 milionów kWg energii odpadkowej na przepompowanie 49,3 milionów m³ wody.

Podobne bardzo korzystne wyniki wykazały zakłady kanalizacji Neckaru (185 milj. kWg, 100%), Reńsko-Westwalskie zakłady elektryczne, które również wyzyskały całą wodę bez reszty, a nowo otwarty na Renia zakład Ryburg-Schwörstadt już w pierwszym roku eksploatacji wykazał wyzyskanie 92%.

— Projekt wyzyskania rzeki Tennessee, wypływającej z Alleghanów, a uchodzącej do Ohio ma na celu żeglugę i wyzyskanie sił wodnych. Rzeka ma długość 1050 km, spad ponad 150 m, dorzecze 105.000 km². Od ujścia w górę aż do Knoxville uchodzi za żeglowną, jednak głębokość zanurzenia statków wynosi tylko 0,3—1,2 m. Przez regulację a częściowo kanalizację, z dłuższymi kanałami bocznymi, ma być uzyskana głębokość 2,9 m w części dolnej, a 1,35 m w części górnej. Dotąd wydano na drogę wodną 23 miliony dolarów, a na zakład o sile wodnej Muscle Shoals 37 milionów dolarów. Zakład ten ma obecnie moc 184.000 kW, która jednak może być podniesiona do 444.000 kW, a nawet rozbudowana do 661.500 kW. Cały szereg innych zakładów ma być wykonanych, a pojemność dotychczasowych zbiorników wynosząca 182,5 milj. m³, ma być podniesiona przez stworzenie nowych, o 600 milionów m³. Według projektu państwowego zarządu wodnego, który, jak wiadomo, jest w rękę wojsk technicznych armii związkowej, mają być

stworzone jeszcze dalsze zbiorniki o łącznej pojemności 19,5 miliardów m^3 , przeznaczone w pierwszej linii do ochrony przed powodzią, również jednak dla wyzyskania siły wodnej i żeglugi.

Dr. M. M.

Żelazo - beton.

— O wpływie zmienności przekrojów prętów żelbetonowych na momenty pisze Dr. W. Wierzbicki w *Cemencie* (1933, str. 99). Wpływ ten jest dość znaczny. Dla belki prostej w zwiększonej grubości przy podporach moment podporowy staje się większym. Różnica może osiągnąć 44%. Nie wypadaloby więc tego wpływu pomijać, choć obliczenie jest znacznie żmudniejsze. Autor proponuje, by przy nieuwzględnieniu zmienności przekroju przyjąć w okolicy podpor naprężenie mniejsze, nie podaje jednak, o ile mniejsze.

— Ilość cementu oszczędza inż. Pogany (*Cement* 1933, str. 100) w ten sposób, że w belkach używa pełnowartościowego betonu tylko w części ciśnionej przekroju, w części ciągniętej zaś daje o połowę mniej cementu. Doświadczenia wykazały, że belki takie niosą to samo, co belki o całkowitym pełnowartościowym betonie. Wykonanie takich belek wymaga jednak wzmocnionego nadzoru.

Dr. M. Thullie.

Wytrzymałość materiałów.

— Doświadczenia nad wytrzymałością betonu, wykonane „École d. ponts et chaus.” w latach 1927—1932 opisuje Mariotte w *Ann. d. ponts et chaus.* (1931, str. 231). Autor przedstawia wykreślnie wzrost wytrzymałości z wiekiem, zmniejszenie się wytrzymałości jest odwrotnie proporcjonalna do ilorazu $\frac{\text{woda}}{\text{cement}}$ i to dla betonów zwykłych i wcześniej wytrzymałych. Przy użyciu 400 l piasku i 800 l żwiru wytrzymałość betonu jest co do czasu funkcją logarytmiczną $k = \alpha + \beta \log t$, co do ilości cementu linią prostą. Dla betonów tego samego wieku wytrzymałość jest odwrotnie proporcjonalną do ilości wody między 20 i 32 l wody na worek cementu, więc między 40 do 64%.

Dr. M. Thullie.

Gospodarka energetyczna.

— Elektryfikacja kolei żelaznych. Dr. Th. Kreuzkam w obszernym artykule opublikowanym w *Bauingenieur* Nr. 37-38 z września 1933 opisuje sprawę elektryfikacji kolei żelaznych w państwie niemieckim. Sprawozdanie to zawiera następujące interesujące szczegóły dotyczące się wogóle elektryfikacji kolei żelaznych.

W całej Europie posiadają koleje żelazne przeważnie napęd parowy. Napęd elektryczny ogranicza się tylko do niektórych mniejszych lub większych odcinków sieci kolejowych w poszczególnych krajach Europy.

Przed wojną, inicjatywa zamiany napędu parowego na elektryczny spoczywała w Niemczech w rękach poszczególnych zarządów kolei krajowych (Ländereisenbahnen Deutschlands), które w roku 1924 upaństwowiono.

Powyzszem stwierdzeniem pragnie autor prawdopodobnie dać do zrozumienia, że inicjatywa w kierunku postępu elektryfikacji kolei w Niemczech osłabła wskutek zjednoczenia wszystkich zarządów kolejowych pod jednym kierownictwem. Z tego powodu zanikła bowiem konkurencja między zarządami kolejowymi poszczególnych krajów Rzeszy niemieckiej. Tak zresztą się dzieje i w innych dziedzinach życia publicznego, przy kolektywizacji musi odpaść współzawodnictwo między jednostkami.

Głównym pionierem elektryfikacji kolei żelaznych w Europie był przed wojną, zarząd związkowych kolei szwajcarskich. Po wojnie światowej rozpoczęła Austria rozbudowywać swoje siły wodne celem zaprzężenia je w formie prądu elektrycznego do napędu kolei żelaznych. Niemal równocześnie zarządy państwowych kolei w Szwecji i Norwegii przystąpiły również do elektryfikacji niektórych od-

cinków kolejowych. Następnie we Francji zostały częściowo zelektryfikowane odcinki kolei południowej, magistrali Paryż-Orlean i magistrali Paryż-Lyon-Morze Śródziemne (patrz „Gospodarka energetyczna“ *Czasop. Techn.* T. 50 ex 1932, str. 134). Także Rosja sowiecka zaprzęga prąd elektryczny do poruszania pociągów na niektórych kolejach dojazdowych i przygotowała szczegółowe projekty dla elektryfikacji poszczególnych dalekobieżnych linii kolejowych. Czechosłowacja posiada napęd elektryczny na kilku liniach kolejowych wychodzących z praskiego węzła kolejowego a Włochy rozwijając z roku na rok elektryfikację kolei państwowych, kroczą obecnie na czele krajów europejskich w rozbudowie tej nowoczesnej dziedziny ruchu kolejowego.

Jak ta sprawa przedstawia się w innych krajach europejskich, a w pierwszym rzędzie w Anglii, Irlandji i Belgji, Dr. Kreuzkam nie wspomina o tem w swej pracy.

W Polsce niema dotychczas żadnej linii kolejowej o napędzie elektrycznym. W projekcie jest elektryfikacja kolejowego węzła warszawskiego, a to ze względu na odcinki podziemne tego węzła.

Rozkład długości odcinków kolejowych o napędzie elektrycznym w europejskich państwach wyżej wymienionych przedstawia się następująco:

L. P.	Państwo	Odcinek kolejowy o napędzie elektrycznym	Długość km	Odssetek całej sieci
1	Niemcy	Koleje państwowe . . .	1638	3
2	Austria	„ związkowe . . .	850	15
3	Szwajcaria	„ związkowe . . .	1670	57
	„	„ Alp Berneńskich . . .	250	100
	„	„ Retyckich . . .	280	100
4	Szwecja	„ państwowe . . .	890	18
	„	„ Nordmark-Klaräl-tvens . . .	183	95
5	Norwegia	Koleje państwowe . . .	190	6
6	Francja	K. Paris-Orlean . . .	300	4
	„	Kolej południowa . . .	1950	46
	„	K. Paris-Lyon-Méditerranée . . .	100	1
7	Czechosłowacja	Koleje państwowe . . .	210	2
8	Włochy	„ państwowe . . .	2100	13
		razem km	10611	

Oczywista rzecz, że powyżej podane cyfry posiadają różnorodną wagę uwzględniają bowiem tylko ogólną długość dotychczas zelektryfikowanych linii kolejowych w poszczególnych krajach, nie uwzględniają jednak ważności linii kolejowych t. j. różnie między liniami głównymi a lokalnymi, podmiejskimi, dojazdowymi i t. p. wogóle liniami drugo- i trzeciorzędniemi.

Nasuwa się tu pytanie: w jakich warunkach opłaca się zamiana napędu parowego na elektryczny względnie budowa nowych linii kolejowych o napędzie elektrycznym?

Warunki te mogą być rozmaite, mianowicie:

1. jeżeli koszty napędu parowego są wyższe od kosztów napędu elektrycznego;

2. jeżeli koszty utrzymania przy napędzie parowym są wyższe od takich kosztów przy napędzie elektrycznym (w kosztach tych mieszczą się także koszty administracji);

3. jeżeli przy napędzie elektrycznym — szczególnie na większych odległościach i przy intensywnym ruchu kolei głównych — uzyskuje się skrócenie czasu jazdy, wreszcie

4. jeżeli chodzi o utrzymanie czystości taboru kolejowego, szczególnie na odcinkach kolejowych przebiegających w przekrojach zamkniętych pod ziemią.

Przy budowie nowych linii kolejowych przybywa tu jeszcze jeden warunek zasadniczy, mianowicie koszt budowy kolei o napędzie elektrycznym w danych warunkach musi być niższy od takiego kosztu o napędzie parowym.

Warunki powyższe nie odgrywają decydującej roli, jeżeli chodzi o rozbudowę t. zn. rozszerzenie już istniejącej sieci kolejowej o napędzie elektrycznym.

Dr. A. P.

Mosty.

— **Most na Tarn w Moissac** opisuje M. Garan w *Ann. d. ponts et chaus.* (1932, str. 349). Most kratowy żelazny kolejowy ma 3 przęsła, środkowe 120 m i dwa skrajne po 95-70 m. Układ kraty Warrena, belki główne ciągła w pasach zakrzywionych. Most wykonano po połowie na obu brzegach i potem go wsuwano z obu stron aż do spotkania we środku. Belkę główną obliczono zapomocą linii wpływowych.

— **Działanie dynamiczne pociągów na mosty kolejowe** omawia Desprets w *Ann. d. ponts et chaus.* (1932, str. 325). Wpływ chyżości i siły odśrodkowej odkształcenia zależy od chyżości pociągu i czasu drgania mostu, trudniejszy jest do wyznaczenia wpływ przeciwwag parowozu. Aby zmniejszyć wpływ chyżości, należy zetknięcia szyn na moście spajać. Trzebaby zrobić doświadczenia, czy podkłady drewniane podłużne nie zmniejszyłyby ten wpływ. Należy unikać podparcia szyn na murze. Tor musi być tak wygięty w górę, aby obciążony był prostym.

— **Most wiszący na Ohio w Maysville** opisuje *Eng. News Rec.* 1932/I, str. 46. Rozpiętość przęsła środkowego wynosi 323 m, skrajnych po 141-7 m. Pylony są 30-3 m wysokie. Każdy kabel składa się z 61 lin, ułożonych w kablu równolegle, średnica kabla 33 cm, pokrytym jest aluminową powłoką. Pylony wykonano w 8 dniach, a kable założono w 9 dniach.

— **Most sklepiony ceglany o rozpiętości 12-8 m** wzmocniony prętami żelaznymi, zbudowano w pobliżu Filadelfji bez rusztowań, jak o tem pisze J. Wogdes w *Eng. News Rec.* (1932/II, str. 118). Sklepienie budowano, zawieszając je i podpierając na części już zbudowanej. Używano przytem cementu szybko wytrzymałego.

Dr. M. Thullie.

Koleje.

— **Kolej Werkuta-Ugor-Szar**, długości 315 km, zamierzają Sowiety rozpocząć budować w najkrótszym czasie. Kolej ta będzie się rozciągała poza północny krąg polarny. Celem jej będzie wywóz węgla, którego obfite pokłady znaleziono w strefie polarnej. (*Moder. Transp.* 729/1933).

— **Pierwsze stalowe wagony bagażowe na kolejach polskich.** W styczniu i lutym r. 1932 wytwórnia „Lilpop, Rau i Loewenstein“ w Warszawie dostarczyła polskim kolejom państwowym 25 stalowych czteroosiowych wagonów bagażowych. Odstąpiono od pierwotnego zamiaru zbudowania większej ilości takich wagonów ze względu na nikłe ilości przewożonego bagażu i wyłonienia się wobec tego potrzeby budowy wagonów osobowo-bagażowych o małym przedziale bagażowym.

Ogółem dotychczas zbudowano dla kolei polskich na zamówienie Ministerstwa Komunikacji, z dostarczeniem w r. 1925 przez firmę „Ernesto Bredo“ w Medjolanie 15 wagonami o pudłach drewnianych, zaledwie 50 wagonów bagażowych czteroosiowych.

Zasadnicza różnica wagonów nowych od Bredy polega na tem, że przedział konduktorski jest pośrodku.

Wagony te posiadają wagę wysoką po 39.250 kg, czyli na 1 mb 2-1 ton. Całkowita długość wagonu wraz ze zdezkami wynosi 18.750 mm, pudła 17.450 mm, rozstaw szorstni wózków 12.000 mm. Wysokość wagonu od głowy szyny do najwyższego punktu dachu wynosi 3.985 mm.

Szczegółowy opis wagonu wraz z rysunkami podał inż. T. Owczarek w *Inżynierze Kolejowym* nr. 5/1933, str. 114.

— **Budowa kolei w Persji.** Jeszcze w r. 1928 rząd perski powierzył wykonanie dwóch odcinków kolei poprzecznej

950 km długiej konsorcjum niemiecko-amerykańskiemu. Część niemiecka od morza Czarnego na północy do Aliabad została wykończona dopiero w r. 1931. Część amerykańska z portu Bader-Schahpar do Dörfül została odebrana przedsiębiorstwu z powodu braków w budowie i była prowadzona przez państwo we własnym zarządzie.

Oba te odcinki przechodzą przez tereny łatwiejsze, dalsza część wchodzi na wyżynę wewnętrzną na wysokości nad p. m. 1000 do 1500 m, a na stronie północnej wchodzi w kraj górzysty, gdzie trzeba będzie wykonać samych tuneli na długość 34 km. Obecnie rząd zawarł z konsorcjum szwedcko-duńskim ugodę na dalszą budowę tej kolei. Zdaje się posiada ona przedewszystkiem znaczenie strategiczne, gdyż przechodzi przez obszary dzikie, nieurodzajne i mało zaludnione, nieposiadające gospodarczego znaczenia. (*Zeitschr. d. Vereins mitteleur. Eisenb. Verw.* 35/1933).

— **Połączenie wyspy Rugji z lądem stałym** odbywa się dotąd zapomocą promów między wyspą a miastem Stralsundem przez 2-5 km, w tem miejscu szeroki Sund.

Powstało konsorcjum szwedkie, które wspólnie z zarządem kolei niemieckich zamierza wybudować wał ziemny o podstawie 100 m szerokiej dla połączenia wyspy z lądem kosztem 16-tu miljonów marek n. Oprócz kolei jednotorowej będzie się mieściła na nasypie droga autobusowa. Tama rozpocznie się na lądzie koło Stralsundu, będzie przechodzić brzegiem wyspy Dönholm do Altefähr na Rugji. Światła mostów w tamie wyniosą przeszło 600 m (*Reichsbahn* 33/1933).

— **Tor kolejowy na podłożu żelazno-betonowym.** Na północnej kolei francuskiej i Pere Marquette w Stanach Zjednoczonych P. A. ułożone są od r. 1926 próbne odcinki torów kolejowych na ciągłych płytach żelazno-betonowych.

Gdzie podłoże jest już twarde płyty takie można układać bezpośrednio na gruncie, pokrywając go dla wyrównania, powierzchnie warstwą piasku 4 cm grubą.

Na świeżo wykonanych nasypach płyty żelazno-betonowe układa się na szerszych płytach z chudego betonu. Między obie płyty daje się również warstwę piasku 4 cm dla osiągnięcia bardziej miękiej jazdy.

Szyny mogą być zatopione w betonie, lub przymocowane do zatopionych w płytę drewnianych podkładów podłużnych.

Pisze o tem inż. V. Forestier w *Bulletin du Congr. d. Chemins de fer* w zeszycie 4 z r. 1931. Pierwszą wzmiankę o takim podłożu znajdujemy w *Railway Age* z 14. I. 1928. W literaturze polskiej spotykamy się z tym przedmiotem w art. inż. A. W. Krügera p. t. „Podkłady kolejowe z żelazobetonu“ w *Inżynierze Kolejowym* z 1. III. 1929, str. 76 i w *Przeglądzie Zagr. Pism. Kolej.* z 1. IX. 1931.

Inż. A. W. Krüger.

Lotnictwo.

— **Rekord szybowca za samolotem.** Dwuosobowy szybowiec sowiecki pobił rekord światowy lotu za samolotem, przebywając okrężną drogę z Krymu do Moskwy przez Odesę, Charków, Rostów, Saratów, Kazań, łącznie 5025 km długą, w ciągu 344 godzin przy niekorzystnych warunkach atmosferycznych. Lot odbył się w 10 etapach. Był to eksperyment w celu przekonania się, czy możliwe jest tworzenie pociągów powietrznych. W Sowietach ma być otwartą specjalna fabryka szybowców pasażerskich i towarowych. (*Il. Kurjer codz.* 287/1933).

— **Hydroplan olbrzymi** spuszczone na wodę w zakładach Blackburn Company, wybudowany dla wojennej floty powietrznej Anglii. Samolot wyposażony jest w działko 3-7 cm szybkostrzelne, wyrzucające w ciągu minuty 100 pocisków. Hydroplan waży 17 ton, posiada 32 m rozpiętości, a 23-5 m długości. Szybkość 22 km/godz. (*Kurjer Techn.* 286/1933).

— **Automatyczna sygnalizacja na lotnisku.** Na lotnisku w Croydon pod Londynem odbyły się próby nowo wynalezionej aparatu, wskazującego automatycznie pilotowi drogę

do lotniska. Aparat ten oparty jest na zasadzie sygnalizacji radiowej. Ma on tę właściwość, że każdy zaopatrzony weń samolot otrzymuje sygnały, wskazujące inną trasę lotu, co uniemożliwia zderzenia dwóch samolotów. Przeprowadzone próby dały zupełnie zadowalniające rezultaty.

Inż. A. W. Krüger.

RECENZJE I KRYTYKI.

Prof. W. Mozer: „Układ Żelazo-Węgiel“. Lwów, 1934. Niema obszerniejszego podręcznika technologii metali, kalendarza technicznego, ba, nawet starannie wydane katalogi huty, gdzieby technik nie napotkał wykresu: „węgiel-żelazo“, w całości, lub chociażby w części. Wykres ten jest wiernym przewodnikiem w rozlicznych i bardzo ważnych zabiegach cieplnych, którym poddaje się żelazo; śmiało rzec można, że misterna, napozór dziwna siateczka linii zamyka w sobie wewnętrzne życie żelaza. Korzyść, którą daje wspomniany wykres w zawodowej pracy jest tylko wtedy prawdziwa, jeżeli dokładnie rozumie się treść w nim zawartą, jeżeli umie się go należycie czytać.

Technicy maszynowi, a więc nie hutnicy lub chemicy metalurzy, dla których zagadnienia, wiążące się z budową stopów, są chlebem powszednim, mają częstokroć trudności w zrozumieniu wykresu. Ograniczony czas i szereg innych zagadnień, treścią im bliższych, nie pozwalają sięgnąć głęboko do wyczerpujących i obszernych źródeł metalografii, nie zżywają się więc z pożytecznym wykresem, pozostają tylko w pamięci martwe linie i trudne do przyswojenia specyficzne nazwy.

Praca Prof. Mozera wypełniła szczęśliwie lukę w polskiej literaturze technicznej, dając „maszynowcom“ zwięzły,

przejrzyste i wyczerpująco napisany zarys teorii stopu: „węgiel-żelazo“. Poprzez ogólne wstępne uwagi, tyczące się struktury, budowy atomów, allotropji żelaza, oraz podstawowej dla dalszych rozważań reguły faz, wprowadza autor czytelnika stopniowo w zawiły mechanizm tworzenia się stopów. Omawia poszczególne przypadki, znaczenie linii, poucza, jak należy odczytywać przebiegi tężenia, daje początkującym w tej gałęzi wiedzy dostatecznie wyjaśnione cząsteczki składowe, które następnie, już bez trudności, łączą się w całość: wykres cieplny „węgiel-żelazo“.

Tłumacząc szczegółowo stop: węgiel-żelazo, utrwała autor w pamięci czytelnika poprzednio wyłożone prawa tworzenia się stopów. Osobne rozdziały w pracy zajmują się poszczególnymi składnikami technicznego stopu żelaza, a więc: nietrwałym austenitem, ferrytem, cementytem i t. d. Liczne mikrografje, których wykonania nie powstydziliby się najstaranniejsze obce wydawnictwo, ożywiają wykład. Ilustracja struktur jest rzeczą bardzo ważną — wszak na ich podstawie opierają się nie tylko wnioski natury metalurgicznej, lecz również sądy i oceny wytrzymałościowe. Na końcu omawianej pracy wyjaśnił autor treściwie istotę najważniejszych rodzajów cieplnej obróbki żelaza, zwanych ogólnie mianem wzmacniania (ulepszania). Czytelnicy odniosą nie małą korzyść z takiego uzupełnienia, bo i niejeden z czynnych w praktyce techników napotyka trudności w należytem odróżnieniu sposobów, oraz celów, cieplnej obróbki.

Praca Prof. Mozera dobrze się przysłuży młodzieży technicznej, której autor w przedmowie pracę tę poświęcił, jako starannie napisany i wydany podręcznik do nauki.

Przyszłe wydanie, którego pożyteczne dziełko niebawem się doczeka, usunie dostrzeżone tu i ówdzie usterki w interpunkcji.

L. Eker.

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Protokół Walnego Zgromadzenia członków Polskiego Towarzystwa Politechnicznego z dnia 29. marca 1933 r. Prezes Inż. Stanisław Rybicki otwiera o godz. 18-tej Walne Zgromadzenie, stwierdzając, że liczba obecnych członków jest wystarczającą dla powzięcia prawomocności uchwał.

Po powitaniu członków w ilości 53, zaprasza przewodniczący na skrutatorów Inż. Łozińskiego, Inż. Krzyworażkę i Inż. Południńskiego, zaś na sekretarzy Dr. Inż. Wilczkiewicza i Inż. Stanisława Śladka.

Na wstępie prezes Rybicki uczcił pamięć zmarłych w roku ubiegłym członków Towarzystwa.

Zgromadzenie uczciło pamięć zmarłych przez powstanie i przez chwilę milczenia.

Protokół ostatniego Walnego Zgromadzenia został ogłoszony w Nr. 21 *Czasopisma Technicznego* z dnia 10. XI. 1932 r., przyjęto go przeto bez odczytania. Również zwolniono sekretarza od odczytania sprawozdania z czynności Wydziału za rok 1932, wydrukowanego w Nr. 6 *Czasopisma Technicznego* z dnia 25. marca 1933 r. Następnie prezes Rybicki, powołując się na drukowane sprawozdanie z działalności Towarzystwa od czasów przedwojennych aż do ostatniego roku sprawozdawczego, poczem przechodzi do działalności Towarzystwa w roku ubiegłym, który to rok minął pod znakiem kryzysu, to też Towarzystwo poświęciło wiele pracy i energii sprawie dostarczenia pracy bezrobotnym kolegom, jakoteż staraniom o udzielenie najbardziej potrzebującym pożyczek z funduszy na ten cel zbieranych.

W dalszym ciągu prezes Rybicki składa podziękowanie wszystkim członkom Wydziału Głównego za gorliwą współpracę dla dobra Towarzystwa. W szczególności dziękuje wiceprezom Prof. Nadolskiemu i Inż. P. Prachtel-Morawiańskiemu za wydatną współpracę, skarbnikowi Inż. Bronarskiemu, sekretarzowi Inż. Kozłowskiemu, redaktorowi *Czasopisma Technicznego* Prof. Bratrze, Prof. Krzyckow-

skiemu jako administratorowi domu, oraz Inż. Tomaszewskiemu, administratorowi *Czasopisma Technicznego*, wreszcie i pozostałym członkom Wydziału. W końcu dziękuje całemu personelowi Biura Towarzystwa za bardzo sumienne spełnianie obowiązków. Zebrani członkowie wyrażają swoje uznanie oklaskami. Następnie, dziękując za owocną pracę żegna Inż. Meiera, długoletniego sekretarza Biura Towarzystwa, który opuszcza Lwów, by objąć posadę na Górnym Śląsku.

Prezydent Gąsiorowski podnosi uznanie, z jakim spotyka się działalność zawodowa i kulturalna Towarzystwa u innych Towarzystw i zasługi Prezesa Rybickiego, który potrafi zachęcić i ożywić duchem poświęcenia i gorliwości swoich współpracowników, uzyskując bardzo wydatne rezultaty pracy. Za tę ofiarną pracę wyraża Prezydent Gąsiorowski Prezesowi Rybickiemu podziękowanie i życzenia, by długo jeszcze Towarzystwu włodarzył.

Prezes Rybicki dziękuje za słowa uznania, zastrzega się jednak, że spełnił tylko swój obowiązek, a zasługi są wspólne wszystkim członków Wydziału.

Skarbnik kol. Bronarski odczytuje sprawozdanie kasowe i preliminarz na rok 1933. Tak sprawozdanie jak i preliminarz zostały wydrukowane w *Czasopiśmie Technicznym* Nr. 6 z dnia 25. marca 1933 r.

Imieniem Komisji rewizyjnej odczytuje Inż. Nechay wniosek udzielenia Wydziałowi absolutorjum za zamknięcie rachunkowe roku 1932 i przyjęcie sprawozdania i preliminarza.

Wniosek ten przyjęto jednogłośnie.

Prof. Bratro składa sprawozdanie jako redaktor *Czasopisma Technicznego*, nadmienia, że Drukarnia Związkowa obniżyła cenę druku *Czasopisma*, natomiast Ministerstwa przysługują tylko skromne subwencje.

Prezes Rybicki wyjaśnia, że dotychczasowa umowa z Min. Rob. Publ. nie została wypowiedziana a Min. Kom., które objęło agendy M. R. P. nie wypowiedziało się jeszcze w sprawie subwencjonowania *Czasopisma Technicznego*.

Prof. Borowicz omawia sprawę wymiany zdań, które powinny się tak ukazywać, by zacepienia i odpowiedzi były ogłoszone w tym samym numerze.

Prof. Bratro udziela wyjaśnień, z których wynika, że w ostatnim konkretnym wypadku wina nie leżała po stronie redakcji.

Następnie przystąpiono do wyboru nowego Wydziału na podstawie wniosków Komisji Matki. Wybrano następujących członków Wydziału Głównego: Prezesa Inż. Stanisława Rybickiego, Członków Wydziału: Inż. Dr. Mieczysław Bessagę, Prof. Inż. Emila Bratrę, Dyr. Inż. Fryderyka Bluma, Inż. Edwarda Bronarskiego, Inż. Stanisława Kozłowskiego, Inż. Tytusa Laskiewicza, Prof. Inż. Dr. Matakiewicza, Prof. Inż. Kazimierza Zipsera i Komisji Rewizyjnej: Inż. Kazimierza Gąsiorowskiego, Inż. Konstantego Biernackiego, Inż. Marjana Kuczyńskiego, Inż. Ernesta Nechaj'a i Inż. Kazimierza Winiarza.

Obok tych zostają nadal ważne mandaty członków Wydziału, wybranych na przeciąg dwóch lat na Walnym Zgromadzeniu dnia 16. marca 1932 r., a mianowicie: Wiceprezesów: Prof. Dr. Inż. Ottona Nadolskiego, Inż. Pawła Prachtla-Morawiańskiego, Członków: Dr. Inż. Witolda Aulich, Inż. Alfreda Broniewskiego, Inż. Tadeusza Jarosza, Inż. Zygmunta Kalityńskiego, Prof. Inż. Dyonizego Krzyczkowskiego, Inż. Zygmunta Marynowskiego, Inż. Stanisława Sładka, Inż. Antoniego Tomaszewskiego. Zast. Członka: Dr. Inż. Edmunda Wilczkiewicza.

Dalej Walne Zgromadzenie dokonało wyboru Członków Sądu konkursowego im. śp. Barona Gostkowskiego, Sądu Polubownego i Sądu Honorowego w następującym składzie: Sąd konkursowy im. Bar. Gostkowskiego: Członkowie: Prof. E. T. Geisler, Prof. Inż. Dr. M. Matakiewicz, Prof. Inż. Witold Minkiewicz. Zastępcy: Prof. Inż. Ciecchanowski, Prof. Inż. Dyonizy Krzyczkowski, Prof. Inż. Kazimierz Zipser. Sąd polubowny (18 członków): Inż. Stanisław Aleksandrowicz, Inż. Konstanty Biernacki, Prof. Inż. Władysław Derdacki, Inż. Teofil Dujanowicz, Inż. Kazimierz Engel, Inż. Kazimierz Gąsiorowski, Prof. Inż. Edwin Hauswald, Prof. Inż. Edmund Krzen, Inż. Paweł Krzyworączka, Inż. Marjan Kuczyński, Inż. Konrad Lisowski, Inż. Michał Łużecki, Inż. Marcin Maślanka, Prof. Witold Minkiewicz, Prof. Gabriel Sokolnicki, Inż. Stanisław Tarwid, Prof. Dr. Maksymilian Thullie, Inż. Bronisław Winnicki, oraz Sąd honorowy: (15 członków) Inż. Konstanty Biernacki, Prof. Dr. Placyd Dziwiński, Inż. Marjan Dziewoński, Inż. Kazimierz Engel, Prof. Stanisław Łukasiewicz, Inż. Ludwik Früauff, Inż. Kazimierz Gąsiorowski, Prof. Zygmunt Klemensiewicz, Inż. Gustaw Müldner, Prof. Edward Geisler, Prof. Dr. Karol Wątorak, Inż. Adolf Weiss, Inż. Jan Witkiewicz, Prof. Dr. Roman Witkiewicz, Inż. Kazimierz Żardecki.

Prezes Rybicki przedstawia Walnemu Zgromadzeniu wniosek mianowania członkami honorowymi Prezydenta Izby Inżynierskiej Inż. Kazimierza Gąsiorowskiego i Inż. Marjana Kuczyńskiego, podnosząc wybitne zasługi obu członków na polu zawodowym i społecznym.

Wniosek zostaje przyjęty przez aklamację.

Prezydent Gąsiorowski dziękując za zaszczyt, zapewnia, że chwila ta będzie dla niego należeć do najmilszych w życiu.

Inż. Bronarski odczytuje wniosek Oddziału stanisławowskiego o obniżenie wkładek. Wniosek ten nie został nadesłany w terminie statutom przepisany, nie może być więc traktowany formalnie, mimo to Wydział wniosek ten komunikuje Walnemu Zgromadzeniu i prosi o wyrażenie opinii. Po ożywionej dyskusji Walne Zgromadzenie uznało wniosek ten za nie do przyjęcia i zaopiniowało go odmownie.

Inż. Orkisz zwraca się do Wydziału Głównego z prośbą, by zajął się zmianą odznaki Towarzystwa, gdyż obecna nie jest praktyczna.

Wobec wyczerpania porządku dziennego Przewodniczący zamknął Walne Zgromadzenie.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P.
z dnia 4. IX. 1933 r. Obecni: Prezes Inż. Rybicki, Wiceprezes Inż. Prachtel-Morawiański i 9 członków Wydziału.

1. Protokół z ostatniego posiedzenia po odczytaniu przyjęto.

2. Przyjęto jednogłośnie Inż. Ernesta Tilla na członka P. T. P.

3. Sprawozdanie skarbnika: Inż. Bronarski zawiadamia Wydział o przyznaniu przez Ministerstwo Spraw Wojskowych subwencji w kwocie 2.000 zł. dla *Czasopisma Technicznego* oraz o nadsyłaniu przez Władze wojskowe ogłoszeń przetargów dla *Cz. T.*

4. Rozszerzenie konkursu im. Bar. Gostkowskiego.

Uchwalono przyjąć temat proponowany przez Zakłady „Elektro“ p. t. „Wpływ zastosowania cementów glinowych o wysokiej wczesnej wytrzymałości na możliwości konstrukcyjne i ekonomiczne żelbetu“ i odpowiednio rozszerzyć już ogłoszony konkurs.

5. Prośba Stowarzyszenia Techników o subwencję dla Biura Informacji Bibliograficznych. Uchwalono rozpatrzyć sprawę subwencji dopiero po zamknięciu roku budżetowego i stwierdzeniu, czy zamknięcie rachunkowe nie da wyniku deficytowego.

6. Projekt ustawy o Izbach Inżynierskich i uprawnieniach inżynierów. Prezes Rybicki podaje dotychczasowy stan starań w tej sprawie. Inż. Blum przechodzi historię powstania Izby Inżynierskich i starań utworzenia Izby Inż. na terenie całego Państwa Polskiego. Następnie podaje do wiadomości uchwały Zjazdu w Worochole, który to Zjazd postanowił dopuścić do Izby Inżynierskich urzędników państwowych i samorządowych, oraz otworzyć Radę Izby Inżynierskich jako instytucję pośredniczącą.

7. Prezes Inż. Rybicki poddaje pod głosowanie wniosek, który brzmi: „Czy do Izby Inżynierskich mają należeć urzędnicy państwowi i samorządowi i czy mają otrzymać tylko czynne prawo wyborcze“? Wniosek został odrzucony większością głosów (trzy głosy za, cztery głosy przeciw). Dalsze artykuły projektu ustawy o Izbach Inżynierskich przyjęto w brzmieniu komisji.

Na tem posiedzenie zamknięto.

Zwyczajne Walne Zgromadzenie Członków Towarzystwa. Na podstawie uchwały, powziętej na posiedzeniu w dniu 8. stycznia br. zwołuje Wydział Główny w myśl postanowień §§. 30–32 Statutu Zwyczajne Walne Zgromadzenie na dzień 21. marca 1934 r. o godz. 17-tej (5-tej popołudniu) w lokalu Towarzystwa, ul. Zimorowicza l. 9 z następującym porządkiem obrad:

1. Odczytanie protokołu z ostatniego Zgromadzenia.

2. Sprawozdanie Wydziału Głównego z działalności Towarzystwa.

3. Sprawozdanie kasowe i wnioski Komisji lustracyjnej.

4. Sprawozdanie Redakcji *Czasopisma Technicznego*.

5. Wybór nowych członków Wydziału Głównego, Sądu konkursowego i Honorowego.

6. Wnioski Wydziału Głównego.

7. Wnioski Członków.

W razie braku kompletu na tem zebraniu odbędzie się tego samego dnia, t. j. 21. marca 1934 r. o godzinie 18-tej (6-tej wieczór) w tym samym lokalu drugie Walne Zgromadzenie, którego uchwały będą ważne bez względu na liczbę obecnych.

Wydział Główny.