

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Prof. Inż. W. Minkiewicz: Tanie budownictwo mieszkalne zagranicą i u nas. — Dr. T. Kluz: O budowie dróg powietrznych. (Ciąg dalszy). — Inż. A. Chróścielewski: Obliczenie statyczne oraz konstrukcja kesonów drewnianych dla mostu przez rzekę Brdę na południowym obojęściu węzła Bydgoskiego linii Bydgoszcz-Gdynia. — Wiadomości z literatury technicznej. — Bibliografia. — Różne sprawy.

Część urzędowa.

Ustawy i rozporządzenia.

W Dzienniku Ustaw:

Nr. 43, poz. 373. Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych i Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 12. V. 1930 o wymijaniu i wyprzedzaniu na drogach publicznych.

Nr. 45, poz. 384. Rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 26. V. 1930 o napięciach normalnych i o częstotliwości normalnej prądu elektrycznego.

Nr. 46, poz. 391. Rozporządzenie IV Ministra Robót Publicznych w porozumieniu z Ministrami: Skarbu, Rolnictwa, Spraw Wewnętrznych i Sprawiedliwości w celu wykonania ustawy z dnia 6. VII. 1943 o poborze daniny lasowej na cele odbudowy kraju.

W Monitorze Polskim Nr. 159:

Zarządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 30 czerwca 1930 r., wydane w porozumieniu z Ministrem Skarbu w sprawie uzupełnienia listy mieszkań służbowych dla urzędników i funkcjonariuszów Ministerstwa Robót Publicznych, oraz podległych mu urzędów.

Zmiany personalne.

Mianowania.

W Centrali M. R. P.:

Dyrektor Departamentu w IV st. sł. inż. Melchjor Nestorowicz Dyrektorem Departamentu w III st. sł.

Dyrektor Departamentu w IV st. sł. inż. Józef Opol-ski Dyrektorem Departamentu w III st. sł.

Naczelnik Wydziału w V st. sł. inż. Mieczysław Rappe Naczelnikiem Wydziału w IV st. sł.

Radca Ministerjalny w VI st. sł. inż. Alfred Rundo Radcą Ministerjalnym w V st. sł.

Radca Ministerjalny Kazimierz Mikula Radcą Mi-nisterjalnym w V st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. inż. Zygmunt Szolc Re-ferendarzem w VII st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. inż. Jan Ponikowski Re-ferendarzem w VII st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. Józef Raniecki Referen-darzem w VII st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. inż. Ziemowit Cybulski Referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Warszawie: Radca budownictwa z VI st. sł. inż. Leon Borowski — Kierownikiem Oddziału w V st. sł.

Radca budownictwa w VI st. sł. inż. Karol Iwa-nicki — Kierownikiem Oddziału w V st. sł.

Inż. Jerzy Bajkiewicz — prowiz. inspektorem w VI st. sł.

Pracownik kontr. inż. Jerzy Karniewski — prow. radcą budownictwa w VI st. sł.

Pracownik kontr. inż. Władysław Spinek — prowiz. radcą budownictwa w VI st. sł.

Pracownik kontr. inż. Jerzy Skórski — prowiz. re-ferendarzem w VII st. sł.

Technik wodny w VIII st. sł. Kazimierz Gzylewski asesorem w VII st. sł.

Urządnik VIII st. sł. Antoni Siodłowski — asesorem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Rob. Publ.) w Białym-stoku: urzędnik VII st. sł. inż. Jan Zasztowt — radcą budownictwa w VI st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Katowicach: urzędnik VI st. sł. Dr. inż. Stefan Kaufman — kierowni-kiem Oddziału w V st. sł.

Referendarz w VII st. sł. inż. Leopold Zarębski — radcą budownictwa w VI st. sł.

Urzędnik prowiz. VII st. sł. inż. Tadeusz Jankowski i pracownik kontraktowy inż. Tadeusz Machocki — refe-rendarzami w VII st. sł.

Urzędnik prowiz. VII st. sł. Stanisław Tabeński — asesorem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Krakowie: Referendarze w VII st. sł. inż. Bronisław Tylka, inż. Leon Pruchnicki, inż. Mieczysław Daszkiewicz, inż. Józef Francos, inż. Marcei Koszyca i inż. Albert Prokasch, architekt powiatowy w VII st. sł. inż. Władysław Hol-linger, inż. dróg wodnych w VII st. sł. Witold Sośniak i urzędnik VII st. sł. Roman Nadachowski — radcami bu-downictwa w VI st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Lublinie: Radca budownictwa w VI st. sł. Jerzy Marynowski — kierownikiem Oddziału w V st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) we Lwowie: urzędnicy VII st. sł. inż. Adam Piętkiewicz, inż. Franci-szek Link, inż. Julian Niżankowski, oraz referendarze inż. Henryk Ostowski i inż. Józef Katz — radcami bu-downictwa w VI st. sł. Urzędnik prowiz. VIII st. sł. inż. Ewa Pietschowa — referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Łucku: urzędnik prowiz. VIII st. sł. inż. Jan Kazimierz Mie-dziński — prowiz. referendarzem w VII st. sł.

Prowiz. referendarz w VIII st. sł. inż. Julian Lubo-wicki — prowiz. referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Poznaniu: urzędnik VI st. sł. Bernard Zakrzewski — Dyrektorem Robót Publicznych w V st. sł.

Inż. dróg wodnych w VII st. sł. Alfred Mikeska — radcą budownictwa w VI st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. Ludomił Kaczorek — re-ferendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Stanisławo-wie: urzędnicy VII st. sł. inż. Mieczysław Krytowski, inż. Feliks Goldberg, inż. Wiktor Matraś i referendarz inż. Teofil Hornicki — radcami budownictwa w VI st. sł.

Urzędnik VIII st. sł. inż. Izak Schleifer — referen-darzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Toruniu: urzędnik VIII st. sł. Julian Jakubowski — asesorem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Wilnie: prowiz. VII st. sł. inż. Michał Sz nec — referendarzem w VII st. sł.

Komisariat Rządu m. st. Warszawy (Dyrekcja Rob. Publ.): Kierownik Dyr. Rob. Publ. radca budownictwa w VI st. sł. inż. Jan Choynowski — Kierownikiem Od-działu w V st. sł. z pozostawieniem kierownictwa D. R. P.

Urzędnik VII st. sł. Eugenjusz Olechnowicz — radcą administracyjnym w VI st. sł.

Dyrekcja Dróg Wodnych w Krakowie: pracownik kontr. inż. Kazimierz Sielski — prowiz. referendarzem w VII st. sł.

Urządnik VIII st. sł. Zygmunt Milewski — asesorem w VII st. sł.

Dyrekcja Dróg Wodnych w Toruniu: urządnik VII st. sł. inż. Mieczysław Stanko — radcą budownictwa w VI st. sł.

Przeniesienia.

Inżynier powiatowy w VI st. sł. Wojciech Pajchel z Urzędu Wojewódzkiego (Dyr. Rob. Publ.) w Łodzi — do Urzędu Woj. (Dyr. Rob. Publ.) w Łucku z nadaniem tytułu inspektora.

Radca budownictwa w VI st. sł. inż. Władysław Pietraszewski z Urzędu Wojew. (Dyr. Rob. Publ.) w Warszawie — do Urzędu Wojew. (Dyr. Rob. Publ.) w Wilnie.

Prowiz. referendarz w VII st. sł. inż. Jan Kuczyński z Urzędu Wojew. (Dyr. Rob. Publ.) w Lublinie — do Urzędu Wojew. (Dyr. Rob. Publ.) w Łodzi.

Inż. Wincenty Brodowski, radca budownictwa w VI st. sł. z Urzędu Wojewódzkiego (Dyr. Rob. Publ.) w Lublinie — do Urzędu Wojew. (D. R. P.) w Wilnie.

Inż. Jan Potocki, radca budownictwa w VI st. sł. z Urzędu Wojew. (D. R. P.) w Tarnopolu — do Urzędu budowy gmachów państwowych w m. st. Warszawie.

Inż. Wiktor Muszyński, referendarz w VII st. sł. z Dyrekcji Dróg Wodnych w Toruniu — do Śląskiego Urzędu Wojewódzkiego w Katowicach.

Inż. Michał Komaniecki, urządnik prowizoryczny w VII st. sł. z Urzędu Budowy gmachów państwowych w m. st. Warszawie — do centrali Ministerstwa Robót Publicznych.

Przeniesienia w stan spoczynku.

Urząd Wojewódzki (Dyr. Rob. Publ.) w Poznaniu: Dyrektor Robót Publicznych w V st. sł. inż. Stanisław Rzepecki — na własną prośbę z dniem 1 czerwca 1930 r.

Dyrekcja Robót Wodnych w Krakowie: Radca budownictwa w V st. sł. inż. Józef Skalka — na własną prośbę z dniem 1 czerwca 1930 r.

Część nieurzędowa.

Architekt inż. Witold Minkiewicz,
prof. Politechniki Lwowskiej.

Tanie budownictwo mieszkalne zagranicą i u nas.

Odczyt wygłoszony w Polskim Tow. Politechnicznym we Lwowie w dniach 12 i 19 marca 1930 r.

I.

Problem budownictwa mieszkalnego za granicą.

Problem taniego budownictwa mieszkalnego jest nader aktualnym problemem dla wszystkich państw powojennej Europy.

Problem nietylko nowy, ile do niedawna przez fachowców najzupełniej lekceważony. Budownictwem mieszkalnym zajmowano się dawniej przeważnie tylko o tyle, o ile chodziło o willę, pałac lub dom luksusowy. Budowę tanich mieszkań pozostawiono niezorganizowanej inicjatywie samego społeczeństwa.

Produkcja domów czynszowych przed wojną przedstawiała się mniej więcej następująco: Właściciel terenu częściej przedsiębiorca, zwany dość pogardliwie spekulantem budowlanym, choć z samem budownictwem miał mało wspólnego, rozpoczynał budowę na własne ryzyko; otrzymywał pożyczki hipoteczne, kończył budowę, sprzedawał i w ten sposób odzyskiwał kapitał włożony w budowę wraz z zyskiem, poczem zabierał się do nowej budowy. Jak widać z tego budownictwo mieszkalne i wówczas było finansowane przez całe oszczędzające społeczeństwo, gdyż kapitały przedsiębiorców samych ani właścicieli gruntów nie były wystarczające.

Był okres we wszystkich krajach Europy, kiedy wynajem mieszkań małych należał do stosunkowo bardzo dobrych interesów. Niesłuchanie małe wymagania lokatorów powodowały, iż mimo niskich czynszów, mieszkania małe były stosunkowo najdroższe i rentowały się najlepiej. Kres temu kładzie zainteresowanie się czynników państwowych higieną tanich mieszkań i szeregiem ustaw normujących minimum wymagań. Z tych najwcześniejsze: francuska w r. 1850, angielska 1851, holenderska 1853¹⁾. Zauważyć się daje również w tym czasie progresywny wzrost wymagań klasy robotniczej.

Początkowo sądzono, że zapotrzebowaniu podoła jak dawniej kapitał prywatny, ale mniemanie to okazało się błędne. Pod koniec XIX wieku budzi się świadomość nie-

wystarczalności. W r. 1894 po raz pierwszy daje temu wyraz kongres mieszkaniowy w Budapeszcie.

Poniżej umieszczone tabele wykazują znaczny spadek ilości nowobudowanych mieszkań, szczególnie małych jeszcze przed wojną w Danji i Berlinie (Tab. I. i II.)²⁾.

Tabl. I.

Przyrost mieszkań w Danji.

Rok	Przyrost	Procent	ogólnej ilości
1. IV. 1907	9.625	7,3%	
1. IV. 1909	7.713	5,8	" "
1. IV. 1911	3.349	2,5	" "
1. IV. 1913	1.532	1,4	" "

Tabl. II.

Przyrost mieszkań w Berlinie.

Rok	Nowobudowane mieszkania	Z tych małe mieszkania 1-2-3-izbowe
1906	22.303	18.863
1907	14.110	12.059
1908	11.156	9.247
1909	6.499	5.386
1910	5.920	4.778
1911	6.084	4.774
1912	7.508	6.041
1913	4.380	3.561

Widzimy, że trudności w dostarczeniu ludności mieszkań małych zarysowują się już wyraźnie przed wojną. Pociąga to za sobą zainteresowanie się rządów i gmin budową tanich mieszkań. I tak: Belgja w r. 1889, Anglja w r. 1890 regulują ustawowo kwestję budownictwa i stwarzają pewne fundusze na ten cel. Austriacka ustawa z 21. XII. 1910 r. (z inicjatywy Polaka Dra Adolfa Grossa) uchodzi za jedną z najbardziej postępowych, stwarzając pierwszy fundusz mieszkaniowy i udzielając gwarancji państwowej, celem obniżenia stopy procentowej kapitałów inwestowanych w budownictwie. Niektóre gminy budują własne domy n. p. Londyn, gdzie już w r. 1911 — 1% ludności mieszka w domach miejskich.

¹⁾ Spr. Kom. Ankietowej. T. I. Warszawa 1928.

²⁾ Spraw. Kom. Ankiet. T. I, str. 14.

Stosunki mieszkaniowe niepokojące już przed wojną, zaostrzyły się znacznie po wojnie. Kwestja dostarczenia ludności tanich mieszkań staje się wybitnym problemem społecznym, jednym z ważniejszych problemów polityki socjalnej. Równocześnie stanowi wybitny problem techniczny, którego rozwiązanie wywołuje przewrót w dotychczasowych poglądach budowlanych i architektonicznych. Powody tego zaostżenia się kwestji mieszkaniowej są rozmaite. Wojna przerwała naturalną produkcję domów, spowodowała znaczne zniszczenia lokalne, uniemożliwiła konserwację, wskutek czego ilość domów zamieszkałych zmniejszyła się. Równocześnie następuje przegrupowanie społeczeństwa w kierunku wybitnie zaznaczającej się demokratyzacji. Daje się zauważyć spotęgowanie żądzy udziału w rozkoszach życia. Ogólne dążenie do podniesienia stopy życia jest powszechne.

Dawniej również zaznaczały się dążenia podobne, lecz zazwyczaj podniesienie potrzeb kulturalnych szło w parze z dobrą konjunkturą gospodarczą i było jej skutkiem. Tymczasem po wojnie zamożność zmalała, ale chęć użycia podniosła się znacznie. Widzimy zatem pewną dysproporcję i przewagę czynników społecznych nad ekonomicznymi.

Jako uzasadnienie tezy o wzroście kulturalnych potrzeb niech posłuży pomieszczona niżej tabelka przedstawiająca stosunek różnych typów mieszkań w Danji³⁾:

Tabl. III.

Rodzaj m.	1911	1916	1922
1-izbowe	11,5%	8,5%	6,7%
2-izbowe	39,1 "	38,3 "	39,6 "
3-izbowe	18,3 "	21,9 "	23,7 "

Równocześnie jednak znaczny wzrost kosztów budowy po wojnie, większy niż kosztów utrzymania powoduje nieproporcjonalne podrożenie czynszów i wskutek tego narusza równowagę budżetu rodzin. We Francji np., gdzie koszty utrzymania wzrosły o 525% w stosunku do przedwojennych, koszty budowy wzrosły o 620%. Nawet w Norwegji, której skutki wojny nie dały się zbytnio we znaki, wzrost kosztów budowy wynosi 200%. W Stanach Zjedn. Amer. Półn. budowa wzrosła o 10—20%⁴⁾. Wynika stąd znaczna różnica czynszów mieszkań w domach starych i nowozbudowanych, wywołuje konieczność zastosowania ustaw ochronnych, które zmierzają z jednej strony do ustalenia max. komornego, z drugiej zaś do ochrony lokatorów przed wypowiedzeniem zajmowanych mieszkań.

Stosunki te wywołują zrozumiałą niechęć kapitału prywatnego do lokaty w budownictwie, tembardziej, że lokowanie kapitałów w interesach spekulatywnych okazuje się bez porównania korzystniejsze. Kredyt długoterminowy będący podstawą budownictwa zanika zupełnie. Obowiązek zaopatrywania ludności w mieszkania przechodzi całkowicie lub w znacznej części na państwo. Kwestja potaniaenia budownictwa mieszkaniowego, wobec olbrzymich jego rozmiarów staje się problemem nader ważnym i budzi zainteresowanie międzynarodowe.

Wyrazem zainteresowania jest szereg publikacji, oraz kongresy międzynarodowe, poświęcone zagadnieniu tanich mieszkań odbyte w Rzymie, Paryżu, oraz zapowiedziany na rok 1930 w Londynie.

Ze sprawozdania kongresu paryskiego z r. 1928⁵⁾ wyjmuję szereg uwag, budzących zainteresowanie z uwagi na nasze stosunki.

Ogółem sprawozdania przedstawiło 18 państw (Polski brak), w których poruszono szereg zagadnień związanych z budownictwem.

³⁾ Spraw. Kom. Ankiet. T. I, str. 4.

⁴⁾ Józef Opolski: „Akcja budowy domów i środki obniżenia kosztów budowy. Architektura i Budownictwo”. Warszawa 1929. Zesz. 9.

⁵⁾ Architektura i Budownictwo. Warszawa 1929, zesz. 9.

I. Drożyzna budowy.

Nateżenie drożyzny budowlanej w porównaniu do cen z r. 1914 na ogół bardzo znaczne, w różnych krajach różne. W większości krajów Europy maximum nateżenia przeszło. W Anglji, Danji, Holandji najwyższy poziom drożyzna osiągnęła w roku 1920 dochodząc do 370%, 350% i 320% cen przedwojennych. Obecnie koszta budowy obniżyły się do 175—163%. Są to kraje o wielkim bardzo ruchu budowlanym. Podobną zniżkę wykazuje Szwajcarja. We Francji, w Belgji wzrost w roku sprawozdawczym trwał nadal (robocizna).

II. Środki obniżenia kosztów budowy.

Przedewszystkiem są to środki finansowe jak: 1. dostarczenie taniego kredytu, 2. obniżenie ciężarów fiskalnych. Najradykałniej postępuje Austrja, niewprowadzając zupełnie ani oprocentowania, ani amortyzacji od kapitałów inwestowanych przez państwo w budownictwie mieszkalnym.

Aby ożywić ruch budowlany większość państw udziela subwencji ze środków publicznych. Niektóre na ten cel wprowadzają specjalne podatki. Kwestję pomocy dla budownictwa różne państwa traktują rozmaicie.

W Belgji: 1. Subwencje państwowe na obniżenie stopy procentowej pożyczek udzielanych przez „Société Nationale” ponad 2%.

2. Subwencje państwa, prowincji i gmin udzielane bezpośrednio budującym (około 10% kosztów). O ile wpływ pierwszych na potanieenie budownictwa dodatni, wpływ drugich znikomy.

We Francji. Bank Francuski i Zjednoczenie przedsiębiorców ułatwiają pożyczki budującym. Wyniki tej akcji dla budowy mieszkań małych nieszczegółowe.

Czechosłowacja stwierdza, iż stosowany tam system bezpośrednich subwencji wywołuje znaczne ożywienie ruchu budowlanego, wzrost higieny i komfortu natomiast mało przyczyniają się one do obniżenia kosztów budowy, potęgując lekkomyślność w planowaniu.

Anglja stwierdza, że wskutek dysproporcji wymagań i płac, budowa bez wydatnej pomocy państwa niemożliwa. Stwierdza podobnie jak Czechosłowacja szkodliwość subwencji, potęgujących komfort, a mało przyczyniających się do potaniaenia budowy.

Równocześnie delegacja angielska rejestruje imponujące rezultaty dotychczasowej akcji budowlanej: milion nowych mieszkań zamieszkałych przez 1/10 ludności Anglji!

Holandja podnosi korzystny wpływ zniżenia subwencji na obniżenie kosztów budowy.

Danja subwencje zarzuciła już w r. 1923, udziela długoterminowych pożyczek do 40%.

Włochy stosują szeroko system ulg fiskalnych w stosunku do nowych domów (25 lat wolnych), oraz materiałów budowlanych.

Niemcy podnoszą konieczność pożyczek hipotecznych niskoprocentowych, oraz pożyczek zagranicznych wobec niewystarczalności kapitałów własnych.

Austrja idzie najdalej, doprowadzając do zupełnej socjalizacji budownictwa. Skupuje tereny budowlane, prowadzi na wielką skalę organizację zakupu materiałów. Kapitał inwestowany w budownictwie nie jest oprocentowany i nie podlega amortyzacji. Czysze służą jedynie na pokrycie kosztów administracji i są niezmiernie niskie. Wobec tego dość znaczny podatek (16 szyl. od mieszkania robotniczego obciąża lokatorów na cele budowlane w r. 1926 — 34.000.000 schill.).

Naogół ze sprawozdań wynika krytyczny stosunek do subwencji udzielanych bezpośrednio budującym. Wywołują one podniesienie komfortu, lekkomyślności w planowaniu budowy, często wręcz podnoszą cenę.

III. Organizacja i wielkość przedsiębiorstw budowlanych,

a) Organizacja.

Taniość budowy zależy przede wszystkim od należytej organizacji, stąd dbałość o instytucje organizujące budowę i kontrolujące.

W Niemczech Instytut Badania Gospodarczości, w Wiedniu Miejskie biuro Organizacji Przedsiębiorstw wykazują dobre rezultaty.

W Belgii „Société Nationale“ opinuje i kontroluje wyniki budowlane. Obok istnieje specjalna organizacja „Le Comptair National de Materiaux“, która dostarcza materiałów, przeprowadza studia wzorów i elementów budowy. Skoordynowana działalność tych instytucji doprowadziła do wyspecjalizowania się projektantów, do uproszczenia typów budowli, należytej organizacji transportów. To też w Belgii wyniki są bardzo dobre.

Najdalej pod względem organizacyjnym idzie znowu Austria doprowadzając do zupełnego zcentralizowania całej akcji budowlanej. W ruchu budowlanym główną rolę odgrywa oczywiście Wiedeń. Działalność polega przede wszystkim na zakupie gruntów, tak że obecnie 1/4 obszaru Wiednia należy do gminy, dalej na zakupie materiałów w wielkich ilościach na szereg lat naprzód, wskutek czego osiągnięto znaczną obniżkę cen (cegła np. tańsza niż w Niemczech), oraz redukcję kosztów transportów masowych, co przyczynia się znacznie do potania budowy. Jest to oczywiście możliwe tylko przy równomiernym i znacznym natężeniu ruchu budowlanego, który tam od szeregu lat istnieje (w r. 1923 wykonano około 6000 mieszkań). Dla nas przykład Austrii byłby niebezpieczny, tam jest to możliwe, gdyż dzieje się na małej stosunkowo przestrzeni.

b) Wielkość zamierzeń budowlanych.

Ze sprawą organizacji wiąże się ściśle wielkość zamierzeń budowlanych. Prawie wszystkie państwa wyprzedają się przeciwko rozdrobnieniu akcji budowlanej. Tylko silne i sprężyste organizacje powodują obniżenie kosztów.

Niemcy podkreślają szkodliwość licznych i niedoświadczonych spółdzielni, jak również rozdrabniania przedsiębiorstw. Austria redukuje ilość związków t. zw. Siedlungsgenossenschaften. Wyjątek stanowi Danja, która podnosi wartość indywidualnej akcji budowlanej, zaznaczając, że jednostka lepiej dozoruje i prędzej ukończy budowę.

W związku z tymi poglądami ustalają się mniej więcej granice zamierzeń budowlanych.

W Austrii uważa się, że na jednym placu najkorzystniej można budować około 100 domów. Niemcy za najekonomiczniejszą uważają budowę kompleksów domów liczących 2—5 tys. mieszkań, stwierdzając, że przy takim systemie obniża się znacznie koszty budowy ulic. Również przedsiębiorstwa budując wielkie kompleksy obniżają ceny o 5%.

Czechosłowacja uważa, że powinno się budować na jednym placu około 300 domów jednorodzinnych lub bloki z maksymalną ilością 500 mieszkań. Równocześnie wielką wagę przywiązuje się tem do celowej budowy ulic i dróg równocześnie z budową.

Wielkie znaczenie ma t. zw. seryjność przeprowadzenia budowy. Stwierdza to wymownie Anglja, kraj o olbrzymim doświadczeniu budowlanem. Ustalono tam, że mając do budowy n. p. 1000 domów lepiej jest prowadzić budowę w grupach 10 po 100 domów niż w 5 po 200.

Holandja podnosi również wielkie znaczenie seryjności na redukcję kosztów budowy, uważa jednak, iż większa lub mniejsza ilość równocześnie wykonanych budów jest bez znaczenia. Ciekawe jest twierdzenie Holandji, że oszczędności uzyskane wogóle na kosztach budowy są bez znacznego wpływu na komorne. Znacznie

wyższy wpływ ma procent od kapitału, koszt remontu administracji i podatki, woda, koszt gruntu.

Przytoczony przykład kalkulacji komornego mieszkania, którego koszt budowy wynosił 3.500 gld., a koszt gruntu 1200 gld. wykazuje, iż roczny czynsz 300 gld. da się przy najdalej posuniętych oszczędnościach w budowie zmniejszyć maximum o 18,40 gld. rocznie, co jest bez większego znaczenia.

To twierdzenie delegacji kraju o nader wielkim doświadczeniu budowlanem, jest bardzo zastanawiające i pouczające dla naszych stosunków, gdzie jedyną celową akcją władz centr. zmierzającą do potania budownictwa obraca się, jak dotąd prawie wyłącznie w poszukiwaniu oszczędności na kosztach wykonania projektu, co oczywiście tembardziej dla końcowych wyników jest bez znaczenia.

Włochy podnoszą pierwszorzędne znaczenie doskonałości struktury budowli. Dobry projekt i racjonalne wykorzystanie przestrzeni przynosi większe oszczędności i jest ważniejsze, niż rodzaj użytych materiałów i konstrukcyj. Włochy, jak również i szereg innych państw wypowiadają się za naukową organizacją pracy w budownictwie.

Niemcy szczególnie opowiadają się za mechanizacją w harmonii z pracą ludzką.

W związku z tem podnoszoną jest konieczność standaryzacji rusztowań, maszyn pomocniczych, racjonalizacji typów narzędzi i t. p.

c) Polityka terenowa.

Niezmiernie ważną kwestją, na którą się kładzie nacisk jest racjonalna polityka terenowa, oraz budowa ulic i dróg.

Niemcy na pierwszym planie stawiają budowę ulic i dróg dojazdowych, Czechosłowacja podnosi konieczność budowy dróg równocześnie z samą budową. Racjonalnie przeprowadzona akcja terenowa i drogowa przyczynia się wydatnie do obniżenia kosztów budowy⁶⁾.

d) Oszczędność pracy, normalizacja typów, technika wykonania.

Na polu wyzyskania powierzchni i racjonalizacji typów mieszkań daje się po wojnie zauważyć olbrzymi postęp dzięki celowej pracy architektów wszystkich krajów.

Wręcz rewolucyjny przewrót w poglądach na wnętrze i architekturę mieszkań, zapoczątkowany jeszcze przed wojną przez Amerykanina Fr. Lloyda Wright'a znajduje po wojnie wyraz w pracach całej plejady architektów europejskich, na czele których kroczą Francuzi le Corbussier i Janneret, Holender Oud i inni. Nowe poglądy na komfort nowoczesnego mieszkania oparte na postępie techniki konstrukcyjnej i instalacyjnej, stwarzają nowy zupełnie typ współczesnego mieszkania.

Masowość współczesnego budownictwa mieszkaniowego wymaga automatycznie równoczesnej normalizacji mieszkań i budynków, jak również elementów budowy.

Poglądy na normalizację są różne. Wiedeń podnosi celowość jednolicie opracowanego typu rysu poziomego grupy mieszkań. Również celowe jest ujednostajnienie typów drzwi, okien, okuć, schodów. Znormalizowany typ kuchni z urządzeniem przynosi podobno około 50% oszczędności. Budowa wielkich bloków mieszkalnych uważana jest w Wiedniu za najbardziej ekonomiczną i celową.

Francja zaleca pośpiech w budowie, lecz równocześnie solidność i postępowy komfort, by budynki nie deprecjowały się w krótkim czasie, zaleca standaryzację szkieletu i elementów budowy, jak również uproszczenie administracji i finansowania budowy.

⁶⁾ Ma to wielkie znaczenie dla nas, gdzie w większości miast sprawy terenowe i drogowe są w wielkim zaniedbaniu i jak dotąd niezawsze nawet u fachowych czynników znajdują zrozumienie.

Belgia traktuje sprawę bardzo racjonalnie. Wskazuje dodatni wpływ działalności „Société Nationale“ oraz „Comptoir National de Matériaux“ na wykształcenie projektantów i racjonalną standaryzację elementów przez utrwalanie zdobytych doświadczeń.

Niemcy stwierdzają, iż budowa wielkiej ilości domów prowadzi automatycznie do utrwalenia i normalizacji najlepszych typów.

Włochy wręcz przestrzegają przed zbyt pośpiesznym normalizowaniem typów. Kładą nacisk na dobry projekt przede wszystkim.

Holandja odnosi się naogół pesymistycznie do standaryzacji, standaryzacja elementów budowy oszczędza co najwyżej 1,5% kosztów.

Dania stwierdza automatyczny postęp standaryzacji przy wielkich przedsiębiorstwach budowlanych. Dziś kwestja standaryzacji jest tam mało aktualna.

Jak widać zdania są bardzo różne. Stanowisko Włoch zalecających ogólną normalizację jest zdaje się najsłuszniejsze.

e) Architektura nowych domów.

Szereg państw stwierdziło dobitnie, że niema obawy o estetykę nowych domów. Obawy, że masowość doprowadzi do niesłychanej monotonii i zeszpecenia kraju są płonne. Niemcy podnoszą, że nowe domy przedstawiają wartość znacznie wyższą, niż dawniejsze, które były zbieraniną rozmaitych stylów z rozmaitych epok. Belgja twierdzi, że normalizacja w rękach biegłego architekta może dać bardzo korzystne wyniki estetyczne. Włochy żądają dobrych projektów przede wszystkim. Francja, Austria kładą nacisk na indywidualną twórczość tegich architektów. Ten sam przykład daje Holandia swoim budownictwem.

Wyniki końcowe.

Reasumując wyniki tak wszechstronnej ankiety ustalić można w kolejnym porządku te czynniki, które wpływają na potaniecie budowy:

1. Sposób finansowania budowy. Decyduje tu przede wszystkim wysokość % (max. 4%), oraz forma finansowania budowy. Opinia większości wypowiedzi się przeciw subwencjom udzielanym bezpośrednio jako pomoc budującym. Najlepszą rękojmię daje doświadczony i odpowiedzialny budujący, korzystający z taniego kredytu. Zdaje się, iż zagadnienie i rola państwa sprowadza się głównie do kwestji dostarczenia taniego kredytu i wyszukania źródeł na obniżenie procentu. Również unikanie utrudnień i zwłoki przy udzielaniu kredytu budowlanego ma wpływ znaczny.

2. Zmniejszenie ciężarów fiskalnych przez zwolnienie od podatków nowowbudowanych domów i materiałów budowlanych.

3. Polityka terenowa, t. j. umiejętny i konsekwentnie przeprowadzony plan rozbudowy. Doprowadzenie w związku z planem rozbudowy w odpowiednim czasie dróg i ulic, przez co uzyskuje się ułatwienie i potaniecie transportu. Wreszcie ustalenie gospodarczo racjonalnych kompleksów budowlanych.

4. Organizacja i ekonomja pracy. Budowę przeprowadzają najlepiej sprężyste i bogate w doświadczenia organizacje. Co do ekonomiczności indywidualnej budowy zdania są podzielone. Zależy to zdaje się od rodzaju stosowanej budowy i uzdolnienia narodowego. Seryjność przeprowadzania budowy oraz ogólna i oparta na doświadczeniach normalizacja są czynnikami sprzyjającymi potanieniu budowy, podobnie jak szybkość przeprowadzania budowy.

Poglądy co do typów zabudowania, wielopiętrowe, zwarte, jednorodzinne itp. jak również co do wielkości zamierzonych kompleksów budowlanych są różne i zależne od lokalnych warunków i przyzwyczajzeń.

Natomiast solidność budowy, trwałość konstrukcji, oraz przewidujący komfort zalecane są z wielu stron.

5. Techniczne warunki wykonania budowy wpływają w pewnym, naogół niezbyt znacznym stopniu na potaniecie. Z tych na pierwszym miejscu postawić należy dobry, wyzyskujący należycie powierzchnię zabudowaną projekt.

Następnie przemyślana, oparta na doświadczeniach, normalizacja elementów budowy, jak również w pewnym stopniu (przy zamierzeniach większych) normalizacja typów.

Wreszcie techniczne metody konstrukcyjne budowy. Zmierzają one głównie do:

- a) zmniejszenia wagi części składowych budynku;
- b) zmniejszenie wilgoci wprowadzonej do budynku w czasie jego wykonania;
- c) do zmniejszenia powierzchni zajmowanych przez niosące i ograniczające części budynku, i wreszcie
- d) skrócenia czasu wymaganego na wzniesienie budynku.

Na tem polu zaznacza się olbrzymia pomysłowość po wojnie. Z licznych konstrukcyj zmieniających dawną praktykę budowlaną, wymienić należy jako najwcześniejsze znormalizowane szkielety żelbetowe typu „Domino“ wynalazku Le Corbusiera jeszcze w r. 1915. Następnie domy stalowe stosowane w Anglii, Francji i Niemczech o bardzo różnorodnej strukturze. Również domy montowane z wielkich, sposobem fabrycznym przygotowywanych bloków.

Wreszcie, co dla nas ma znaczenie pierwszorzędne, rozwijające się w Niemczech i Ameryce budownictwo domów drewnianych.

Również zanotować należy cały szereg materiałów zastępczych jak żużlobeton, celolit (porolit) gazobeton, wreszcie płyty heraklitowe, solomit i wiele innych.

Wszystkie te materiały i konstrukcje posiadają szereg pierwszorzędnych walorów, równocześnie jednak i pewne strony ujemne. Do wydania definitywnego sądu brak tak ważnego kryterjum, jakim jest czas.

Jedno stwierdzić można napewno, iż żaden z tych środków nie dał zdecydowanie dodatniego efektu ekonomicznego, t. zn. nie obniżył wybitnie kosztów budowy.

Wśród szeregu czynników, wymienionych poprzednio, wpływających na potaniecie budowy, system wykonania ścian i konstrukcji wywiera wpływ stosunkowo nieznaczny na efekt końcowy, jakim jest czynsz płacony miesięcznie przez lokatora. (C. d. n.).

Inż. Dr. Tomasz Kluz,

kierownik budowy lotnisk i dróg powietrznych w Minist. Kom.

O budowie dróg powietrznych.

(Ciąg dalszy).

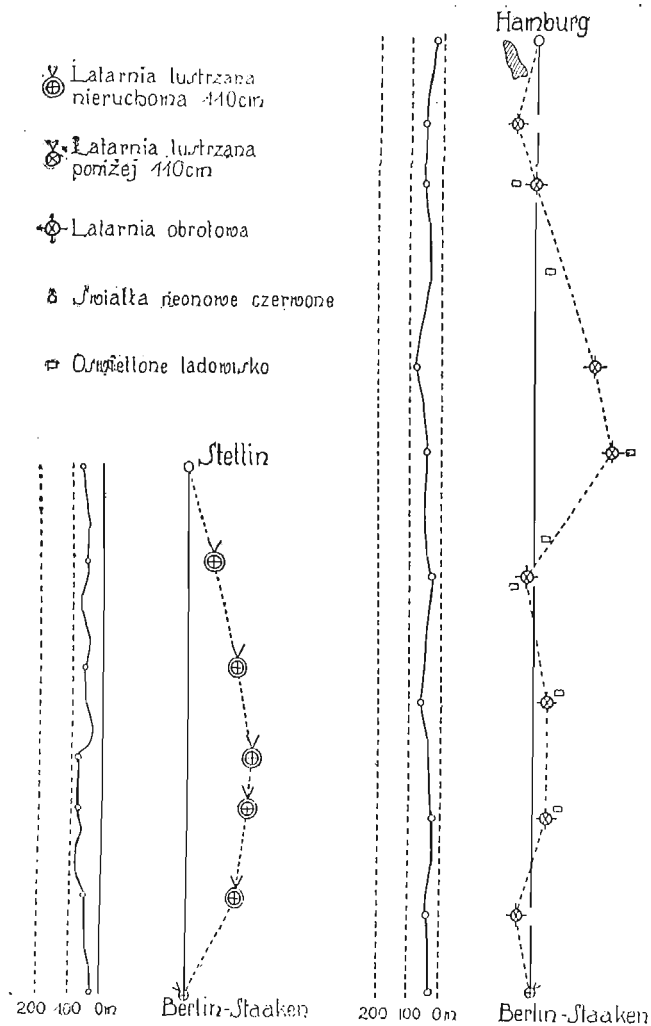
e) Rozstawienie latarni trasy lotniczej.

W zależności od warunków terenowych gęstości zaludnienia i uprzemysłowienia obszarów, przez które prze-

chodzi trasa lotnicza, następnie w zależności od systemu i zasięgu stosowanych latarni — rozstawienie latarni lotniczych waha się w dość szerokich granicach (od 18 do

80 km). Rozróżnić tu można zasadniczo 3 systemy, z których każdy ma swych gorących zwolenników, a mianowicie:

1. Latarnie o wielkim zasięgu rozstawione są w odległościach 50 km bez latarni i światła pośrednich; system ten nadaje się do tras, przebiegających przez obszary słabo zaludnione i słabo uprzemysłowione, gdzie brak



Rys. 26.

prądu elektrycznego zmusza do stosowania własnych źródeł siły światła. Ponieważ przytem z powodu odludnego położenia latarni opieka nad nią musi być oddana specjalnemu personelowi, a nie powierzona czynnikom

systemu w danym wypadku okazuje się bardziej ekonomicznym, niż systemów innych. Te i inne jeszcze względy były powodem zastosowania tego systemu i na liniach lotniczych w Polsce. Ogólne stosowanie tego systemu we Francji (latarnie co 70—80 km) znajdują swe uzasadnienie w wysoko rozwiniętym przemyśle budowy latarni morskich i lotniczych dalekiego zasięgu (latarnie djoptryczne).

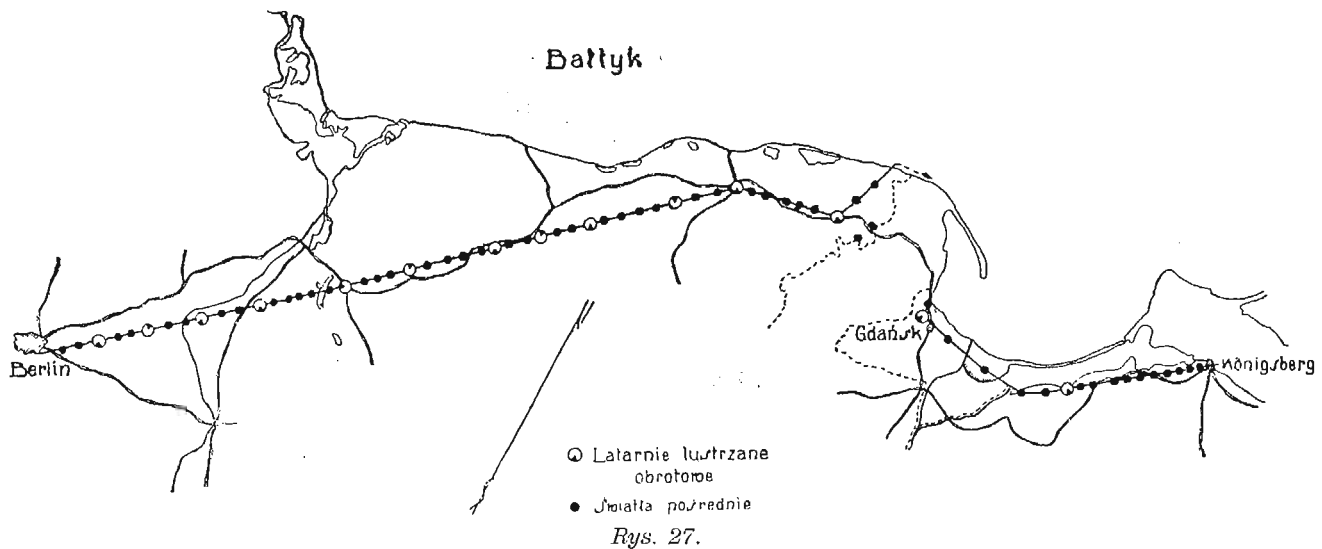
2. Do drugiego typu oświetlenia trasy lotniczej należy rozstawienie latarni średniego zasięgu w odstępach 16 do 30 km ze światłami pośrednimi co kilka kilometrów. System ten stosowanym jest ogólnie na liniach lotniczych w Stanach Zjednoczonych (latarnie przeciętnie co 18 km, oraz światła pośrednie co 5 do 7 km), oraz stosowanym był do niedawna w Niemczech (latarnie co 20 do 30 km, światła pośrednie co 6 do 10 km).

3. Trzeci system różni się od systemu drugiego brakiem światła pośrednich, nie stosowanych z powodu niewidoczności tychże podczas mgły — jak to okazały ostatnie doświadczenia uzyskane na liniach niemieckich Berlin-Hannower i Berlin-Królewiec. System ten należy uważać za najbardziej nowoczesny. Stosowane tu latarnie średniego zasięgu są tanie (latarnie lustrzane i lustrzanosoczkowe), zużywają bardzo mało siły, mogą być umieszczone na niewysokich wieżach — nadają się jednak raczej do tras przebiegających przez gęsto zaludnione obszary, posiadające prąd elektryczny, niż w okolicach bezludnych lub słabo zaludnionych.

Oświetlenie dróg lotniczych w Europie zapoczątkowali Niemcy. Jeszcze w r. 1924 zainstalowano oświetlenie drogi Berlin-Stettin (rys. 26), jako pierwszą próbną trasę. Jak widać z ryc. 26 zastosowano latarnie lustrzane nieruchome, w odstępach od 12 do 30 km. Latarnie te rozmieszczono nie w linii prostej, lecz z boku trasy w znaczniejszych nawet odległościach od trasy.

Loty na tej próbnej trasie okazały, że nieruchome stożki świetlne, wysyłane przez latarnie, oślepiły lotników i mimo bardzo dużej siły świetlnej były mało widoczne i trudne do rozróżnienia z pośród innych światła terenowych. Dlatego też na drugiej linii doświadczalnej Berlin-Hamburg, której oświetlenie uruchomiono w r. 1925 (rys. 26), zastosowano już latarnie obrotowe, oraz założono lądowiska.

Na podstawie wyników doświadczeń, uzyskanych na tych dwu liniach doświadczalnych, oraz Berlin-Warnemünde przystąpiono w r. 1926 do racjonalnego oświetlenia trasy Berlin-Królewiec (rys. 27), na której założono obrotowe latarnie lustrzane już w linii prostej na trasie przelotów w odstępach co 20 do 40 km. Pomiędzy latar-

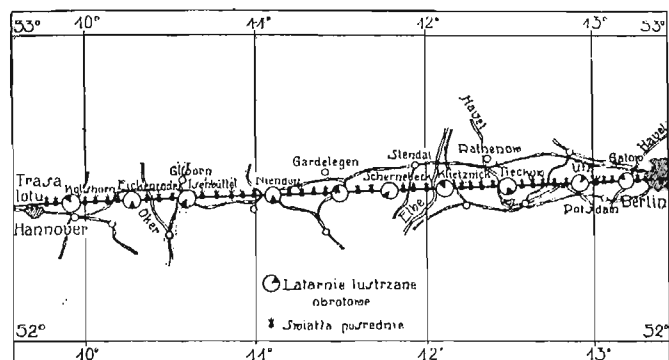


Rys. 27.

mięscowym, więc mimo dużego kosztu latarni (nieproporcjonalnego do zasięgu tejże latarni) stosowanie tego

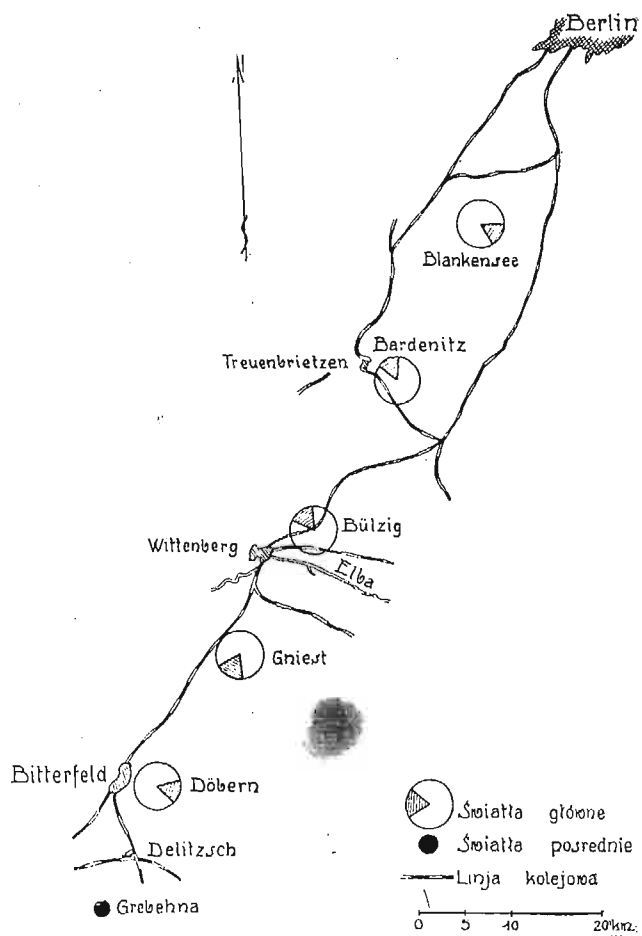
niami obrotowymi umieszczono jeszcze jako światła pośrednie latarnie neonowe co 6 do 12 km. Obok każdej la-

tarni obrotowej założono lądowisko. Lądowiska te oddały podczas eksploatacji tej trasy takie usługi, że stały się odtąd niezbędnym uzupełnieniem trasy lotniczej.



Rys. 28.

W r. 1927 uruchomiono oświetlenie dalszej trasy a mianowicie trasy Berlin-Hannover (rys. 28). Latarnie obrotowe umieszczono tu — podobnie jak na trasie Berlin-



Rys. 29.

Gdańsk — w linii prostej w odległościach co 30 do 40 km. Pomiędzy latarniami rozmieszczono stałe światła pośrednie co 5,5 km, które dając pewne grupy rozbłysków umożli-

wiały lotnikowi rozpoznanie miejscowości. Nie były to już latarnie neonowe, które na trasie Berlin - Gdańsk nie dały dobrych wyników, lecz przeważnie zwykłe światła białe i czerwone, elektryczne lub gazowe. I ta trasa, przystosowana do lotów nocnych, a uważana za wzorowo urządzonej pod względem oświetlenia, skłoniła Niemcy do zmiany wzajemnych odległości latarni obrotowych z 30 (40) km na 20 (30) km, ale już bez światel pośrednich (podczas dobrej pogody światła pośrednie były dobrze widoczne, podczas jednak złej pogody światel tych nie można było zauważyć nawet z bliskiej odległości).

Dlatego też oświetlona w roku bieżącym linja Berlin-Halle (Lipsk) (rys. 29) składa się zasadniczo tylko z latarni obrotowych średniego zasięgu, rozmieszczonych ściśle na linii prostej co (około) 20 km bez światel pośrednich. Linję tę pod względem oświetlenia zaliczyć trzeba do 3-go systemu, który oznacza należało za system najbardziej odpowiedni w krajach gęsto zaludnionych.

Powyżej opisane trasy Hannover-Berlin-Gdańsk należą do systemu drugiego.

System rozstawienia latarni na trasach lotniczych w Polsce należy do systemu pierwszego. Małe uprzemysłowienie kraju, a co za tem idzie — brak energii elektrycznej na drogach lotniczych, oraz stosunkowo słabe zaludnienie obszarów, przez które przebiegają trasy lotnicze, skłoniły do zastosowania większych odległości między latarniami. Odległości te wynoszą około 60 km.

Oświetlenie n. p. trasy Warszawa-Lwów składać się będzie z 6-ciu latarni dużego zasięgu, a mianowicie z 5-ciu latarni o sile $\frac{1}{2}$ miliona świec (por. rys. 13) o zasięgu do 100 km w Dęblinie (93 km od Warszawy), w Dużej Niedźwicy (na wysokości Lublina, 63 km od Dęblina), w Zwierzyńcu (na wys. Zamościa, 69 km od D. Niedźwicy), w Dziewięcieżu (linja kolejowa Jarosław-Rawa Ruska, 58 km od Zwierzyńca) i we Lwowie (Skników, 54 km od Dziewięcieża), oraz z 1 latarni (por. rys. 14) o sile 12 milionów świec i zasięgu do 228 km w Warszawie (Okęcie). Z powyższych latarni, latarnie w Warszawie, Dęblinie, Zwierzyńcu i Lwowie są już zmontowane, lub będą zmontowane w najbliższych tygodniach.

Odległość pierwszej latarni trasy w Dęblinie od latarni lotniskowej w Warszawie wynosi wprawdzie 93 km, a więc przekracza o 50% przyjęty odstęp 60 km, ponieważ jednak latarnia w Warszawie jest znacznie silniejszą niż inne latarnie trasy, więc będzie widoczną nawet przy gorszych warunkach atmosferycznych z nad Dęblina.

W przyszłości, gdy uprzemysłowienie kraju wzrośnie, przewidywanem jest przejście z systemu pierwszego na system trzeci, co da się łatwo uskuteczyć przez umieszczenie w środku każdego odcinka trasy między dwoma latarniami po jednej dalszej latarni średniego zasięgu. W ten sposób stopniowo zbudowane zostanie oświetlenie tej trasy najbardziej nowoczesne (latarnie robót II-iej serji umieszczone zostaną koło Kalwarji, Łaskarczewa, Wąwolnicy, Turobinu, Suśca i Wiszenki; odstępy latarni trasy zmniejszą się do połowy i wynosić będą około 30 km).

Ogólny program sieci lotniczej w Polsce przewiduje odnośnie do oświetlenia budowę według 3-go systemu poprzez przejściowe uruchomienie systemu 1-go.

(C. d. n.).

Inż. Aureljusz Chrościelewski.

Obliczenie statyczne oraz konstrukcja kesonów drewnianych dla mostu przez rzekę Brdę na południowym obejściu węzła Bydgoskiego linii Bydgoszcz-Gdynia.

Wstęp.

W lecie roku ubiegłego na południowym obejściu węzła Bydgoskiego na linii Bydgoszcz-Gdynia dla mostu

przez Brdę wykonano jeden z filarów, oraz przyczółek od strony „Kapuściska“ na fundamencie kesonowym. Podstawą do tego rodzaju fundowania były właściwości bu-

dowlane pokładów w tej części łożyska. Ze względów ekonomicznych zastosowano kesony drewniane.

Niezwykłością zadania jest duża rozpiętość ramy kesonu przyczółkowego, stanowiąca 12,7 m, rozwiązana jeszcze choć nie wyłącznie, w drzewie, oraz możliwość porównania tej ramy z ramą kesonu filarowego, mającą rozpiętość 5 m, która w drzewie rozwiązuje się łatwo.

Treścią niniejszego artykułu będzie obliczenie statyczne, oraz konstrukcja kesonów. Wykonanie zaś nie jest uwzględnione. Przy tej sposobności poczuwam się do miłego obowiązku podziękowania Panu Profesorowi Dr. A. Pszenickiemu za wskazówki, oraz Panom Inż. M. Brodniewiczowi i Inż. J. Deduchowskiemu za pomoc przy wykonaniu projektu.

Dane ogólne.

Poniżej obliczono dwa kesony: pod filar i pod przyczółek.

Kesony zaprojektowano z drzewa sosnowego z klockami sosnowymi¹⁾, noże, śruby, opaski, haczyki, oraz pręty rozciągane z żelaza.

Wymiary geometryczne przyczółka i filaru, oraz poziomy zapuszczania kesonów pokazano na rysunkach 3 i 8.

Rozpatrujemy, przy obliczeniu skrzyni kesonowej, dwa stadja budowy fundamentu i w celu sprawdzenia prętów skrzyni, przyjmujemy z obu tych założeń napięcia niedogodniejsze dla prętów.

Założenia nasze są następujące:

a) Keson opuszczono do potrzebnej największej głębokości.

Na skrzynię działa ciężar całego fundamentu zmniejszony o ciężar wypchniętej wody, oraz poziome parcie ziemi i wody (patrz rys. 3, 23, 24).

b) Keson znajduje się wprawdzie też na najniższym poziomie pod działaniem wszystkich uprzednich obciążeń, lecz jakoby w ostatnim momencie opuszczania, trzymając się jeszcze tarciami.

Oryginalność położenia stanowi to, że do wewnątrz skrzyni, z powodu zmniejszonego w niej ciśnienia, wtargnęła ziemia warstwą grubą na 1,5 m i ciśnie prostopadle do płaszcza wewnętrznego, oraz daje tarcie, jako siłę równoległą do kierunku tegoż płaszcza (patrz rys. 6 i 27).

Skrzynie kesonowe obliczamy jako ramy o kracie Howe'go, t. j. ze ściskaniami krzyżulcami z drzewa i rozciąganiem słupami-wieszadłami z żelaza. Normalnie jako wieszadła służą pręty okrągłe, tylko w kesonie przyczółkowym wieszadło 4-5 wykonano z 4 kątowników.

W obliczeniu, zgodnie z założeniem inż. Jandin'ego, Durel'ego i Brenneke'go²⁾, przyjęto, że na poprzecznicę w rozpiętości pomiędzy wspornikowej działa warstwa betonu, której wysokość równa się połowie tej rozpiętości.

Pozostała część fundamentu oraz część betonu, znajdującego się między wspornikami, działa jako siła skupiona, zaczepiona w środku wspornika (patrz rys. 3 i 23).

Całe obciążenie, przypadające na skrzynię kesonową, obu założeń, przenieśliśmy na ramy poprzeczne. Żeby jednak kesony i w kierunku podłużnym były usztywnione dajemy również i ramy podłużne, których w kesonie przyczółkowym jest 6 i jedna drugorzędna, oraz w kesonie filarowym 2 i jedna drugorzędna (patrz rys. 1 i 2).

Ponieważ pręty skrzyni kesonowej w stadju odpowiadającym założeniu pierwszemu i drugiemu, są ze wszyst-

kich stron otoczone stwardniałym już dobrze betonem, na cemencie wysokowartościowym, to nie mogą one w żadnym razie podlegać miejscowemu zgięciu lub wyboczeniu, lecz tylko zwykłemu ściskaniu lub rozciąganiu.

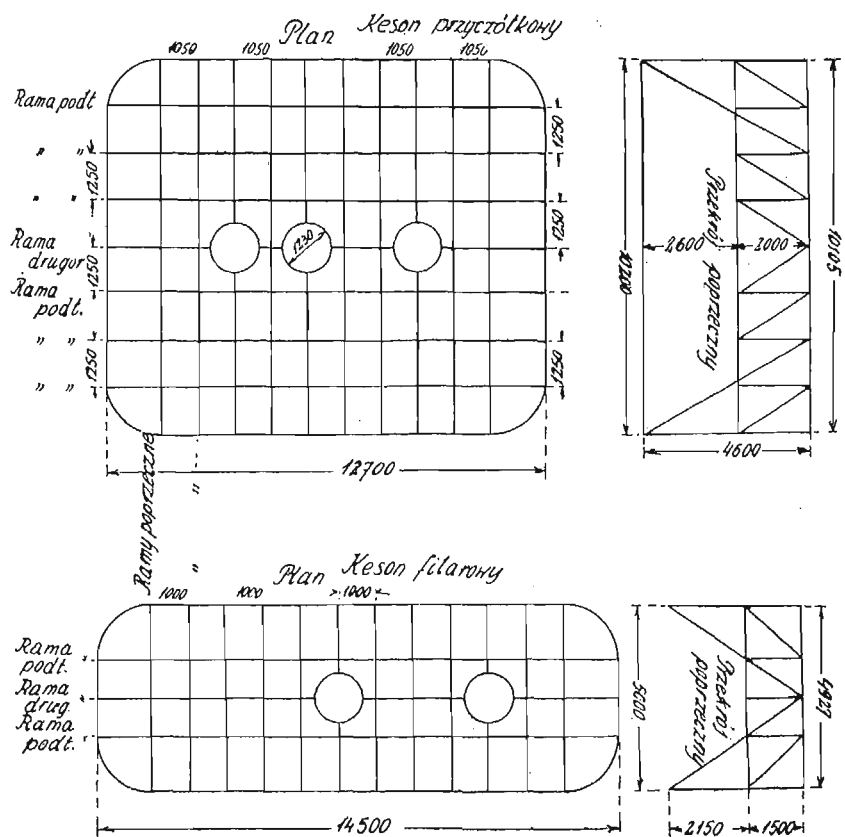
Dlatego przekroje prętów skrzyni obliczono na zwykłe ściskanie lub rozciąganie, przyjmując w prętach ściskanych przekrój brutto, a w rozciąganych netto.

Aczkolwiek połączeniu prętów w węzłach będzie b. pomagało otoczenie węzłów stwardniałym betonem na cemencie wysokowartościowym i szybko wiążącym, w którym tkwią końce śrub i dla zwiększenia przyczepności betonu, specjalne boki z żelaza płaskiego, to jednakże pomoc tę traktujemy jako zapas bezpieczeństwa, a działanie sił w węzłach oficjalnie przenosimy na śruby, wciącia i klocki.

Miejsce wbicia haków w drzewo oznaczono na rysunkach 37, 38, 40 i 41 punktami. Konstrukcję tych haków, możliwie dogodną do wykonania, pokazano na rys. 43.

Przekroje drzewa stosowano według norm polskich. Keson przyczółkowy zaopatrzone śluzami: środkową osobową, i dwiema bocznymi towarowymi.

Keson filarowy zaopatrzone dwiema śluzami: środkową towarową i boczną osobową.



Rys. 1 i 2.

Pod oszalowanie wewnątrz skrzyni założono warstwę papy, zaś po oszalowaniu dano blachę żelazną ocynkowaną o grubości 0,5 mm.

Ciężaru własnego kesonu przy obliczeniu nie przyjmujemy pod uwagę.

Natężenia dopuszczalne.

Natężenia dopuszczalne przyjmujemy podług wskazówek Profesora Dr. A. Przenickiego.

Dla drzewa miękkiego:

Rozciąganie	150 kg/cm ²
Zginanie	150 "
Ściskanie równoległe do włókien	100 "
" prostopadłe "	30 "
Ścinanie równoległe do włókien	20 "
" prostopadłe "	75 "

¹⁾ Z powodu niedysponowania dębina.

²⁾ Brenneke: „Der Grundbau“ str. 318.

J. Rychter: „Roboty Wodne“ cz. II, str. 509.

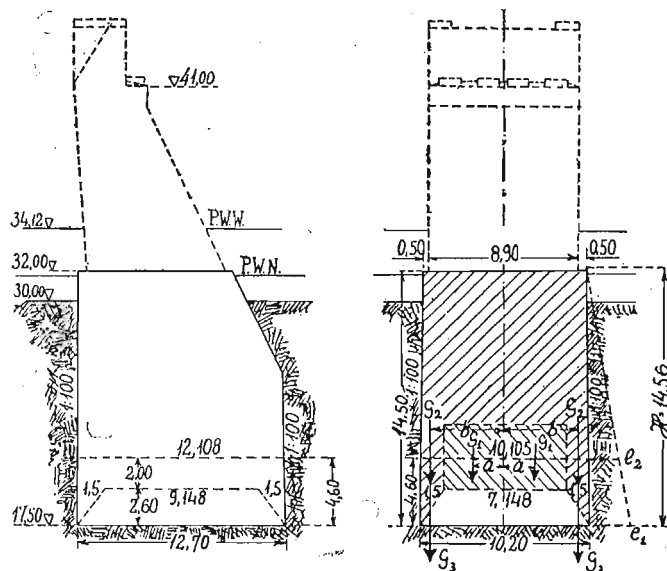
O. Nadolski: „Podręcznik Inżynierski“. St. Bryła, str. 719.

Ciśnienie na ściankę otworu 180 kg/cm²
 Dla żelaza 1.500 "
 Ciężar betonu mokrego przyjmujemy . $\gamma=2.400$ kg/m²
 „ ziemi mokrej $\gamma=2.000$ "
 Naturalny kąt usypiska dla szlamu z piaskiem, przyjmujemy $\varphi=20^\circ$
 Spółczynnik tarcia tegoż gruntu po drewnianym płaszczu skrzyni przyjmujemy $\mu=0,25$.

Określenie sił, działających na skrzynię kesonu przyczółkowego.

Statyczność kesonu rozpatrujemy przy dwu założeniach:

Założenie pierwsze: Przy założeniu pierwszym na skrzynię działają siły właściwe najniższemu położeniu kesonu, więc ciężar całego fundamentu oraz parcie ziemi i wody.



Rys. 3.

Ciężar warstwy betonu, działającego na poprzecznice:

$$G_1 = 3,58 \cdot 3,58 \cdot 1,0 \cdot (2400 - 1000) = 17943 \text{ kg/m dł. kes.};$$

$$g_1 = \frac{17943}{3,58} = 5012 \text{ kg/m};$$

$$a = 1,79 \text{ m};$$

$$b = 3,58 + 0,75 = 4,33 \text{ m}.$$

Ciężar betonu, działającego na środek wspornika:

$$G_2 = 11,9 \cdot \frac{9,90 + 10,148}{2} \cdot 1,0 \cdot (2400 - 1000) - G_1 = 65557 \text{ kg/m dł. kes.}$$

$$G_3 = \frac{1,5 \cdot 2,6}{2} \cdot 1,0 \cdot (2400 - 1000) = 2730 \text{ kg/m dł. kes.}$$

Poziome parcie ziemi na skrzynię, przy wysokości warstwy = H określamy wg. następującego wzoru:

$$e = \gamma \cdot H \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right),$$

gdzie γ = ciężar ziemi mokrej = 2000 kg/m³,
 φ = kąt usypiska naturalnego dla szlamu z piaskiem = 20°, skąd:

$$\text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right) = 0,490.$$

Ponieważ w naszym wypadku ciśnienie nie tylko ziemia, lecz i woda, to sprowadzimy parcie wody do parcia ziemi, zmniejszając wysokość słupa wody w stosunku ich ciężarów gatunkowych, t. j. w stosunku 1:2.

Znajdziemy tę wysokość sprowadzoną:

$$H = (30,0 - 17,5) + \frac{34,12 - 30,00}{2} = 14,56 \text{ m}.$$

Parcie na poziomie noża:

$$e_1 = 2000 \cdot 14,56 \cdot 0,490 = 14269 \text{ kg/m dł. kes.}$$

Parcie na poziomie wierzchu skrzyni:

$$e_2 = 2000 \cdot 9,96 \cdot 0,490 = 9761 \text{ kg/m dł. kes.}$$

Odległość punktu zaczepienia siły parcia poziomego na płaszcz skrzyni od wierzchu określimy sposobem następującym:

$$E = e_2 \cdot h + 0,5(e_1 - e_2) \cdot h = 9761 \cdot 4,6 + 0,5(14269 - 9761) \cdot 4,6 = 55268 \text{ kg/m}.$$

Moment siły parcia w stosunku do wierzchu skrzyni:

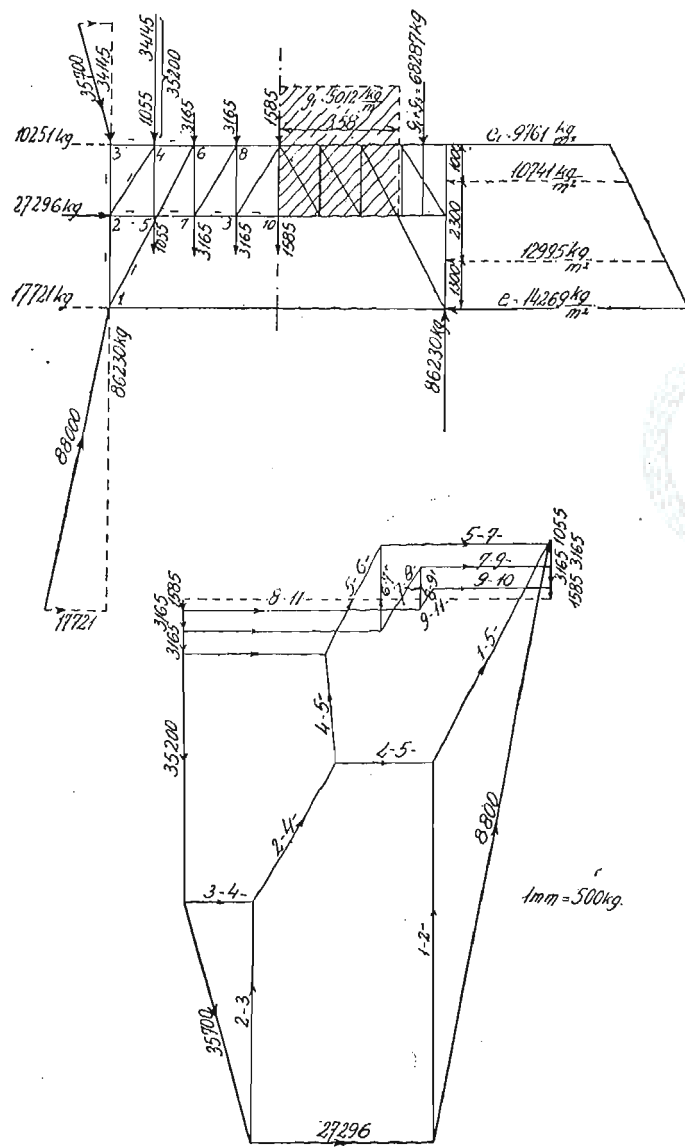
$$M = \frac{9761 \cdot 4,6^2}{2} + \frac{(14269 - 9761) \cdot 4,6^2 \cdot 2}{2 \cdot 3} = 135067 \text{ kg/m},$$

$$r = \frac{M}{E} = \frac{135067}{55268} = 2,444 \text{ m}.$$

Odpór pionowy kesonu:

$$T = G_1 + G_2 + G_3 = 17943 + 65557 + 2730 = 86230 \text{ kg/m dł. kes.}$$

Na rysunku 4 na stronie prawej pokazano siły obciążające skrzynię kesonową, a na stronie lewej pokazano obciążenie węzłów.



Rys. 4 i 5.

Na rys. 5 pokazano wykres Cremona'y, za pomocą którego znaleziono napięcia w przętach ramy poprzecznej skrzyni.

Napięcia te powiększono o 5%, gdyż odległość pomiędzy poprzecznicami wynosi 1,05 m, a nie 1,00 m, jak to zakładaliśmy przy znajdowaniu obciążeń, i pomieściliśmy je w tablicy 1-szej.

Założenie drugie: W założeniu drugim uwzględniamy moment opuszczania się kesonu przy najniższym jego poziomie z tym jednak, że do wewnątrz skrzyni, na skutek zmniejszonego w niej ciśnienia powietrza, dostała się ziemia warstwą grubą na 1,5 m.

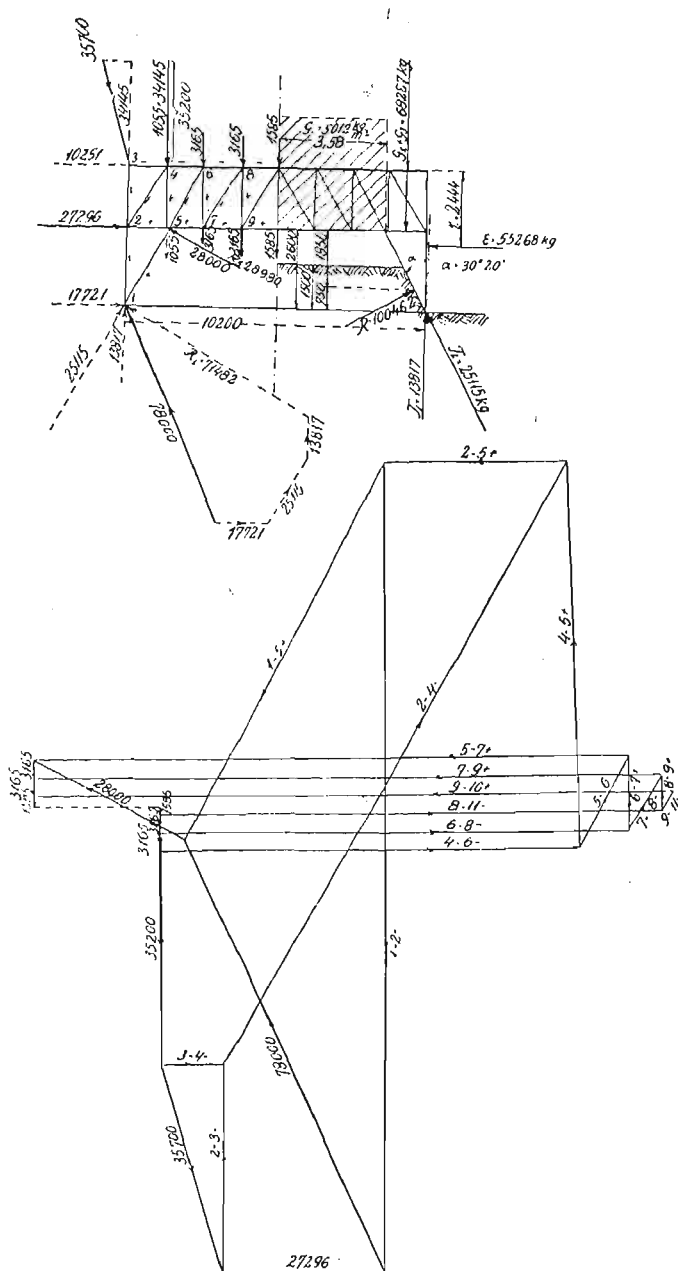
Warstwa ziemi, znajdująca się wewnątrz skrzyni, ciśnie na płaszczyznę wewnętrzną z siłą R , a siła ta daje tarcie $\mu \cdot R$, gdzie $\mu=0,25$, jest współczynnikiem tarcia mokrej ziemi o drzewo.

Tarcie ziemi o płaszczyznę zewnętrzną określimy z równania: $T_2 = \mu \cdot E = 0,25 \cdot 55268 = 13817 \text{ kg}$, i zakładamy je zaczepione w punkcie „1”, a skierowane pionowo ku górze.

Siłę R określamy z równania równowagi rzutów wszystkich sił na oś rzędnych:

$$G_1 + G_2 + G_3 - T_1 - R \cdot \sin \alpha - R \mu \cdot \cos \alpha = 0; \text{ skąd:}$$

$$R = \frac{G_1 + G_2 + G_3 - T_1}{\sin \alpha + \mu \cdot \cos \alpha}$$



Rys. 6 i 7.

Zakładając $\alpha = 30^\circ 20'$ będziemy mieli $\sin \alpha = 0,5050$ $\cos \alpha = 0,8631$.

Podstawiając cyfry otrzymamy:

$$R = \frac{86230 - 13817}{0,5050 + 0,25 \cdot 0,8631} = 100462 \text{ kg.}$$

Tarcie ziemi o płaszczyznę wewnętrzną będzie:

$$T_2 = \mu \cdot R = 0,25 \cdot 100462 = 25115 \text{ kg.}$$

Na rys. 6 rozmieszczono wszystkie powyższe siły we właściwych miejscach (strona prawa), oraz znaleziono siły, działające na węzły (strona lewa):

$$R_1 = \frac{R \cdot 1850 \cos \alpha}{\cos \alpha \cdot 2600} = \frac{100462 \cdot 1850}{2600} = 71482 \text{ kg.}$$

$$R_0 = 100462 - 71482 = 28980 \text{ kg.}$$

Na rys. 7 pokazano wykres Cremona'y, za pomocą którego znaleziono napięcia w prętach ramy poprzecznej. Napięcia te powiększono o 5%, ponieważ odległość pomiędzy poprzecznicami wynosi 1,05 m nie 1,00 m, jak to założono przy znajdowaniu obciążeń, i pomieszczono je w tabelicy 1-szej.

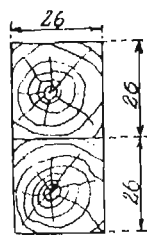
Tablica 1.

Napięcia w prętach ram poprzecznych.

Nazwa	Założenie pierwsze kg	Założenie drugie kg	Największe napięcie kg
słupy	1-2	-56700	-139120
	2-3	-35960	-35960
pas dolny	1-5	-38620	+73810
	5-6	-18370	-18370
	2-5	-15590	+32650
	5-7	-26770	+105000
pas górny	7-9	-20260	+110880
	9-10	-18370	+113190
	3-4	-10860	-11020
	4-6	-22410	-74550
skosy	6-8	-31500	-83260
	8-11	-37800	-89250
	2-4	-24510	-120430
wieszadła	7-8	-11290	-11020
	9-11	-3670	-3670
	4-5	-16480	+66460
	6-7	+12860	+12600
	8-9	+6300	+6200
	10-11	+3330	+3330

Określenie przekroji.

Słupy 1-2 i 2-3.



Rys. 8.

$$P_{1-2} = -139120 \text{ kg,}$$

$$F = 2 \cdot 26 \cdot 26 = 1352 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otr} = \frac{139120}{1352} = 102,8 \text{ kg/cm}^2 = \approx 100 \text{ kg/cm}^2.$$

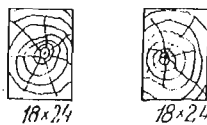
Część górna słupa:

$$P_{2-3} = -35960 \text{ kg,}$$

$$F = 26 \cdot 26 = 676 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otr} = \frac{35960}{676} = 53 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Pas górny 3-4; 4-6; 6-8; 8-11.



Rys. 9.

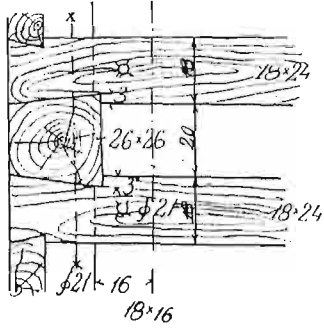
$$P_{3-11} = -89250 \text{ kg,}$$

$$F = 2 \cdot 18 \cdot 24 = 864 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otr} = \frac{89250}{864} = 103 \text{ kg/cm}^2 = \approx 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Pas górny w węzle 3-cim jest ściskany z siłą: -11020 kg ,

której sprzeciwia się wręb połączenia ze słupem w formie ogona jaskółczego, oraz śruba pozioma



Rys. 10.

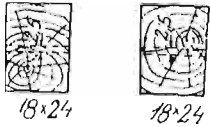
$$11020 < 3 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 30 + 2 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 180 = 13392 \text{ kg.}$$

Pas dolny 2-5; 5-7; 7-9; 9-10.

$$P = +113190 \text{ kg,}$$

$$F_n = 2 \cdot 18 \cdot 21,5 = 774 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{113190}{774} = 146 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 11.

Sprawdzenie węzła 5.

Siła w węźle 5 = 105000 - 32650 = 72350 kg.

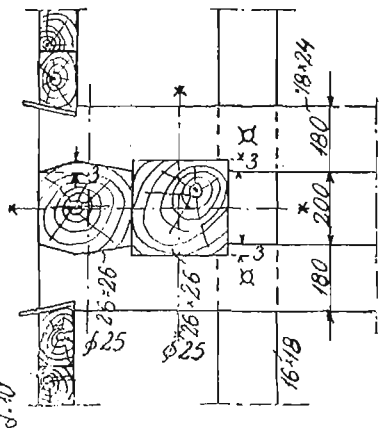
Opór stanowią: 4 śruby pionowe, 2 poziome, φ 25 mm, oraz 2 wcięcia węzłówki żelaznej.

$$72350 \text{ kg} < 4 \cdot 24 \cdot 2,5 \cdot 180 + 4 \cdot 18 \cdot 2,5 \cdot 180 = 43200 + 32400 = 75600 \text{ kg.}$$

Wcięcia węzłówek stanowią zapas.

W węźle 2. - pas dolny wyciągany siłą +32650 ma tendencję wyjścia z wrębu, oraz zgniotu otworów śrub φ 25.

$$32650 \text{ kg} \approx 2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 30 + 2,5 \cdot 26 \cdot 2 \cdot 180 = 32040 \text{ kg.}$$



Rys. 12.

Zastrzał 1-5; 5-6.

$$P_{1-5} = +73810 \text{ kg,}$$

$$F_n = 20,0 \cdot 26 = 520 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{73810}{520} = 142 \text{ kg/cm}^2 \approx 150 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 13.

Umocowanie zastrzału przy nożu - stanowi klocek i ząb o płaszczyźnie zgniotu $8 \cdot 22 = 160 \text{ cm}^2$, oraz 5 śrub φ 25 mm, co daje: $73810 \text{ kg} < 8 \cdot 22 \cdot 2 \cdot 100 + 5 \cdot 2,5 \cdot 20 \cdot 180 = 80200 \text{ kg.}$

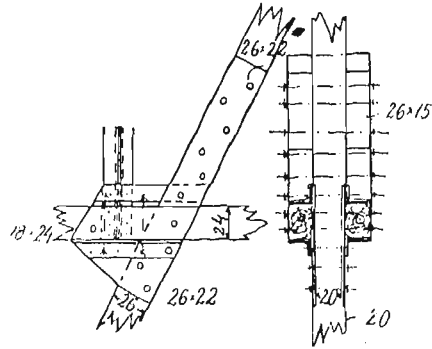
Umocowanie w węźle „5”.

Największa siła działająca na węzeł, starająca się wyciągnąć zastrzał = $73810 + 17850 = 91660 \text{ kg.}$

Aby przeciwstawić się wyciągnięciu dano 10 śrub φ 25 mm, oraz 2 klocki, cisnące przy wyciąganiu na pas

dolny. Wcięcia zastrzału na węzłówki stanowią zapas bezpieczeństwa.

$$91660 \text{ kg} \approx 10 \cdot 2,5 \cdot 20 \cdot 180 = 90000 \text{ kg.}$$



Rys. 14.

W części zastrzału 5-6.

$$P = -18370 \text{ kg.}$$

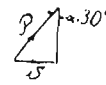
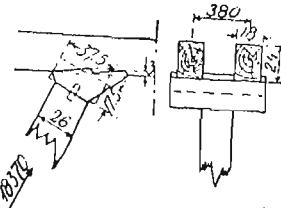
Zginanie klocka:

$$M = \frac{18370 \cdot 38}{4} = 174515 \text{ kg/cm.}$$

Przybliżony moment oporu:

$$W \approx \frac{37,5 \cdot 17,5^2}{7} \approx 1914 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{174515}{1914} = 91 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 15.

Zgniot:

$$S = 0,5 \cdot 18370 = 9185 \text{ kg,}$$

$$F = 2 \cdot 2 \cdot 18 \cdot 3 = 216 \text{ cm}^2,$$

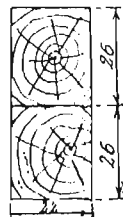
$$\sigma_{otrz} = \frac{9185}{216} = 42,5 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Skos 2-4.

$$P = -120430 \text{ kg,}$$

$$F = 2 \cdot 22 \cdot 26 = 1144 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{120430}{1144} = 105,2 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 16.

Zginanie klocka.

$$M = \frac{120430 \cdot 38}{4} = 1144085 \text{ kg/cm,}$$

$$W_n = \frac{68 \cdot 27,5^2}{6} \approx 8570 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{1144085}{8570} = 133,5 < 150 \text{ kg/cm.}$$

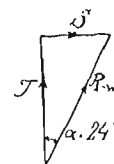
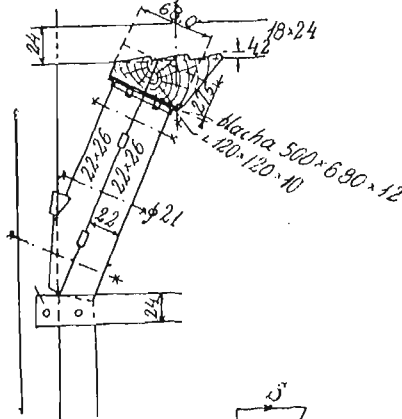
$$-133,5 < 150 \text{ kg/cm.}$$

$$Zgniot zębów klocka.$$

$$S = P_{2-4} \cdot \sin \alpha = 120430 \cdot 0,4067 = 48979 \text{ kg,}$$

$$F = 2 \cdot 3 \cdot 18 \cdot 4,2 = 454 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{48979}{454} = 108 \approx 100 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 17.

Ścinanie zębów klocka.

$$F = 75 \cdot 18 \cdot 2 = 2700 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{48979}{2700} = 18,1 \text{ kg/cm}^2 < 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Zgniot sztorców.

Zgniot sztorców końca dolnego zastrzału.

$$T = P_{2-4} \cdot \cos \alpha = 120430 \cdot 0,9135 = 110013 \text{ kg},$$

$$F = 36 \cdot 26 = 936 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{110013}{936} = 117 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kg/cm}^2.$$

Ponieważ ciśnienie sztorców zastrzału prostopadle do włókien klocka znacznie przekracza dopuszczalne 30 kg/cm^2 , to, chcąc powiększyć płaszczyznę ciśnienia, nasadzamy na skos „but“ żelazny (patrz rys. 34), mający powierzchnię ciśnienia $680 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} = 3400 \text{ cm}^2$.

Zgniot klocka w poprzek włókien.

Płaszczyzna zgniotu:

$$F = 68 \cdot 50 = 3400,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{120430}{3400} = 35,4 \text{ kg/cm}^2 \approx 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Skosy 7-8 i 9-11.

$$F = 22 \cdot 14 = 308 \text{ cm}^2,$$

$$P = -11290 \text{ kg},$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{11290}{308} = 37 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2.$$



22x14

Rys. 18.

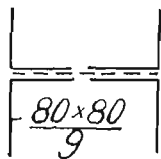
Skosy te przymocowano jedną śrubą, oraz są one z każdej strony zacięte na 1 cm.

Wieszadło 4-5.

$$P = +66460 \text{ kg}.$$

Ażeby tak wielką siłę ciągnącą przenieść, należało zastosować pręty żelazne, obejmujące pasy zapomocą

węzłówek żelaznych i ciskące na pasy dużą płaszczyzną kątowników $150 \times 100 \times 12$.



Rys. 19.

$$F_n = 4 \cdot 13,70 - 4 \cdot 0,9 \cdot 2 = 47,6 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{66460}{47,6} = 1396 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

Kątowniki poziome $150 \times 100 \times 12$ ciska prostopadle do włókien, co daje natężenie:

$$\sigma_{otrz} = \frac{66460}{15 \cdot 70 \cdot 2} = 31,6 \approx 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Wieszadła te przedstawiono na rys. 35 i 36, przy czym cztery wieszadła dla skrajnych ram poprzecznych zaopatrzone są jeszcze „butami“ do umocowania zastrzałów ram podłużnych.

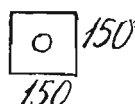
Wieszadło 6-7.

$$P = +12860 \text{ kg}.$$

Zastosowano 2 śruby $\phi 25 \text{ mm}$;

$$F = 2 \cdot 4,9 = 9,8 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{12860}{9,8} = 1312 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 20.

Podkładki $\delta = 1 \text{ cm}$.

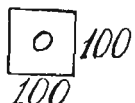
Wieszadło 8-9 i 10-11.

$$P = 6300 \text{ kg}.$$

Zastosowano 2 śruby $\phi 21 \text{ mm}$.

$$F = 3,46 \cdot 2 = 6,92 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{otrz} = \frac{6300}{6,92} = 910 \text{ kg/cm}^2 < 1500 \text{ kg/cm}^2.$$



Rys. 21.

Podkładki $\delta = 1 \text{ cm}$.

Konstrukcja kesonu przyczółkowego pokazana na rys. 37 i 38. (Dok. nast.)

Wiadomości z literatury technicznej.

Statyka budowli.

— **Statyka budowli** (*Die Statik der Bauwerke*) nap. Dr. Rudolf Kirchhoff II wyd. tom I, Berlin 1928. Dzieła trzytomowego Kirchhoffa ukazał się tom pierwszy znacznie rozszerzony. Po wstępie o zasadach statyki wykreślonej omawia autor obszernie naprężenie normalne ścinające i idealne, a wreszcie dźwigary statycznie wyznaczalne o ściance pełnej i kratowe dla obciążenia stałego i zmiennego. Szczegółowo zastanawia się on nad linjami wpływowymi dla kraty K, omawia kinetyczną teorię belek kratowych, kratownic przestrzenne a w szczególności kopuły. Wykład jasny, stojący na wysokości naukowej jest zaletą tego dzieła.

— **Doświadczenia Saligera ze słupami żelbetowymi z duszą żeliwną** opisuje *Bet. u. Eis.* (1928 str. 328). Badano 4 słupów z tych 4 betonowych a 4 żelbetowych, przekrój ich był kwadratowy lub okrągły, Wysokość wynosiła przy 30 słupach 120 cm, przy sześciu 276 cm. Zewnętrzna średnica przekroju głowy wynosiła 42 cm, rdzenia 290 cm, bok kwadratu 30,5 cm. Przekrój wkładki żeliwnej wynosił 4,6 do 15,3%. Wytrzymałość żeliwa na ciśnienie była 8.000 kg/cm^2 . Owiniecie wykonano z drutów 5,7 i 10 mm grubych. Wytrzymałość słupowa betonu wynosiła 142 kg/cm^2 . Słupy o przekroju prostokątnym niosły nieco mniej, niż o przekroju okrągłym. Wyniki doświadczeń dały dla ciężaru łamiącego N następujące wyniki:

$$\text{dla słupów kwadratowych } N = 142 F_1 + 4.800 F_2 + 3.600 F_0$$

$$\text{„ „ „ okrągłych } N = 142 F_1 + 4.800 F_2 + 5.400 F_0$$

Widzimy więc, że wytrzymałość na zgniecenie żeliwa nie została wyzyskana całkowicie tylko około 63%, co w części

należy też przypisać wyboczeniu. Autor proponuje więc naprężenie dopuszczalne betonu wedle przepisów $35-45 \text{ kg/cm}^2$; i wzór $P = \sigma_b F_r + 2.000 F_2 + 1.300 F_0$ dla słupów kwadrat.

$$\text{a } P = \sigma_b F_r + 2.000 F_2 + 2.000 F_0 \text{ „ „ „ okrągłych.}$$

Wzory te są ważne do uzbrojenia żeliwnego 12%.

— **Praktyczna konstrukcja budowli żelbetowych.** (*Praktisches Konstruieren von Eisenbetonhochbauten*), nap. Rud. Bayerl z współpracownictwem inż. Adolfa Brzeskiego, Wiedeń 1930. Książka ta napisana przez budowniczego ma głównie cel praktyczny. Autor podaje prawidłowy ustrój głównych części konstrukcyjnych płyty, belki, słupa, ramy, omawia sposób wyznaczenia sił zewnętrznych momentów, sił poprzecznych potem sił wewnętrznych posługując się wszędzie normami austriackimi, które są prawie identyczne z niemieckimi. Sposób wykonania wspomniany tu tylko pobieżnie, a o opierzeniu autor wcale nie mówi. Dla budowniczych i majstrów książka ta może być użyteczna.

— **Rozdział sił skupionych na belki leżące równolegle** omawia B. Enyedi w *Bet. u. Eis.* (1928 str. 352). Chodzi tu n. p. o podłużnicę lub poprzecznice mostu żelaznego z pomostem betonowym. Siła skupiona rozdziela się tu na kilka belek stosownie do ich ugięcia, zależnego od momentów bezwładności. Autor zestawia tabliczki z wynikami obliczeń dla rozmaitych

$K = \frac{K}{K_1} = \frac{L^3 I_1}{l^3 I}$. Przy wzmacnianiu i projektowaniu mostów można użyć lżejszych belek, obliczając je w ten sposób.

Dr. M. Thullie.

Mosty.

— **Spis mostów sklepionych o rozpiętościach wyżej 80 m** podaje Spangenberg w *Bet. u. Eis.* (1928, str. 335).

Lp.	Nazwa mostu	Rok ukończ.	Rodzaj i szerok. drogi w m	l m	f/l	Rodzaj dźwigaru	Materiał	Przekrój	Uwagi
<i>A. Niemcy:</i>									
1	Nad doliną Syry w Pławnie Saks.	1905	droga 17	90	1:5.5	łuk bezprzeg.	kamień łamany	pełne sklep.	
2	Nad doliną Streck w Permasens	1927	" 12.5	81	1:3.3	" "	żelbet	" "	
3	Na Lechu pod Augsburgiem	1928	" 17	84.4 76.8	1:11.9	łuk trójprzeg.	"	4 łęki skrzynek.	przeg. stalowe
<i>B. Anglja:</i>									
4	Na Tweed pod Berwick. . .	1928	" 14.3	110	1:7.9	łuk bezprzeg.	"	4 " "	
<i>C. Francja:</i>									
5	Na Valserine pod Montanges	1910	" 6.2	80.3	1:4	" "	ciosy	sklep. pełne	
6	" Rodanie pod Yenne . .	1916	" 8.3	95	1:10.6	" "	żelbet	" "	uwzględniono stężenie pomostem
7	" Lot pod Villeneuve . .	1919	" 10.9	96.9	1:6.7	" "	beton	2 łuki po 3 m	
8	" Sekwanie pod Pierre du Vauvray	1923	" 9	131.8	1:5.3	" "	żelbet	2 łuki skrzynek.	
9	" Vesubie	1923	" 7	96	1:6.4	" "	"	2 łuki teowe z uzwojeniem	pomost zawieszony
10	" Sekwanie pod Champagne sur Seine . .	1924	kładka z 2 rurociągami 6.0	97.5	1:6.5	łuk trójprzeg.	"	2 prostokątne łuki z uzwojeniem	pomost zawieszony, przeguby stalowe
11	" Lot pod Port d'Agres .	1925	droga 4.2	85.3	1:5.7	" "	"	2 łuki prostok.	pomost zawiesz.
12	" Qued Mellégue (Tunis) .	1927	" 7.8	92	1:6.0	" dwuprzęd. ze ścięgn. dtto	"	2 łuki kratowe	łożyska żelbet. wahadłowe
13	" Bagneux pod Paryżem .	1928	" 9.8	87	1:5.8	" "	"	2 łuki ijowe uzw. na całej szerok. z 3 stron	
14	" Caille pod Cruseilles Sab.	1928	" 8.2	139.8	1:5.2	łuk bezprzeg.	beton		
<i>D. Włochy:</i>									
15	Na Soczy pod Solkanem .	1905	kol. jednot.	85	1:3.9	" "	ciosy	pełne sklep.	w r. 1927 odbud.
16	" Tybrze w Rzymie . . .	1911	droga 19.2	100	1:10	" "	żelbet	7 żeber, płyta wewnątrz	krążyny żelbetowe
17	" Soczy pod Piawą . . .	1911	" 5.6	87	1:6.8	" "	"	2 łęki prostok.	
<i>E. Nowa Zelandja:</i>									
18	Na Grafton w Auckland .	1910	" 11.0	97.5 96	1:3.6	" trójprzeg.	"	" "	
<i>F. Szwecja:</i>									
19	" Öre-Alv	1919	kolej jedn.	90.1	1:3.1	" "	"	sklep. pełne	
<i>G. Szwajcaria:</i>									
20	Na Halen w Bernie. . . .	1912	droga 8.5	87.2	1:2.6	" bezprzeg.	"	" "	
21	" dol. Langwies k. Chur Arosa	1914	kolej jedn. 1 m	100	1:2.4	" "	"	2 łęki prostok.	
22	" Gründjetobel tejże kolei	1914	dtto	86	1:4.8	" "	"	sklep. pełne	
23	" Aarze w Olten	1914	droga 8	82	1:8.5	" trójprzeg.	"	" "	
24	" Hundwilertobel pod Waldstatt	1925	" 7.8	105	1:2.9	" bezprzeg.	"	" "	
<i>H. Czechy:</i>									
25	Na Łużnicy pod Bechyniem.	1928	" 8.9	90	1:2.4	" "	"	2 łęki prostok.	kolej elektr. na moście
<i>I. Stany Zjed.:</i>									
26	Na Rocky River pod Cleveland	1905	" 17.0	85.3	1:3.5	" "	beton	" po 5 m	krążyny żelazne
27	" Mourveyo w Spokane .	1911	" 21.0	85.6	1:2.5	" "	"	" " 4.9 m	
28	" Larimera w Pittsburgu .	1912	" 14.6	91.6	1:4.5	" "	żelbet	2 łęki prostok.	uzbroj. z kątówek
29	" Beechwood w Pittsburgu	1921	" 14.6	85.6	1:4.9	" "	"	" "	" "
30	" Cappelau na Missisipi w Minneapolis	1923	" 18.3	121.9	1:4.5	" "	"	" po 3.7 m	uzbrojenie
31	" Jacks-Run w Pittsburgu	1925	" 18.3	95.0	1:4.4	" "	"	" "	dźwig. kratowym
32	" Minnesocie pod Fort Snelling	1926	" 18.5	93.0	1:4.0	" "	"	" prostok.	12 przęseł
33	" Missisipi między St. Paul i Minneapolis . .	1928	" 19.2	91.5	1:3.4	" "	"	" po 3.6 m	krążyny żelazne
34	" Cedar w Minneapolis .	1928	" 17.1	81.0	1:2.8	" "	"	" "	
35	" Reinolda pod Thomaston	1928	" —	85.0	1:4	" "	"	" prostok.	

Są to przeważnie mosty drogowe a tylko 4 są kolejowe. Największa rozpiętość wedle tego wykazu $l = 140$ ma most Caille, jednak nie wciągnięto do wykazu mostu w Vauvrey ze znacznie większą rozpiętością. Większość mostów ma sklepienia bezprzegubowe i wykonana jest z żelbetu.

— **Most na Aarze pod Brügg** opisuje A. Bühler w *Bautechnik* (1920 str. 235). Jestto pierwszy most szwajcarski wykonany ze stali krzemowej. Belka główna jest dwuprzęsłowa ciągła o $l_1 = l_2 = 55.2$ m, wymiary prętów wypadły bardzo małe. Autor dochodzi do wniosku, że ze względu na to, że stal krzemowa jest droższa od zwykłej, opłaca się użycie jej dopiero dla $l > 50$ m. Przyjęto następane naprężenia dopuszczalne:

$$\text{Ciągnięcie, ciśnienie i zginanie } \sigma = 1350 \pm 250 \frac{\text{najmn } P}{\text{najw } P}$$

$$\text{Wyboczenie dla } \frac{l}{i} \leq 90 \quad \sigma = 1500 - 0.009 \frac{l}{i}$$

$$\text{„ } \frac{l}{i} > 90 \quad \sigma = 5500 \left(\frac{l}{i} \right)^2$$

Ścinanie $\tau = 0.75 \sigma$, ciśnienie na ściankę dziury $\tau_{dy} = 2 \sigma$.

Granica ciastowatości była dla blach 3720 kg/cm^2 , dla kształtówek i żelaza płaskiego 3970 do 4230 kg/cm^2 .

— **Most łukowy żelbetowy na Lahnie pod Lahnstein** opisuje inż. Dirschinger w *Bautechnik* (1929 str. 86). Pomost zawieszony znajduje się w połowie wysokości. Rozpiętość wynosi 78 m. Jezdnia jest 5.9 m, chodniki na wspornikach po 1.6 m.

— **Most drogowy na Renie między Kolonią a Mülheim** opisuje Dr. Kapsch w *Bautechnik* (1929 str. 683). Jestto most wiszący o rozpiętości 315 m. Linwa ma kształt paraboli. Pylony są wahadłowe 52.13 m wysokie. Dźwigary główne są w odstępach 22.2 m, szerokość jezdni 17.2 m, chodniki zewnętrzne są 4.17 m szerokie. Linwy wykonano z drutu o wytrzymałości 13500 do 14500 kg/cm^2 , belkę usztywniającą ze stali krzemowej i pylony (St. Si).
Dr. M. Thullie.

Drogi.

— **Wydatki na drogi kantonalne w Szwajcarii w r. 1928** podaje *Schweiz. Zeitschrift für Strassenwesen* w Nr. 11 z r. 1930. Wydatki te zestawione w frankach szwaj. przedstawiają się następująco:

1. Długość dróg kantonalnych	14.869 km
2. Koszta zarządu	1,378.268.85 fr.
3. Nadzór (nadzorcy drogowi, drogomistrze i t. p.)	942.081.10 „
4. Drożnicy (wynagrodzenie, mundur, rower i t. p.)	7,454.235.85 „
5. Zwykłe roboty konserwacyjne	9,380.207.30 „
6. Utrzymanie obiektów (mosty, przepusty, mury)	1,308.258.70 „
7. Zwalczanie pyłu drogowego	967.010.60 „
8. Usuwanie śniegu	615.947.20 „
9. Wydatki rozmaite i kleśki elementarne	1,227.400.40 „
10. Narzędzia, maszyny i aparaty	548.925.— „
11. Suma wydatków na utrzymanie (poz. 3—10)	22,444.066.15 „
12. Datki państwowe na drogi gminne	2,113.880.80 „
13. Całkowite wydatki na utrzymanie (poz. 11—12)	24,557.946.95 „
14. Ubezpieczenie od wypadków	298.357.85 „
15. Datek do funduszu pensyjnego	390.600.— „
16. Kasa chorych	57.216.20 „
17. Suma świadczeń społecznych (poz. 14—16)	746.174.05 „
18. Dotacja nadzwyczajna (wedle specyfikacji poniżej)	23,149.513.70 „
19. Budowy nowych dróg	2,128.379.60 „
20. Całkowity wydatek na budownictwo drogowe	51,960.283.15 „

Co do wymienionej pod 18) dotacji nadzwyczajnej, to objęte są nią wydatki związane z korekcją dróg, wzmocnieniem

objektów, wałowaniem oraz zamianą nawierzchni drogowych na nowoczesne.

W szczególności wydatki te przedstawiają się następująco:

1. Korekcje drogowe, rozszerzenie dróg oraz odwodnienia	6,033.160.60 fr.
2. Przebudowa mostów i wzmocnienia	654.028.55 „
3. Wałowanie	3,221.304.70 „
4. Mazowanie i asfaltowanie powierzchniowe	3,749.489.25 „
5. Mazowanie i asfaltowanie wgłębne	3,229.362.05 „
6. Nawierzchnie maziowe i asfaltowe	2,158.417.60 „
7. Brukowania	3,749.508.10 „
8. Nawierzchnie betonowe, szkło-wodne i t. p.	118.856.70 „
9. Datki dla dróg gminnych	235.386.15 „
10. Całkowity wydatek	23,149.513.70 „

— **O nowych metodach uzbrojenia nawierzchni betonowych** podaje interesujące dane Dr. W. Schutte w Nr. 1 ex 1930, *Die Betonstrasse*. Uzbrojenie wkładkami żelaznymi nawierzchni betonowych, stosowane już od chwili wynalezienia tego typu jezdni, do obecnej chwili nie jest ujęte w ścisłe normy, a z łatwo zrozumiałych względów nie da się rozstrzygnąć na drodze teoretycznych obliczeń, lecz musi być ustalone praktyką i doświadczeniem. Należy przytem pamiętać, że traktując sprawę z punktu widzenia wytrzymałościowego, dojść musimy do rezultatu, iż przy nawierzchniach o grubościach nieznacznych uzbrojenie okaże się bardzo wskazane, natomiast brak jego przy jezdniach grubszych może się nie odbijać ujemnie na późniejszym stanie nawierzchni. Jednakże sprawa wkładek żelaznych musi być rozpatrywana z innego punktu widzenia, a mianowicie w odniesieniu do tego zagadnienia, czy i w jakim stopniu wkładki te zapobiegają powstawaniu niepożądanych w nawierzchni rys i pęknięć.

Wyłoniona dla zbadania tej sprawy w Stanach Zjed. Am. Płnc. specjalna komisja przez *Office of public roads*, na podstawie spostrzeżeń na przestrzeni 4.800 km dróg betonowych doszła do następujących rezultatów:

1. Powstawanie rys zależne jest od czasu; im droga starsza, tem ilość rys większa.
2. Uzbrojenie nawierzchni zmniejsza ilość rys i przedłuża okres trwania jezdni.
3. Zmniejszenie rys daje się skutecznie taniej przez stosowanie wkładek, niżli przez pogrubienie płyty.
4. Korzystniejsze jest układanie wkładek słabych w małych odstępach, niżli w większych odstępach znaczniejszych.
5. Znaczne zmniejszenie rys osiąga się już przy uzbrojeniu $1.25 - 2.75 \text{ kg/m}^2$.
6. Przy jezdniach o tych samych wymiarach zmniejszenie rys, przy stosowaniu uzbrojenia j. w. leży w granicach $35 - 70\%$.
7. Przy nawierzchniach wykonanych z drobnych materiałów oraz uzbrojeniu siatkowym 2.75 kg/m^2 , równomiernie w obu kierunkach, zmniejszenie rys tak w kierunku podłużnym jakoteż poprzecznym jest takie samo, jakie daje się osiągnąć przez pogrubienie płyty o 5 cm . Tosamo daje się osiągnąć przy uzbrojeniu 8.3 kg/m^2 zapomocą żelaza okrągłego.
8. Zgrubienie krawężne płyty o 2.5 cm powstrzymuje tworzenie się rys krawężnych lepiej, niżli uzbrojenie siatkowe w granicach $1.25 - 2.75 \text{ kg/m}^2$ lub uzbrojenie wkładkami z żelaza okrągłego o średnicy 10 i 19 mm .

„Highway Departament“ stanu Ohio badał nadto powyższą sprawę pod kątem widzenia kosztów utrzymania drogi betonowej i na podstawie dat przeciętnych z 5 letniego okresu, doszedł do rezultatu, iż koszta utrzymania wynosiły rocznie na 1 m^2 : przy nawierzchni nieuzbrojonej 0.0279 \$, przy uzbrojonej 0.0054 \$, zatem stosunek około $1:5$ na korzyść tej ostatniej.

Z uwagi na wynikające bezsprzecznie z powyższych dat korzyści stosowania wkładek siatkowych, rozpoczęto w ostatnich czasach w Niemczech szerokie ich użycie, przyczem w odniesieniu do ich wykonania ustalono następujące zasady:

1. Dla pracy szybkiej i ekonomicznej konieczne jest uzbrojenie takie, które da się ułożyć w kilku minutach nie powodując żadnej zwłoki w postępie betonowania. Z tego powodu należy na miejsce budowy dostawić gotową siatkę, która tylko przed rozłożeniem będzie odpowiednio do dyspozycyjnych wymiarów przycięta.

2. Uzbrojenie siatkowe musi być jednostajnie rozłożone i składać się z drutów cienkich. Dla uniemożliwienia ewentualnych przesunięć powinny być skrzyżowania siatki elektrycznie spawane.

3. Jako materiału do wyrobu siatek należy używać stali o następujących własnościach:

Wytrzymałość na rozzerwanie	6.500 kg/cm ² .
Granica płynności około	6.000 kg/cm ² .
Rozciągliwość przy rozzerwaniu	6—8%

Jakkolwiek dotychczas nie można jeszcze wyrobić sobie należytego poglądu co do dodatnich stron tych wkładek z uwagi, iż stosowanie ich na większą skalę rozpoczęto dopiero w r. 1929, to jednakże dotychczasowe relacje z wykonanych robót, których przykładów autor kilka przytacza wskazują, że użycie ich było bardzo ekonomiczne i w wysokiej mierze przyspieszało postęp roboty. Skonstatowano n. p. iż rozłożenie wkładki na powierzchni 10 × 6 m wymagało zaledwie 8—9 minut czasu.

— **Użycie szlaki wysokopieczowej w budownictwie drogowym** omawia Dr. A. Kühle w Nr. 7 *Die Bautechnik*. Szlaka wysokopieczowa jest jak wiadomo produktem ubocznym przy wytapianiu surowca żelaza, a podstawowymi jej składnikami są wapień, glina i krzemiany.

Dla celów drogowych używaną bywa szlaka w dwóch postaciach, jako szlaka łamana lub tłuczeń oraz jako piasek szlakowy. Pierwszy typ otrzymuje się z brył szlaki powoli oziębianej, przyczem szlaka otrzymuje wtedy strukturę krystaliczną, drugi gdy szlakę oziębi się w wodzie gwałtownie. Już w r. 1862 odkrył E. Langen, iż piasek szlakowy posiada własności hydrauliczne, wskutek czego nadaje się do sporządzania specjalnych gatunków cementu. Powyższe własności hydrauliczne występują również przy tłuczniu szlakowym i to tem silniej, im z mniejszymi ziarnami mamy do czynienia. Szerokie zastosowanie znalazła szlaka przy zwykłych drogach makadamowych, gdzie właśnie wspomniane powyżej własności hydrauliczne dopomagają do znakomitego związania się całego przekroju, tworząc do pewnego stopnia nawierzchnię monolitową. Autor podaje również sposób wykonania nawierzchni szlakowej bez dodatku wody przy wałowaniu, natomiast z użyciem ziemi; sposób ten wzbudza jednak poważne wątpliwości i może być chyba zastosowany dla dróg bardzo podrzędnych. Zaletą tego sposobu ma być wielka szybkość wykonania, dochodząca do 800 m gotowej nawierzchni w jednym dniu roboczym.

Szczególnie polecenia godnym jest użycie szlaki do pokładów dolnych, a w naszych warunkach tem więcej, iż jest to materiał wytrzymały na wpływ mrozu. Natomiast użycie szlaki do warstwy noszącej, będzie możliwe tylko przy drogach o słabym ruchu.

W okręgu Ruhry oraz w Holandji wykonują nawierzchnię szlakową również w ten sposób, iż na przewalowany dolny pokład szlakowy układają warstwę piasku szlakowego a po silnym zwilżeniu wałują ponownie. Nawierzchnia taka ma znosić dobrze nawet ruch średni oraz nabiera do pewnego stopnia charakteru drogi betonowej, wskutek występowania wspomnianych już własności hydraulicznych.

Również z korzyścią daje się zastosować piasek szlakowy do wykonania nawierzchni z asfaltu piaskowego i to tem więcej, iż mając ziarno ostre zapewnia nawierzchni dostateczną szorstkość.

W Anglii znalazła szlaka szerokie zastosowanie przy nawierzchniach z makadamu maziowanego, przyczem używa się mazi Nr. II. Doświadczenia wykazały doskonałą przyczepność mazi do szlaki, a nadto zachodzi przypuszczenie istnienia pewnych związków chemicznych pomiędzy tymi oboma materiałami.

Autor propaguje również użycie szlaki do nawierzchni betonowej, wykazując dobre rezultaty z jej użycia przy betonie dla budowli nadziemnych. Sprawa ta wydaje się być jednak dosyć wątpliwą a porównanie nieodpowiednie, albowiem przy nawierzchniach występuje sprawa wytrzymałości na ścieralność, która przy betonie budowlanym posiada małe znaczenie.

W końcu zwraca autor uwagę na możliwość wykonywania ze szlaki wysokopieczowej kostek brukowych analogicznie jak to się ma z mannsfeldzką szlaką miedzianą, oraz zajmuje się sprawą zawartości w szlacie siarki, której istnienie z uwagi na jej związanie w siarczek wapnia CaS , uważa za zupełnie nieszkodliwe.

— **Niektóre dane statystyczne odnoszące się do ruchu samochodowego w Stanach Zjed. Ameryki Płnc.** znajdujemy w Nr. 10 *Der Strassenbau*. Ilość nieszczęśliwych wypadków spowodowanych ruchem samochodowym była w latach 1917—1928 następująca:

Rok	Ilość samochodów	Ilość wyp.	Ilość wyp. na 100.000 sam.
1917	5,104.221	9.097	178
1918	6,146.617	9.457	154
1919	7,565.466	9.825	130
1920	9,231.941	11.074	119
1921	10,463.295	12.370	118
1922	12,238.375	13.676	112
1923	15,092.177	16.452	109
1924	17,593.677	17.566	100
1925	19,954.347	19.828	100
1926	21,001.393	20.819	95
1927	23,133.243	22.488	97
1928	24,493.124	24.932	102

Z powyższego zestawienia uwidacznia się naogół tendencja malejąca ilości wypadków, będąca wynikiem stosowania surowczych przepisów jazdy.

Ciekawą jest również statystyka kradzieży samochodów przeprowadzona w 28 miastach w latach 1918—1928,

Rok	Skradziono		Odebrano		Nieznaleziono	
	sztuk	%	sztuk	%	sztuk	%
1918	27.445	79	21.673	79	5.772	21
1919	33.508	74	24.740	74	8.768	26
1920	30.046	71	21.273	71	8.778	29
1921	37.554	71	26.517	71	11.037	29
1922	25.334	77	27.240	77	8.094	23
1923	39.612	82	32.384	82	7.228	18
1924	57.331	83	47.484	83	9.847	17
1925	77.174	86	66.420	86	10.754	14
1926	96.225	89	85.114	89	10.111	11
1927	95.083	91.7	87.186	91.7	7.897	8.3
1928	74.548	92.8	69.196	92.8	5.350	7.2

Z zestawienia tego wynika powiększająca się z roku na rok sprężystość policji amerykańskiej.

Punktami niebezpiecznymi dla ruchu samochodowego są skrzyżowania dróg z kolejami. Skrzyżowań takich posiadają Stany Zjednoczone bardzo znaczną ilość a mianowicie:

	Ogólna ilość skrzyżowań	z tego zabezp.	niezabezp.
Stany wschodnie	65.005	15.165	49.840
„ południowe	44.465	2.904	41.561
„ zachodnie	125.688	9.858	115.830
razem	235.158	27.927	207.231

Przepisy policyjne odnoszące się do przekraczania skrzyżowań przez samochody są w rozmaitych Stanach bardzo różnorodne. W niektórych nakazane jest nawet wstrzymanie jazdy przed skrzyżowaniem, która może być dopiero podówczas dalej kontynuowana, gdy kierowca przekona się o istnjącem bezpieczeństwie.

E. B.

Budownictwo lądowe.

— **Poradnik dla kierowników budowy i podmajstrzych w żelbetnictwie** nap. E. Klett 3 wyd. Berlin 1930. Mała książeczka (157 stron) po przedstawieniu jak najogólniejszem

ustroju zasadniczych kształtów żelbetu omawia szczegółowo materiały, deskowanie i rusztowania, uzbrojenie, poczem zajmuje się wykonaniem betonu bardzo szczegółowo na podstawie przepisów i praktyki. Ta część książki jest najcenniejsza, bo rzadko w którym podręczniku można znaleźć tyle praktycznych wskazówek.

Dr. M. Thullie.

Wytrzymałość materiałów.

— **Specjalne stale wyborowe** wyrabia się obecnie o wysokiej wytrzymałości, (*Mittel. Mag* Wien 1930). Stal chromomolibdenowa (C 0.32, Mn 0.72, Cr 0.8, Mo 0.24) ma wytrzymałość 2.900 kg/cm², gran. ciastowatości 7.900 kg/cm², wydłużenie 21%. Stal manganomolibdenowa (C 0.28, Mn 1.59, Cr—Mo 0.27, P 0.02 S 0.02) ma wytrzymałość 9.100 kg/cm², gran. ciast. 8.200 kg/cm², wydłużenie 21%. Stal niklochromomolibdenowa (C 0.3—0.6% Mn—Cr 0.75 Mo 0.2 Ni 1.5, P—S) ma wytrzymałość 1.020—1.090 kg/cm², gran. ciast. 8.800—9.700 kg/cm², wydłużenie 17—19%, zwężenie 37—50).

— **Stal amerykańska dla mostów** Radca Weidmann w *Reichsbahn* (1929 Nr. 35), stal używana w Ameryce dla mostów. Rozróżnia się trzy rodzaje stali: 1. Carbon steel odpowiadająca naszemu żelazu zlewnemu St 37. 2. Silicon steel o małym procencie (0.2) krzemu i 3. Nickel steel stal niklowa, której używa się niewiele ze względu na wysoką cenę. Urząd portowy w Nowym Jorku przyjmuje następującą tabliczkę:

	Carbon steel kg/cm ²	Silicon steel kg/cm ²	Nickel steel kg/cm ²
Wytr. na ciągnięcie	3867—4570	5625—6679	—
Gran. ciastowatości	2100	3164	3867
<i>Napężenie dopuszczalne dla mostów</i>			
Ciągnięcie	1125	1687	1969
Ciśnienie	1125—4.9 $\frac{l}{r}$	1687—7.7 $\frac{l}{r}$	1969—9.1 $\frac{l}{r}$
„ najwięcej	984	1406	1687
Zginanie trzpieni	1687	2391	2952
Ścin. trzpieni	844	1125	1406
„ nitów warstat.	844	nity ze stali zwykłej S 37	—
„ „ zestawcz.	703	„	„
„ blach w belk. bl.	brutto 703	984	—

— **Podkłady kolejowe żelbetowe** ustroju Empergera znajdują się w stanie prób na kolejach austriackich (*Mitt. Mag.* Wien 1930 r.). Wytrzymują one ruch pociągów pospiesznych i nie są droższe od drewnianych. Tow. austr. Inż. i Arch. wyłoniło osobny komitet dla ich badania.

— **Doświadczenia Grafa** nad sprężystością i wytrzymałością drewna przy wielokrotnej zmianie naprężeń (*Die Bantechnik* 1928 str. 438). Badaniom poddano drewno jodłowe i dębowe. Drewno jodłowe uległo zgnieceniu po 44.000 zmian naprężenia przy ciśnieniu 309 kg/cm² a więc wytrzymałość zmniejszyła się w stosunku 1:0.84. Spółczynnik sprężystości zmieniał się mało tak dla jodły jak i dęba. Drewno dębowe wytrzymało 55.000 zmian w naprężeniu aż do naprężenia 422 kg/cm². Wytrzymałość więc zmniejszyła się w stosunku 1:0.81.

— **Stal St 52.** W Niemczech wyszły (*Bautechnik* 1929 str. 722) przepisy co do odbioru i użycia stali wyborowej o wytrzymałości 5.200 kg/cm². Granica ciastowatości ma wynosić przy grubości do 18 mm 3.600 kg/cm² przy większych grubościach 3.500 kg/cm². Napężenie dopuszczalne jest o 50% wyższe niż stali St 37.

Dr. M. Thullie.

BIBLIOGRAFJA.

Wykaz dzieł nabytych przez Bibliotekę Politechniki w II kwartale r. 1929. (C. d. n.).

II. Chemia i technologia chemiczna.

Konopka J. Gazownictwo polskie i jego rozwój w świetle liczb i wykresów. 2 wyd. Warszawa 1928. St. 280. — Kopiczewski W. Phy-

sico-chimie des eaux minérales. Paris 1929. St. 62. — Noddack W. u. Lehmann E. Photochemie u. photographische Chemie. Berlin 1928. St. 314. — Eggert J. Lehrbuch der physikalische Chemie in elementarer Darstellung. 2 Aufl. Leipzig 1929. St. 552. — Travis P. Mechanochemistry and the Colloid Mill Including the Practical Applications of Fine Dispersion. N. Y. 1928. St. 191. — Collection des travaux chimiques de Tchecoslovaquie. Praha. — Sloope A. Onderzoekingen over pectinstoffen en hare enzymatische ontleding. Delft 1928. St. 161. — Steur J. Joodevenwichtsconstanten van vetten en vetzuren. Rotterdam 1928. St. 136. — Pieters H. Bijdrage tot de kennis der dehydratatie van het koalien. Delft 1928. St. 148. — Gilse J. Bijdrage tot de kennis van het filtreren. Delft 1927. St. 131. Wild A. Het natuurwetenschappelijk onderzoek van schilderijen. Delft 1928. St. 181. — Bary P. Chimie des colloides. Paris 1929. St. 132. — Chrzaszcz T. Kontrola wyrobu spirytusu w gorzelnictwie. Poznań 1928. St. 80. Tb. 1. — Dingemans P. Reactiesnelheid van zuurstof met oplossingen van hydrochinon en van metol. Delft 1928. St. 137. — Struyk A. Onderzoekingen over de alcoholische gisting. Delft 1928. St. 232. — Jasiewicz Z. Chrom-żelazo. Dąbrowa Górnicza 1928. St. 16. — Kornaczewski M. Stale manganowe. Dąbrowa Górnicza 1928. St. 16. — Binder L. Procesy odtleniające i utleniające w warunkach pieców martenowskich. Dąbrowa Górnicza 1928. St. 18. — Schultz G. u. Lehmann L. Farbstofftabellen. 7-te Aufl. Berlin 1928. — Deerr N. Cane sugar. Altrincham 1911. St. 592. — Bobrański B. Centigramowa analiza elementarna. Lwów 1929. St. 35. Winkler J. Badania nad otrzymaniem alkoholi z gazów powstających przy krakowaniu oleju gazowego. Lwów 1929. St. 27. — Barczykowski T. i Jaroszyński J. Podręcznik fotografii. 3 wyd. Warszawa 1928. St. 267. Tb. XV. — Jakób G. Keramische Materialkunde. Dresden 1928. St. 153. — Iwasiewicz J. i Izdebski S. Cukier i jego własności odżywcze. Warszawa 1928. St. 23. (C. d. n.).

RÓŻNE SPRAWY.

Konkurs. Polskie Towarzystwo Politechniczne we Lwowie ogłasza konkurs na projekt nagrobka dla śp. prof. dr. Karola Skibińskiego na cmentarzu Łyczakowskim we Lwowie z terminem do 15 października b. r.

Bliższe warunki konkursu są do przejrzania, ewentualnie do podjęcia w Sekretarjacie Towarzystwa we Lwowie ul. Zimorowicza 9, parter, względnie w części ogłoszeniowej *Czasopisma Technicznego* Nr. 15.

Sprostowanie. Poniżej podajemy spostrzeżone usterki druku w artykule K. F. Vetulaniego p. t. „W sprawie wybożenia“ w Nr. 14 *Czasop Techn.*

Str. 253, l. szpalta, 1 wiersz poniżej wzoru (77) ma być „rozszerzenie“ zamiast „rozszerzenia“.

Str. 253, l. szpalta, 2 wiersz poniżej wzoru (77) ma być „równomiernie“ zamiast „równanie“.

Str. 253, pr. szpalta, wiersz 20 od góry ma być „równiej“ zamiast „równy“.

Str. 254, l. szpalta, wiersz 1 z góry ma być „ $Q Q^* // O \varepsilon$ “ zamiast „ $O Q^* // O \varepsilon$ “.

Str. 254, l. szp., wiersz 1 poniżej rys. 3 ma być „ $H' Q''_{\infty}$ “ zamiast „ $H' O''_{\infty}$ “.

Str. 255, p. szp., wzór (95) ma opiewać:

$$\xi_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{i}{e_w^{(m)}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2 \cdot E \cdot A}}$$

Str. 255, pr. szp., wzór (96) ma opiewać:

$$\frac{d\sigma_w^{(m)}}{dP} > 0.$$

Str. 255, pr. szp., wiersz 2 od dołu ponad uwagą 29 ma być „wartości“ zamiast „wartość“.

Str. 255, pr. szp., wiersz 2 od dołu ma być:

$$„z(\varepsilon_z)=0“ \text{ zamiast } „Z(\varepsilon_z)=0.$$

Str. 256, l. szp., wiersz 19 z góry ma być „odciążenie“ zamiast „obciążenie“.