

# PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

Tom LI.

Warszawa, dnia 10 kwietnia 1913 r.

№ 15.

**TREŚĆ.** *Plużański S.* Pewność pracy silników spalinowych w porównaniu z parowymi. — Projekt bezpośredniego połączenia kołowego górnej Alei Jerozolimskiej z dolną. — Kronika bieżąca.

**Architektura.** O zapobieganiu zwietrzaniu piaskowców. — Ruch budowlany i Rozmaitości.

**Żelazo-beton.** *Schoenaich K.* Kościół św. Mateusza w Łodzi. — *Paszkowski W.* Postępy w budowie nowego mostu miejskiego w Warszawie. — *Kłós C.* Roboty żelazno-betonowe przy budowie składów Tow. akc. L. Spiess i Syn. — *Paszkowski W.* O kolumnach ściskanych mi-mośrodkowo. — Bibliografia. — Różności.

Z 34-ma rysunkami w tekście.

## Pewność pracy silników spalinowych w porównaniu z parowymi.

Przy porównaniu silnika spalinowego z parowym, zwykle, jako argument przemawiający za silnikiem parowym, przytaczane jest, między innymi argumentami, większa pewność działania tego silnika w porównaniu z silnikiem spalinowym. Twierdzenie to, słuszne w epoce, kiedy silniki spalinowe należały do nowości, z którymi tylko wtajemniczeni umieli się obchodzić, dziś, gdy silniki spalinowe wyparły z użycia prawie całkowicie małe i średnie silniki parowe, a i wśród dużych jednostek nieraz skutecznie współzawodniczą, należałoby to twierdzenie poddać ścisłej krytyce. Jak wiadomo, pewność działania silnika zależy od:

1) należytego wykonania silnika, t. j. wyboru odpowiedniego sposobu pracy (obiegu), użycia odpowiednich materiałów budowlanych i należytego uwzględnienia sił wewnętrznych i zewnętrznych, działających we wszystkich częściach danego silnika;

2) prostoty sposobu pracy silnika, tak aby ogólny plan działania, jak i czynności poszczególnych organów były łatwo zrozumiałe dla obsługującego silnik;

3) prostoty budowy silnika, t. j. unikania zastosowania zawiłych mechanizmów, których obsługa stawiałaby zbyt wielkie wymagania fachowości maszynisty;

4) możliwej niezależności pracy silnika od obsługi przez zastosowanie prostych, samoczynnych mechanizmów, w celu peryodycznego wykonywania czynności niezbędnych do utrzymania silnika w ruchu, tak np. samoczynne oliwienie części roboczych, doprowadzanie paliwa i t. p.

Punkt pierwszy jednakowo bywa zachowany w silnikach parowych jak i spalinowych w pierwszorzędnym wykonaniu (a mówiąc o pewności pracy, tylko takie silniki mogą być uwzględniane); pod względem prostoty sposobu pracy (punkt 2-gi) silniki parowe mają pewną wyższość nad spalinowymi, gdyż otrzymują ciało czynne, parę, w stanie gotowym do pracy, gdy silnik spalinowy musi sam sobie wytworzyć swe ciało czynne, t. j. spaliny. Pod względem prostoty budowy silniki spalinowe normalnie nie ustępują silnikom parowym, np. z zaworowym lub kurkowym rozrzędem, często nader złożonym, ogólnie zaś biorąc, silniki spalinowe są cokolwiek bardziej skomplikowane, niż parowe; wreszcie pod względem łatwości obsługi silniki spalinowe stoją znacznie wyżej, niż parowe.

Reasumując powyższe twierdzenia, widzimy, że obydwa rodzaje silników pod względem pewności działania są równe sobie, a nawet, w małych urządzeniach, gdzie przeważa wzgląd zawarty w punkcie czwartym, przewaga jest po stronie silników spalinowych: gdyż, jak wiadomo, podobne silniki poza jednorazowym napełnieniem oliwiarek, uregulowaniem dopływu paliwa i wody chłodzącej, pracują zwykle bez nadzoru przez szereg godzin, co w urządzeniach parowych jest niemożliwe choćby już tylko ze względu na konieczność peryodycznego zasilania kotła wodą i paliwem.

Lecz i wielkie silniki spalinowe, o ile w zupełności odpowiadają punktowi 1-mu, nie są mniej zaufania godne w działaniu, tak np. przy pewnym silniku o gazie wielkopieczym, pędzącym dmuchawę wielkopieczą, w przeciągu roku z górą (8790 godzin) pracy, postoje, których przyczyną był silnik, wyniosły razem 16 godzin, t. j. 0,18%. Inny silnik o gazie wielkopieczym, mocy 2000 k. m., w przeciągu 19 miesięcy pracował 98,3% całkowitego możliwego czasu pracy, postoje w ilości 1,7% czasu pracy spowodowane były

naprawami przy wielkim piecu. W trzecim przypadku silnik o sile 1000 k. m. pędzący 700 kw prądnicę, w przeciągu 11 miesięcy na 3534 możliwych godzin pracy, pracował 3529, czyli postoje wyniosły 5 godzin; inny silnik 1000 k. m. pracował w przeciągu 5 miesięcy 2694 godzin, nie opuszczając ani jednej godziny; wreszcie 500-konny silnik tej samej fabryki w przeciągu roku pracował w ciągu 6965 godz., z pośród 6974,5 możliwych godzin pracy, czyli postoje wyniosły 9,5 godzin; nadmienić należy, że dwa pierwsze silniki pochodzą z r. 1910, zaś 3 ostatnie jeszcze z r. 1908.

Również i między mniejszymi silnikami spalinowymi silniki pracujące bez przerwy w przeciągu kilku miesięcy nie należą do rzadkości, w młynach zaś i t. p. silniki pracują stale w ciągu tygodnia bez przerwy.

Dokładniejsze porównanie pewności działania silników parowych i spalinowych możliwe jest tylko drogą statystyki wypadków i przerw w pracy, spowodowanych jednymi i drugimi. Zbieranie podobnych danych jest z powodów łatwo zrozumiałych niezmiernie utrudnione, jeżeli nie całkowicie niemożliwe. Jedyne informacje w tym względzie zawierają statystyki prowadzone przez towarzystwa nadzoru nad kotłami, silnikami i t. p., oraz towarzystwa ubezpieczeń od strat, spowodowanych przez postoje wskutek zepsucia się i t. p. silników i innych maszyn.

Bardzo ściśle prowadzoną statystykę posiada *Angielskie Towarzystwo Ubezpieczeń Silników, Kotłów i Maszyn Elektrycznych* (British Engine, Boiler and Electrical Insurance Co., Ltd.). Instytucja ta, będąca zrzeszeniem właścicieli przedsiębiorstw przemysłowych, ma na celu zabezpieczenie ubezpieczonych od strat wskutek zepsucia się silników, żorawi, maszyn elektrycznych i in., oraz wybuchu kotłów parowych, posiada ono na usługach swych cały sztab specjalistów, którzy wykonywają peryodyczne rewizje, o których wyniku zawiadamiają właścicieli, wskazując zauważone wady, podając sposoby naprawy i t. p., w celu zapewnienia prawidłowej pracy.

Następujące dane, zaczerpnięte ze sprawozdań wspomnianego Towarzystwa, mogą służyć jako dowód pewności działania silników, zastrzedz jednak należy, że liczby przytoczone ilustrują tylko w przybliżeniu właściwy stan rzeczy, gdyż statystyka obejmuje tylko silniki ubezpieczonych, a więc tylko część silników będących w użyciu w Anglii, oraz, że średnia moc silników parowych ubezpieczonych jest znacznie wyższa, niż silników spalinowych, i ilość silników parowych jest cokolwiek większa, niż spalinowych, mianowicie, z pośród ubezpieczonych silników:

w r. 1908 na 20 siln. spalinowych było 27 siln. parowych
" 1909 " 20 " " " 26 " "
" 1910 " 20 " " " 25 " "

Wypadków z silnikami parowymi i spalinowymi było:

w r. 1905	1906	1907	1908	1909	1910
siln. parowe	1:8,3	1: 8,1	1:11,7	1:9,4	1:10,2
" spalin.	1:8,0	1:12,4	1:11,1	1:9,1	1:10,4

zatem, z pośród silników parowych w r. 1910 jeden na każde 9,7 podlegał wypadkowi, w porównaniu do 1 na 10,8 dla silników spalinowych, czyli, pomimo że silniki parowe jako większe, mają lepszą i stałą obsługę, ilość wypadków z nimi była większa, niż z mniejszymi i gorzej obsługiwanymi silnikami spalinowymi, co chlubnie świadczy o pewności działania ostatnich.

Wypadki zdarzały się wskutek następujących przyczyn:

Rok . . . . .	1905		1908		1910	
	parowe	spalinowe	parowe	spalinowe	parowe	spalinowe
Silniki . . . . .						
Niedbalstwa obsługi . . . . .	24%	18%	25%	27%	18%	17%
Wadliwej budowy . . . . .	22 "	25 "	31 "	17 "	16 "	19 "
Zadawnionych uszkodzeń i zużycia . . . . .	32 "	13 "	15 "	20 "	34 "	29 "
Z niewiadomych przyczyn . . . . .	22 "	44 "	29 "	36 "	37 "	35 "
	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Następujące tablice zawierają wykaz części, które spowodowały wypadki z silnikami parowymi i spalinowymi.

#### Silniki parowe.

Rok . . . . .	Przed 1884	1884-1888	1889-1893	1894-1898	1899-1903	1904-1908	1909	1910
	Procenty							
Części rozdziału pary: suwaki, zawory, kurki i t. p. . . . .	17,4	19,8	19,0	18,4	26,5	28,0	34,1	26,6
Koła zębate . . . . .	19,5	18,1	16,4	12,8	9,7	11,9	8,7	8,9
Napęd pompy skraplacza . . . . .	12,8	10,7	10,4	7,4	9,8	10,4	4,6	10,3
Zawory skraplacza i pompy pow. . . . .	8,1	7,8	7,3	9,4	6,1	5,8	10,7	8,0
Ramy, podstawy, słupy kolumny i t. p. . . . .	6,1	5,4	9,3	7,7	6,4	6,3	5,6	7,5
Cylindry, pokrywy i t. p. . . . .	2,3	2,8	3,0	6,3	8,4	6,8	5,6	4,9
Śruby <sup>1)</sup> . . . . .	4,8	7,6	7,2	4,6	2,5	0,8	1,0	2,2
Kulisy i prowadnice . . . . .	4,3	5,5	5,6	5,0	3,5	3,4	2,0	0,9
Wały główne . . . . .	5,3	4,5	4,5	5,1	3,2	3,5	2,6	5,8
Tłoki, pierścienie tłokowe i śruby . . . . .	3,2	2,8	2,2	2,0	4,6	4,4	4,6	5,3
Regulatory i ich napęd . . . . .	1,4	2,1	2,2	3,9	3,6	1,8	1,0	2,7
Korbowody i ich śruby . . . . .	0,6	0,9	0,9	3,8	4,1	3,4	3,1	5,3
Krzyżulce . . . . .	2,2	2,1	2,3	2,4	2,2	2,5	3,1	2,2
Koła rozpedowe . . . . .	2,7	1,6	1,6	1,9	2,4	2,0	2,6	2,2
Skraplacze i pompy powietrzne . . . . .	2,2	0,9	1,4	2,8	1,8	2,5	2,0	0,9
Tłoczyiska . . . . .	2,0	2,2	2,3	1,3	1,7	2,5	2,6	1,8
Czopy korbowe . . . . .	0,7	1,4	0,9	2,0	1,2	1,0	0,5	0,5
Korby . . . . .	1,7	2,1	0,6	1,1	0,6	0,6	1,5	—
Dźwignie . . . . .	0,9	0,7	0,6	1,2	1,0	0,7	—	0,5
Czopy w dźwigniach . . . . .	1,2	0,5	1,6	0,7	0,4	0,6	0,5	0,9
Pasy i liny napędne . . . . .	—	—	0,3	0,1	0,2	0,4	0,5	—
Całkowite zniszczenie silnika bez możliwości ustalenia przyczyny . . . . .	0,6	0,3	0,2	—	—	0,4	—	—
Wálki dodatkowe . . . . .	—	0,2	0,2	0,1	0,1	0,3	1,6	1,3
Wirniki turbin parowych . . . . .	—	—	—	—	—	—	1,5	1,3
	100	100	100	100	100	100	100	100

Z danych ostatniej tablicy widoczne jest zmniejszenie się ilości uszkodzeń (złamań i t. p.) części większych, jak cylindry, tłoczyiska, korby, czopy korbowe silników parowych, i wzrost ilości uszkodzeń drobnych części rozdziału pary i t. p., które, jako łatwiejsze do naprawy, nie są tak bardzo szkodliwe, jak uszkodzenia części głównych.

Tablica: Silniki spalinowe wskazuje, podobnie jak dla silników parowych, zwiększanie się ilości uszkodzeń części drobnych, jak zawory i części napędu, zato ilość uszkodzeń cylindrów i głowic stale się zmniejsza, co wskazuje na pokonanie przez konstruktorów trudności przy projektowaniu tych tak odpowiedzialnych części silników. Podobnie zmniejsza się ilość uszkodzonych ram, tłoków, wałów korbowych i t. p.

Ilość uszkodzeń wałów zmniejszyłaby się jeszcze bardziej, gdyby zaprzestano stosować wały oparte na dwu łożyskach i zaopatrzone w dwa koła rozpedowe na końcach. Że podobne wały, zapewne wskutek nieuwzględnienia przy obli-

<sup>1)</sup> Oprócz śrub w tłokach, korbowodach, zaworach i innych częściach ruchomych.

#### Silniki spalinowe

	Przed 1905	1905	1906	1907	1908	1909	1910
Zawory i ich napęd . . . . .	32,6	30,1	28,7	43,3	31,3	29,6	42,8
Cylindry i głowice . . . . .	16,6	15,9	16,7	13,5	19,4	15,4	8,5
Tłoki . . . . .	11,9	6,2	6,5	2,7	4,8	2,7	5,1
Korbowody i ich śruby . . . . .	11,2	10,6	12,0	8,1	10,8	9,4	9,1
Wały główne . . . . .	4,5	15,9	15,7	4,7	9,1	13,4	7,9
Regulatory i ich napęd . . . . .	4,4	5,3	7,4	7,4	4,8	5,4	3,4
Tłumiki i rury wylotowe . . . . .	4,3	5,3	2,8	1,4	2,4	1,3	2,8
Koła rozpedowe i pasowe . . . . .	4,3	3,5	4,6	4,7	5,4	0,7	2,8
Sprzęgła . . . . .	1,7	1,8	—	—	—	—	0,6
Ramy i podstawy . . . . .	2,8	2,7	—	4,0	1,2	1,3	1,7
Śruby różne <sup>1)</sup> . . . . .	2,7	0,9	0,9	1,4	2,4	2,0	1,7
Całkowite zniszczenie silnika, przyczyna nie ustalona . . . . .	1,0	—	1,9	—	—	—	0,6
Pasy i liny napędne . . . . .	—	0,9	1,9	—	—	—	—
Różne . . . . .	—	—	—	5,4	5,4	7,4	4,5
Urządzenia o gazie ssanym . . . . .	—	0,9	0,9	3,4	3,0	11,4	8,5
	100	100	100	100	100	100	100

czeniu dodatkowych momentów gnących, spowodowanych przez siły odśrodkowe niewyważonych kół rozpedowych, są mniej trwałe, niż wały na trzech łożyskach oparte z jednym kołem rozpedowym między dwoma łożyskami, stwierdza statystyka, według której w r. 1906 z ogólnej ilości złamanych wałów korbowych 77% było o dwu łożyskach, a tylko 23% — o trzech łożyskach. Z pośród miejsc, gdzie złamanie w wale korbowym powstaje najłatwiej, najniebezpieczniejszą jest część wału między kołem rozpedowym a łożyskiem głównym lub korbą (38% złamań), w czopie korbowym — 37%, wreszcie w ramionach — 25% złamań.

Nasuwa się pytanie, jak wyglądałaby w naszych stosunkach statystyka powyższa, całkowicie obalająca „twierdzenie“ umieszczone na początku niniejszego artykułu?

Odpowiedź na to pytanie, wobec braku danych ilościowych, dać trudno, przypuszczać jednak należy, że obsługa silników u nas i w Anglii odbywa się w jednakowych warunkach, gdyż większą sumiennosc maszynisty angielskiego równowazy większa pojętnosc naszego, oraz, że ilość wypadków z silnikami parowymi jest jednakowa u nas i w Anglii, pomimo różnych typów silników używanych; jest to prawdopodobne, gdyż u nas używane silniki są przeważnie wolnobieżne i bardziej skomplikowane w porównaniu z szybkobieżnymi, prostej budowy, pionowymi silnikami, używanymi przeważnie w Anglii, szanse zepsucia się są zatem równe. Zato ilość wypadków z silnikami spalinowymi u nas jest prawdopodobnie większa z powodu chociażby mniej korzystnych warunków klimatycznych; jak wiadomo, ilość pękniętych cylindrów silników spalinowych, z nastaniem pierwszych mrozów, jest corocznie dość znaczna.

Sądzić zatem można, że statystyka w angielskich stosunkach otrzymana niewieleby się zmieniła, w zastosowaniu do naszych stosunków, na niekorzyść silników spalinowych, czyli, jeżeli w Anglii ostatnie posiadają większą pewność działania, niż parowe, to u nas można mieć do nich przynajmniej *jednakowe zaufanie*.

W celu wyjaśnienia tego ciekawego pytania, pożądane byłoby zebranie właściwych danych np. drogą ankiety, wobec braku poważnych źródeł, bezstronnie traktujących tę sprawę.

! Stanisław Płużański, inż.

<sup>1)</sup> Oprócz śrub w korbowodzie, zaworach i innych częściach ruchomych.

## Projekt bezpośredniego połączenia kołowego górnej Alei Jerozolimskiej z dolną.

Wobec zainteresowania, jakie budzi ta sprawa, uzyskaliśmy od naczelnego inżyniera budowy III mostu i dojazdów inż. A. Lubickiego jego motywowany opis takiego połączenia, przedstawiony w dniu 31 marca r. do uznania Komitetowi budowy, i ten poniżej w streszczeniu podajemy, korzystając również z łaskawie nam udzielonych rysunków.

*Redakcja.*

Wznoszony obecnie wiadukt w Alei Jerozolimskiej, zapewniając wszelką wygodę w bezpośredniej komunikacji miasta z mostem, powoduje pewne zmiany w komunikacji między dolnym a górnym miastem, wskutek zniesienia istniejącego od lat 75-u prostego połączenia Nowego Światu z ulicami Powiśla za pośrednictwem Alei Jerozolimskiej. W obecnym stanie rzeczy ruch kołowy pomiędzy dzielnicą przylegającą do Alei Jerozolimskiej na Powiślu a śródmieściem musi się ograniczać do ulic Książęcej i Tamki, aż do nieokreślonej przyszłości, gdy zostanie urzeczywistniony zamiar przedłużenia Smolnej dolnej do połączenia z ul. Szczygłą i Okólnikiem, lub utworzenia jakiej innej ulicy w podobnym celu. Okoliczność powyższa była przyczyną licznych skarg i pretensji ze strony właścicieli nieruchomości, znajdujących się w dolnych Alejach Jerozolimskich, czego najzupełniejszym wyrazem był list otwarty podany w pismach codziennych d. 1 kwietnia 1908 roku, motywujący żądanie zaprzestania budowy wiaduktu ze względu na jego szkodliwość dla mieszkańców dolnej Alei Jerozolimskiej, tak wskutek zmiany w sposobie komunikacji z górnym miastem, jak też wskutek rozkopania ulicy podczas samych robót. Skarga ta, jak wiadomo, złożona na ręce Prezydenta miasta, przeszła kolejno szereg instancji administracyjnych i w końcu oparła się o Senat, który również jak i powyższe instancje odmówił zadośćuczynienia prośbie tych właścicieli, pozostawiając im możliwość dochodzenia swych rzekomych szkód i strat na drodze sądów cywilnych.

Przypomnijmy teraz pokrótce rozwój poglądów, który w końcu doprowadził do wyboru obecnie wykonywanego systemu połączenia na miejscu dawnego zjazdu w Alejach Jerozolimskich.

W marcu r. 1905 Komitet budowy po raz pierwszy postanowił powierzyć rozpatrzenie sprawy dojazdów do mostu na lewym brzegu Wisły specjalnej komisji z udziałem członków Magistratu, obywateli miasta, przedstawicieli Tow. Kredytowego m. Warszawy, Sekcji Tow. Popier. Przem. i Handlu oraz wybitnych architektów. Jakoż komisja powyższa, rozpatrzywszy zasadniczy projekt wiaduktu, przedłożony jej przez b. naczelnego inżyniera, orzekła między innymi, że „należy uznać ten projekt za zupełnie racjonalny i uzasadniony . . . należy przytem, przy opracowaniu projektu mieć na widoku możliwość urządzenia mechanicznego połączenia dla ruchu pieszego między dołem i górą, a w przyszłości przy regulacji i stopniowym zabudowaniu dzielnicy przyległych—bezpośredniego połączenia kołowego między dolną i górną częścią Alei Jerozolimskiej“. Jednocześnie uchwalono ogłosić konkurs w celu estetycznego opracowania zasadniczego projektu.

Niezależnie od konkursu, którego wyniki były rozpatrzone przez Komitet w lutym r. 1906, w kwietniu i maju tegoż roku odbywały się posiedzenia wyżej wspomnianej komisji, w celu rozpatrzenia sprawy połączenia górnego miasta z dolnym, w związku z budową nowego mostu przez Wisłę.

Komisja ta rozpatrzyła 14 wariantów, a między nimi i projekt przyjęty przez Komitet, oraz projekt konkursowy „Demos“ (stojący poza konkursem). Wszystkie te projekty, z wyjątkiem zaledwie kilku (a w liczbie tych wyjątków był i projekt przyjęty przez Komitet) starały się w tej czy innej formie zachować bezpośrednią komunikację kołową górnej Alei Jerozolimskiej z dolną, a mianowicie:

a) proj. „Demos“ i proj. inż. Gembarzewskiego przewidywały to połączenie za pośrednictwem Alei Jerozolimskiej ze spadkiem, począwszy od Nowego Światu po środkowej z trzech ulic;

b) proj. inż. Wyczyńskiego—za pośrednictwem Al. Je-

rozolimskiej ze spadkiem od Nowego Światu po prawej z 2-ch ulic;

c) proj. inż. Jenikego — podobny do poprzednich z dodaniem ronda na przecięciu ul. Nowy Świat z Aleją Jerozolimską;

d) proj. inż. Prüffera — wprowadzał pewne zmiany do poprzednich;

e) proj. inż. Drzewieckiego — w postaci ślimakowego zjazdu po zboczu płaskowzgórza na południe od ściany oporowej, z Jerozolimskiej na Smolną dolną;

f) proj. inż. Mościckiego—w postaci podobnego ślimakowego zjazdu na posesjach konsystorza i szpitala Ś-go Łazarza.

Wszystkie projekty powyższe rozpatrywano pod następującymi względami:

1. Pod względem komunikacji:

a) górnego miasta z Pragą;

b) dolnego „ „

c) górnego „ z dolnym;

d) komunikacji poprzecznych.

2. Pod względem regulacji dzielnic przyległych i warunków zabudowania poszczególnych działek.

3. Pod względem przeprowadzenia Centralnej drogi żelaznej.

4. Pod względem niezbędnej przebudowy sieci kanalizacyjnej i wodociągowej.

5. Pod względem estetyki.

6. Pod względem kosztu:

a) wywłaszczenia terenów i wynagrodzenia szkód i strat;

b) wykonania budowy.

Po długich debatach komisja wypowiedziała się za projektem Komitetu, z warunkiem udogodnienia drogi objazdowej, prowadzącej na górę po Smolnej dolnej, Książęcej i pó posesyi szpitala Ś-go Łazarza. Prócz tego komisja wyraziła życzenie, ażeby, oprócz tego połączenia na południowej stronie wiaduktu, było urzeczywistnione połączenie na północnej jego stronie w postaci np. przedłużenia po skarpie ulicy Smolnej dolnej do połączenia ze Szczygłą i z Okólnikiem.

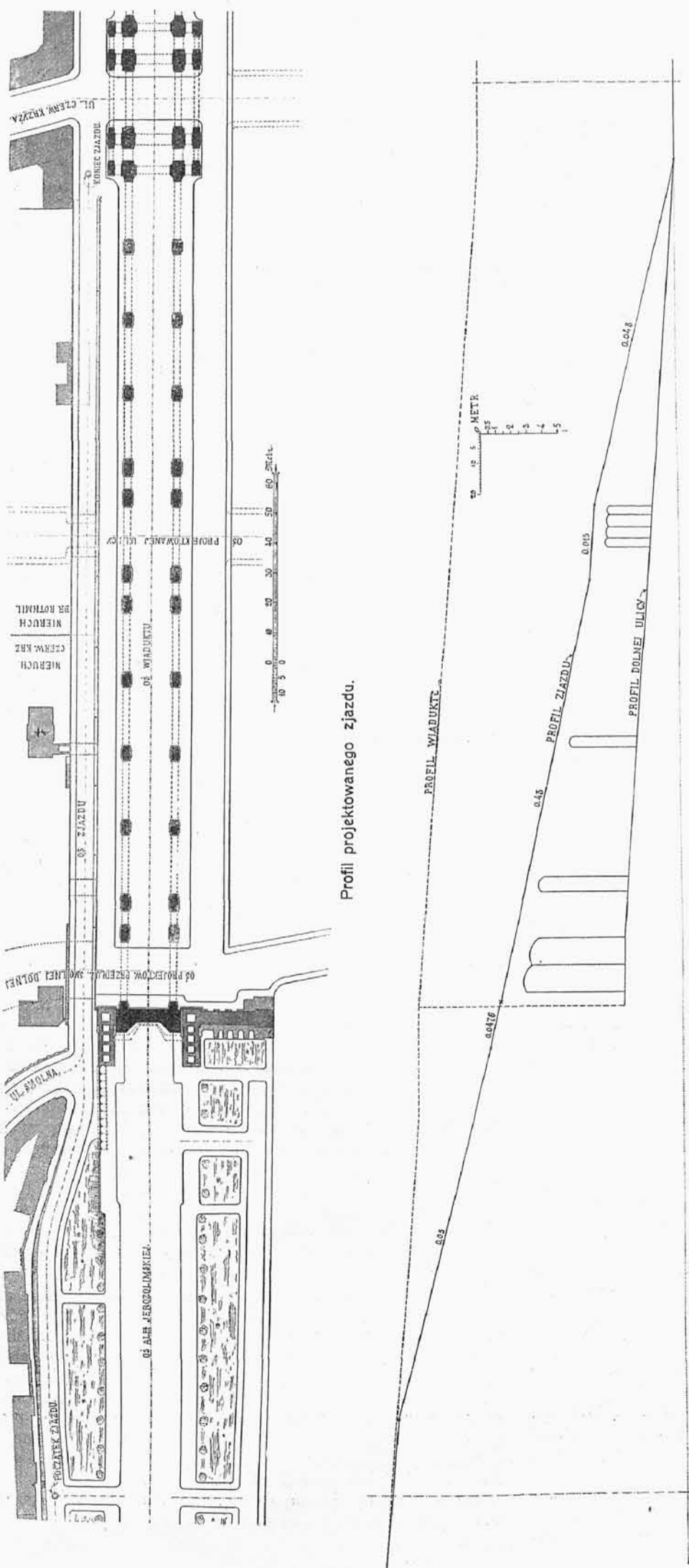
Ostatecznie więc sprawa wyboru zasadniczego projektu wiaduktu była zdecydowana na korzyść wariantu przyjętego przez Komitet budowy, jednakże dla tych czy innych powodów opinia publiczna nie pogodziła się z tą decyzją, i sprawa bezpośredniego połączenia kołowego między dolną i górną Al. Jerozolimską występowała na nowo od czasu do czasu na łamach dzienników.

Za najpoważniejszy wyraz opinii publicznej w tej sprawie należy uważać ponowne i bardzo szczegółowe rozpatrzenie projektu wiaduktu w Alei Jerozolimskiej, na wiosnę r. 1910, przez Warszawskie Stowarzyszenie Techników, które wyłoniło z siebie komisję przy udziale b. naczelnego inżyniera budowy i jego pomocników oraz kilku członków Komitetu budowy. Komisja ta również wydała sąd przychylny o projekcie Komitetu, uważając ten projekt za celowy i dodając, że „pomiędzy Powiślem (przy ścianie oporowej) a Nowym Światem należy urządzić możliwie najkrótsze połączenie, chociażby ze spadkiem 4% i szerokością przynajmniej 12 m. Niezależnie od powyższego, koniecznym jest dogodne połączenie tegoż punktu Powiśla z górną częścią Alei Jerozolimskiej przy wiadukcie i z samym wiaduktem“...<sup>1)</sup>

Z przytoczonego wyżej widać, że obok zupełnie prawidłowego rozwiązania zadania głównej komunikacji górnego miasta z mostem występuje jednak konieczność możliwego zadowolenia potrzeb zainteresowanych posesyi Powiśla, dając im krótkie kołowe połączenie z Nowym Światem. To właśnie miały na celu projekty inż. Drzewieckiego, Mościckiego, a w późniejszych czasach inż. Milkowskiego, przewidujące dodatkowo do głównej komunikacji górnej zjazdu na poziom dolnego miasta po zboczach płaskowzgórza, na którym rozłożona jest Warszawa. Projekty te wszakże mają tę ujemną stronę, że wymagają wywłaszczenia znacznych obszarów i zniesienia wielu budynków dochodowych.

<sup>1)</sup> Por. *Przegl. Techn.* Rok 1910, № 23, str. 301.

Plan projektowanego zjazdu obok istniejącego wiaduktu.



Profil projektowanego zjazdu.

Wobec tego zwróciliśmy uwagę na północną stronę ściany oporowej przy Smolnej, tam, gdzie istniejący projekt wiaduktu przewiduje znaczne pogłębienie w postaci zniżającej się ulicy przy nieruchomości p. Petscha. Ta pogłębiająca się ulica miała się łączyć ze Smolną górną na zakręcie około wspomnianego domu, a wytworzony w tym miejscu placyk miał się łączyć schodami z dolną Aleją Jeruzolimską. Od tego to placyku skasowawszy schody prowadzimy dalej zjazd w postaci nasypu ziemnego, ujętego w ścianki z żelazo-betonu na poziom dolnej Alei Jeruzolimskiej.

Tak więc zjazd projektowany, idąc wzdłuż północnej regulacyjnej linii ulicy i nie wymagając dodatkowych wywłaszczeń, posiada 439 m długości, w czym 280 m w dolnej Alei Jeruzolimskiej. Składa się on z jezdni o 6 m szerokości, co wystarcza na wygodne minięcie się dwóch pojazdów, i chodnika, biegnącego wzdłuż linii domów o szerokości 2,30 m. Z drugiej strony jezdni znajduje się obrzeże 0,70 m szerokości.

Rozpoczynając się naprzeciw domu p. Hintza na rogu ulicy Czerwonego Krzyża, zjazd o pochyłościach 0,048, 0,015 i 0,043, prowadzi na placyk przy domu p. Petscha. Tu droga się rozwidła: na prawo idzie Smolna górna, prosto zaś — wyżej wspomniana ulica wzdłuż posesyi górnej Alei Jeruzolimskiej, wychodząca pochyłością 0,05 na poziom górnej jezdni na odległości 275 m od Nowego Światu. Naprzeciwko domu p. Petscha jest urządzona ścianka podporowa żelazno-betonowa, podtrzymująca nasyp, tworzący ulicę górną, prowadzącą na wiadukt. Na przecięciach się zjazdu z projektowanymi ulicami dolnego miasta są w nim urządzone odpowiednie otwory (wiadukty), które pozwolą na przeprowadzenie tychże ulic.

Właściwości tego projektu w porównaniu do innych, zmierzających do tego samego celu, najlepiej poznamy rozpatrując go z tych samych punktów widzenia, z których komisja z r. 1906 rozpatrywała wszystkie inne projekty (patrz wyżej).

1. Pod względem komunikacji:  
 a) górnego miasta z Pragą;  
 b) dolnego " " " "  
 zjazd nie wprowadza "żadnych" zmian;  
 c) górnego miasta z dolnym;  
 zjazd stwarza najkrótsze bezpośrednie połączenie dla lekkiego ruchu kołowego z ulic Powiśla przyległych do Alei Jeruzolimskiej;

d) komunikacji poprzecznych.  
 d') W górnym mieście zjazd nie wprowadza żadnych zmian, gdyż pogłębiająca się ulica rozpoczyna się na odległości 275 m od Nowego Światu, co stanowi  $\frac{2}{3}$  przestrzeni pomiędzy Nowym Światem i Smolną dolną, na której to przestrzeni przeprowadzone być mogą ulice równoległe do Nowego Światu.

d'') W dolnym mieście zjazd na długości 280 m przewiduje możliwość

przeprowadzenia dwóch ulic poprzecznych, posiadając odpowiednie wiadukty.

2. Pod względem regulacji dzielnic przyległych i warunków zabudowania poszczególnych działek zjazd wywiera pewien wpływ jedynie w dolnej części miasta, przylegając z południa do dwóch posesyi: szpitala Czerwonego Krzyża i B-ci Rothmil, gdyż w górnej Jerozolimskiej przyległe działki są już zabudowane domami dochodowymi, których frontu i warunków dojazdu projektowany zjazd zupełnie nie zmienia.

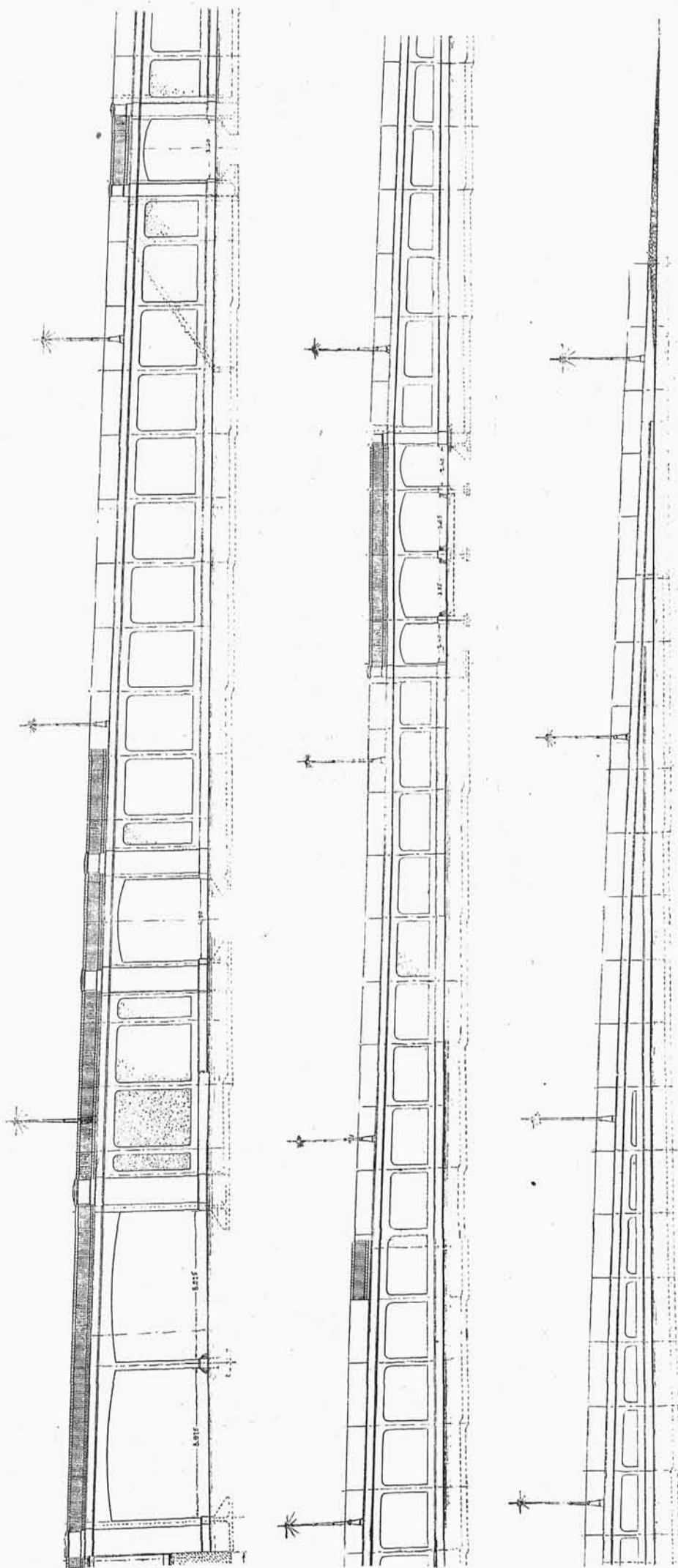
Posesya szpitala Czerwonego Krzyża jest odgródzona obecnie od ulicy wysokim parkanem murem, służącym też po części jako ścianka podporowa. Posesya ta nie posiada określonego poziomu, leżąc w znacznej swej części na zboczu płaskowzgórza, wskutek czego, jak również z samej natury szpitalnych zabudowań, budynki są rozrzucone po całej posesyi, każdy na innym poziomie. Wobec tego nowy poziom zjazdu nie posiada żadnego znaczenia dla wspomnianych domów, jak również dla dalszego zabudowania terenu szpitalnego.

Działka Br. Rothmil graniczy z projektowanym zjazdem na długości 144 m i leży częściowo, lecz wraz z budynkami, na gruncie miejskim. Po odzyskaniu prawa do swego gruntu, Magistrat zniszczy wspomniane budynki. Ponieważ projektowany zjazd w granicach sąsiedowania z tą posesją posiada wysokość od  $\pm 3,30$  m do 0,00 m, nowe domy mogą być wystawione albo tuż przy ścianie zjazdu, mając na pewnej przestrzeni o jedno piętro więcej od podwórza niż od ulicy, albo na pewnym odstępie od zjazdu. Naprzeciw tej posesyi w zjeździe znajduje się wiadukt dla projektowanej ulicy, który tymczasowo pozwoli na urządzenie bramy wjazdowej na podwórze z dolnej Alei Jerozolimskiej. W końcu dodamy, że styczność zjazdu z prywatnymi właścicielami ogranicza się jedynie do dwóch wyżej wspomnianych posesyi.

3. Pod względem przeprowadzenia Centralnej drogi żelaznej należy mieć na uwadze, że trasa tej kolei uległa gruntownej zmianie na skutek samego faktu wybudowania mostu i wiaduktu na osi Alei Jerozolimskiej. Istotnie, przesunięcie tej trasy ze środka szerokiej ulicy na grunty prywatne zmusiło do przewidywania tak znacznych kosztów na wywłaszczenie tych gruntów, że zmniejszyło do minimum szanse wykonania samego projektu Centralnej drogi żelaznej. Projektowany zjazd wymaga jedynie dodatkowego i niewielkiego przesunięcia tej trasy ku północy, nie dorzucając nic nowego do istniejących wyżej wspomnianych warunków.

4. Pod względem przebudowy sieci kanalizacyjnej i wodociągowej, projekt nie wprowadzi żadnych zmian do przerobionej stosownie do ogólnego projektu sieci.

5. Pod względem estetyki, zjazd



Fasada boczna projektowanego zjazdu.

projektowany wprowadza pewne urozmaicenie wyglądu ulicy, która według dawnego projektu kończyła się ścianą oporową bez żadnego wyjazdu.

Szeroka i pusta ślepa ulica zostaje podzielona na dwie ulice, z których jedna pozostaje na poziomie dolnym, druga zaś biegnie ku górze, otwierając panoramę na ładne miejskie budowle. Wąska ulica dolna, mało uczęszczana, o perspektywie zamkniętej basztą ściany oporowej, będzie przypominała w swoim archaicznym stylu uliczkę średniowiecza i będzie dodatnio kontrastowała z nowoczesnym obszernym rozplanowaniem całości.

Prócz tego zjazd, znajdując się na pewnej odległości od wiaduktu głównego i stopniowo wznosząc się ku górze, pozwoli na oglądanie tego ostatniego z rozmaitych wysokości.

6. Pod względem kosztów: a) Jak to wyżej wspomniano, zjazd nie wymaga wywłaszczenia nowych terenów, mieści się bowiem cały wewnątrz linii regulacyjnych ulicy już wytkniętej. Zaznaczyć należy, że koszty wywłaszczenia mogą dojść do bardzo wysokich sum w projektach inż. Drzewieckiego, Mościckiego, Milkowskiego lub arch. Przybylskiego. b) Koszt budowy według dokładnego kosztorysu i na podstawie cen kontraktowych wyniesie rb. 172 000.

Spadki ulicy, wskazane wyżej a nie dające się zmniejszyć wskutek zupełnie ograniczonej przestrzeni, nie mogą być uważane za zbyt duże dla ruchu kołowego lekkiego, jakim przedewszystkiem zjazd ma służyć. Istotnie w samej Warszawie i w innych miastach o ruchu bardzo intensywnym spotykamy się z następującymi średnimi spadkami ulic na tej samej co nasz zjazd długości 414 m.

a) W Warszawie:

1) projektowany zjazd . . .	0,045
2) ulica Karowa (krzywa) . . .	0,033
3) „ Tamka . . . . .	0,048
4) „ Książęca . . . . .	0,040

Uwaga. Trzy ostatnie ulice służą i dla ruchu ciężarowego, na ulicy zaś Maryensztad, na zjeździe od Zamku na Bugaj i na Bednarskiej spotykamy spadki 0,09, 0,13 i 0,08.

b) W Kijowie:

1) ulica Aleksandrowska . . .	0,08
2) „ Stołypinowska . . .	0,067
3) „ Wasilczykowska . . .	0,071

Uwaga. Główna ulica Kijowa Kreszczatik ma spadek 0,037.

c) W Moskwie:

1) Bulwar Roźdiestwenski . . .	0,042
2) ulica Twerska . . . . .	0,042
3) Przejazd Teatralny . . . .	0,045

Uwaga. Spadki powyżej 0,05 m spotykamy w Moskwie na 16 ulicach śródmieścia: od 0,055 m w zaułku Kosmodamiańskim do 0,100 u Bramy Borowickiej.

Projektowany zjazd pod względem spadków będzie zajmował zatem miejsce środkowe pomiędzy Tamką i Książęcą.

Na podstawie powyższego rozpatrzenia widzimy, że zjazd ten rozwiązuje w miarę możliwości zadanie prostej komunikacji kołowej dolnej Alei Jerolimskiej z górnym miastem, nie pociągając za sobą ani poważniejszych niedogodności ani też nadmiernych kosztów i ze względu na wygodę mieszkańców dolnej dzielnicy, pozbawionych dawnej prostej drogi, powinien być jak najrychlej wykonany. Konstrukcyjnie zjazd składa się częściowo z ziemnego nasypu ujętego w komory żelazno-betonowe, częściowo z wiaduktów w postaci jedno- lub wielo-przęsłowych ram żelazno-betonowych, częściowo w końcu—ze ścianki oporowej jednostronnej, również z żelazo-betonu.

Zjazd projektowany, będąc pod względem swego profilu i znaczenia komunikacyjnego w ogólnej przebudowie danej części miasta jedynym śladem idei zasłużonego przemysłowca-obywatela miasta, powinien nosić nazwę Zjazdu Piotra Szeinkellera.

W końcu należy nadmienić, że jakiegokolwiek zarzuty mogą z ogólnego stanowiska ten zjazd spotkać, posiada on niewątpliwie pewne doniosłe zalety praktyczne, stawiające go w zupełnie odmiennym położeniu, niż wszystkie inne projekty, mające ten sam cel na widoku. Mianowicie, powodując minimalne niedogodności i to tylko w zabudowaniu jednej posesyi i nie tamując w niczem parcelacji i rozwoju dolnego miasta, przywraca on prostą komunikację dawną, stanowiącą organiczną potrzebę mieszkańców pewnej dzielnicy Powiśla. Przy tem wszystkiem, koszt jego jest tak nieznaczny, że zjazd ten może być nawet uważany za budowlę czasową, czyniącą zadość natychmiastowo pewnym palącym potrzebom, aż do chwili, gdy miasto, wyasygnawwszy wielomilionowy fundusz, radykalnie ureguluje komunikację i parcelację tarasowego terenu Warszawy.

## KRONIKA BIEŻĄCA.

Nowe próby z powietrzem płynnym jako środkiem rozsadzającym zostały dokonane w Rüdersdorfskich górach wapienych. Należy zaznaczyć, że robione już przedtem próby, np. przy budowie tunelu Simplonńskiego, nie dały dobrych wyników skutkiem zbyt szybkiego parowania powietrza płynnego w wywierconych naminy otworach.

Przy próbach w Rüdersdorf trzymano się metody wskazanej przez Kowatscha. Według tej metody zakłada się najpierw do wymierzonego otworu nabój z suchym, obfitującym w węgiel ciałem, następnie wykonywają się różne roboty przygotowawcze, zabierające więcej czasu, i dopiero na koniec dodaje się płynnego powietrza i zapala. Skutkiem takiego postępowania szkodliwe parowanie sprowadza się do minimum. Wyniki tych prób co do siły wybuchowej naboi miały wypaść świetnie.

Rozpowszechnienie samojazdów w Niemczech, Anglii i Francji. We Francji jest w użyciu 88 279 samojazdów, czyli przy 38 mil. ludności przypada jeden samojazd na 441 mieszkańców; w Anglii kursuje 175 245 wozów silnikowych na 43 740 000 ludności, co daje 1 wóz na 249 mieszk. W Niemczech na 75 mil. ludności przypada zaledwie 70 000 samojazdów—czyli 1 samojazd na 927 mieszkańców.

Spożytkowanie ciepła gazów odlotowych (spalin) pieców siemensowsko-martenowskich. „Stahl u. Eisen“ z d. 9 i 16 stycznia r. b. opisuje nową stalownię T-wa Phoenix w Ruhrst, która posiada jeden piec 30-tonnowy, jeden—40 i trzy piece 50-tonnowe. Urządzone są one w ten sposób, że gorące spaliny pieców martenowskich służą do ogrzewania kotłów parowych. Spaliny te doprowadzane są do kotłowni kanałem 15 m długości. Na każdy marten przypadają dwa kotły syst. Garbe'go o 200 m<sup>2</sup> powierzchni ogrzewalnej na piec mniejszy i 250 m<sup>2</sup> na piec większy. Każda grupa kotłów posiada prze-grzewacze o 50 i 65 m<sup>2</sup> powierzchni. Każdy kocioł został wykonany jako samodzielna jednostka, ażeby w razie uszkodzenia jednego kotła

w grupie, gazy mogły być użyte do ogrzewania drugiego. Ciąg w kotłach wytwarzają z pomocą 80-cio i 100-konnych wentylatorów przyrządy schwabachowskie, wys. 17 i 21 m, wyłożone wewnątrz cegłą ogniotrwałą. Doświadczenia, dokonane nad tymi kotłami, wykazały, że 40% ciepła zawartego w spalinach da się w ten sposób uchronić od zmarnowania. Rzecz naturalna, że te wyniki nie mogą być bez zastrzeżeń miarodajnymi dla innych tego rodzaju urządzeń.

Nowy sposób oczyszczania gliny zapomocą elektryczności. Przy oczyszczaniu gliny piaszczystej, zawierającej spat polny, związki żelaza, węgla brunatny i t. p., zapomocą szlamowania nie zawsze otrzymujemy pożądany rezultat. Przytem sposób ten wymaga wiele czasu i dużo miejsca. Nowy sposób oczyszczania gliny zapomocą elektryczności polega na wyzyskaniu własności gliny wydzielenia się pod wpływem prądu elektrycznego w formie płatków. W celu przygotowania gliny do elektrolizy, drobi się ją najpierw zapomocą specjalnych maszyn, następnie dodaje się do niej pewnego rozczynnika, zależnie od gatunku gliny, dzięki czemu grubsze części osadzają się. Specjalne sita ruchome sortują te części i odprowadzają na zewnątrz. Przygotowany w ten sposób szlam skierowany jest następnie do zbiorników podziemnych, gdzie zachodzi dalsze osadzanie się domieszek. Z tych zbiorników szlam przepompowywany jest do zbiorników rozdzielczych, z których wypływa pod stałym ciśnieniem z jednokową prędkością i stale w jednakowej ilości na maszyny, gdzie pod wpływem prądu elektrycznego glina wydziela się na elektrodach dodatnich, posiadających kształt wałców i obracanych przez motor elektryczny. Odpowiednie skrobaczki zbierają glinę z wałców na taśmy bez końca, nawinięte na obracające się waliki, z których spada ona do wózków. Głina oczyszczona w sposób opisany, jako pozbawiona wszelkich domieszek zanieczyszczających, może być użyta do wyrobu najdelikatniejszych przedmiotów; gliny ogniotrwałe zwiększają przytem swoją odporność.

# ARCHITEKTURA.

## O zapobieganiu zwietrzaniu piaskowców.

**N**a zwietrzanie kamieni działa, niezależnie od naprężeń termicznych, głównie woda. Jest ona najzłośliwszym wrogiem dzieł, wykonanych ręką ludzką; i do tego mniej przez gwałtowne spustoszenie morza lub prądów, aniżeli dzięki spokojnemu rozkładającemu i niszczącemu działaniu wewnątrz materyału.

Kamienie burzy ona przez rozkład chemiczny, szczególnie, gdy zawiera kwasy w mniejszym lub większym roztworze. Jeszcze bardziej niszcząco działa ciśnienie krystaliczne przy tworzeniu się lodu z wody w porach, zwłaszcza jeżeli wypełnia więcej niż 0,8 przestrzeni porów, a także i wytwarzanie kryształów z rozpuszczonych twardych związków chemicznych przy jej wyparowywaniu. Poza tem działają bardzo szkodliwie naprężenia, które powstają wówczas, gdy cząstki materyałów cementujących ziarnka kamienne napęczniają od wody, wchłoniętej przez ich pory. To ostatnie zjawisko szczególnie wyraźnie występuje na płaszczyznach tynków, które naprzemian zwilżają się i wysychają.

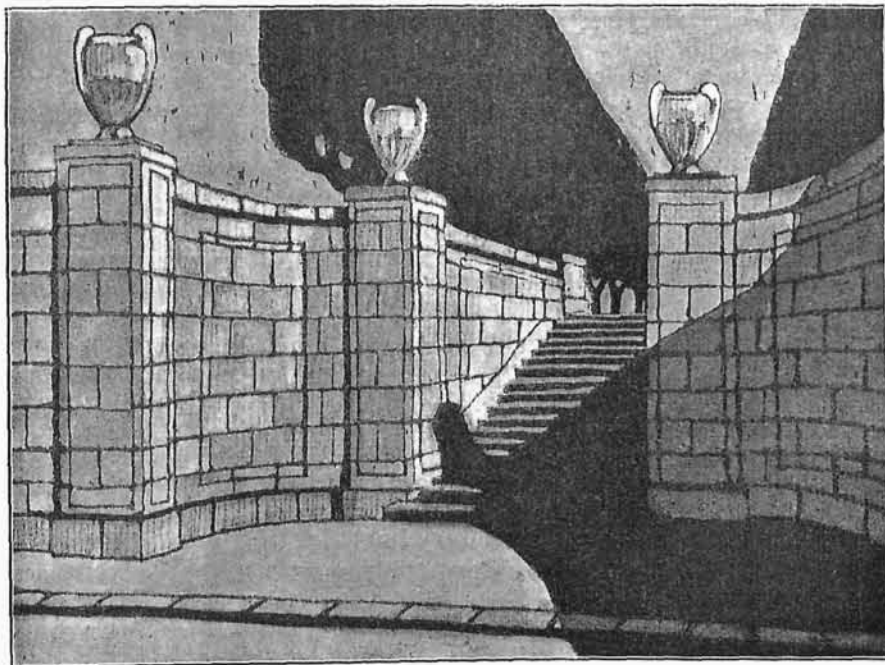
Zawarte w tynku cząstki niegaszonego wapna zamieniają się częściowo w gaszone. Reszta wapna pozostaje przez całe lata wzbogaconem kwasem krzemionkowym ciastem wapiennem, które w suchym stanie dochodzi do znacznej twardości, natomiast przy dostępie wody, zwłaszcza na powierzchni otworów porowych, znów pęcznieje i staje się miękkim. Przytem znów zachodzą naprężenia, których dowodzą włoskowate rysy w mocnym materyale cementującym. Przy wysychaniu te naprężenia ściskające znikają i zamieniają się w końcu w naprężenia rozciągające. Powierzchnia tynku wznosi się w formie pęcherzów, zupełnie jak gdyby mur był pokryty nie gęstą porowatą masą, lecz jakąś cieniutką skórą. To samo zjawisko zachodzi w odpadających warstwach wietrzejących powierzchni kamieni, jak to będzie dalej wskazane, skutkiem podobnych okoliczności czasem pod falującą warstwą tynku, pod którą tworzy się murszejąca warstwa kamienia.

Ma to miejsce nie tylko przy kamieniach położonych na przekrój warstwy, lecz także i przy kamieniach, ułożonych w murze bez określonego warstwowania. Kamienie, ułożone na przekrój warstwy, łuszczą się nie tylko w bardzo cieniutkich warstewkach, lecz skutkiem głębszego działania mrozu i w grubych warstwach, jeżeli skutkiem zbyt silnego obciążenia w jednej z dawniejszych powierzchni warstwowania powstały cieniutkie szczeliny od ciśnienia, w których zbiera się woda i podczas mrozu stopniowo odskakuje warstwa. Wszystkie kamienie a w szczególności piaskowce usiane są porami i w zależności od ilości i kształtu tych porów pochłaniają więcej lub mniej wody. Jeżeli kamienie podlegają działaniu chemicznej czystej wody w bardzo małej mierze, i jeżeli nawet woda deszczowa, zawierająca kwas węglowy, lub też zawierająca wszelkie możliwe roztwory woda gruntowa jest w stanie tylko w bardzo małych ilościach oddziaływać rozpuszczając na użyte kamienie, to i wówczas działanie jej jest znaczne, jeżeli utrzymuje przewilgocenie przez czas dłuższy lub też się często powtarza. Poza długotrwałością tego działania wchodzi w grę też wielkość dotkniętej działaniem wody powierzchni. O wiele więcej zważa jednak chemiczna rozpuszczalność ziaren i głównie materyału cementującego, gdyż od nich najczęściej zależna jest odporność na pogodę kamieni.

Zewnętrzne kruszenie się powstaje skutkiem rozkładu przez wodę deszczową masy, cementującej oddzielne ziarnka kamienia na powierzchni. Należy się tego obawiać tylko

przy mniej odpornych na działanie pogody piaskowcach. Naodwrot zaś, tylko najbardziej odporne piaskowce przeciwdziałają od wewnątrz na zewnątrz działającemu zniszczeniu dzięki ulatniającej się wody z porów.

Ten proces zniszczenia zachodzi w następujący sposób. Jeżeli kamień jest w styczności z wilgocią gruntową, czy to, iż warstwa izolacyjna przeciw postępującej w górę wilgoci gruntowej wogóle szwankuje w działaniu, czy też, iż pomieszczono ją poniżej poziomu chodnika lub też poniżej poziomu kropel deszczowych, odbryzgujących od chodnika, wówczas przenika nasyciona rozpuszczonymi solami i kwasami woda do porów kamienia i wznosi się, w wypadku, gdy są one dość cienkie, w przybliżeniu tak wysoko, iż akurat tyleż wody ulatnia się na zewnątrz przez pory, ile doprowadza się jej od dołu. Ulatnianie się z porów jest jednak małe, bowiem w nich znajduje się tylko mała ilość powietrza, która natychmiast przesyca się parą wodną i już następnie nie dopuszcza dalszego ulatniania. To ostatnie ma miejsce wyłącznie na okrytych powierzchniach zewnętrznych i w nich znajdujących się porach, o ile zachodzi w nich znaczniejsza zmiana powietrza. Ponieważ ulatnia się li tylko woda sama, zaś rozpuszczone w niej części składowe pozostają, to układają się na zewnętrznej powierzchni w grubszej lub cieńszej warstwie, zwolna nabierającej pewnej mocy, która ją wyróżnia od niżej leżących warstw. A ponieważ w tej warstwie znajdują się wszystkie substancje, które weszły w skład roztworu, o ile nie oddzieliły się od zewnętrznej powierzchni lub też nie zostały zmyte wodą deszczową, przeto nie zachodzi tam wogóle zespolona krystalizacja, lecz poszczególne kryształy są po większej części porozdzielane zanieczyszczającymi częściami składowymi (kolloidami), które, zależnie od ilości zawartej w nich wody, kurczą się lub pęcznią. Przez zjednoczone działanie ciśnienia krystalicznego oraz pęcznienia i kurczenia się owej nie krystalicznej ciastowatej substancji, występują też siły rozciągające i ścinające w pośredniej warstwie tej zewnętrznej skorupy i pozostałym kamieniem, które powodują odszczepienie owej warstwy. Powstała stąd, z początku jeszcze cienka szczelinka pochłania podczas deszczu dużą ilość wody, która tylko wolno może się ulatniać i skutkiem tego podczas mrozu powiększa szczelinę. Przez zjedno-



Z konkursu na zadrzewienie Żąbek.  
Szczegół połączenia dwóch poziomów.

Arch. Aleksander Bojemski.

czono działanie krystalizacji lodowej i wyżej wymienionych sił ścinających i rozciągających zjawia się powoli w pośredniej warstwie rozkruszanie ziarn kamienia, które zapelniają pustą przestrzeń kamiennym pyłem i po każdorazowym napęcznieniu warstwy przeszkadzają powrotowi do dawnego stanu, tak iż powierzchnia kamienia przedstawia czasami najdziwniejsze rozkruszenia. Grubość odszczepiającej się warstwy waha się od 1 mm do 1 cm. Czasem może powstać pod zewnętrzną warstwą, przez tworzenie się nowych warstw, krucha warstwa 2 do 3-ch cm, jednak należy to do wyjątkowych wypadków. To warstwowe zwierzczenie przez wznoszącą się wilgoć ziemną występuje głównie w tych miejscach, gdzie kończy się zawilgocenie, zawsze zatem prawie w dolnych kamieniach cokółowych.

Przy kamieniach, poddanych działaniu wody deszczowej,

ma miejsce najsilniejsze wietrzenie tam, gdzie proces parowania wody trwa najdłużej. Jest to uderzające zjawisko, które dotąd prawie nie było obserwowane, iż wietrzeniu nie tak bardzo podlegają miejsca wystawione na deszcz, ile znacznie więcej miejsca, na które nigdy deszcz nie pada, na których jednak wyparowywa woda sącząca się przez kamień. Jest to zupełnie jasne, bowiem akurat w tych miejscach zachodzą najsilniejsze odkształcenia w zewnętrznej warstwie i skutkiem tego powstają też najsilniejsze wewnętrzne siły ścinające, które też i wywołują zniszczenie. Bardzo wyraźnie występuje to w gzymsach, płytach balkonowych i innych zwieszających się częściach kamiennych. Przy gotyckich gzymsach, odprowadzających wodę, dolna zaokrąglona część gzymsu jest całkowicie ochroniona przed deszczem.

(D. n.)

Wl. Wróbel.

## RUCH BUDOWLANY I ROZMAITOŚCI.

### Sprawozdanie z posiedzeń Konserwatorskiego Wydziału Tow. Op. n. Zab. Przeszł.

XVII posiedzenie z d. 1 kwietnia 1913 r. (obecnych osób 17).

1) *Zamek w Szydłowcu*. P. Marconi zakomunikował, iż p. Engeman, obecny dzierżawca zamku, wyraził gotowość wzięcia udziału w akcji ratunkowej, na skutek czego Zarząd wydelegował pp. Marconiego i Powichrowskiego do omówienia na miejscu z p. Engemanem najniezbędniejszych reparacji. Z ramienia Wydziału wydelegowano p. Wojciechowskiego w celu porobienia przy tej sposobności zdjęć zamku.

2) *Kościół w Mohylowie gub.* Rozpatrzone nadesłane przez miejscowego proboszcza fotografie kościoła, świadczące o jego wielkiej wartości artystycznej, wobec czego postanowiono wysłać w jak najbliższym czasie delegację, wybraną już poprzednio, w celu porobienia dokładnych zdjęć kościoła, oraz zawiadomić o tej decyzji miejscowego proboszcza.

3) *Sprawa balkonów przy domu na Starem Mieście 21.* Właściciel domu zwrócił się do T-wa z prośbą o zaopiniowanie, czy można dorobić balkony bez uszczerbku charakteru dzielnicy, przedstawiając jednocześnie projekt ich. Ponieważ sprawa ta rozpatrywana była już w lipcu r. z., przyczem zaopiniowano, że w zasadzie dorabianie balkonów jest niepożądane, w razie jednak konieczności można je wykonać, o ile projekt zostanie przez Wydział zaakceptowany; obecnie więc rozpatrzone projekt, który uznano za nieodpowiedni ze względu na zbyt wielką ilość i niefortunne rozłożenie balkonów. Postanowiono więc zrobić nowy projekt, czego się podjął p. Marconi, obiecując przedstawić szkice na następnym posiedzeniu.

4) *Introligator p. Laferski* zwrócił się do T-wa z prośbą o wskazówki co do szyldu, jaki ma zamiar umieścić na ścianie domu Stare Miasto 3. Ze względu na charakterystyczność form dawnych szyldów w dzielnicy staromiejskiej, członkowie Wydziału postanowili sporządzić szereg szkiców, które będą rozpatrzone na następnym posiedzeniu.

5) *Polichromia Katedry w Kamieńcu Pod.* Odczytano memoriał p. Dobrodzickiego, art. malarza z Krakowa, któremu powierzono zostało wykonanie polichromii, z szeregiem uwag dotyczących restauracji tej świątyni. Ponieważ kwestye, poruszone w memoriale, wymagają do ich przedyskutowania rozpatrzenia projektu robót restauracyjnych łącznie z projektem polichromii, postanowiono odłożyć dyskusję aż do czasu, gdy oba te projekty przedstawione będą Wydziałowi, oraz zwrócić się do p. Dobrodzickiego z prośbą o nadesłanie swego projektu polichromii.

6) *Kościół w Tarnogórze.* (pow. Krasnostawski). Na skutek prośby miejscowego proboszcza o przysłanie delegacji w sprawie przemalowania kościoła i odnowienia ołtarzy, wydelegowano pp. Husarskiego i Skackowskiego.

J. K.

**Wędrowna wystawa zdjęć z natury i projektów witryn sklepowych w starych domach.** Reński urząd budowlany łącznie z reńskim związkiem ochrony zabytków ojczyznych planuje urządzenie wystawy projektów i rysunków jako też fotografii, do-

tyczących budowania nowożytnych witryn sklepowych w starych domach. Wystawa ta ma zainteresować nie tylko architektów, lecz przede wszystkim kupiectwo i ma wskazać, w jaki sposób jest możliwe, ustawianie nowożytnych witryn w starych domach, nie naruszając przytem artystycznej wartości samych domów. Wystawa pomyślana jest jako wędrowna, i ma być pokazana, niezależnie od Dusseldorfu, także i w Trewirze, Kolonii i Kobleneyi. Uprzednio, przed otwarciem wystawy, ma na ten temat przemawiać prof. Högg z Drezna.

Związek ochrony zabytków ojczyznych ma zamiar opublikować w specjalnem wydawnictwie najbardziej interesujące przykłady. Kierownictwo w urzędzeniu wystawy spoczywa w ręku arch. Stahla, architektonicznego kierownika miejskiego urzędu budowlanego.

**Odtworzenie Rzymu z czasów Cezarów.** Francuski architekt Bigot po 10-letniej mozolnej pracy odtworzył w modelu Rzym z czasów Cezarów, ze wszystkimi publicznymi budowlami w stanie, w jakim one się znajdowały, według badań nad historią sztuki, w czwartym stuleciu ery chrześcijańskiej. Obszerne w gipsie wykonane dzieło znajduje się od czasu wystawy w r. 1911 w okrągłej sali term Deoklecyana i zdaje się być zagrożone, o ile nie zostanie wkrótce powtórzone w materiale trwalszym. Poza tem rząd włoski domaga się opróżnienia zeń sali, przeznaczonej do innych celów. Skutkiem tego wszczął się w Paryżu ruch, który ma na celu, aby wychwalane przez najwybitniejszych archeologów dzieło Bigota odlać w bronzie, sprowadzić do Paryża i tam na stałe ustawić w Sorbonie. Potrzebne na ten cel kosztorysowe 100 000 fr. mają być zebrane drogą dobrowolnych składek. Deklaracje pieniężne wpływają z dużym powodzeniem, i, co jest godne zaznaczenia, nawet paryska Rada miejska uchwaliła znaczny fundusz na ten cel.

**Narodowa wystawa architektoniczna w Berlinie w r. 1913.** Narodowa wystawa architektoniczna, projektowana z powodu jubileuszu panowania cesarza niemieckiego, która utworzy część wielkiej berlińskiej wystawy sztuk pięknych, ma również zamknąć w sobie całkowicie najprzedniejsze niemieckie budowle, wzniesione podczas dwudziestopięcioletniego panowania cesarza. Wybrani do kwalifikowania prac delegaci, którzy reprezentują znaczniejsze ośrodki sztuki Rzeszy niemieckiej, jak Karlsruhe, Bremę, Darmstadt, Monachium, Stuttgart i Wiedeń, będą wygłaszali odczyty o ważniejszych budowlach, które dotyczą retrospektywnego działu wystawy. Poza tem należy się spodziewać, iż także i młodsza generacja architektów weźmie udział w wystawieniu lepszych swych prac. Czas otwarcia wystawy jest już niedaleki. Podział na grupy przyjęto następujący: 1) kościoły i budowle dla kultu, muzea, szkoły, teatry, sale zebrań, budowle szpitalne, architektura ementarna; 2) publiczne budowle rządów, ratusze, banki, domy handlowe, dworce kolejowe; 3) zamki, dwory wiejskie, domy mieszkalne wszelkiego rodzaju; 4) pomniki architektoniczne, studnie, mosty, budowa miast w sensie architektonicznym, tworzenie placów; 5) budowle wystawowe dla sportu, kąpiele.



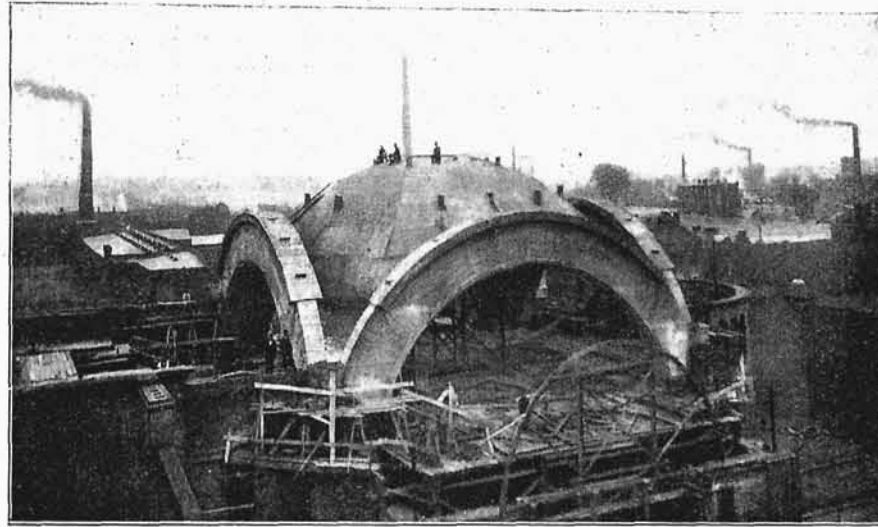
# ŻELAZO-BETON.

## Kościół św. Mateusza w Łodzi.

Podał Karol Schoenaich, inż.

Budowę niżej opisanego kościoła przy ul. Piotrkowskiej, o powierzchni ogólnej 1800 m<sup>2</sup>, rozpoczęto w r. 1911. W chwili obecnej roboty są już tak daleko posunięte, że w najbliższej przyszłości będzie można rozpocząć pokrywanie dachów.

Dla specjalistów żelazo-betonu ciekawą będzie rzeczą zapoznanie się z konstrukcją kopuły, pokrywającej średnią nawę kościoła. Idąc za radą inż. Frischa, szefa wydziału budowlanego Tow.

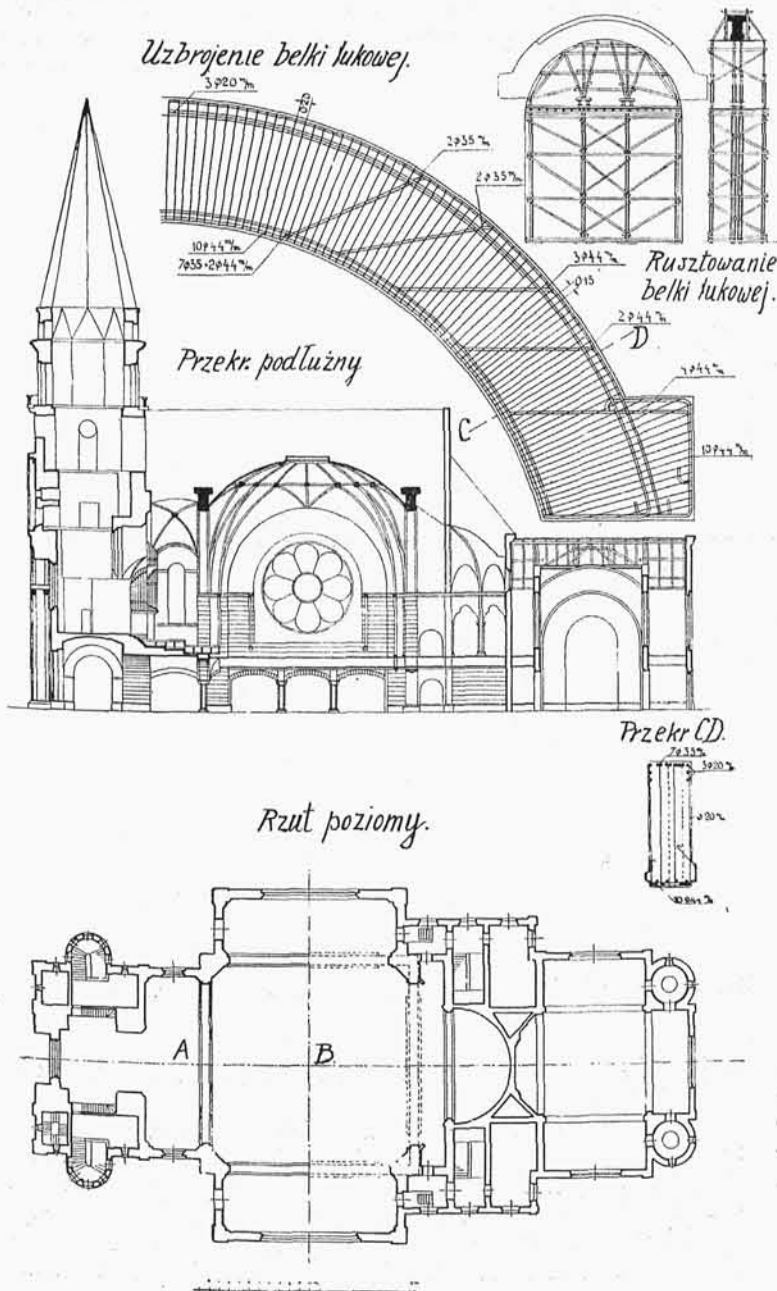


Rys. 1. Kopała kościoła ś-tego Mateusza w Łodzi.

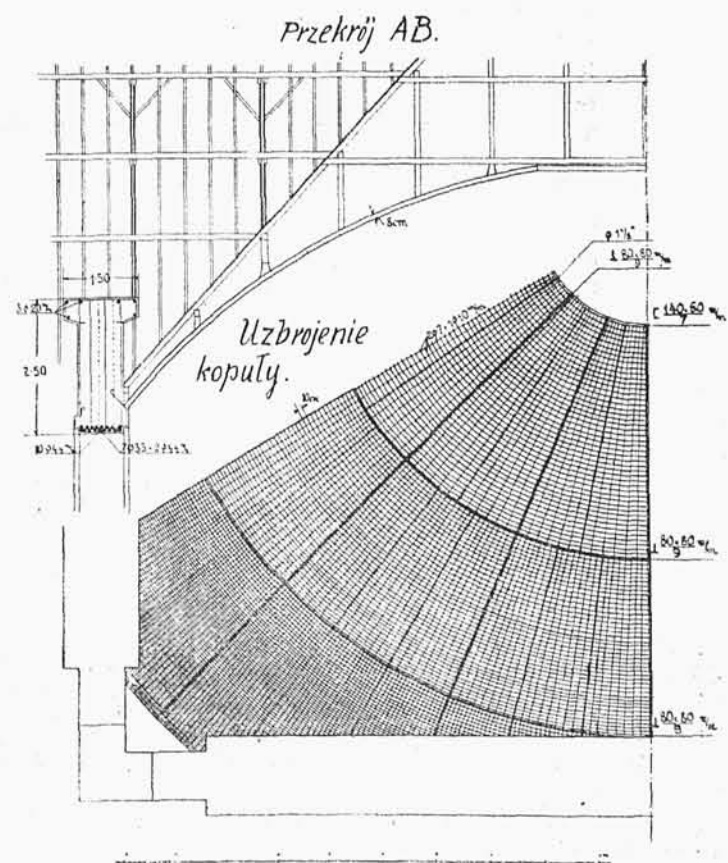
Akc. Karol Scheibler, doradcy technicznego komitetu budowlanego kościoła, zwrócono się do firmy Tow. Akc. Wayss i Freytag z propozycją sporządzenia projektu kopuły kościelnej w konstrukcji żelazno-betonowej.

Wobec tego, iż wyżej wzmiankowany rodzaj konstrukcji okazał się tańszy od żelaznej z zastosowaniem konstrukcji Rabitza, zdecydowano się powierzyć wykonanie kopuły łódzkiemu oddziałowi wymienionej firmy.

Poniżej podajemy zwięzły opis konstrukcji, jako też jej wykonania. Kopała ta, o rozpiętości w kierunku ukosnym 26 m, nad średnią nawą kościoła w kształcie kwadratu o wymiarach 19,7 × 19,7 m, wspiera się na czterech belkach łukowych o wzniesieniu 8 m i rozpiętości 16 m w świetle. Zaznaczyć tutaj wypada, że ponieważ w pierwotnym projekcie kościoła nie przewidywano kopuły żelazno-betonowej i zdecydowano się na ten rodzaj budowli dopiero wtenczas, kiedy fundamenty i część murów zostały wykonane, przeto nie sposób było zastosować tak odpowiedniej dla żelazo-betonu konstrukcji ramowej i z konieczności rozwiązano zadanie w sposób wskazany powyżej (rys. 1 i 2).



Rys. 2.



Rys. 3.

Ze względu na znaczną objętość betonu w belkach łukowych, a co za tem idzie, i znaczny ich ciężar (objętość belki wynosi około  $67 m^3$ ), konieczna była specjalna ostrożność przy budowie rusztowania i usztywnienia szalowania belek przeciwko parciu sił poziomych (rys. 2).

Betonowanie wszystkich czterech belek łukowych, pomimo tak znacznej wysokości (spód belki łukowej pośrodku rozpiętości leży na wysokości  $20,35 m$  ponad poziomem ziemi), trwało zaledwie  $3\frac{1}{2}$  dnia; wogóle zużyto około  $360 m^3$  betonu; produkcja dzienna wynosi zatem około  $75 m^3$  betonu.

Pewne trudności nasuwały się przy wciąganiu do góry i układaniu uzbrojenia belek łukowych; trudności te spowodowane były kształtem i znaczną długością wkładek, która w najdłuższych prętach dochodziła do  $27 m$ .

Podawanie materiałów budowlanych odbywało się za pomocą dźwiga, poruszanego silnikiem naftowym. Żelazo wciągano na specjalnie do tego celu zbudowanym dźwigarze z drzewa, usztywnionym prętami żelaznymi.

Po zmontowaniu szkieletu kopuły z żelaza teowego  $80 \times 80 \times 9 mm$  ułożono wkładki żelazne o średnicy  $7$  i  $10 mm$  w odległości  $10$  do  $20 cm$ ; prócz tego usztywniono uzbrojenie zapomożą rur gazowych o średnicy  $28 mm$  (rys. 3).

W celu uniknięcia znacznych kosztów szalowania płyty kopuły o grubości  $8 cm$  użyto gęstej siatki drucianej; po przymocowaniu siatki do uzbrojenia i żeber kopuły ułożono z góry warstwę betonu  $5 cm$ , ze spodu zaś narzucano warstwę  $3 cm$  grubości.

Belki łukowe zostały obliczone jako wolne na dwóch oporach, czyli na moment gnący  $\frac{pl^2}{8}$  i zgodnie z pruskimi przepisami dla konstrukcyi żelazno-betonowych z r. 1907.

Kopułę obliczono według sposobu Schwedlera, przyjmując pożyteczne obciążenie  $400 kg/m^2$  powierzchni w rzucie. Największe naprężenie w betonie wynosi w pasie ścisłym  $8,5 kg/m^2$ , w żelazie na ciągnięcie  $965 kg/m^2$ . Ogólny koszt kopuły wypadł około rb.  $25 000$ .

Kościół został zaprojektowany przez firmę budowlaną Wende i Klause w Łodzi. Firma ta wykonała roboty murarskie i ciesielskie. Kapitał na budowę kościoła został zebrany drogą dobrowolnych składek.

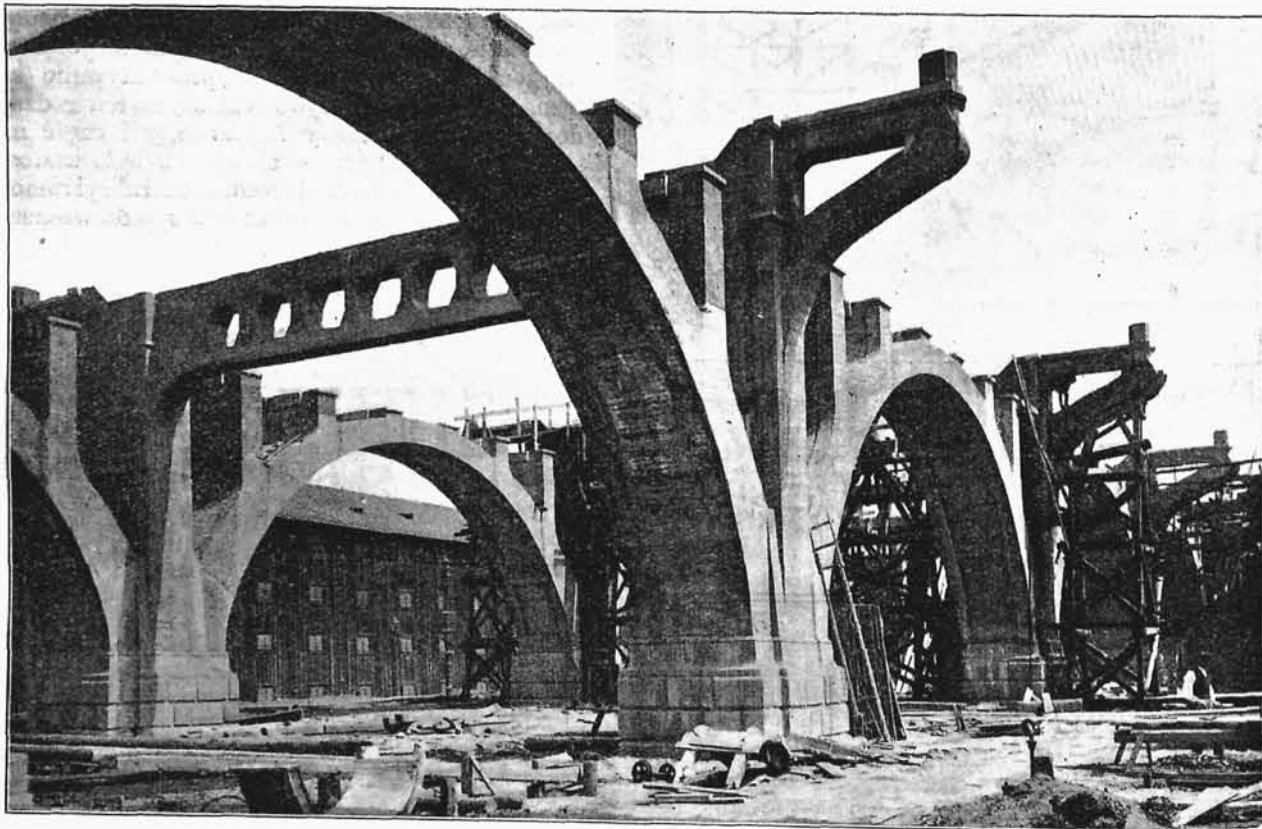
Na rysunku przedstawione są: rzut i przekrój podłużny, ciekawsze szczegóły uzbrojenia kopuły, oraz schematyczne rusztowania pod belki łukowe.

## Postępy w budowie nowego mostu miejskiego w Warszawie.<sup>1)</sup>

Podał Wacław Paszkowski, inż.

Krótką zimą r. 1911/12 przerwała roboty betonowe przy wiadukcie zaledwie na dwa i pół miesiąca. Dn. 4 marca wznowiono betonowanie ścian oporowej na ul. Smolnej, a d. 18 marca, po ustaleniu się cieplejszej pogody, rozpoczęto dalsze roboty przy konstrukcyach żelazno-betonowych. Do

tegoż sezonu przebudowano według nowego projektu łuk ceglany w ślimakowym wjeździe na most, stosując fundament żeberowy z żelazo-betonu, rozkładający ciśnienie na dużą powierzchnię słabego tutaj gruntu, bez pomocy jakichkolwiek pali. Na moście ułożono bruk, ustawiono słupy tram-



Fragment ustroju żelazno-betonowego wiaduktu między Solcem a Wisłą (rozpiętość łuków w świetle  $16,35 m$ ) (d. 6 czerwca r. 1912).

d. 18 października wykonano pozostałe 19 łuków i wszystkie 40 belek żelazno-betonowych wraz z górnymi częściami filarów, na których spoczywają, oraz doprowadzono ściany oporowe do poziomu jezdni górnej. Dn. 7 października rozpoczęto montaż belkowania żelaznego na łukach. W ciągu

<sup>1)</sup> Por. № 11 *Przegl. Techn.* z d. 14 marca r. 1912, dział „Żelazo-beton“.

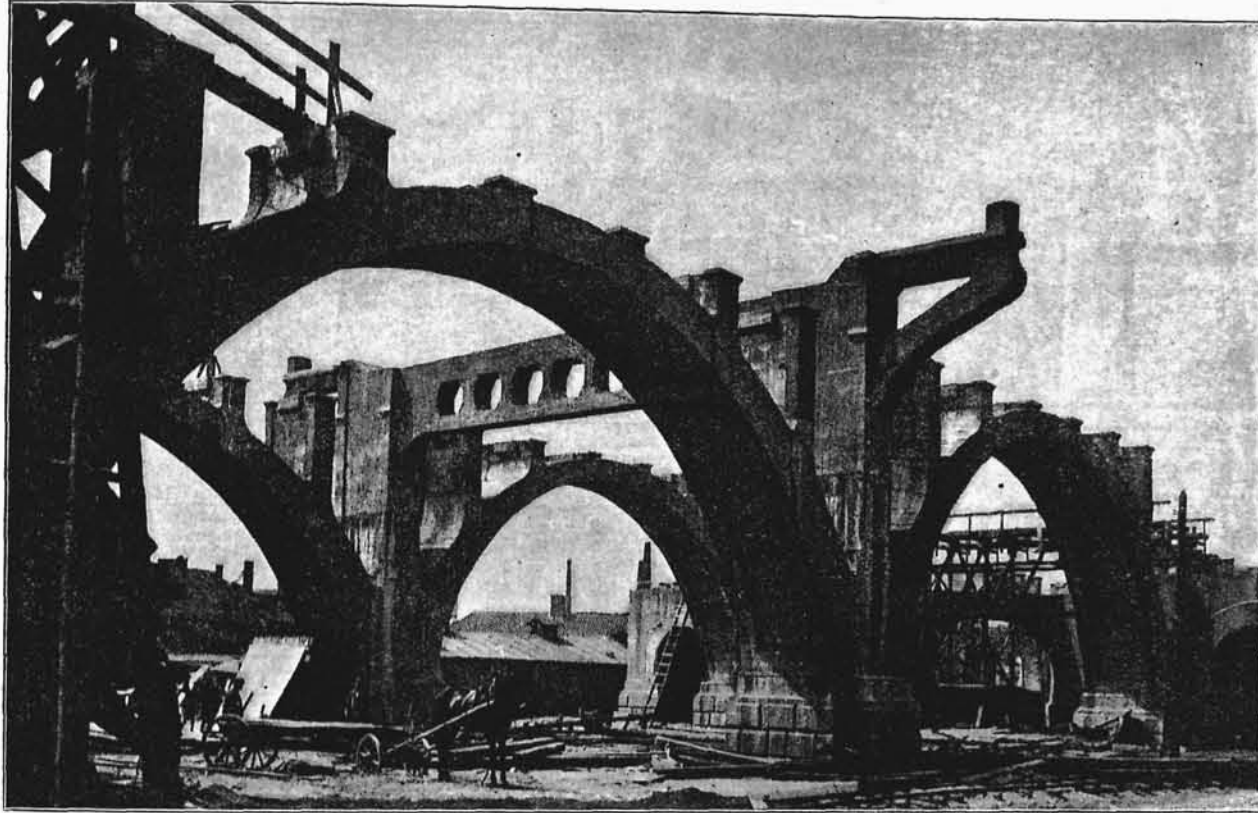
wajowe i latarniowe oraz granitowe ławy z herbami, wieńczące filary mostu.

Dokonano też prób statycznych mostu oraz wspomnianego wyżej łuku ceglano, obciążając te ustroje odpowiednią warstwą żwiru. Badania powyższe dały wynik nad oczekiwaniem korzystny, świadczący o wytrzymałości i sztywności mostu. Do zupełnego więc otwarcia komunikacji przez ślimak i most z Saską Kępą pozostało jedynie ułożenie

połączeń dylatacyjnych szyn tramwajowych oraz wykończenie bruku w ich sąsiedztwie. Wjazdowe wieże przy przyczółkach mostowych wraz z kolumnadami, posadowione na

plac jest zajęty pod roboty, związane z budową wież wjazdowych i galeryi na ścianie oporowej.

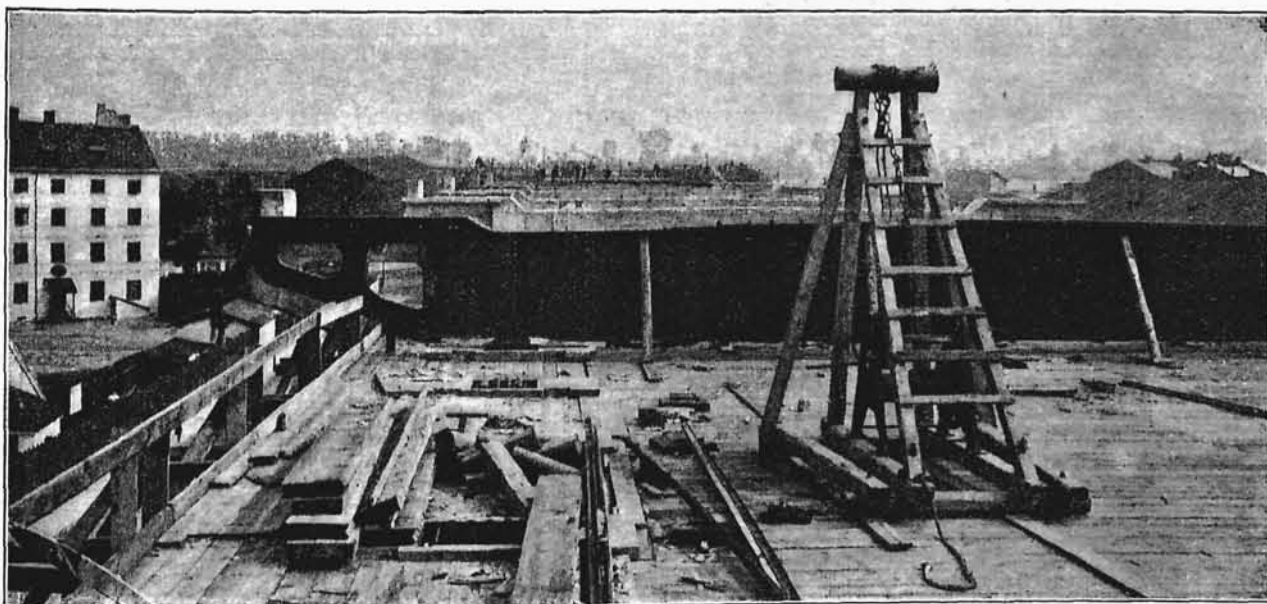
Na Łasze (jezioro Gołławskie) wykonano most ze szlu-



Fragment ustroju żelazno-betonowego wiaduktu między ul. Smolną i Solcem (rozpiętość łuków w świetle 20,0 m) (19 czerwca r. 1912).

palach „Sterna“, doprowadzono do górnego gżemsu, ponad którym pozostały do ułożenia jedynie wieńczące ornamenta-

zją, z wyjątkiem urządzenia dna pomiędzy przyczółkami oraz dolnego uszczelnienia szluzy, czemu przeszkodził nie-

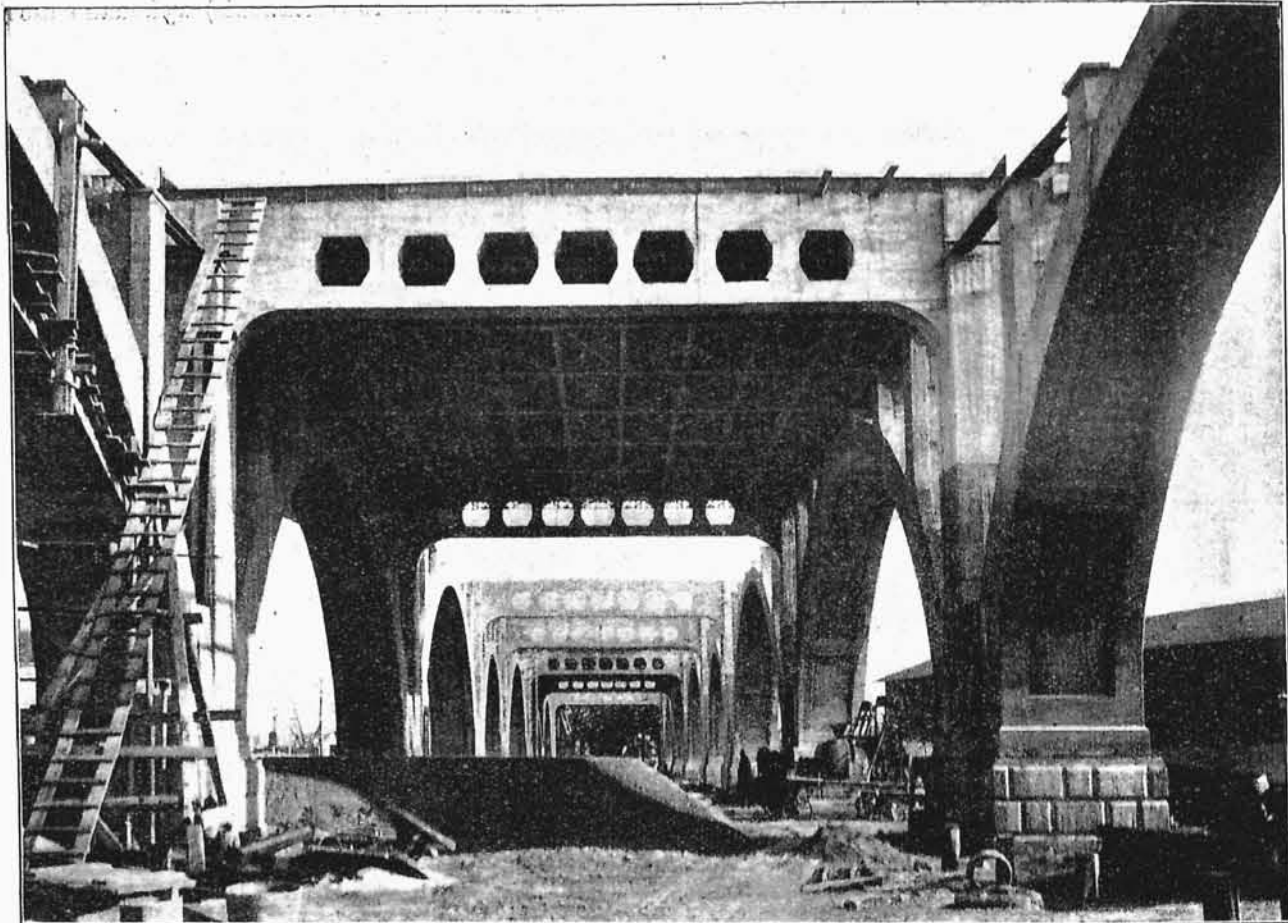


Pierwsza belka żelazna na rusztowaniu.

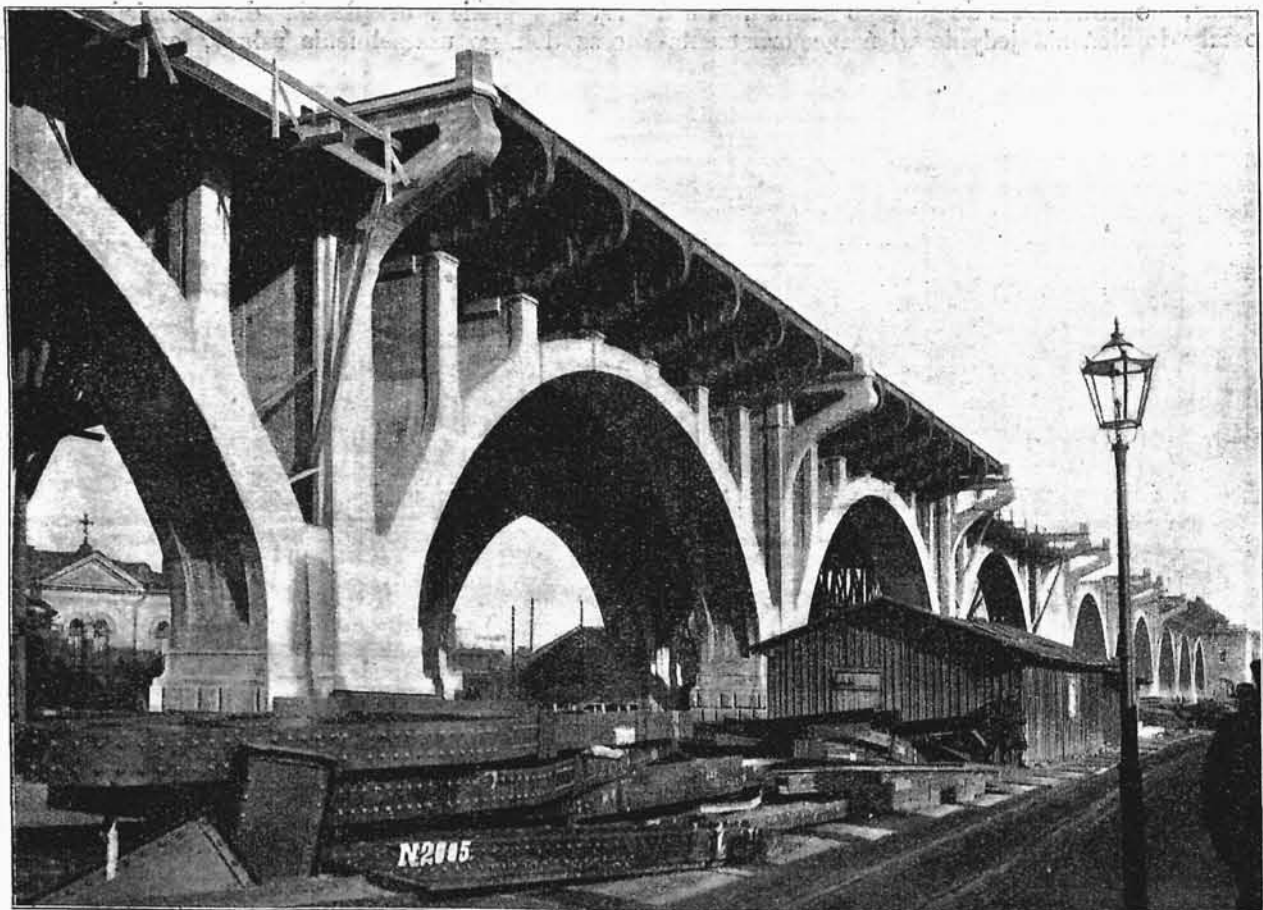
eye. W górnej Alei Jerozolimskiej wykonano bruki, chodniki i trawniki, nie dochodząc na kilkadziesiąt metrów do ściany oporowej przy ul. Smolnej, gdyż na tej przestrzeni

zwykle wysoki poziom wody na Wiśle, który się trzymał z bardzo małymi przerwami przez cały rok.

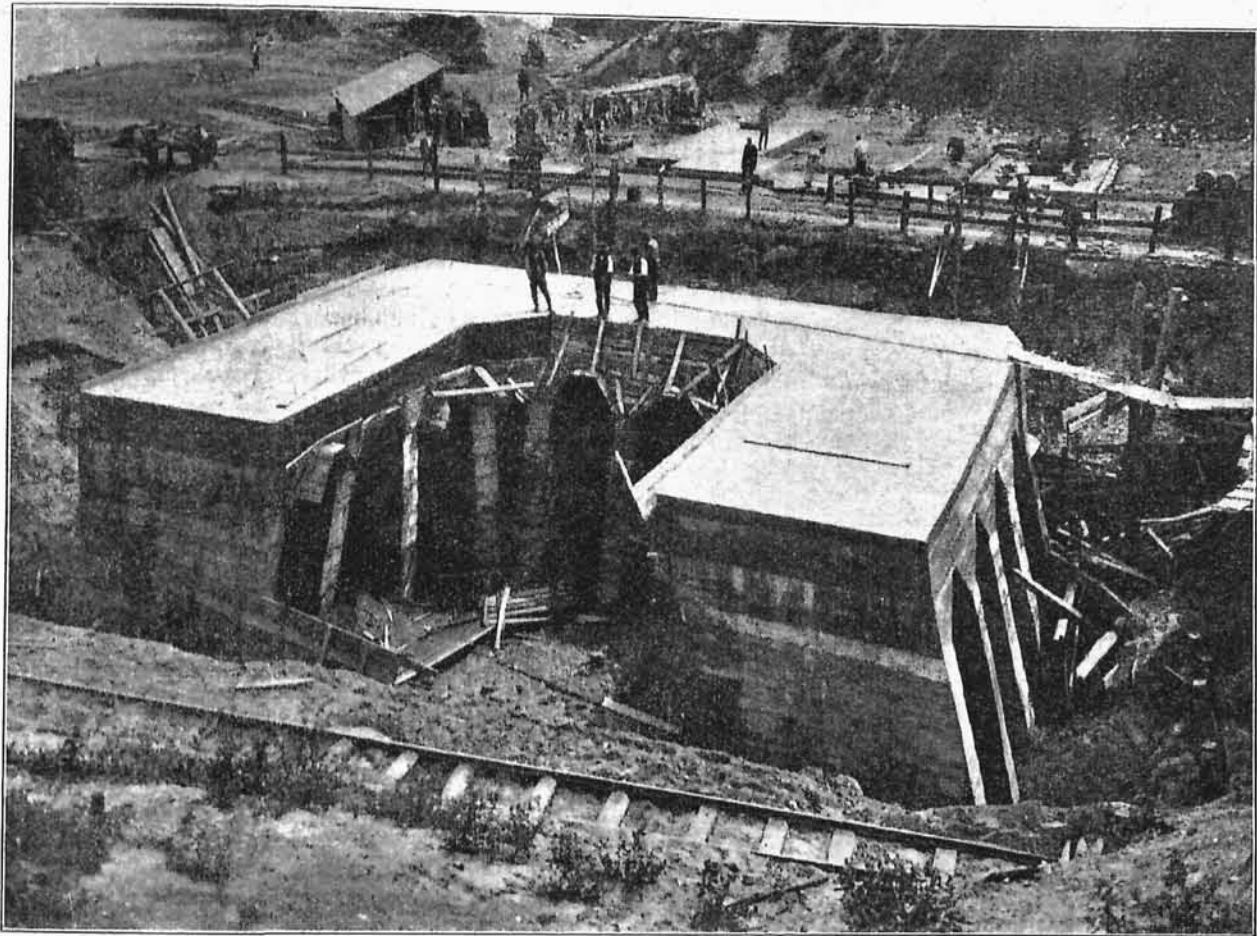
Do zupełnego otwarcia ruchu przez wiadukt pozostaje



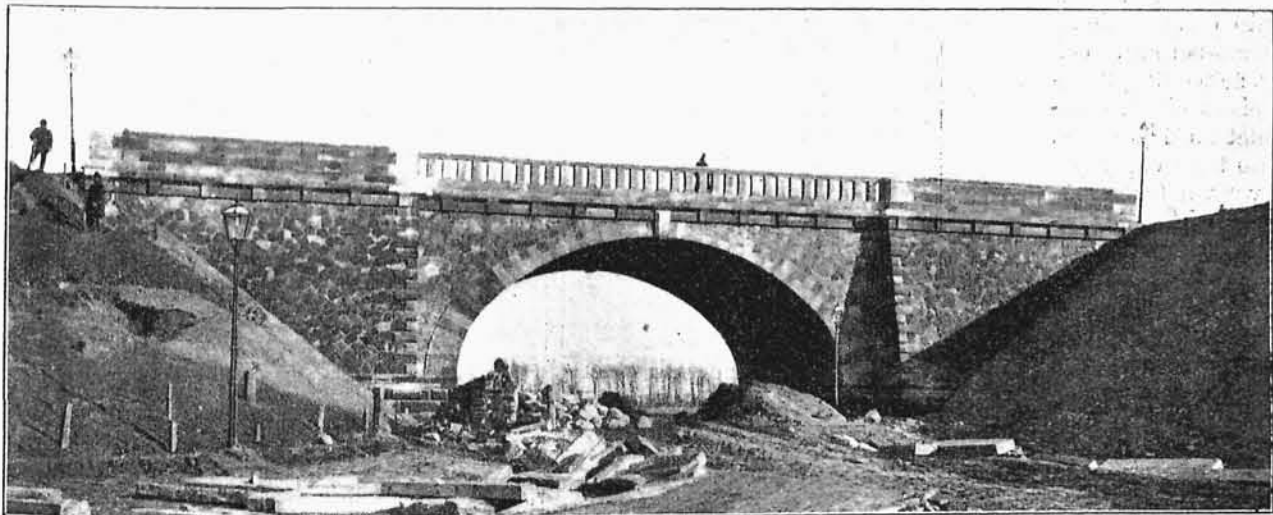
Widok z dołu na belki żelazno betonowe i belkowanie żelazne jednego przęsła (14 lutego r. 1913).



Widok zewnętrzny dwóch zmontowanych przęseł części przejazdowej (14 lutego r. 1913).



Fundament żebrowy pod przebudowanym łukiem ceglany *ślimaka* (11 lipca r. 1912).



Łuk ceglany *ślimaka* po przebudowie (14 lutego r. 1913).

jedynie ułożenie pozostałej (jeszcze wprawdzie znacznej) części belkowania na łukach żelazno-betonowych oraz roboty brukarskie i dekoracyjne.

Podajemy kilka zdjęć fotograficznych z budowy, ilustrujących postęp robót.

Dodać wypada, że komitet budowy uchwalił ostatnio fundusz na wydanie albumu budowy mostu i wiaduktu, który obejmie opis całokształtu tej pracy wraz z rysunkami konstrukcyjnymi i obliczeniami statycznymi.

## Roboty żelazno-betonowe przy budowie składów Tow. akc. L. Spiess i Syn.

Podał Czesław Kłoś, inż.

Towarzystwo akc. L. Spiess i Syn postanowiło wznieść gmach składów towarowych przy zbiegu ul. Hipotecznej i Daniłowiczowskiej w Warszawie. Idąc zaś z postępem czasu, zażądało złożenia ofert na wykonanie szkieletu budowy tak z żelaza, jak z żelazo-betonu. Przy porównaniu ofert okazało



Strop nad 1-ym piętrzem po rozdeskowaniu.

się, że wykonanie z betonu jest blisko o 15% tańsze od wykonania z żelaza, co zdecydowało ostatecznie na korzyść żelazo-betonu. Dość należy, że według tutejszych przepisów obmurowuje się szkielet na 1½ cegły, używając do tego cegły pustej. Ściany zewnętrzne leżą w poszczególnych kondygnacjach na belkach żelazno-betonowych. W ten sposób obniża się znacznie ciężar muru zewnętrznego, a ponieważ i wewnętrzne ściany masywne stają się zbyt ciężkie, przeto szkieletowy sposób wykonania jest najczęściej nawet tańszy od zwykłego wykonania z muru, nie licząc nawet dużych oszczędności w zabudowaniu przestrzeni, mniejszych kosztów utrzymania, amortyzowania, ubezpieczenia i t. p.

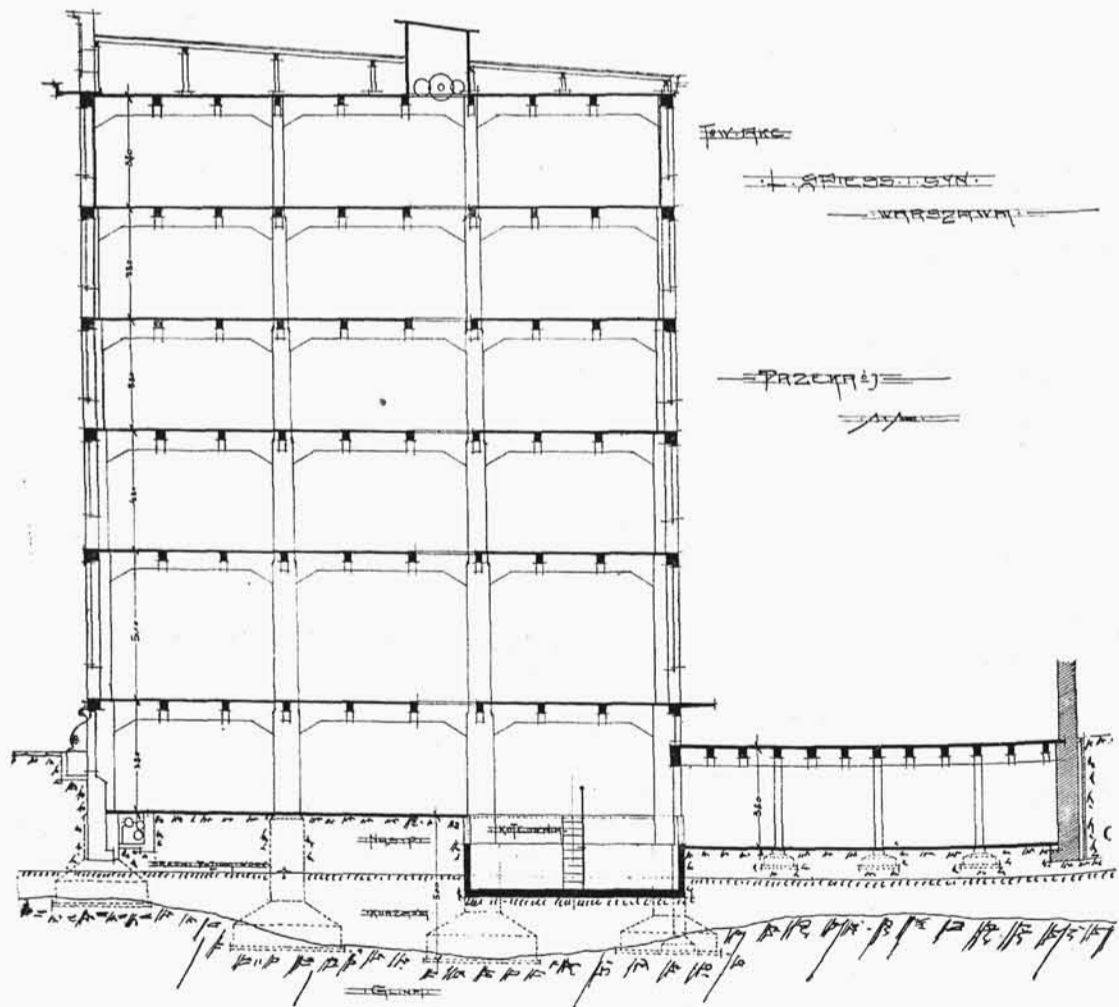
Wykonanie budowy według ogólnych planów arch. Fr. Lilpopa i K. Jankowskiego, a specjalnych planów p. G. Trzciskiego, powierzono Tow. akc. Fr. Martens i Ad. Daab, a z wiosną r. 1912 przystąpiono do robót. Pierwotny plan postawienia szkieletu na ławach żelazno-betonowych

zmieniono w ostatniej chwili i zastąpiono ławy tańszymi stopami (rys. 1 i 2). Okazało się jednak po rozpoczęciu roboty, że piasek, na którym stopy stanąć miały, posiadał częścią charakter kurzawki, leżącej przytem na pochyłej warstwie gliny. Zachodziła zatem obawa, że przy obfitym deszczu woda stopy podmyje. Ułożono więc uposażenie wprost na glinie, t. j. średnio o 5 m poniżej chodnika ulicznego. Dozwolone obciążenie na grunt przyjęto  $2,0 \text{ kg/cm}^2$ , wprowadzając atoli do rachunku tylko 80% obciążenia użytkowego.

Wskutek właśnie pogłębienia posadowienia przeciągnęły się roboty grabarskie znacznie poza przewidywany termin, zwłaszcza że i odprowadzenie wody obfitej i utrudnienia zewnętrzne na bieg pracy oddziaływały tamująco. Betonowanie rozpoczęto dopiero 31 maja, a wykończono ciężkie to posadowienie 2 sierpnia. W czasie tym wyrobiono  $70 \pm \text{m}^3$  betonu i 52 t żelaza.

*Statyczne obliczenie szkieletu.* Na rys. 1 i 3 widoczny jest rozkład belek oraz rozpiętości poszczególnych części. Stropy i żebra obliczono według znanych tablic Winklera, natomiast podciągi według wzoru  $M = \frac{1}{16} Pl$ , gdzie  $P$  oznacza całkowity ciężar na podciąg, równomiernie rozłożony.

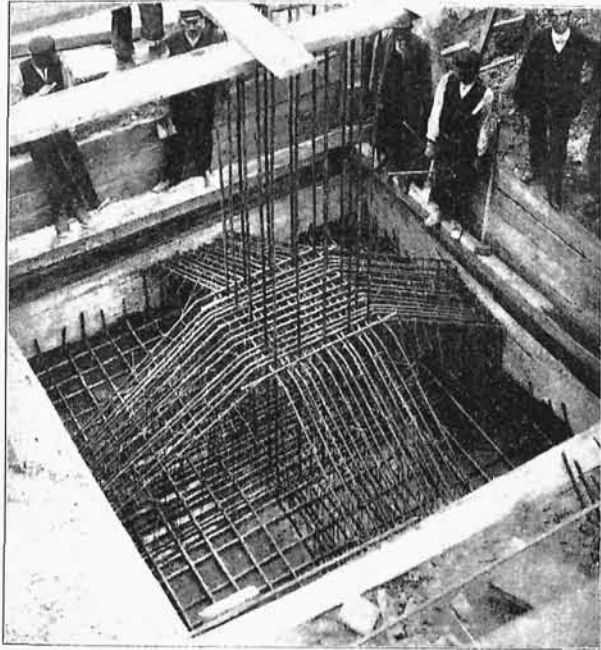
Niezawodnie tak korzystnego liczenia nie uzasadni ani przyjęcie ciągłości ani ram sztywnych każde oddzielnie. Przeliczenie zaś szkieletu jako takiego i pod względem zawilosci liczenia i pod względem rozporządzalnego czasu wychodzi daleko poza zakres działalności prak-



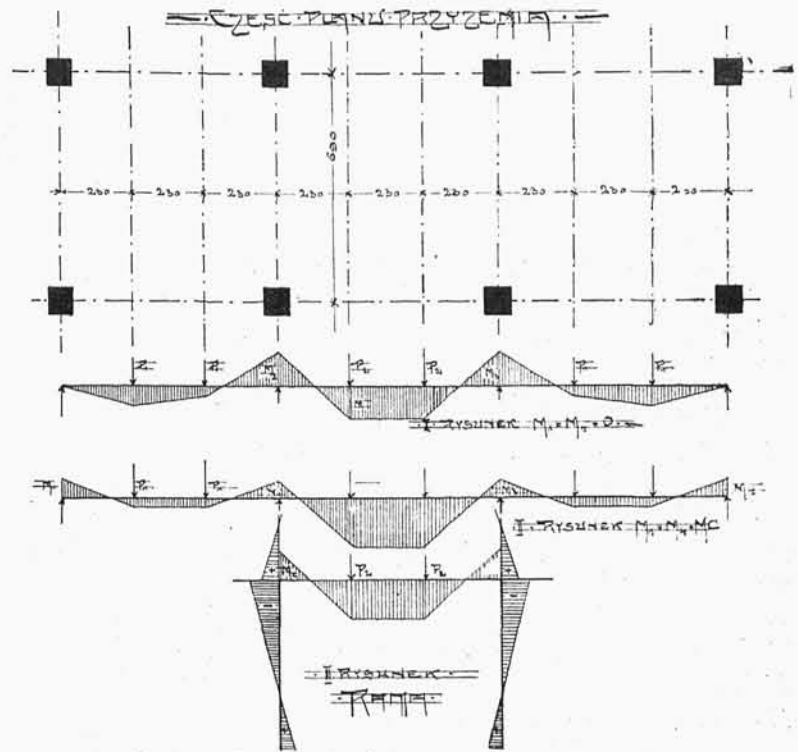
Rys. 1.

tycznego inżyniera. Ograniczono się więc do następującego krytycznego zbadania wzoru, którego przybliżone wyniki niezawodnie leżą w granicach błędów, wogóle cechujących dzisiejszą teorię żelazo-betonów.

Moment bezwładności belki jest we wszystkich kondygnacjach równy. Wyznaczamy go w stosunku do osi obrotowej:



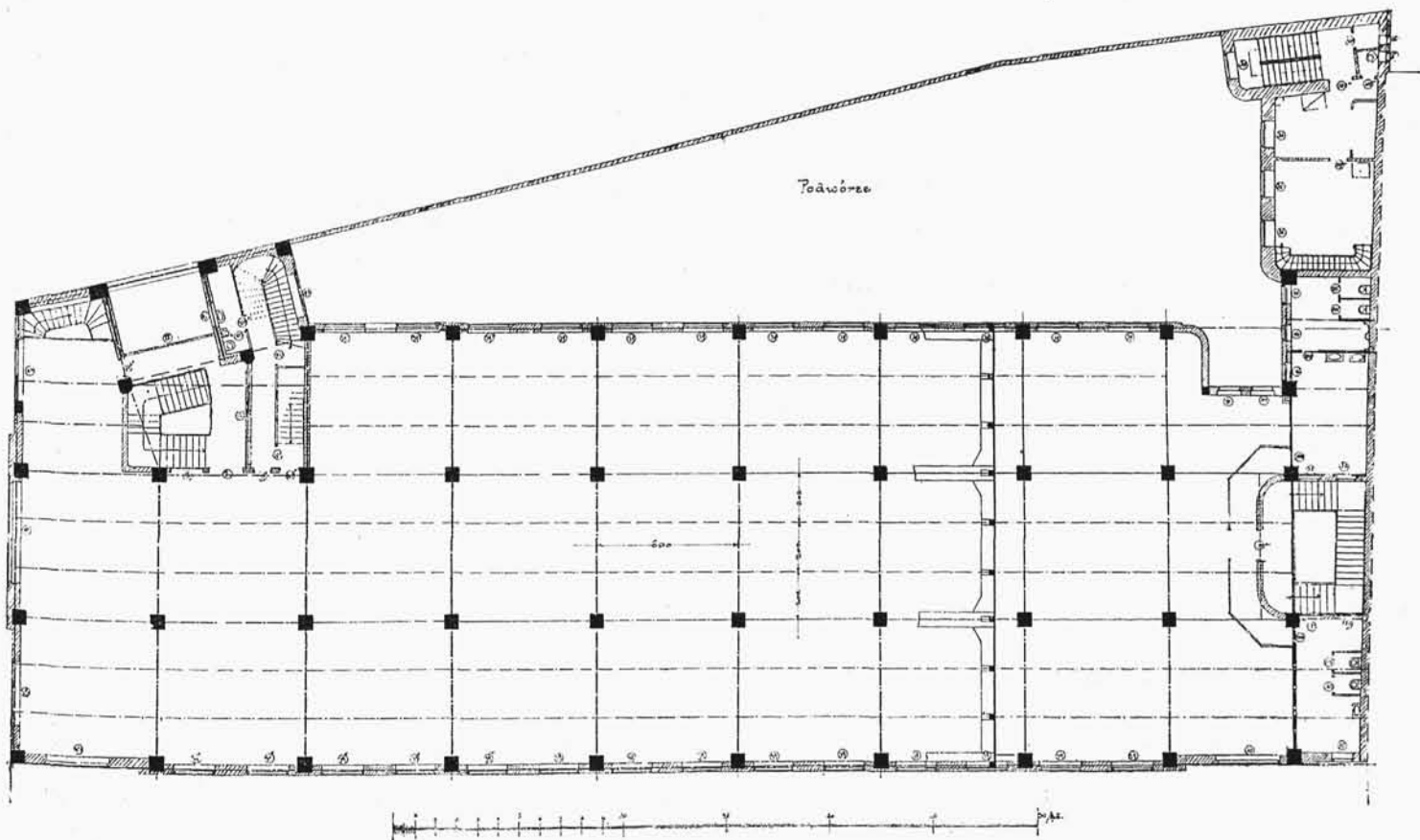
Rys. 2.



Rys. 4.

Przypuśćmy, że podciąg stanowi górną belkę ramy, o słupach zupełnie umocowanych (rys. 4). Otrzymamy wtedy momenty odjemne ze wzorów:

$$x = \frac{15 \cdot 20 \cdot 61 + \frac{8^2 \cdot 200}{2}}{8 \cdot 200 + 15 \cdot 20} = 13,0 \text{ cm};$$



Rys. 3. Plan I-go piętra 12 stycznia 1912 r.

$$M_c = \frac{Px(l-x)}{l} \left[ -\frac{1}{2+\varphi} - \frac{l-2x}{2l} \cdot \frac{1}{1+6\varphi} \right]^1$$

$$M_n = \frac{Px(l-x)}{l} \left[ -\frac{1}{2+\varphi} + \frac{l-2x}{2l} \cdot \frac{1}{1+6\varphi} \right]$$

gdzie  $\varphi = \frac{I_1}{I_2} \cdot \frac{h}{l}$

<sup>1)</sup> Vianello „Der Eisenbau“.

$$h - a - x = 61 - 13 = 48,0 \text{ cm},$$

$$I_x = \frac{1}{3} \cdot 200 \cdot 13,0^3 - \frac{1}{3} (200 - 35)(13,0 - 8)^3 + 15 \cdot 20 \cdot 48,0^2 = 0,0083 \text{ m}^4.$$

Moment bezwładności jednego z cieńszych słupów na parterze:

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot 83 \cdot 83^3 + 15 \cdot 12,5 \cdot 38^2 \cdot 2 = 0,045 m^5$$

$$\varphi = \frac{0,0083}{0,045} \cdot \frac{5,1}{6,9} = 0,136.$$

$$M_c' = \frac{P \cdot 2,3 \cdot 4,6}{6,9} \left[ \frac{-1}{2 + 0,136} - \frac{6,9 - 4,6}{13,8} \cdot \frac{1}{1 + 0,815} \right] = -0,86 P$$

$$M_D' = \frac{P \cdot 2,3 \cdot 4,6}{6,9} \left[ \frac{-1}{2 + 0,136} + \frac{6,9 - 4,6}{13,8} \cdot \frac{1}{1 + 0,815} \right] = -0,580 P.$$

Wobec symetrii obciążenia i systemu jest:

$$M_c = M_D = M_c' + M_D' = -P(0,860 + 0,580) = -1,440 P. \dots (I).$$

A więc

$$M = M_o + M_c = P(2,3 - 1,44) = +0,86 P.$$

Inaczej przedstawia się sprawa na IV piętrze.

Moment bezwładności słupa:

$$I_s = \frac{1}{12} \cdot 43^4 + 2 \cdot 15 \cdot 5 \cdot 18^2 = 0,00333 m^4$$

$$\varphi = \frac{0,0083}{0,00333} \cdot \frac{5,1}{6,9} = 1,84, \text{ przyczem, aby otrzymać po-}$$

równawcze wartości, przyjęliśmy wysokość kondygnacji równą parterowej

$$M_c' = P \cdot \frac{2,3 \cdot 4,6}{6,9} \left[ \frac{-1}{2 + 1,84} - \frac{2,3}{13,8} \cdot \frac{1}{1 + 11,0} \right] = -0,404 P$$

$$M_D' = -0,379 P$$

$$M_c = M_D = M_c' + M_D' = -0,783 P,$$

$$M = P(2,3 - 0,783) = 1,517 P \dots (II).$$

Ponieważ  $P$  jest = 13830 kg, a moment, wyliczony według wzoru  $M = \frac{1}{16} Pl$ , wynosił 13250 kg, przeto wstawiono:

$$M = 0,957 P \dots (III).$$

Z tego punktu widzenia obserwując, liczonoby moment gnący na parterze zbyt niekorzystnie, na IV piętrze zbyt korzystnie.

Nasz podciąg należało jednak jeszcze sprawdzić jako belkę ciągłą na czterech oporach. Obliczenie środkowego pola daje:

$$M_1 l_1 + 2 M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 = \frac{\Sigma_1 Pa (l_1^2 - a^2)}{l_1} - \frac{\Sigma_3 Pb (l_2^2 - b^2)}{l_2}$$

$$M_2 l_2 + 2 M_3 (l_2 + l_3) + M_4 l_3 = \frac{\Sigma_2 Pa (l_2^2 - a^2)}{l_2} - \frac{\Sigma_2 Pb (l_3^2 - b^2)}{l_3}$$

Ponieważ  $l_1 = l_2 = l_3$ ;  $M_2 = M_3$  (dla symetrii).

$$a = b = \frac{l}{3}.$$

Otrzymamy w przypadku, gdzie wstawimy:

$$M_1 = M_4 = 0$$

$$M_2 = -\frac{2}{5} (P_1 + P_2)$$

W przypadku zaś, gdzie wstawimy:

$$M_1 = M_4 = -1,44 P_1 \text{ (na parterze) lub}$$

$$M_1 = M_4 = -0,783 P_1 \text{ (na IV piętrze), otrzymamy:}$$

$$M_2 = -\frac{2}{5} a (P_1 + P_2) + \frac{1,44 P_1}{5} \text{ (na parterze)}$$

$$M_2 = -\frac{2}{5} a (P_1 + P_2) + \frac{0,783 P_1}{5} \text{ (na IV piętrze).}$$

W naszym przypadku było:

$$P_1 = 5830 \text{ kg,}$$

$$P_2 = 13830 \text{ kg,}$$

$P_1 + P_2$  19660, a więc na parterze:

$$M_2 = -\frac{2}{5} \cdot 2,3 \cdot 19660 + \frac{1,44 \cdot 5830}{5} = 16420$$

$$M = 13800 \cdot 2,3 - 9700 = 15380 m \text{ kg} = \frac{1}{13,8} Pl.$$

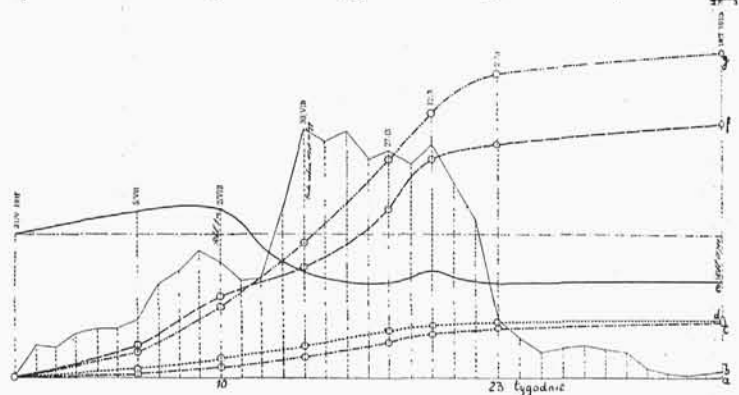
a na IV piętrze:

$$M_2 = -17186 m/kg$$

$$M = +14614 = \frac{1}{14,5} Pl.$$

Ponieważ w przyziemiu umocowanie w słupach decydującą rolę będzie rolę (skutek ramy), a na IV piętrze ciągłość belki, przeto uwzględnivszy, że nasze obliczenie przeprowadziliśmy dla sił skupionych, co niezawodnie przy ustroju żelazno-betonowym nie zachodzi, przyjęcie momentu  $M = \frac{1}{16} Pl$  uznaliśmy za poprawne i według niego obliczyliśmy podciąg.

Nadmienić wypada, że stropy pod podwórzem obciążano do 2000 kg/m<sup>2</sup>, a w kondygnacjach od piwnic aż do czwartego piętra do 500 kg/m<sup>2</sup>. Nad czwartym piętrzem a pod poddaszem obciążono stropy do 400 kg/m<sup>2</sup>. Wzięto bowiem

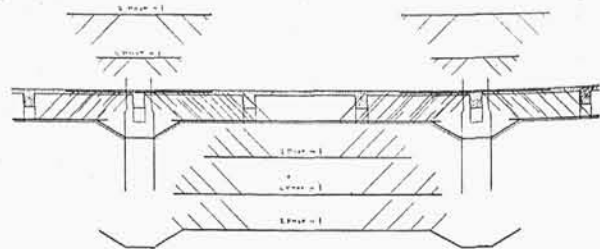


g—krzywa godzin roboczych (suma  $ag = 151\ 000$  godz.);  
f—krzywa wzrostu wartości wyrobu (budowy);  
e—krzywa wydajności 1 godziny pracy robotnika w wartości wyrobu ( $ae = 0,785$  rub.);  
d—krzywa wyrobionego cementu (suma  $ad = 3000$  bec.);  
c—krzywa robocizny (suma  $ac = 26\ 000$  rub.);  
b—krzywa ilości godzin roboczych tygodniowo.

Rys. 5.

pod uwagę możliwość, że gmach zostanie później nadbudowany o jedno piętro, i z tego też powodu przewidziano dach drewniany.

Wykonanie szkieletu, obejmującego razem ze stropami pod podwórzem, antresolami i 6-u piętrami okrągło 9000 m<sup>2</sup>, trwało od 2 sierpnia do 2 listopada. Ciekawą jest przytem rzeczą, jak się poszczególne roboty kalkulowały w stosunku do ilości zatrudnionych przy nich robotników. Rys. 5 pokazuje nam ten stosunek dobitnie. Na szczególną uwagę zasługuje linia wydajności jednej godziny roboczej, której wartości stoją w odwrotnym stosunku do ilości zatrudnionych robotników.



Rys. 6. Szczegóły uzbrojenia podciągów żelazem Kahna.

Pewną nowością dla Warszawy było zastosowanie żelaza walcowanego specjalnie do betonów. Ponieważ jednak kilka prób z łamanymi belek w fabryce przedsiębiorcy dali wyniki bardzo korzystne, a i skądinąd żelazo to wykazywało referencye bardzo dobre, przeto i kierownictwo budowy i jej wykonawcy zdecydowali się na zastosowanie tego żelaza, przyjmując przytem przepisy pruskiego ministerium jako podstawę do obliczenia. Rys. 6 pokazuje szczegóły uzbrojenia jednego z podciągów.

Budowa należy do większych w tym rodzaju wykonanych robót w Warszawie. A ponieważ jest ona i jedną z pierwszych takich robót, więc posiada bezsprzecznie pewne ideowe znaczenie: popchnie niezawodnie przemysł budowlany na nowe tory nowoczesnego budownictwa.



## O kolumnach ściskanych mimośrodowo.

„Dalsze badania nad słupami żelazno-betonowymi obciążonymi mimośrodowo“. Dr. Maksymilian Thullie (Weitere Versuche mit excentrisch belasteten Eisenbetonsäulen. Franz Deuticke. Lipsk, Wiedeń 1912).

Dzieło powyższe, które przed kilku miesiącami zjawilo się w handlu księgarskim, zawiera sprawozdanie z dalszej seryi badań nad wytrzymałością kolumn z żelazo-betonu, prowadzonych od szeregu lat przez zasłużonego badacza żelazo-betonu, profesora Politechniki lwowskiej M. Thulliego. Sprawozdanie z pierwszej seryi badań wyszło w r. 1909 jako zeszyt X wydawnictwa „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons“ (Ernst. Berlin). Najwcześniejsze zaś badania zostały ogłoszone w czasopiśmie „Beton u. Eisen“ z r. 1906 i 1907.

Na wstępie zaznaczyć wypada, że wytrzymałość na ściskanie kolumn żelazno-betonowych obciążonych mimośrodowo nie była wcale badana poprzednio i że w profesorze Thulliem znalazła ta paląca sprawa pierwszego uczonego badacza, który, poświęciwszy jej swój wybitny talent i pracę, rzucił nowe światło na wiele zagadnień wiedzy technicznej w zakresie żelazo-betonu. Dopiero w r. 1911 Amerykanin Whitey<sup>1)</sup> dokonał szeregu doświadczeń nad kolumnami obciążonymi mimośrodowo, lecz ograniczył się do zgniecenia 12 słupów. Ta mała liczba stoi na przeszkodzie wyciągnięciu z tych doświadczeń jakichś kategoryczniejszych wniosków. Prof. Thullie w pierwszej seryi doświadczeń zbadał 480 słupów, w drugiej 434 słupy, czyli razem 914 słupów żelazno-betonowych o przekroju kwadratowym  $8 \times 8$  cm lub  $12 \times 12$  cm, o wysokości 1,00 m i 1,50 m. Zastosowaniu większych wysokości stanęły na przeszkodzie środki techniczne laboratorium mechanicznego Politechniki lwowskiej, gdzie te badania zostały dokonane.

W celu uniknięcia miażdżenia betonu kolumn przy zetknięciu się z płytami prasy, oba końce każdej kolumny zostały rozszerzone w kształcie łbicy o wymiarze  $16 \times 16$  cm lub  $20 \times 20$  cm.

Zasadnicze uzbrojenie podłużne kolumn badanych składało się z prętów żelaznych w ilości 4 do 8-iu, powiązanych ze sobą poprzecznie prostopadłe do osi kolumny klamrami z drutu; ponieważ wszakże badania wstępne wykazały łatwość odłamywania się łbicy od kolumny przy mimośrodowym ściskaniu,

została wprowadzona armatura dodatkowa, zmocowująca łbice ze słupem: najpierw w postaci dodatkowych krótkich prętów, a następnie w postaci uzwojenia na obu końcach kolumny.

W celu osiągnięcia mimośrodowego ściskania słupa zostały umyślnie zbudowane i przyłączone do prasy przyrządy dodatkowe, pozwalające na skierowanie ciśnienia wzdłuż osi równoległej do osi słupa, lecz oddalonej od niej na kilka centymetrów. Prócz prób nad używaniem do uzbrojenia żelazem i cementem, wchodzącym w skład betonu, dokonywano prób, kontrolujących wytrzymałość betonu, wykonywając jednocześnie z kolumnami i z tego samego betonu co one po dwa sześciiany betonowe dziennie o wymiarze  $20 \times 20 \times 20$  cm. Nie potrzebujemy dodawać, że wszelkie pomiary odkształceń kolumny podczas obciążenia były wykonane z możliwą dokładnością (przyrząd lusterkowy Martensa), jak również były notowane inne zjawiska, towarzyszące badaniu, a na które nie zwracano dotąd uwagi. Zmieniając w poszczególnych grupach słupów wielkości rozmaitych elementów, prof. Thullie daje możność wnioskować o wpływie tychże na wytrzymałość kolumny żelazno-betonowej. A więc w całym cyklu doświadczeń znajdujemy grupy słupów z uzbrojeniem podłużnym od 0% do 3,14%, przytem z uzbrojeniem symetrycznym lub niesymetrycznym, z rozstawieniem klamer poprzecznych od 2 do 8 cm, z uzwojeniem i bez niego, o grubości betonu między powierzchnią kolumny a powierzchnią uzbrojenia od 1,5 do 4,5 cm, o wysokości kolumn 1,00 m i 1,5 m, w końcu przy mimośrodku ściskania od 0 do 4 cm.

Wyniki doświadczeń są zestawione w postaci tablic, zajmujących kilkadziesiąt stron druku i ułożonych z rzadko spotykaną drobiazgowością i przejrzystością, co pozwala na dokładne odtworzenie w wyobraźni całego przebiegu zjawiska i ułatwia oryentowanie się w wynikach. Prócz tego spotykamy się z obfitością zdjęć fotograficznych, szkiców, wykazujących kierunek rys oraz wykresów odkształceń.

Nie podejmując się nawet w obszernym sprawozdaniu streszczenia wyników tych szeroko zakreślonych i wielostronnych doświadczeń, przeprowadzonych z niezwykłą systematycznością i talentem eksperymentatorskim, polecamy gorąco to pomnikowe dzieło polskiego uczonego uwadze naszych czytelników, będąc zdania, że powinno ono znaleźć poczesne miejsce nie tylko w księgozbiórce, ale i w umyśle każdego specjalisty.

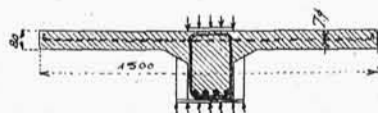
Wacław Paszkowski, inż.

<sup>1)</sup> Por. *Przeł. Techn.* dział „Żelazo-Beton“ № 11 r. 1912.

## BIBLIOGRAFIA.

**Sprawozdanie z badań w dziedzinie inżynierii**, zwłaszcza z doświadczeń szkół politechnicznych, wydane przez Towarzystwo niemieckich inżynierów. Zeszyt 122 i 123. *Bach i Graf*, doświadczenia z belkami żelazno-betonowymi, część IV. Berlin 1912. Springer, cena 4 m. (Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben von Verein Deutscher Ingenieure. Heft 122 u. 123. *Bach und Graf*, Versuche mit Eisenbetonbalken, IV Teil).

Znakomity profesor politechniki w Stutgarcie Karol Bach, pierwszorzędnny badacz, wydał znowu sprawozdanie z doświadczeń z belkami żelazno-betonowymi.



Rys. 1.

Obecna serya doświadczeń obejmowała belki teowe o szerokiej płycie nieuzbrojonej lub też wzmocnionej w rozmaity sposób. Przedtem już ogłosił Bach doświadczenia z belkami teowymi, w których płyta posiadała szerokości 48,75 i 100 cm, obecnie badał on 23 belki o szerokości płyty 150 cm, a 3 belki o płycie 100 cm szerokości.

Badał on mianowicie:

1) Trzy belki według rys. 1. Rozpiętość belki była 3,0 m, dłu-

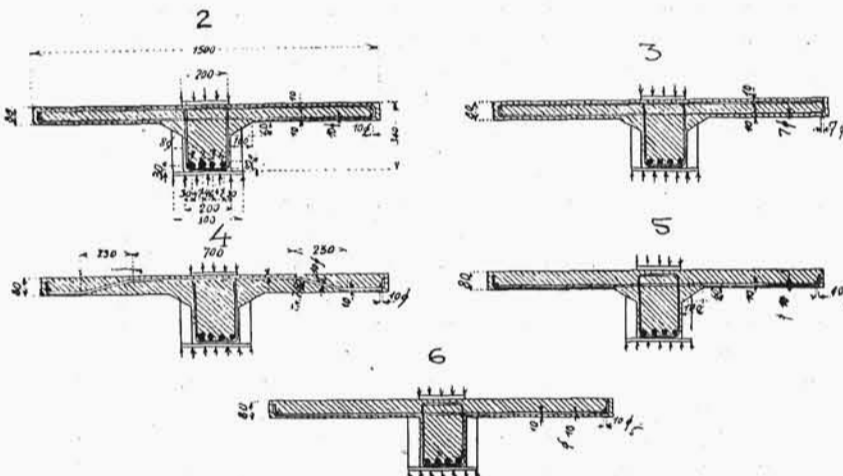
- gość 3,4 m, płytę wzmocniono tylko dwoma prętami nad podporami.
- 2) 2 belki według rys. 2. Pręty w płycie co 10 cm.
  - 3) 2 " " " 2 " " " 20 cm.
  - 4) 2 " " " 3 " " " 10 cm.
  - 5) 2 " " " 4 " " " " "
  - 6) 2 " " " 5 " " " " "
  - 7) 2 " " " 6, jak 6), tylko połączenie płyty z żebrem bez przejścia.
  - 8) 2 belki według rys. 7. Pręty w płycie co 10 cm.
  - 9) 2 " " " 8, jak poprzednio, przejściowe ścięcia większe.
  - 10) 2 " " " 9, strzemiona przedłużone jako uzbrojenie płyty.
  - 11) 2 belki według rys. 10, uzbrojenie płyty tylko nad podporą.
  - 12) 3 belki według rys. 11, szerokość płyty 100 cm.

Zwykle złamanie następowało w ten sposób, że najpierw połowa płyty oddzielała się od żebra.

Z tabliczki widzimy, że wytrzymałość belki znacznie wzrasta, jeżeli w jakikolwiek sposób wzmocnimy płytę prętami żelaznymi. W belkach 1 i 10 natężenia przy złamaniu były stosunkowo małe. Wskutek braku stężenia płyty odłączyła się ona od żebra, przez co zmniejszył się moment bezwładności, a wskutek tego ciśnienie wzrosło tak, że dosięgło granicy wytrzymałości betonu. Widzi-

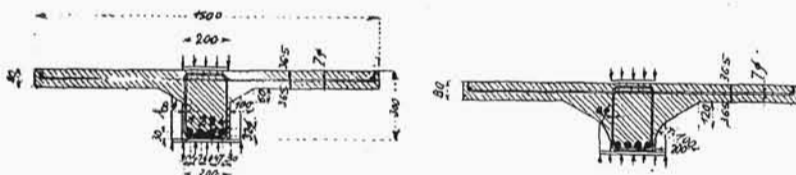
Belka №	P ciężar przy		Napężenie przy złama- niu obliczone		Ciśnienie betonu w żebrze		
	pierwszem pęk- nięciu	złamaniu	$\sigma_b$	$\sigma_c$	mierzone	odliczone	przy P
1	4,17	25,0	78	1698	74,5	58,3	21
2	3,75	51,2	146	3432	97,3	83,2	30
3	4,25	48,0	137	3214	104,2	92,1	33
4	4,00	48,0	138	3214	89,4	73,4	27
5	3,75	47,0	134	3129	89,9	67,7	24
6	—	46,0	129	3025	94,5	81,6	30
7	—	38,2	109	2537	96,0	82,7	30
8	4,75	46,5	131	3071	95,2	90,7	33
9	—	47,5	134	3154	93,2	91,2	33
10	—	36,7	105	2464	90,3	76,3	27
11	—	25,0	72	1726	64,7	49,8	18
12	—	43,7	173	2944	86,3	106,1	27

my dalej, że brak zgrubienia w kącie między płytą a żebrzem przy belce № 7 spowodował znaczne zmniejszenie wytrzymałości.



Rys. 2—6.

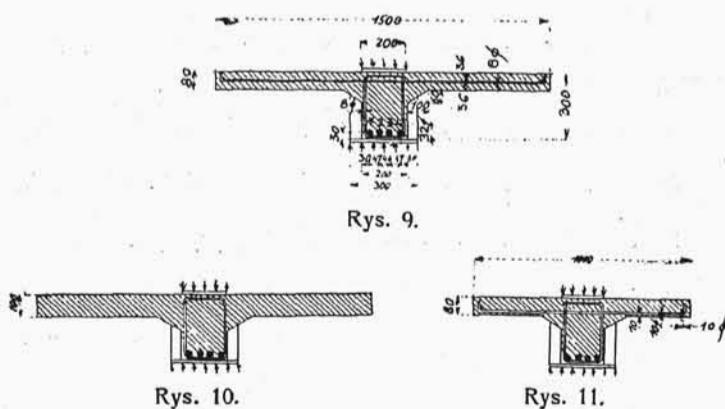
Jeśli porównamy teraz belkę 12 o szerokości płyty 100 cm z innymi belkami o szerokości płyty 150 cm, to widzimy, że nęże-  
żenie przy złamaniu i obciążeniu niewiele się różnią, zaledwie 5%.



Rys. 7.

Rys. 8.

Dalej stwierdzono, że ciśnienie w betonie w żebrze przy belce № 12 o płycie 1 m szerokości przy małych obciążeniach



Rys. 9.

Rys. 10.

Rys. 11.

jest nieco większe, niż według zwykłego obliczenia ( $n=15$ ), przy większych zaś obliczeniach jest coraz mniejsze w stosunku do zwykłego obliczenia, a więc ta belka zachowuje się tak, jak belka pro-

stokątna. Przeciwnie, przy szerokości płyty 1,5 m otrzymujemy ciśnienie rzeczywiste przy wszystkich obciążeniach większe, niż dla zwykłego obliczenia ( $n=15$ ). Widać zatem, że szerokość płyty 1,5 m jest tu za wielka, aby mogła być liczona całkowicie do belki, płyta 1,0 m szerokości może być dla szerokości żebrza 20 cm liczona jako całość z żebrzem, o ile jest dostatecznie poprzecznie uzbrojona.

Stwierdzono też, że przy belce w płycie 1,0 m szerokości ciśnienia na końcach płyty są prawie takie same jak w żebrze, zaś przy belce o płycie 1,5 m szerokości, choć dobrze uzbrojonej, ciśnienia na krawędzi płyty wynoszą tylko 78% ciśnienia na żebrze.

Dr. M. Thullie.

**Beton i żelazo-beton.** Nap. Fred. W. Taylor i Sanford E. Thompson, 2 wyd. Nowy York, John Wiley 1911, str. 807 (22,5 × 16 cm). (A treatise on concrete plain and reinforced by Taylor and Thompson).

Pierwsze wydanie tego dzieła wyszło w r. 1907, drugie, które mamy przed sobą, w 4 lata później. Jest to dowód, że dzieło znalazło licznych czytelników. W drugim wydaniu zwiększyła się liczba stron o 200, niektóre rozdziały, zwłaszcza o żelazo-betonie, powiększono znacznie. Prof. Makibben napisał osobny rozdział o mostach łukowych, dołączając przykład. Ogranicza on się jednak tylko do linii ciśnienia, nie wyznaczając linii wpływowych. Dodano osobny rozdział o kominach żelazo-betonowych, o ich ustroju i obliczeniu. Autorowie podają wiele tablic, które mają ułatwić obliczenie, ale których, niestety, z powodu innych jednostek miar i wag, nie możemy użyć. Część dotyczącą obliczania i projektowania belek żelazo-betonowych opracował Edward Smulski, któremu autorowie w przedmowie dziękują.

Dr. M. Thullie.

**Wykłady nauk inżynierskich.** Nap. Jerzy Mehtens, t. III, cz. I. i II. Statyka i nauka sprężystości. Cz. I. Sklepienia i mury oporowe. Cz. II. Dźwigary statycznie niewyznaczalne. Lipsk, Engelmann 1912. (Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften. III B. Statik und Festigkeitslehre. 1. Hälfte. Gewölbe und Stützmauererei. 2. Hälfte. Statisch unbestimmte Tragwerke, von I. Mehtens. Engelmann 1912).

Statyki Mehtensa tom trzeci wyszedł w drugim wydaniu znacznie rozszerzonym. W pierwszej połowie tomu omawia autor sklepienia i mury oporowe. Sklepień nie bada na podstawie prawideł sprężystości, lecz uważa je jako łuki trójprzegubowe i kreśli linie ciśnienia dla największego i najmniejszego parcia. Jako najniekorzystniejsze obciążenie przyjmuje obciążenie do punktu przecięcia się prostych, łączących środki szwów na lewej podporze i w jednej czwartej rozpiętości, i prostej, łączącej środki szwów na prawej podporze i w kluczu. Przy obliczaniu filarów przyjmuje on też największe lub najmniejsze parcie sklepienia. Po tej przybliżonej teorii podaje autor obszerny rys historyczny teorii sklepień i parcia ziemi, które wyklada według Ponceleta. Uwagi godne są jego konstrukcje wykreślne parcia ziemi dla obciążenia skupionego.

W drugiej części omawia autor podstawy obliczania dźwigarów statycznie niewyznaczalnych, łuków i belek ciągłych. Liczne przykłady przyczyniają się do lepszego zrozumienia wykładu. Dla belek ciągłych, podpartych sprężystymi podporami, podaje autor sposób obliczania według Ostenfelda.

W końcowym rozdziale omawia autor napężenia drugorzędne i historię teorii belek.

Dzieło to poważne mogą polecić inżynierom.

Dr. M. Thullie.

**Podręcznik budownictwa żelazo-betonowego,** wydany przez F. Empergera. Tom I. *Historia rozwoju i teoria żelazo-betonu*, opracowali Foerster, Thullie, Kleinlogel, Melan, Graf, Völcker, Richter. II wydanie. 975 rycin w tekście i 1 tabl., str. 665. Berlin 1912. Ernst und Sohn. (Handbuch für Eisenbetonbau, herausgeg. von Dr. Fr. Emperger. B. 1. Entwicklungsgeschichte und Theorie des Eisenbetons, II Auflage).

Podręcznik budownictwa żelazo-betonowego Empergera rozrósł się ogromnie. W drugim wydaniu obejmuje 12 tomów i jeszcze 1 tom uzupełniający; jest to pośrednim dowodem ogromnego wzrostu zastosowania betonu we wszystkich działach inżynierskich.

W tomie obecnym pierwszy rozdział, omawiający historyczny rozwój budownictwa żelazo-betonowego, opracował, jak w pierwszym wydaniu, prof. Foerster, rozszerzając go odpowiednio. Zwróć tu tylko uwagę, że autor na str. 56 pisze, że łuki żelazo-betonowe budują do 70 m rozpiętości, gdy most na Tybrze ma 100 m rozpiętości.

Drugi rozdział: wytrzymałość na ciśnienie betonu, doświadczona ze słupami i ich obliczenie, opracował sprawozdawca.

Doświadczenia ze sklepieniami opracował, zamiast Spitzera, Kleinlogel, uzupełniwszy ten rozdział doświadczeniami, wykonanymi po r. 1908, ciekawe są tu zwłaszcza doświadczenia Mühlera, odnoszące się do przyczółków jego ustroju.

Obliczenie sklepień a w szczególności sklepień żelazno-betonowych opracował znowu Melan, rozszerzając i uzupełniając poprzednie wydanie. Wstawił on obliczenie łuku sprężystości utwierdzonego i rozszerzył znacznie ustęp, omawiający łuki ciągłe o sprężystości podatnych filarach. Wyznaczenie wymiarów sklepienia znacznie rozszerzono.

Rozdział V, dotyczący doświadczeń z belkami żelazno-betonowymi, przerobiono zupełnie. Inż. Graf, współpracownik Bacha, zestawił liczne doświadczenia tego rodzaju według ich celu, zestawiając bardzo przejrzysto ich wyniki.

Wreszcie w rozdziale VI podali Völker i Richter teorię żelazno-betonu w wyczerpujący sposób, uwzględniając najnowsze badania. Autorowie są zdania, że strzemion wcale nie należy obliczać, używając ich ze względów praktycznych. Całą siłę ścinającą, o ile naprężenie przekracza naprężenia dopuszczalne dla betonu, należy znieść odgiętymi prętami.

Liczne przykłady ułatwiają korzystanie z dzieła, które jest ponadto znane, aby je trzeba było polecać. Dr. M. Thullie.

**Do statyki ram piętrowych** przez Ryszarda Wuczkowskiego. II wydanie. Berlin 1912, Ernst und Sohn. (Zur Statik der Stockwerkrahmen von Rich. Wuczkowski).

Przed rokiem wydał Wuczkowski, naczelny inżynier biura konstrukcyjnego Empergera, broszurkę o obliczeniu ram piętrowych, jako odbitkę artykułu, zamieszczonego w *Zeitschr. des österr. Ing. und Arch. Vereines*. Dziś okazała się już potrzeba drugiego wydania, bardzo mało co zmienionego.

Autor dochodzi do wyniku, że jeśli mury są ceglane a stropy żelazno-betonowe, to można w przybliżeniu liczyć najw.  $+M$  jako równe  $\frac{ql^2}{17}$ , zaś najw. ujemne momenty najw.  $-M = -\frac{ql^2}{13}$ .

Dr. M. Thullie.

**O wytrzymałości na wyboczenie prętów ściskanych poosiowo lub mimośrodowo także obciążonych siłami poprzecznymi** przez inż. Elwitza E. Düsseldorf 1912. Mała broszurka o 30 stronicach, obejmuje jednak najciekawsze zagadnienia z teorii wyboczenia i rozwiązanie ich według najnowszych badań. Poprzeczne obciążenie uwzględnia autor w ten sposób, że wyznacza on ugięcie dla tych sił poziome. Dodaje się je do mimośrodu i oblicza tak, jak dla obciążeń mimośrodowych.

Dla prętów ramowych podaje autor wzory Engessera i zestawia potrzebne tablice, także wzory podaje on dla prętów kratowych. Dr. M. Thullie.

**Podręcznik budownictwa żelazno-betonowego**, wydany przez T. Empergera, t. VIII. Budowa kolei, tuneli, kolei miejskich i podziemnych, górnictwo, opracowali: Homann, Labes, Bastian, Nowak, Nast. II wyd., str. 511, rys. 1093 w tekście. Berlin 1912. Ernst u. Sohn, 18 mk. (Handbuch für Eisenbetonbau, herausgegeben von. dr. Fr. Emperger. Bd. VIII. Eisenbahnbau, Tunnelbau, Stadt und Untergrundbahnen, Bergbau, bearb. Homann, Labes, Bastian, Nowak, Nast. II Auflage).

Rozdział o mostach kolejowych powiększono znacznie; opracował go inż. Homann i uwzględnił nie tylko nowe wykonane mosty i normalia, ale także dodał mosty o dźwigarach walcowanych zabetonowanych. Żelazo-beton najwięcej wzbudzał nieufności między inżynierami kolejowymi, lecz z czasem nieufność ta ustąpiła przynajmniej o ile chodzi o małe rozpiętości. W dodatku do tego rozdziału radca Labes omawia doświadczenia Homanna i innych co do wpływu pęknięć na wytrzymałość i podaje szczegółowe plany i obliczenia rozmaitych mostów żelazno-betonowych, przyczem uwzględnia też sztuczne obciążanie wkładek tęgich i gibkich.

O podkładach kolejowych żelazno-betonowych pisze obszernie Bastian, o masztach i innych zastosowaniach żelazo-betonu w kolejnictwie tenże sam autor, o tunelach Nowak, przyczem koleje podziemne opracował obszernie w osobnym rozdziale, a o zastosowaniu żelazo-betonu w górnictwie Nast. Wydanie II jest znacznie rozszerzone, zgodnie z postępowaniem nauki, i osobnego polecenia czytelnikom nie potrzebuje. Dr. M. Thullie.

**Niemiecki komitet żelazno-betonowy** (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton).

Zeszyt 18. *Związek między odkształceniem a momentem zgięcia belek żelazno-betonowych*, opracował dr. Mörsch. (Die Beziehung zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbalken, von dr. E. Mörsch).

Zeszyt 14. *Doświadczenia z belkami żelazno-betonowymi do wyznaczenia wytrzymałości zetknięć wkładek żelaznych*, opracowali H. Scheit i O. Wawrziniok. (Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stossverbindungen der Eiseneinlagen, bearb. von H. Scheit und O. Wawrziniok). Berlin 1912.

Zeszyt 17. *Doświadczenia z betonem ubijanym*, opracowali M. Rudeloff i M. Gary. (Versuche mit Stumpfbeton von M. Rudeloff und M. Gary).

Leżą przed nami znowu trzy zeszyty sprawozdań z doświadczeń z zeskładami żelazno-betonowymi, wykonanych na polecenie i koszt niemieckiego komitetu żelazno-betonowego, doświadczeń, które mają za zadanie wyświetlenie rozmaitych niejasnych jeszcze punktów teorii zeskładów żelazno-betonowych.

W zeszyt 18 prof. Mörsch omawia stosunek między odkształceniem a momentem zgięcia belek żelazno-betonowych. Na podstawie dotychczas znanych doświadczeń wyznacza autor związek między odkształceniem a momentem, a to według pomiarów odkształceń na belkach zginanych. Autor przedstawia ten związek wykresnie szeregiem linii dla rozmaitych procentów uzbrojenia. Linie te są w ogólności krzywe i na razie nie da się ogólne prawidło ustanowić. Na tej podstawie badał autor belkę obu końcami utwierdzoną i stwierdził, że momenty utwierdzenia są prawie zupełnie takie, jak podaje teoria. Dla belki jednym końcem utwierdzonej są takie różnice bardzo małe, tak, że możemy stąd wyprowadzić wniosek, że obliczenie belek obu końcami utwierdzonych a także i ciągłych można dla belek żelazno-betonowych wykonywać w ten sam sposób, co dla belek jednorodnych.

W zeszyt 19 Rudeloff i Gary opisują doświadczenia z betonem ubijanym. Doświadczenia te były bardzo liczne, w krótkości tylko podam tu niektóre ważniejsze wyniki. I tak, okazał się najdrobniejszy materiał w piasku z suchych odsypisk Izary szkodliwym dla wytrzymałości na ciśnienie. Z piaskiem reńskim zrobiono zaś doświadczenie, że oddzielenie najcieńszego materiału zmniejsza wytrzymałość betonu wilgotnego, zwiększa zaś betonu miękkiego. Co do wpływu rozmaitych składników betonu, nie da się ustalić ogólnego prawidła. Każdy dany beton należy osobno badać.

Dalej badano wytrzymałość słupów betonowych o wymiarach  $20 \times 20 \times 100$  cm, przyczem przy każdym obciążeniu wracano po kilkakroć do zera. Stwierdzić tu muszę, że ciężary, przy których łamały się słupy takie same, były dość różne i tak np. naprężenie przy złamaniu wynosiło dla mieszaniny 1:2,5:5 piasku niemytego i 7% dodatku wody:

po	28		90			365 dniach		
	96	średnio	162	134	średnio	188	157	średnio
149	96	122,5	162	134	148	188	157	172,5 kg/cm <sup>2</sup>

Wpływ wieku betonu wyraża poniższa tabliczka, w której nazwano wytrzymałość po 28 dniach = 100.

Mieszanki	Wilgotny							Miękkie					
	I	Ia	II	IIa	III	IIIa	IV	IVa	V	Va	VI	VIa	
Żwir rzeczny	90 dni	121	126	117	137	107	99	132	127	116	112	127	113
	365	142	175	132	178	132	105	160	221	144	155	141	160
Żwir tłucz.	90 dni	122	118	100	115	136	120	114	132	112	125	123	110

Robiono też luźne doświadczenia z belkami zginanymi. Stwierdzono, że współczynnik sprężystości rośnie z wiekiem, a szczególnie przy betonie z szabru tłuczonego.

Przy doświadczeniach na ciągnięcie okazało się, że wpływ wielokrotnego obciążania i odciążania na wytrzymałość na ciągnięcie przy tłuszczejszym betonie da się wprawdzie stwierdzić, ale że zmniejszenie wytrzymałości wynosi zaledwie 6%.

Bardzo ciekawe są doświadczenia z betonem naprzemian ciągnionym i ściskany. Otóż pokazało się najpierw, że poprzedzające ciśnienie albo ciągnięcie nie ma widocznego wpływu na odkształcenie a wreszcie, że przez poddanie betonu naprzemian ciśnieniu i ciągnięciu, wzrasta wytrzymałość na ciśnienie 1,05 do 1,75 razy.

Doświadczenia betonu na ścinanie dały poniższe wyniki. Wytrzymałość zmieniała się

	po	28	90	365 dniach
od	18	23	50	kg/cm <sup>2</sup>
do	58	60	79	"

Dalej okazało się, że wytrzymałość słupów betonowych jest prawie zawsze mniejsza od wytrzymałości kostek i wynosi 0,82 do

0,48 wytrzymałości kostek. Stosunek ten jest dla rozmaitych betonów rozmaity.

Wytrzymałość na zginanie wynosiła u rozmaitych betonów 14 do 21,5, średnio 18,7% wytrzymałości na ciśnienie, zaś wytrzymałość na ciągnięcie średnio 9,2%, na ścinanie 18,3% wytrzymałości na ciśnienie. Uogólnienie powyższych liczb jest na razie jeszcze niedopuszczalne.

Wreszcie w zeszycie 14 Scheit i Wawrzyniak badali w Szkole Politechnicznej w Dreźnie wpływ krycia zetknięć wkładek żelaznych na wytrzymałość belek.

Najpierw badano wytrzymałość belek w tym wypadku, gdy wkładki żelazne w miejscu zetknięcia ułożone są jedna obok drugiej na długości  $l_1 = 25, 50, 75, 125$  i  $150$  cm, przy czym  $d = 2,5$  cm.

Otrzymało dla  $\frac{l_1}{d} =$

	10	20	30	obciążenie P
przy pierwszym pęknięciu	2340	3010	2734	kg
przy złamaniu	2460	4390	5712	"

A więc zwiększona długość  $l_1$  miała wielki wpływ na złamanie. W trzeciej seryi dla  $\frac{l_1}{d} = 50$  60 i  $l_1 = l$

P przy pęknięciu	3500	4000	3833	kg
" " złamaniu	8500	8500	8833	"

więc wynika stąd, że dla stosunku  $\frac{l_1}{d} = 50$  otrzymujemy prawie

te same wyniki, jak bez zetknięcia. Dalej robiono doświadczenia z belkami, w których zetknięcie kryto w ten sposób, że oba końce pręta kończono hakami Considère'a, przy czym długość  $l_1$  była znowu 25, 50, 75 cm. Okazało się, że znowu dla  $\frac{l_1}{d} = 10$  wytrzymałość była mniejsza, niż dla niezetkniętych prętów, chociaż zazwyczaj różnica nie wynosiła więcej niż 10%. Dla  $\frac{l_1}{d} = 20$  i 30 otrzymano większą wytrzymałość, niż dla niezetkniętych wkładek, więc  $\frac{l_1}{d} = 20$  okazało się wystarczające.

Doświadczenia powyższe rzucają wiele światła nowego na powyższe kwestye.

Dr. M. Thullie.

**Studia techniczne**, wydawane przez Karola Schmid. Zeszyt II. Przykłady mostów drogowych żelazno-betonowych. Nakładem Wittwera, cena 3 mk. (Technische Studienblätter. Heft II, Beispiele ausgeführter Strassenbrücken aus Eisenbeton).

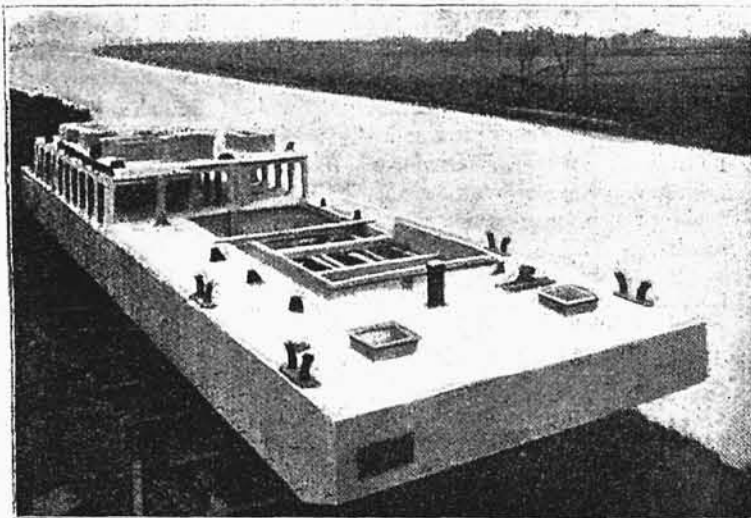
Profesor Szkoły Przemysłowej w Sztutgarcie, radca Karol Schmid, wydaje dla swych słuchaczy zeszytami studia techniczne, które zawierają opis wykonanych budowli łańcuchowych. W zeszycie II opisane są mosty żelazno-betonowe, dodane fotografie i plany mostów, a czasami też i opis obliczenia, zwykle tylko przybliżonego.

Dr. M. Thullie.

## RÓŻNOCI.

**Niezwykły statek betonowy.** Pokazany na załączonym rysunku statek betonowy przeznaczony jest do wywożenia szlamu, wydobywanego zapomocą pogłębiarek przy oczyszczaniu Kanału Manchester'skiego (Manchester Ship Canal). Szlam ten w okolicach nadbrzeżnych używany jest jako nawóz. Wymiary statku są następujące: długość 30,5 m, szerokość 8,5 m, głębokość 2,6 m, zagłębienie przy

nia połączenia dolnych biegów z fundamentem, oraz górnego z dolnym. Momenty wspornikowe przenosiły się na masy żelazno-betonowe o wymiarach  $4,40 \text{ m} \times 5,0 \text{ m}$ . Aby schody przedstawiały się lekko, stosowano wszędzie podwójne uzbrojenie. Obliczono je na tłum ludzi, odpowiadający obciążeniu  $500 \text{ kg/m}^2$ , umieszczony w sposób najbardziej dla schodów niekorzystny.



pełnym ładunku 2 m. Na rysunku statek pokazany jest w stanie niezupełnie wykończonym. Pośrodku statku ustawiony będzie kocioł parowy wagi 58 t z zapasem węgla — 40 t. Na przodzie widoczny jest pomost na słupach żelazno-betonowych i fundamenty pod maszynę parową, skraplacz, 3 pompy odśrodkowe, dźwignik parowy i inne maszyny pomocnicze, które ogółem mają ważyć 43 t. Przesuwanie statku po kanale odbywać się będzie przez holowanie, wobec czego, specjalnych maszyn do poruszania statku nie przewidziano.

Dla równowagi pewna ilość przegród, na które podzielony jest statek, zapelniona będzie stale wodą. Boczne, zewnętrzne ściany statku, w celu uchronienia ich od uszkodzeń, obłożone będą belkami drewnianymi grubości 15 cm, przymocowanymi zapomocą śrub zabetonowanych. Grubość bocznych ścian statku — 75 mm, dna i pokładu — 100 mm, przegród około — 90 mm. Żelazno-betonowe wręgi, umieszczone w odległości 1,22 m jedna od drugiej, w przekroju mają formę kwadratu  $150 \times 150$  mm. Pokład i dno statku usztywnione są licznymi słupami, których żelazne uzbrojenie związane jest z uzbrojeniem wręg, pokładu i dna. Po zupełnym wykończeniu cały statek pokryty będzie dachem.

Na wystawie przemysłowo-handlowo-rolniczej w Kösln 1912 ogólną uwagę zwracały na siebie, ze względu na śmiałą konstrukcję, schody, pozbawione zwykłych podpór a wykonane z żelazo-betonu. Składają się one z dwóch dolnych biegów, środkowego podestu oraz górnego biegu, zakończonego altaną, wykonaną również z żelazo-betonu.

Ogólna wysokość budowli wynosi 10,75 m, rozwinięta długość dolnego biegu wraz z podestem wynosi 5,75 m, górnego zaś 5,00 m. Niezbędną rzeczą było zwrócenie bacznej uwagi na sposób wykona-



Przed otwarciem wystawy, po 5-tygodniowym twardnieniu betonu, poddano schody próbnemu obciążeniu. Po załadowaniu górnego podestu workami z piaskiem wagi  $500 \text{ kg/m}^2$  zauważono sprężyste ugięcie płyty 3 mm.

JW.

**Dodatek oleju mineralnego do betonu.** Między wieloma domieszkami, dodawanymi do zaprawy cementowej w celu otrzymania betonu nieprzemakalnego, na szczególną uwagę zasługują oleje mineralne, jak ropa, odpadki nafty i t. p. W Ameryce sposób ten znany jest od dawna i stosują go w wielu razach. Warunki, jakim powinien odpowiadać olej mineralny, dodawany do zaprawy cementowej, podług Engineering Record, są następujące:

- 1) ciężar właściwy przy  $25^\circ \text{C}$ . od 0,93 do 0,94;
- 2) pozostałość przy rozpuszczaniu w siarczku węgla nie powinna być większa nad 0,1%;
- 3) zawartość ciał smolistych powinna wynosić 1,5 do 2,5%.

Do zaprawy zwykłej wystarczy dodatek oleju mineralnego, wynoszący 5% wagi cementu. Olej należy dodawać dopiero po dokładnym przemieszaniu cementu z piaskiem i wodą. Przy ręcznym zarabianiu betonu, w razie, gdy piasek i żwir lub szaber dodaje się oddzielnie, miesza się najpierw piasek z cementem na sucho, następnie dodaje się odpowiednią ilość wody, w końcu oleju. Tak przygotowaną zaprawę zarabia się ze żwirem lub szabrem lub używa się wprost do wyprawy.

Przy użyciu betoniarki można dodawać do zaprawy cementowej olej i żwir naprzemiennie.

W dobrze przemieszanym betonie olej bezwarunkowo nie powinien być widoczny.

K.

Wydawca Feliks Kucharzewski. Redaktor odp. Stanisław Manduk.

Druk Rubieszewskiego i Wrotnowskiego, Włodzimierska № 3 (Gmach Stowarzyszenia Techników).