

3840/38
W ROCZNICĘ XL PRACY
PROF. ANDRZEJA
PSZENICKIEGO



WARSZAWA 1937

W ROCZNICĘ CZTERDZIESTOLECIA PRACY
PROF. DR INŻ. ANDRZEJA PSZENICKIEGO

WARSZAWA – 1937

3849
38

44147

III

Księgarnia Katolicka

Katowice 27.9.1938

Cena w 2' 70

DRUKARNIA
TECHNICZNA

SPÓŁKA
AKCYJNA
WARSZAWA
CZACKIEGO

3/5

TEL.

614-67 i 277-98



SKŁAD KOMITETU HONOROWEGO
DLA UCZCZENIA JUBILEUSZU 40-LECIA PRACY
PROF. DR INŻ. ANDRZEJA PSZENICKIEGO

PŁK. INŻ. STANISŁAW ARCZYŃSKI
INŻ. ALEKSANDER BRANDT
PROF. DR INŻ. STEFAN BRYŁA
INŻ. ANDRZEJ CHMIELEŃSKI
DR INŻ. ALFONS CHMIELOWIEC
INŻ. AURELIUSZ CHRÓŚCIELEWSKI
GEN. BRYG. MIECZYŚLAW DĄBKOWSKI
B. MIN. PREZ. BOLESŁAW GRODZIECKI
INŻ. MIKOŁAJ KUNCEWICZ
MGR. MARCIN KRZYMUSKI
DYR. KONRAD MŁODECKI
INŻ. LESZEK MUSZYŃSKI
INŻ. JERZY NECHAY
PROF. INŻ. WACŁAW PASZKOWSKI
INŻ. RADZIMIR PIĘTKOWSKI
DR INŻ. WENCZESŁAW PONIŻ
INŻ. LEON PSZENICKI
INŻ. WŁADYSŁAW SKOCZEK
INŻ. WACŁAW STRASZYŃSKI
DR INŻ. FRANCISZEK SZELAŃGOWSKI
PREZ. DR INŻ. STANISŁAW SURZYCKI
INŻ. JERZY ŚLEWIŃSKI
DYR. INŻ. LEOPOLD TORUŃ
INŻ. LUDWIK TYLBOR
INŻ. WŁADYSŁAW WACHNIEWSKI
PROF. DR INŻ. ALEKSANDER WASIUTYŃSKI
DR INŻ. ZBIGNIEW WASIUTYŃSKI
PROF. DR INŻ. WITOLD WIERZBICKI
DYR. INŻ. GUSTAW WŁODEK
MJR. SOBIEŚLAW ZALESKI
PROF. DR INŻ. WACŁAW ŻENCZYKOWSKI

SKŁAD KOMITETU WYKONAWCZEGO

PROF. DR INŻ. STEFAN BRYŁA (PRZEWODNICZĄCY)
INŻ. ANDRZEJ CHMIELEŃSKI (SEKRETARZ)
INŻ. JERZY ŚLEWIŃSKI (SKARBNIK)
PŁK. INŻ. STANISŁAW ARCZYŃSKI
DR INŻ. FRANCISZEK SZELAŃGOWSKI
PROF. DR INŻ. WITOLD WIERZBICKI
PROF. DR INŻ. WACŁAW ŻENCZYKOWSKI

TREŚĆ:

	Str.
Profesor Andrzej Pszenicki	5
Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie, <i>St. Bryła</i>	8
Stateczność stalowych mostów kolejowych ze względu na parcie wiatru, <i>A. Chmielowiec</i>	16
Budowa mostu na Wiśle w przeciągu pięciu miesięcy, <i>A. Chróścielewski</i>	22
Spawana konstrukcja stalowa gmachu Muzeum Śląskiego w Katowicach, <i>S. Kaufman</i>	25
Szkielet stalowy hal targowych w Gdyni, <i>J. Koziół</i>	33
Z praktyki projektowania konstrukcyj stalowych w budownictwie przemysłowym, <i>M. Kuncewicz</i>	36
Belki zginane siłami poziomymi, <i>J. Mutermilch</i>	38
Grunty jako element konstrukcji budowlanej, <i>R. Piętkowski</i>	44
Konstrukcja stalowa świetlni dachowych Muzeum Narodowego w Krakowie, <i>J. Ratyński</i>	45
Wpływ otworu kołowego lub eliptycznego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym, <i>F. Szelągowski</i>	46
Budowa mostu drogowego imienia Marszałka Śmigłego-Rydza przez Wisłę we Włocławku, <i>L. Tylbor</i>	52
Akwadukt przez rzekę Wisłę dla wodociągów miasta Cieszyna o rozpiętości teoretycznej 66 m, <i>W. Wachniewski</i>	55
Wysokości kratownic o pasach równoległych, <i>Z. Wasiutyński</i>	57
Wyboczenie jako fakt i jako schemat, <i>W. Wierzbicki</i>	65
Projekt konstrukcyj Dworca Głównego w Warszawie i terenów przyległych, <i>W. Żenczykowski</i>	68

Najgodniejszym sposobem uczczenia znakomitego profesora i inżyniera był, jest i pozostanie zawsze hołd, oddany Mu w postaci zbiorowej pracy z dziedzin najbliższych, przez Jego kolegów, uczniów i towarzyszy pracy.

Profesor Pszenicki oddał całe Swoje życie pracy w dziedzinie techniki konstrukcyjnej, głównie w dziedzinie budowy mostów stalowych. Świadczą o tym liczne budowle mostowe i inne dzieła techniczne, jakie wzniósł lub jakie powstały pod Jego kierunkiem w Polsce i w Rosji; świadczą też o tym liczne zastępy uczniów, które kształcił i które poszły w świat stosując w życiu zasady nauk technicznych, przezeń wszczepione.

Te liczne zasługi spowodowały, że w rocznicę 40-lecia Jego pracy zawodowej zawiązał się Komitet, składający się z kolegów, towarzyszy pracy i uczni prof. Pszenickiego, który postanowił wydać na Jego cześć pracę zbiorową.

Niechaj ta praca świadczy o czci, miłości i sympatii, jaką cieszy się Jubilat.

Profesor Andrzej Pszenicki

Andrzej Pszenicki urodził się 29 listopada 1869 r. w ziemi Piotrkowskiej. Uczęszczał do szkół i ukończył gimnazjum w Piotrkowie z odznaczeniem (złoty medal). Dalsze studia kontynuował w Petersburgu. W r. 1894 ukończył wydział matematyczny Uniwersytetu Petersburskiego, w r. zaś 1898 Instytut inżynierów dróg komunikacji w Petersburgu. Po wstąpieniu na służbę miejską w Petersburgu, A. Pszenicki poświęca się całkowicie mostownictwu. Zyskuje też w okresie blisko świercwiekowej pracy w Rosji pokaźny dorobek na tym polu.

Od roku 1898 do 1919, będąc na służbie miejskiej w charakterze inżyniera do projektowania mostów, następnie naczelnika biura technicznego budowy i przebudowy mostów i w końcu naczelnego inżyniera przebudowy mostów, bierze udział w budowie mostu Troickiego przez rzekę Newę i kieruje projektowaniem, budową i przebudową 11 mostów drewnianych, 5 kamiennych i 27 żelaznych, w tej liczbie czterech zwodzonych.

W r. 1908 Andrzej Pszenicki bierze udział w konkursie międzynarodowym na projekt mostu pałacowego przez rzekę Newę w Petersburgu. Projekt mostu tego, przedstawiony w dwóch wariantach został wybudowany według jednego z tych wariantów pod kierunkiem autora, jako naczelnego inżyniera budowy. Za projekt powyższy A. Pszenicki został odznaczony przez Radę Inżynierską i Radę Instytutu inżynierów dróg komunikacji wielkim złotym medalem. Odznaczenie to było nadawane za najlepszy projekt mostu, zbudowanego w Rosji, w ciągu dziesięciolecia.



Wśród licznych prac inżynierskich A. Pszenickiego z okresu 1900 — 1919 r. znajdują się projekty szeregu największych mostów, wykonanych w Rosji, jak: mostu kolejowego i drogowego przez rzekę Wołgę w Saratowie o długości 2250 m, części ruchomej mostu kolejowego Petersburg — Rybińsk przez rzekę Newę i projekt mostów kolejowych przez rzekę Wołgę koło Kazania i Symbirska oraz przez rzekę

Mstę w Borowiczach, wykonane wspólnie z prof. Bielelubskim.

Za pracę pod tytułem: „Zastosowanie łuków trójpřegubowych do mostów zwodzonych” Rada Instytutu inżynierów dróg komunikacji nadała mu tytuł doktora nauk inżynierskich.

W r. 1901 A. Pszenicki został powołany na asystenta przy katedrze budowy mostów w Instytucie inżynierów dróg komunikacji w Petersburgu; w r. 1908 był mianowany wykładowcą etatowym i w tymże roku był delegowany przez Instytut w celach naukowych zagranicę. W r. 1915 objął katedrę budowy mostów w Żeńskim Politechnicznym Instytucie w Petersburgu, a w r. 1916 objął także katedrę w Instytucie inżynierów dróg komunikacji, zaś w roku 1917 katedrę mostów w Instytucie inżynierów cywilnych w Petersburgu, początkowo w charakterze profesora nadzwyczajnego, następnie zwyczajnego.

Należy wspomnieć, że w ciągu pobytu swego w Rosji prof. Pszenicki wyróżniał się jako dobry patriota, zarówno na stanowisku opiekuna kościoła św. Katarzyny, które piastował od r. 1905 aż do czasów bolszewickich, czy też jako protektor polskich organizacji dobroczynnych i oświatowych, które wspomagał czynnie oraz skutecznymi zabiegami u władz.

Prof. Pszenicki był jednym z nielicznych Polaków na wysokich stanowiskach w Rosji, którzy nie obawiali się umieścić na swoim mieszkaniu tabliczki w języku polskim.

Zasługi prof. Pszenickiego dla kolonii polskiej w Petersburgu opisane są w wydrukowanej niedawno książce: „Działalność kościoła św. Katarzyny w Rosji i zgrupowanych przy Kościele Organizacji”.

W latach 1919—1921 prof. Pszenicki doprowadził do porządku szereg mostów zniszczonych podczas wojny w Estonii i wykonał projekt mostu żelaznego przez rzekę Narowę w Narwie. W tym czasie został wybrany i zaproszony do objęcia Katedry budowy mostów na Politechnice Ryskiej w charakterze profesora zwyczajnego.

W kwietniu 1921 roku przybył do Warszawy, będąc już mianowany profesorem zwyczajnym Katedry budowy mostów w Politechnice Warszawskiej.

W r. 1923 został wybrany na członka czynnego Akademii Nauk Technicznych. W r. 1925 powołany został na członka Rady Technicznej przy Ministrze Komunikacji. Od r. 1926 był konsultantem w Ministerstwie Robót Publicznych i następnie w Ministerstwie Komunikacji.

Od r. 1923 do 1929 był Dziekanem Wydziału Inżynierii Lądowej, a od r. 1929 do 1932 Rektorem Politechniki Warszawskiej.

W tym czasie ufundował prof. Pszenicki sztandar Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej.

Za prace, zgłoszone na Międzynarodowym Kongresie w Liège w r. 1930, przyznano prof. Pszenickiemu przez Jury Supérieur „Hommage de gratitude”.

W r. 1934, w uznaniu wielkich zasług prof. Pszenickiego, Koła Inżynierów Dróg i Mostów przyznało Mu tytuł swego Członka Honorowego.

Od r. 1935 jest prof. Pszenicki prezesem Związku Polskich Inżynierów Budowlanych, organizacji, która pod Jego kierunkiem rozwija się, przysparzając budownictwu polskiemu wiele realnych korzyści w postaci norm, warunków technicznych, referatów i t. p. prac, wykonywanych przez Związek.

W r. b. został prof. Pszenicki obrany Prezesem Rady Naczelnej Towarzystwa Przyjaciół Młodzieży Akademickiej, oraz członkiem honorowym Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych.

Za czasów Polski niepodległej wykonano według projektów prof. Pszenickiego, a częściowo i pod Jego kierunkiem, wiele bardzo poważnych budowli inżynierskich. Ważniejsze z nich są następujące:

- a) wieże radiotelegraficzne wysokości 123 m w Warszawie,
- b) przebudowa konstrukcji stalowej fabryki Solvay'a w Mławach pod Inowrocławiem, ze zwiększeniem wysokości z 23 m do 43 m,
- c) most kolejowy przez Wisłę pod Sandomierzem,
- d) most przez rzekę Brdę na linii kolejowej Kalety — Podzamcze,
- e) most kolejowy na łącznicy Warszawa — Gołębki,
- f) most drogowy przez Niemen w Grodnie,
- g) konstrukcja Dworca Głównego w Warszawie,
- h) centralne warsztaty w Dęblinie z halą rozpiętości 43 m,
- i) hangary rozpiętości 50 m lotniska na Okęciu,
- j) most drogowo-kolejowy przez Wisłę w Płocku (obecnie w budowie).

Pod kierunkiem prof. Pszenickiego wykonano projekty mostów przez Wisłę we Włocławku i w Krakowie.

W literaturze technicznej, w dziedzinie mostów i konstrukcji inżynierskich, nazwisko prof. Pszenickiego zapisane jest na czołowych kartach.

Cały szereg prac o mostach projektowanych i wykonanych w Rosji ogłoszono drukiem w języku rosyjskim.

Praca pod tytułem „O zastosowaniu łuków trójpřegubowych do mostów zwodzonych” ogłoszona została w języku polskim, francuskim i rosyjskim. „Zastosowanie stali wysokowytrzymałościowej do mostów” ogłoszono drukiem po polsku (sprawozdania Warszawskiego Towarzystwa Politechnicznego) i po francusku.

Obie powyższe prace były referowane na Kongresie mostów i konstrukcji w Liège w r. 1930.

Publikacje o moście kolejowym przez Niemen ogłoszono w „Przeglądzie Technicznym”.

Również w tym samym piśmie ogłoszono „Badania pewnych połączeń spawanych”, pracę napisaną łącznie z dr. *F. Szelągowskim*. Praca ta opublikowana została również po niemiecku p. t. „Die Untersuchungen einiger Schweissverbindungen” w IV tomie publikacji Kongresu Konstrukcyj Mostowych i Inżynierskich — Zurych 1936 r.

W „Czasopiśmie Technicznym” wydrukowano prof. *Pszenickiego* „Budownictwo szkieletowe przemysłowe” (w r. 1935).

Wreszcie najbardziej może cennymi dla szerokiego ogółu inżynierskiego są opublikowane prace prof. *Pszenickiego* z zakresu Jego wykładów, a mianowicie:

- a) Kurs budowy mostów; część ogólna i mosty drewniane (skrypta).
- b) Mosty stalowe (w Podręczniku Inżynierskim t. II. r. 1928).

W r. b. ukaże się dzieło „Mosty” „Część ogólna” i „Mosty drewniane”, jako część pierwsza wydawnictwa, którego tomem drugim będą „Mosty stalowe”.

Jako profesor mostów Politechniki Warszawskiej, projektant wielu konstrukcyj, doradca techniczny i kierownik wykonywanych robót, stworzył *Andrzej Pszenicki* swoją własną szkołę inżynierów, która, w myśl Jego nauki i wpajanych zasad, dąży do wznoszenia dzieł sztuki inżynierskiej w sposób trwały, świadomy, zgodnie z obecnym stanem wiedzy praktycznej i teoretycznej. Szkoła prof. *Pszenickiego* rozwija się coraz bardziej w obecnych czasach i jest charakterystyczną epoką w historii mostownictwa polskiego.

Na terenie wojska prof. *Pszenicki* pracował jako doradca techniczny i rzeczoznawca, oraz jako wykładowca.

Pierwszy z tych działów jest typowym przykładem wykorzystania przez wojsko wybitnego specjalisty. Trudno na tym miejscu omawiać szczegóły tej pracy; dla uwypuklenia jej znaczenia wystarczy wspomnieć głośną swego czasu sprawę pretensji firmy *Roth-Wagnera* i rolę, jaką w pomyślnym dla nas załatwieniu tej sprawy odegrał w charakterze konsultanta Ministerstwa Spraw Wojskowych prof. *Pszenicki*.

Mniej efektowną doraźnie, lecz obliczoną na daleką metę, jest Jego praca pedagogiczna w wojsku.

Budowa i odbudowa mostów, to jeden z głównych działów pracy saperów na wojnie. Przy organizowaniu podstawowej szkoły, z której wychodzą oficerowie saperów, do największej trudności należało uzyskanie wykładowcy budowy i odbudowy mostów ciężkich, który by potrafił: wybrać z tego ogromnego materiału najbardziej istotne rzeczy, nauczyć tego dobrze w ciągu stosunkowo niewielkiej ilości godzin, ponadto zaszczepić umiejętność prostego i życiowego rozwiązywania, wy-

łaniających się w czasie budowy trudności technicznych.

Na prośbę władz wojskowych prof. *Pszenicki* zgodził się zostać wykładowcą w Szkole Podchorążych Saperów i jest nim bez przerwy aż do chwili obecnej.

W pracę tę włożył nie tylko zamiłowanie i obowiązkowość, lecz także cały swój sentyment do Armii Narodowej.

Prof. *Pszenicki* lubi swych wojskowych słuchaczy, a że ma ich na każdym roczniku stosunkowo niewielu, więc mogą, studiując dział mostów, korzystać z częstej i bezpośredniej z Nim styczności. Jeżeli uprzytomnimy sobie, że wszyscy oficerowie saperów, którzy ukończyli pokojową szkołę, są uczniami prof. *Pszenickiego*, to dopiero uwypukli się znaczenie tego wpływu, jaki siłą rzeczy wielki praktyk i uczony musi wywierać na rozwój umysłowości swych wychowanków.

Około roku 1930 Ministerstwo Spraw Wojskowych, chcąc zapewnić sobie potrzebną ilość specjalistów, rozpoczęło odkomenderowywać oficerów na studia w Politechnice Warszawskiej. Prof. *Pszenicki* został kierownikiem tego, tak zwanego Studium Wojskowego. Sprawując ogólny nadzór nad pracą odkomenderowanych oficerów, przez celową organizację studiów w dużej mierze przyczynia się do szybkiego i pomyślnego uzyskiwania dyplomów.

W ostatnich latach dojrzała konieczność zorganizowania dla oficerów saperów Wyższej Szkoły Inżynierii, która bardziej odpowiadałaby potrzebom wojska, aniżeli Politechnika. Saperzy potrzebują bowiem pewnej ilości specjalnie wyszkolonych oficerów-techników, gdyż w swoich pracach wojennych spotykają się z bardzo różnorodnymi zagadnieniami technicznymi.

Rzecz prosta, absolwenci Wyższej Szkoły Inżynierii nie mogą posiadać ogólnikowego, encyklopedycznego wykształcenia technicznego, lecz muszą umieć: w każdym zagadnieniu uchwycić istotę rzeczy, w większości wypadków radzić sobie samemu, w skomplikowanych kwestiach umieć sformułować zagadnienie i wykorzystać specjalistów.

Ustalenie właściwego zakresu każdego działu studiów, sharmonizowanie ich ze sobą, wybór odpowiedniej metody pracy stanowią nieprzeciętną trudność i zadecydują o kwalifikacjach absolwentów Wyższej Szkoły Inżynierii. Tę trudność profesor *Pszenicki* z całą gotowością wziął na Siebie, obejmując, niezależnie od pracy w Szkole Podchorążych Saperów, kierownictwo nauk technicznych w Wyższej Szkole Inżynierii.

W ten sposób, mimo oderwania przed 40 laty przez splot ówczesnych stosunków od ziemi Ojczystej, znalazł się *A. Pszenicki* w czołowym szeregu Budowniczych Polski Odrodzonej i zapisał się trwale swą pracą w historii techniki polskiej.

Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie

Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie (rys. 1) składa się z następujących części: a) magazynów bibliotecznych (księgozbioru), b) czytelnicy, c) pomieszczeń biurowych i innych mniejszych drugorzędnych ubikacji. Magazyny biblioteczne mieszczą się w obu skrzydłach części frontowej, czytelnia w środkowym trakcie skrzydła tylnego. W konsekwencji tego założenia budynek ma w rzucie poziomym kształt odwróconej litery T. Część frontowa, tworząca poziomą kreskę tej litery, stanowi blok o długości 76 m, a szerokości 17 m. Część tylna, mieszcząca w sobie czytelnię, niejako pionowa kreska tej litery ma w rzucie wymiary 42×36 m.

Księgozbiór ma 8 pięter. Wysokość tej części budynku łącznie z parterem, suterrenami i konstrukcją dachu wynosi 27,50 m, przy czym dach jest płaski o bardzo małym spadku. Sala czytelniana ma wysokość 9,30 m i jest przykryta wysokim dachem ze świetlikiem w środku i ubikacjami pomocniczymi, jak ciemnie fotograficzne po bokach. Wymiary czytelnicy w rzucie wynoszą $17,5 \times 30$ m, wymiary poziome świetlika 8×24 m.

Konstrukcja księgozbioru.

Sale księgozbioru mają długość 75 m, a szerokość 15,60 m. Przy projektowaniu konstrukcji tej części budynku obowiązywały następujące zasady nowoczesnego budownictwa bibliotecznego:

- 1) Wysokość kondygnacji powinna wynosić około 2,20 m, gdyż przy większych wysokościach wyjmowanie i wstawianie książek na górne półki jest utrudnione.
- 2) Wobec małej wysokości kondygnacji grubość stropów ze względów ekonomicznych powinna być jak najmniejsza. Jest bardzo wskazane, aby nie przekraczała 8 cm.
- 3) Najkorzystniejsza szerokość przejść między półkami wynosi około 1 m, szerokość półek 25—30 cm. Osiowa odległość dwustronnych półek powinna zatem wynosić około 1,50 m.
- 4) Środkiem księgozbioru powinien prowadzić chodnik (korytarz) szerokości około 2 m, a przy ścianach zewnętrznych chodniki węższe o szerokości 0,80—1,00 m.
- 5) Rozmieszczenie słupów i belek stropowych (podciągów) należy przystosować do ustawienia półek.

6) Przekrój słupów powinien mieć kształt wydłużonego prostokąta o jednym boku równym szerokości półek, a drugim jak najmniejszym. Względny statyczne i konstrukcyjne określają to minimum na 12—15 cm. Przekrój powinien być zamknięty, aby się w słupach nie gromadził kurz, a z drugiej strony powinien być wewnątrz pusty, aby można było środkiem przeprowadzić kanały wentylacyjne.

Z powyższych warunków wynika, że zewnętrzny obrys słupa na wszystkich kondygnacjach ma być jednakowy, pomimo zwiększającego się ku dołowi — i to w znacznym stopniu — obciążenia.

7) Strop w przejściach powinien być od spodu gładki, a żebra mogą wystawać tylko w osi półek, gdzie są zakryte książkami. Układ belek może być przeto tylko poprzeczny, a ponieważ szerokość traktów jest zazwyczaj znaczna, więc przekrój belek wypada dość duży.

8) Wszystkie przejścia między rzędami półek powinny być oświetlone oknami, które wobec tego należy rozmieścić w odstępach równych osiowemu rozstawieniu półek (ok. 1,50 m). Przy tym okna powinny być możliwie jak najszersze, a w konsekwencji filary jak najwęższe, co przy wyższych budowach prowadzi do konstrukcji szkieletowej stalowej lub żelazobetonowej.

Zgodnie z powyższymi zasadami przyjęto wysokość kondygnacji 2,24 m w świetle, równą wysokości półek. Półki ustawiono w dwóch szeregach po obu stronach przejścia środkowego o szerokości 2 m (rys. 2). Odległość półek od ścian podłużnych wynosi 80 cm, a odległość między sąsiednimi rzędami półek 1,00 m w świetle. Szerokość półek pojedynczych (przy ścianach szczytowych budynku) wynosi 25 cm, zaś szerokość normalna (półki podwójnej) $2 \times 25 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$. Osiowa odległość filarów międzyokiennych wynosi zatem $1,00 + 0,50 = 1,50 \text{ m}$.

Konstrukcja sal księgozbioru składa się z następujących elementów: a) słupów zewnętrznych, które są jednocześnie filarami międzyokiennymi, b) słupów środkowych, c) stropów (rys. 3).

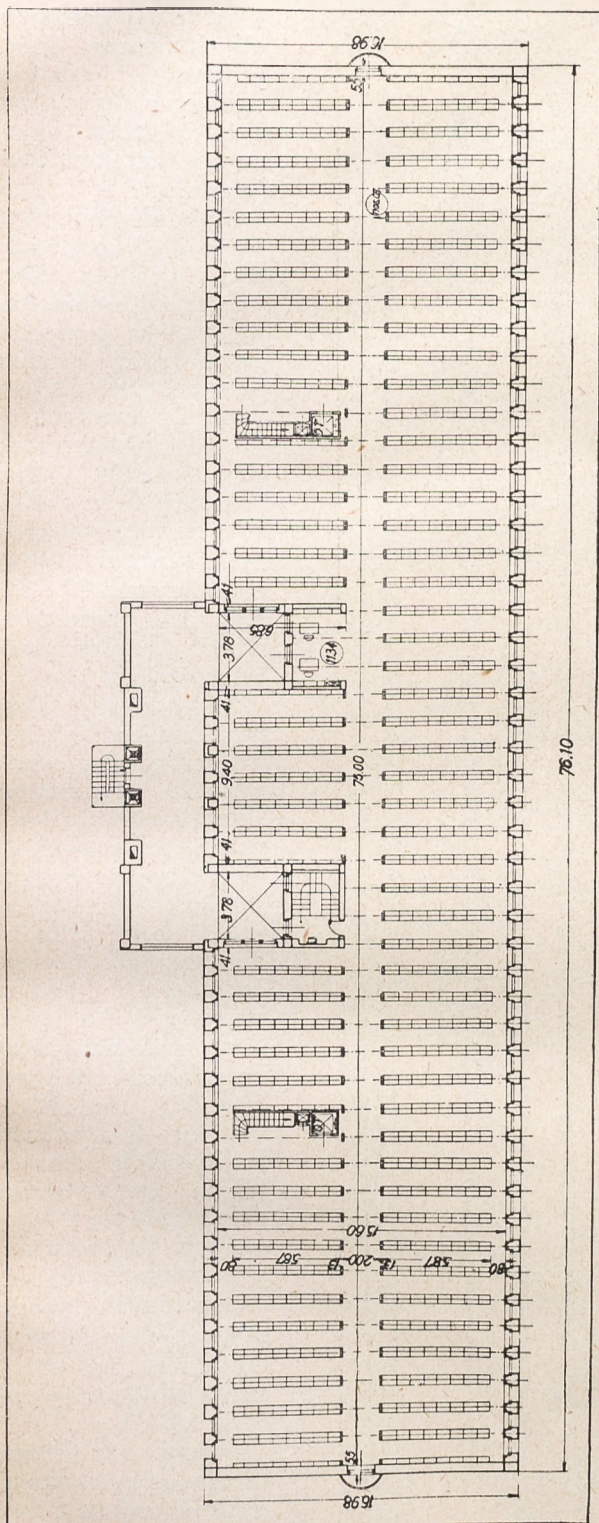
Słupy zewnętrzne są wykonane z żelazobetonu. Ze względów montażowych zastosowano jednak prowizoryczne słupy stalowe, obliczone na sam ciężar własny konstrukcji stalowej, a następnie je obetonowano (rys. 4). Przekrój słupów prowizorycz-



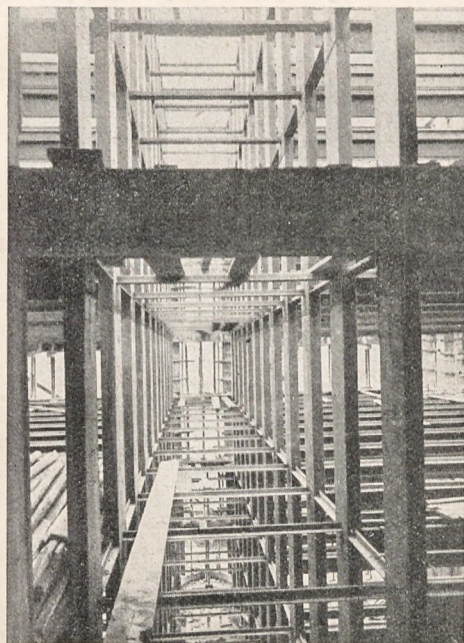
Rys. 1.

Słupy środkowe umieszczono na czołach rzędów pól. Tworzą one zatem dwa szeregi po obu stronach środkowego przejścia i są rozmieszczone w odstępach 1,50 m od osi. Odstęp między szere-

Słosownie do tych wymogów zaprojektowano słupy o przekroju skrzynkowym 500×130 mm, składającym się z dwóch ceówek Nr. 12, zwróconych stopkami do środka, i blach nakładkowych grubo-

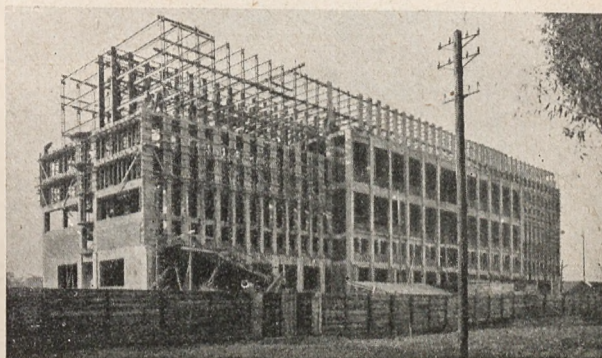


Rys. 2.



Rys. 3.

Dawniej stosowano w księgozbiorach słupy ażurowe, wykonane z ceówek lub z kątówek, powiązanych kratą z płaskowników (np. w Bibliotece Uniwersyteckiej we Lwowie). Ponieważ konstrukcja taka powodowała gromadzenie się kurzu i wszelkiego rodzaju zanieczyszczeń, przeto zazwyczaj osłaniano ją następnie dodatkowo cienkimi blachami. Skrzynkowe słupy Biblioteki Jagiellońskiej są

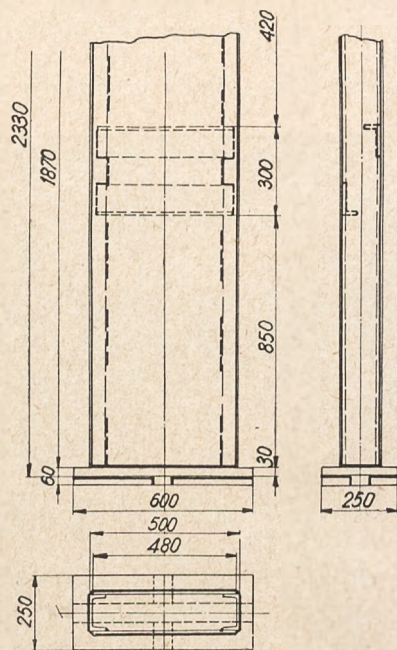


Rys. 4.

Poza tym, w myśl specjalnego żądania kierownictwa budowy, należało przy projektowaniu słupów uwzględnić możliwość urządzenia wlotów do kana-

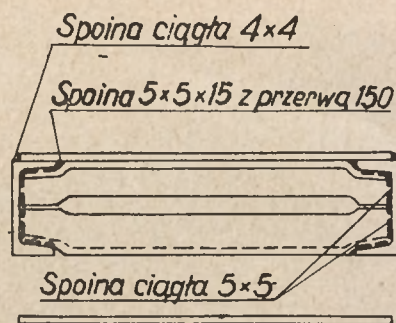
pod tym względem daleko praktyczniejsze. Wykonanie takich gładkich słupów stało się jednak możliwe wyłącznie dzięki zastosowaniu spawania. Spawanie odbywało się w ten sposób, że najpierw łączono jedną blachę z ceówkami za pomocą spoin wewnętrznych, następnie powlekano powierzchnię wewnętrzną słupa minią i wówczas dopiero przy-

twierdzano drugostronną blachę spoinami umieszczonymi w narożach zewnętrznych (rys. 6).



Rys. 5.

W dolnych kondygnacjach wzmacniano przekrój słupa przez dodanie dwuteówki Nr. 12 w środku słupa (rys. 7). Słup taki sporządzano w następujący sposób: Z jednej strony dano blachę (szerokość blachy 480 mm) na całą szerokość słupa, z drugiej zaś dwie blachy o szerokości 235 mm. Blachę pełną łączono z jedną z ceówek i z dwuteówką przy pomocy spoin, umieszczonych z obu stron stopek profili (po 2 spoiny na każdy profil). W ten sposób powstała pierwsza składowa część słupa. Drugą część tworzyła jedna połówka drugostronnej blachy połączona z drugą ceówką słupa również za pomocą dwu spoin. Trzecią część składową tworzyła druga połówka drugostronnej blachy (rys. 8). Wszystkie trzy części powlekano od wewnątrz minią, a na-



Rys. 6.

stępnie składano w całość i spawano na wolnych krawędziach ceówek oraz w szczelinie, utworzonej między blachami o szerokości 235 mm na stopce dwuteówki. Wszystkie podłużne spoiny wykonano jako ciągłe.

Stopy słupów wykonano z blach o grubości 30 mm bez pionowych żeber usztywniających. Do płyt podstawowych przyspojono od dołu żebra w kształ-

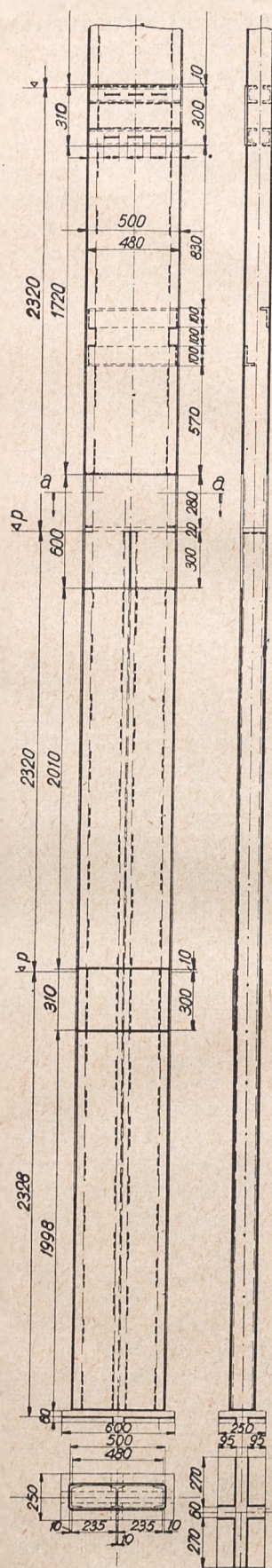
cie krzyża, które zastąpiły śruby do umocowania płyt w głowicach filarów fundamentowych. Żebra te wykonano z płaskowników i przytwierdzono do płyt spoinami ciągłymi.

Jest to typowy przykład takiej konstrukcji spawanej, która zastępuje jednolite odlewy stalowe (rys. 9) i przypomina je zupełnie kształtem zewnętrznym.

Styki słupów dawało co 2—3 kondygnacje, stosując konstrukcję kombinowaną z płytą poprzeczną grubości 20 mm, schowaną w obrysie słupa i z dwustronnymi przykładkami na przedłużeniu blach słupowych (rys. 10). W poprzecznych płytach stykowych wycięto otwory 60×340 mm dla przeprowadzenia kanałów wentylacyjnych.

W poziomie stropów umieszczano wewnątrz słupów usztywnienia poprzeczne, składające się z 2 par poziomych ceówek i 2 pionowo ustawionych krótkich kawałków dwuteówek. Pomiedzy stopkami ceówek zostawała wolna przestrzeń dla kanałów wentylacyjnych szerokości 30 mm (rys. 11). Ponadto w połowie wysokości kondygnacji dawano lekkie usztywnienia, składające się z 2 poziomych kątówek nierównoramiennych, umieszczonych naprzemiennie w ten sposób, żeby nie przeszkadzały wentylacji (rys. 12).

Słupy montażowe filarów międzyokiennych wykonano z dwu ceówek Nr. 8, powiązanych w poziomie stropów kątówkami, które służyły jednocześnie do podparcia końców belek stropo-



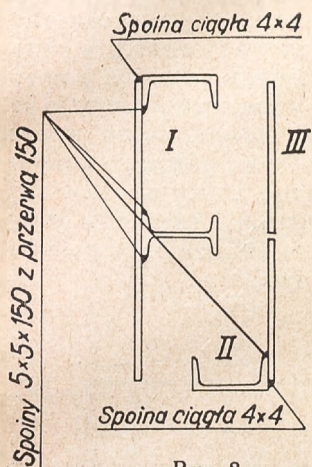
Rys. 7.

wych, oraz łącznikami z płaskówek 80×8 w połowie wysokości pięter (rys. 13).

Stropy mają całkowitą grubość 8 cm, w czym 1 cm posadzka, a 7 cm żelbetowa płyta stropowa. Stalowe belki stropowe są rozstawione, tak samo jak słupy, co 1,50 m i trafiają w osie słupów. Biegają one w poprzek budynku, tworząc belki 3-przę-

a tylko w wąskich przejściach przyściennych są widoczne pod stropem.

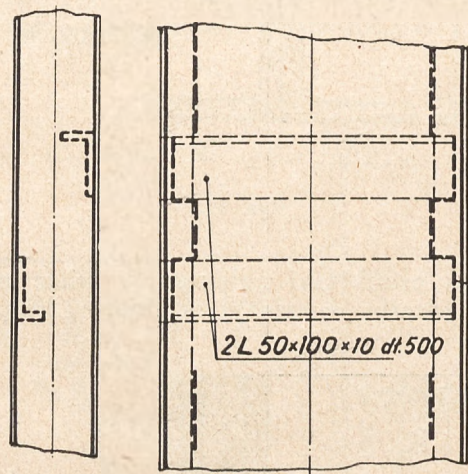
Opisany przekrój belek pod względem statycznym nie jest szczególnie korzystny, ale za to ze



Rys. 8.

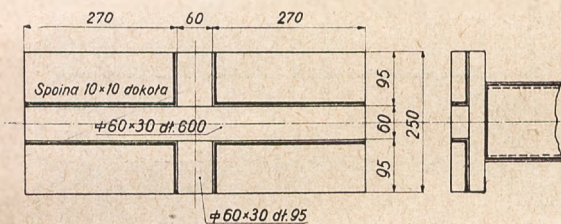


Rys. 11.



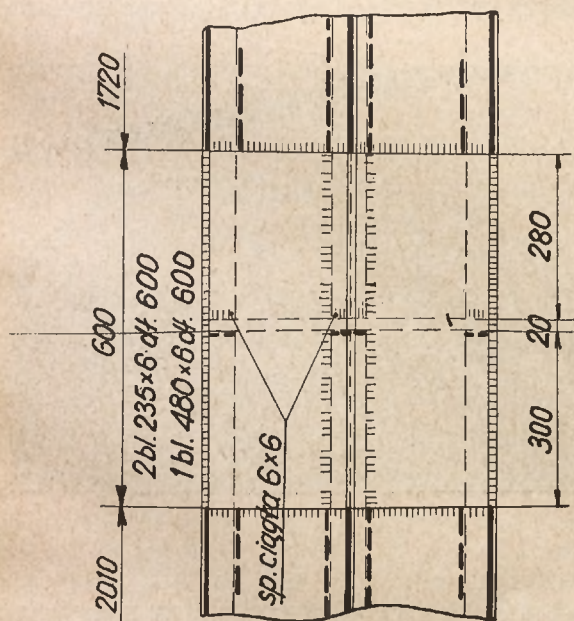
Rys. 12.

słowe o rozpiętościach 7+2+7 m. W środkowym przęśle nad korytarzem przekrój belki składa się z dwu kątowników $70 \times 70 \times 11$, ustawionych stopkami

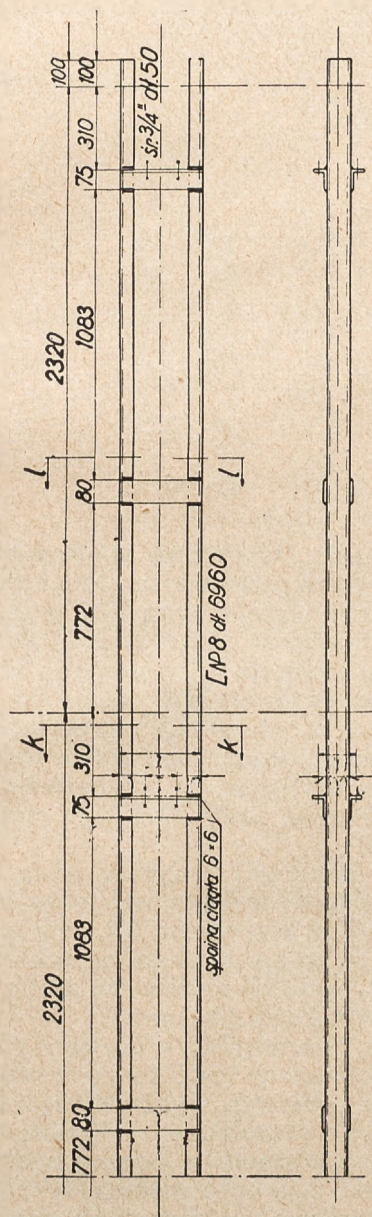


Rys. 9.

w dół i schowanych całkowicie w płycie stropowej (rys. 14). W przęsłach skrajnych belka ma wysokość 300 mm, równą sumie grubości płyty oraz wysokości górnej kondygnacji półek. Przekrój ten składa się z blachy pionowej 300×15 mm (rys. 15). Środek i pas dolny kryją się w półkach,

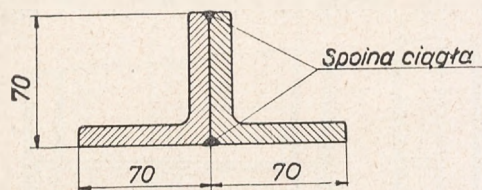


Rys. 10.



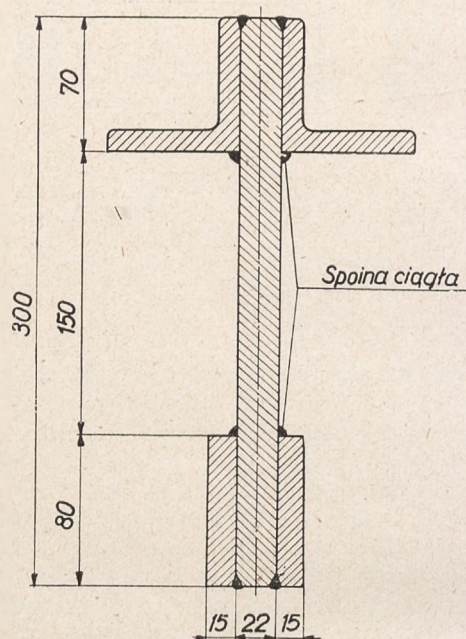
Rys. 13.

względem na wymienione we wstępie wymagania estetyczne i użytkowe stanowi rozwiązanie najbardziej racjonalne. Gdyby pas dolny wykonać z ką-



Rys. 14.

tówek, to profil taki zajmowałby wiele miejsca i przeszkadzałby w należyłym ułożeniu książek na



Rys. 15.

górnych półkach. Odwrócenie zaś górnych kątek stopkami ku górze pozbawiłoby płytę żelbetową dogodnego oparcia i trzeba by ją było w jakiś sztuczny sposób podwieszać do konstrukcji stalowej.

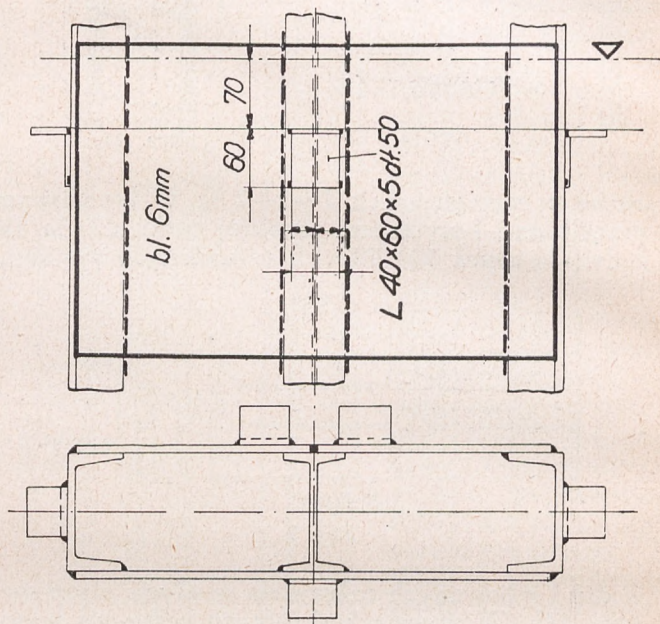
Ze słupami łączą się belki stropowe na dotyk za pomocą spoin pachwinowych na całym obwodzie. Dla ułatwienia montażu belek przytwierdzano do słupów spoinami szczepnymi krótkie kątowniki podporowe, które następnie, po przytwierdzeniu belek, odpalono, aby nie psuły gładkiego wyglądu słupów (rys. 16).

W części środkowej budynku, gdzie jest tylko jeden rząd słupów, belki są wykonane jako ciągłe dwuprzęsłowe o rozpiętości 9,7 m i przechodzą przez słupy na wylot. Z uwagi na większą rozpiętość mają odpowiednio mocniejsze profile przy niezmienionej wysokości (300 mm).

Połączenie poszczególnych części przekroju belki, a więc kątek przeszła korytarzowego między sobą, zaś w przeszłach skrajnych kątek i płaskówek z blachą środkową, na jej krawędziach górnej i dolnej, wykonano za pomocą spoin ciągłych wpuszczonych. Nie było bowiem w tego rodzaju przekrojach miejsca na wykonanie spoin pachwinowych.

Konstrukcja dachu nad czytelnia.

Przy projektowaniu dachu nad czytelnia, która stanowi integralną część prawie każdej biblioteki, trzeba było również uwzględnić pewne specjalne warunki budownictwa bibliotecznego. Przede wszystkim chodziło o zapewnienie należytego oświetlenia czytelnia, a następnie o zarezerwowanie w obrębie konstrukcji dachowej miejsca na różne pomocnicze ubikacje bibliotecznego, a zwłaszcza ciemnie fotograficzne. Nad środkową częścią dachu wznosi się zatem świetlik, który zajmuje połowę rozpiętości dachu, to jest 9 m. Boczne trakty dachu o szerokości 4,50 m mają z wierzchu i od spodu przykrycie nieprzezroczyste i są oddzielone pełnymi ściankami od środkowego świetlika.



Rys. 16.

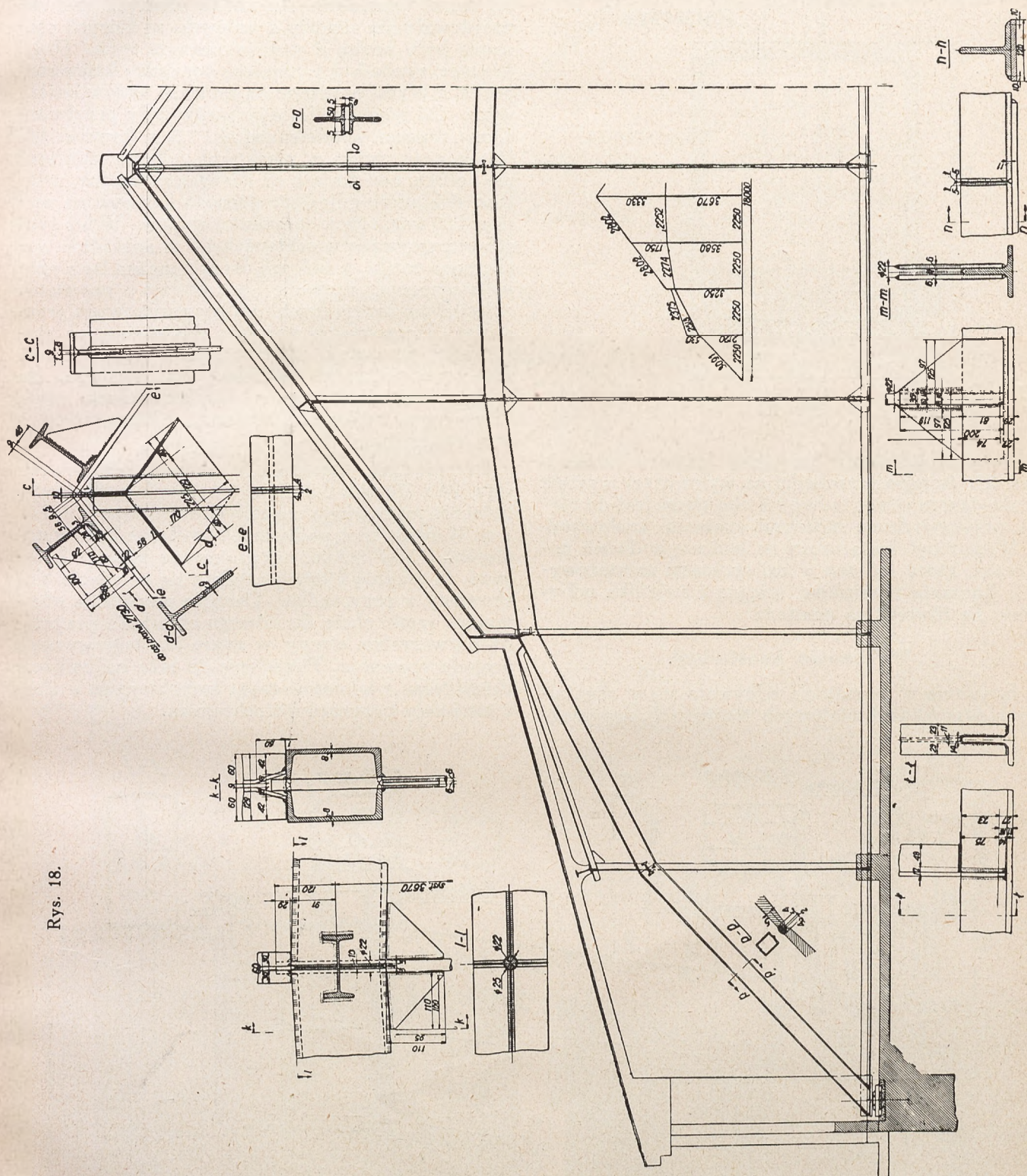
Więzary dachowe są rozstawione co 3 m (rys. 17). Zaprojektowano je jako wieloboczne łuki dwu-



Rys. 17.

przegubowe ze ściągiem poziomym rozpiętości 18 m, z nasadzonymi trójkątnymi ramami świetlika. Kształt łuku przyjęto wedle linii sznurowej jego

Przy wyborze przekrojów więzara zwracano uwagę również na to, aby jak najmniej zacięniały dolny witraż. Z tego powodu łuk wykonano z 2 ceówek zwróconych ku sobie stopkami i tworzących w ten sposób rurę prostokątną o małych stosunkowo wymiarach, a znacznej wytrzymałości na zgi-

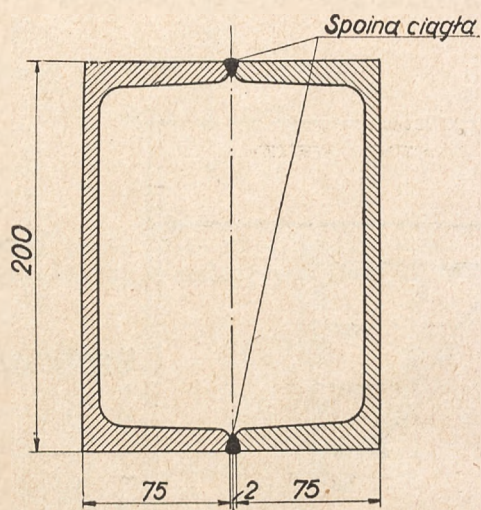


Rys. 18.

chu, a jednocześnie stwarza dogodne warunki dla dobrego oświetlenia czytelní. Więzár kratowy nie nadawałby się pod tym względem zupełnie, ponieważ przekątnie rzucają na plafon najbardziej niespokojne cienie, szkodliwe dla samego oświetlenia i niepożądane ze względów estetycznych.

nanie i na wyboczenie (rys. 19). Ściągno wykonano z teówki, wieszaki zaś podtrzymujące ściągno w częściach zakrytych z teówek, a w obrębie świetlika z prętów okrągłych, aby jak najmniejszej cienia rzucały na plafon. Wieszaki są przymocowane na wylot przez dźwigar rurowy i przy-

twierdzone od góry i od dołu spoinami (rys. 20). Nasadzony na wieżarce świetlik jest wykonany jako rama trójkątna z teówek ze słupkami pionowymi w miejscach, na których spoczywają płatwie. Łożyska (przeguby) są wykonane z grubych blach,



Rys. 19.

łączonych spoinami. Szczegóły łożyska obrazuje rys. 21. Ściągnęno przechodzi na wylot przez wycięty w dźwigarze otwór teowy i z obu stron jest do niego przytwierdzone mocnymi spoinami czołowymi.

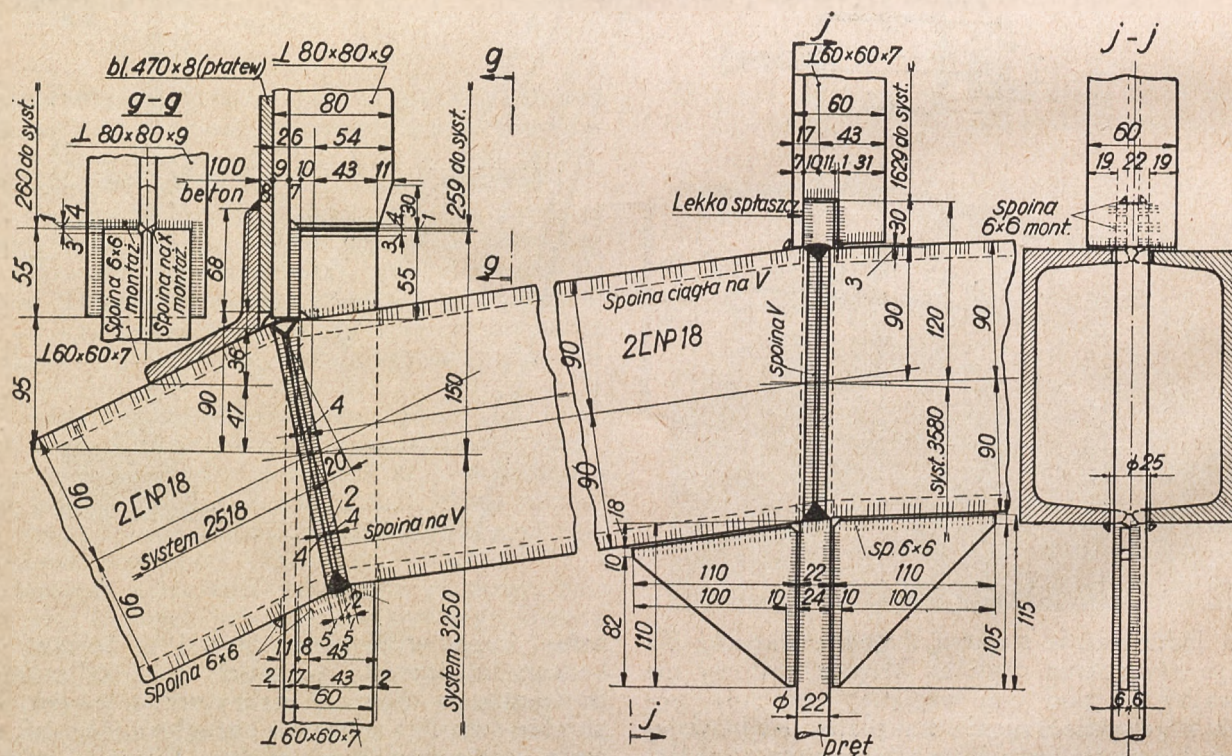
Więzar był dostarczony na budowę w dwóch połowach, które łączono w osi spoinami montażowymi. Łączenie wieszaków, ściągna i świetlika odbywało się również na montażu.

Wykonanie konstrukcji.

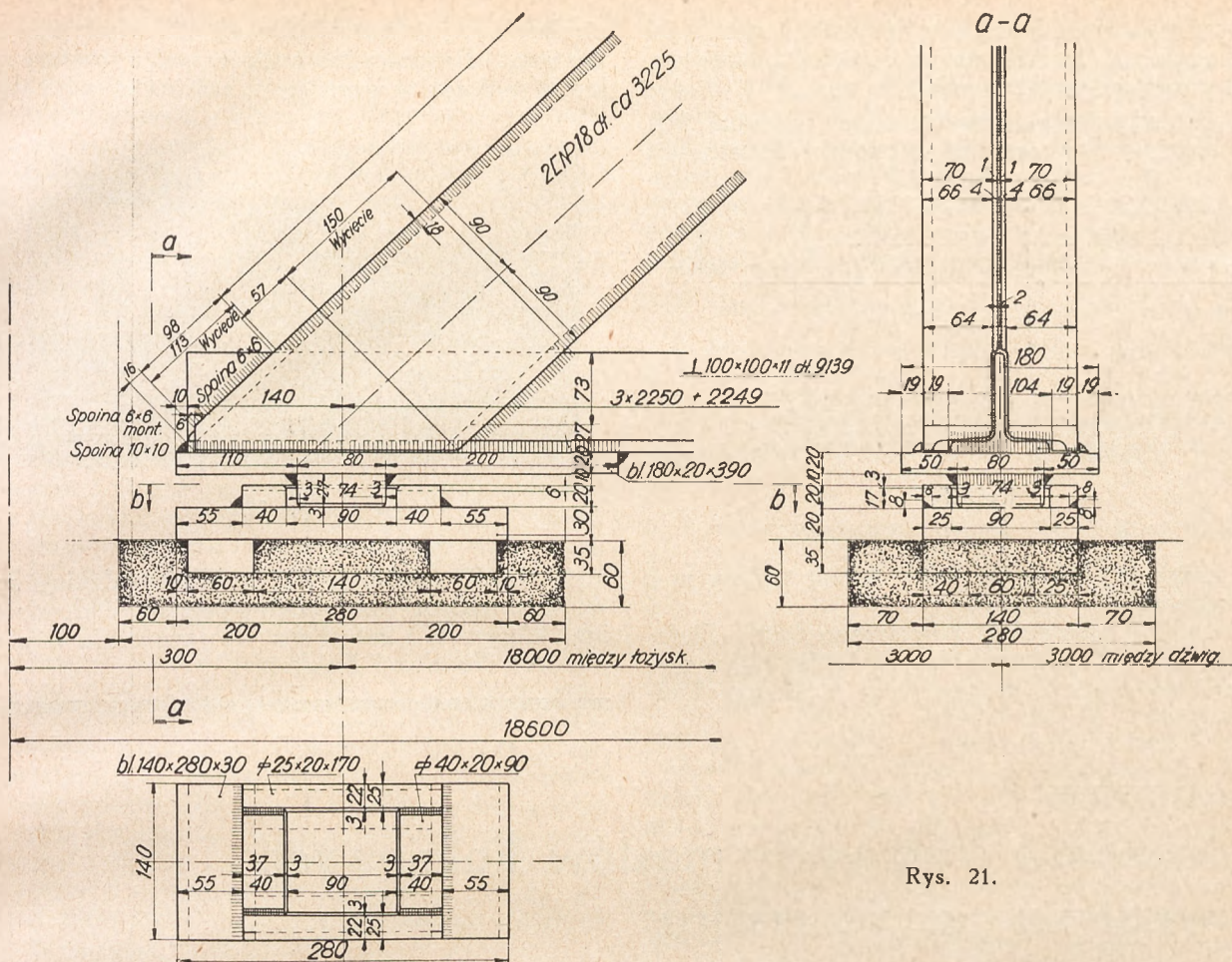
Spawanie w warsztacie odbywało się w specjalnych przyrządach stalowych spawanych, zaprojekt-

townianych dla każdego rodzaju robót. Przyrząd do spawania słupów (rys. 22 i 23) składał się z dwóch dźwigarów dwuetowych o długości nieco większej od długości słupów. Do jednego z dźwigarów od spodu były dospojone w odstępach około 1,5 m poprzeczki z ceówek, a nad nimi rozpory z ceówek tej samej wielkości. Na końcu dolnych ceówek znajdowały się suporty z kątowników, w których osadzone były korbki o nagwintowanym wale. Drugi dźwigar, swobodny, wstawiano pomiędzy końce rozpórek, a płytki osadzano na końcach wałów korbowych. Od góry do obu dźwigarów były przytwierdzone również w odstępach ok. 1,5 m kawałki kątowników oraz ramki z płaskówek. Przez dokręcenie korbką, naciskającą na dźwigar swobodny, ustalano dokładnie odległość górnych kątowników na wymiar 500 mm, równy szerokości słupów. W ten sposób otrzymywano w odstępach 1,5 m dokładnie wymierzone ramki, w których obrębie można było spokojnie wykonać sprawnie, bez obawy o powstanie odkształceń termicznych, lub przypadkowych przesunięć. Do ustalenia wymiaru długości słupa służył pałak obracalny, na którego wale były osadzone mimośrodowo krążki regulujące długość słupa. Na drugim końcu przyrządu była umocowana płyta wzmocniona trójkątnymi żebrami, o którą się opierała stopa słupa.

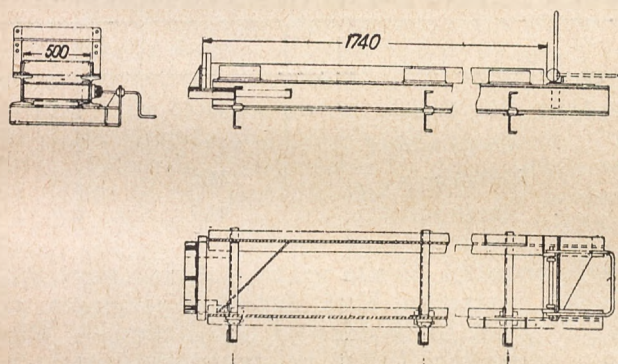
Przyrząd do spawania blachownic stropowych (rys. 24 i 25) składał się z 4 kątowników podłużnych, połączonych ramkami z kątowników w odstępach 1,5 — 2 m. W kątownikach podłużnych osadzone były w odstępach 0,5 — 0,6 m, nagwintowane wałki z korbkami, za pomocą których ustalało się położenie blachownicy w przyrządzie. Okrągłe pierścienie obejmujące ramki służyły do łatwego obracania przyrządu na wszystkie strony, w miarę jak tego wymagała wygoda spawania. Pierścienie te leżały na rolkach, dzięki temu z łatwością mogły być obracane, a wraz z nimi cały przyrząd i blachownica.



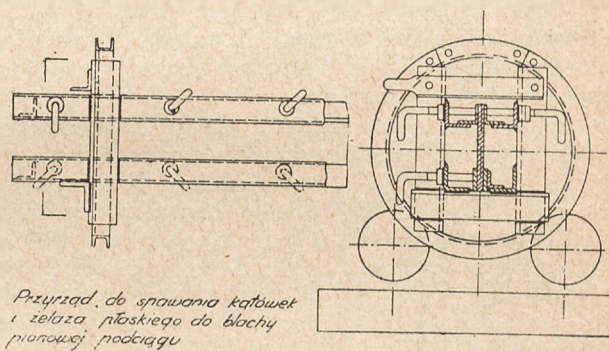
Rys. 20.



Rys. 21.

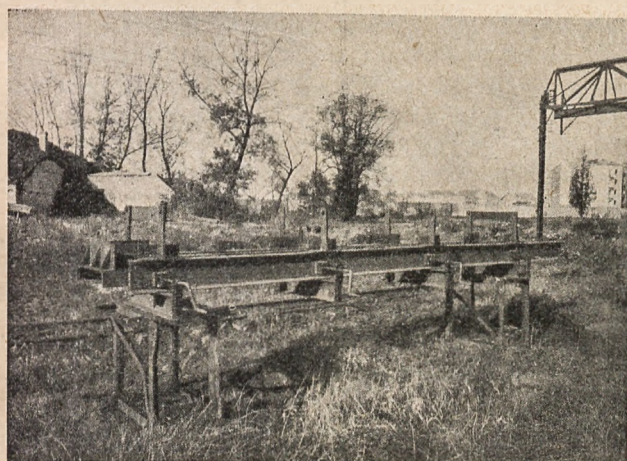


Rys. 22.

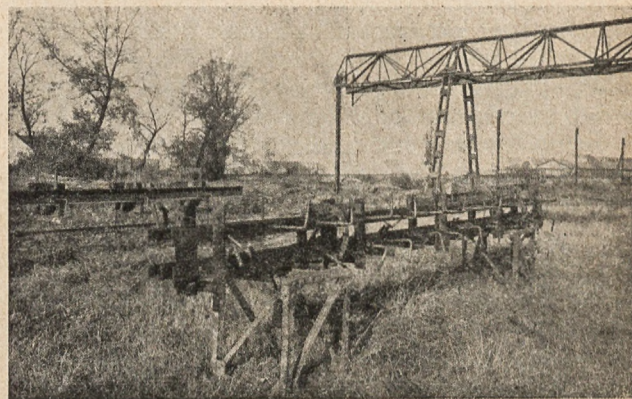


Przyrząd do spawania kątownik
i żelaza płaskiego do blachy
monowalnej podciągu

Rys. 24.



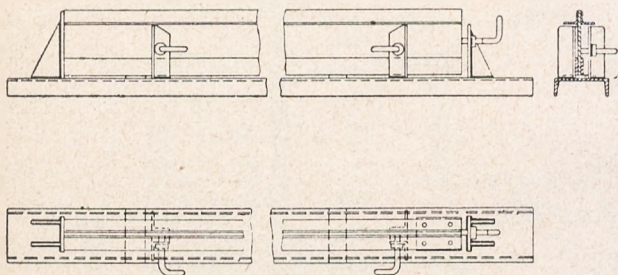
Rys. 23.



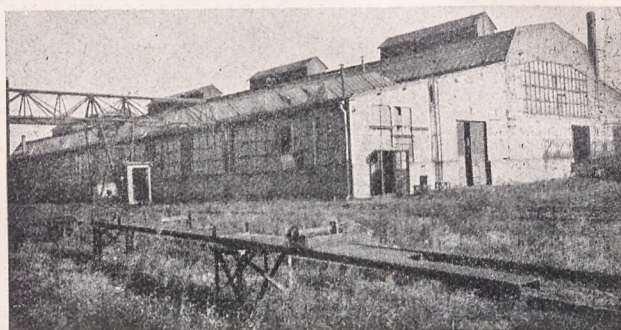
Rys. 25.

Do przyspawania blach łożyskowych do blachownic, a zarazem do kontroli prostości blachownicy, służył przyrząd przedstawiony na rys. 26 i 27.

Projekt architektoniczny gmachu wykonał inż. arch. *Wacław Krzyżanowski*, projekt konstrukcji



Rys. 26.



Rys. 27.

autor artykułu, który też miał nadzór ogólny nad jej budową.

Wykonanie konstrukcji powierzono firmie *Zieleńewski*, kierowanej przez dyr. *Dyducha*, która wywiązała się z robót bez zarzutu. Robotami kon-

strukcyjnymi i spawalniczymi kierował dyr. inż. *Klimosz*. Bezpośredni nadzór nad robotami miał inż. *Nemeczek* w warsztacie, zaś inż. *Lenduszkó* na

ALFONS CHMIELOWIEC

Stateczność stalowych mostów kolejowych z uwagi na parcie wiatru

Ciężar właściwy powietrza $\gamma = 1,293 \text{ kg/m}^3$. Przyspieszenie ziemskie $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$.

Masa jednostki objętości powietrza $m = \gamma/g$. Jeżeli powietrze jest w ruchu i posiada prędkość v , to ilość ruchu czyli pęd powietrza zawartego w jednostce objętości wynosi $mv = v \cdot \gamma/g$. Nieruchoma płaska zasłona o powierzchni F , prostopadła do prędkości powietrza, niweczy w czasie t pęd powietrza o objętości $F \cdot v \cdot t$, działając przez ten czas siłą W . Według drugiej zasady dynamiki $F \cdot v \cdot t \cdot v \cdot \gamma/g = W \cdot t$, parcie wiatru na zasłonę

F wynosi $W = \frac{\gamma}{g} F v^2$, zaś parcie wiatru na jednost-

kę powierzchni czyli natężenie (ciśnienie) wiatru

$$w = \frac{\gamma}{g} v^2 = \frac{1,293}{9,81} v^2 = 0,132 \frac{\text{kg/sek}^2}{\text{m}} v^2.$$

Jeżeli prędkość wyrazimy w metrach na sekundę, a natężenie w kilogramach na metr kwadratowy, to $w = 0,132 v^2$. Ale przed zasłoną F wytwarza się poduszka zgęszczonego powietrza, która cząsteczki powietrza odchyła od kierunku wiatru i kieruje je ukośnie ku powierzchni wolnym, więc ilość ruchu zniweczona jest nieco mniejsza i można przyjąć na podstawie doświadczeń okrągło

$$w = 0,125 v^2,$$

a więc natężenie wiatru rośnie z kwadratem prędkości powietrza.

Kierunek wiatru jest przeważnie poziomy, więc narażone są nań pionowe płaszczyzny konstrukcji mostowej, względnie pociągu, wozów. Wiatr może wiać z dowolnej strony, więc należy się liczyć

z kierunkiem prostopadłym do osi mostu, czyli prostopadłym do płaszczyzny dźwigarów głównych.

	$v \text{ m/sek}$	$w \text{ kg/m}^2$
Podczas silnej burzy	30	113
„ silnego wichru	40	200
„ silnej burzy	34,6	150
„ silnego wiatru	44,7	250

Były wypadki, że siła wiatru potrafiła most zburzyć lub przesunąć. Prof. *Pszenicki* przytacza ich kilka¹⁾. Most na Wołdze na linii Rzewo — Wiazma o rozpiętości 107 m był przesunięty na łożyskach o 15 cm. W Szkocji wydarzyła się katastrofa 28 grudnia 1879, która pochłonęła ok. 50 ofiar. Podczas silnego wichru dziesięć przęseł o rozpiętości 74 m mostu nad zatoką Tay pod Dundee na wąskich filarach żeliwnych runęło wraz z pociągiem pośpiesznym do wody. Parcie wiatru musiało tam wynosić 290 do 340 kg/m^2 . Od tego czasu przyjmuje się w Anglii do obliczeń wartość stosunkowo większą, niż w innych państwach $w = 273 \text{ kg/m}^2$. Zdarzają się wiatry jeszcze silniejsze, w Szkocji obserwowano nawet 678 kg/m^2 , ale tylko na małej powierzchni. Tak silne wiatry zdarzają się nader rzadko. U nas mniej, niż w otoczonej morzami Wielkiej Brytanii, dlatego nie ma potrzeby przyjmować więcej niż 250 kg/m^2 , co odpowiada prędkości ok. 45 m/sek, tym bardziej, że na wypadek wiatru silniejszego most posiada jeszcze pe-

¹⁾ Kurs budowy mostów według wykładów prof. A. *Pszenickiego*. Część I, Warszawa 1926.

wną rezerwę w przepisanych współczynnikach bezpieczeństwa. Tyle też przepisują nasze normy, zarówno kolejowe jak i drogowe dla mostów nieobciążonych ciężarem ruchomym. Przy bardzo silnym wietrze ruch pociągów ustaje, gdyż wozom grozi przewrócenie. Wobec tego w obliczeniu naprężeń konstrukcji mostu obciążonego ciężarem ruchomym przyjmuje się według naszych norm kolejowych 150 kg/m^2 , czemu odpowiada prędkość powietrza ok. 35 m/sek . Oczywiście, most obciążony wystawiony jest na wiatr powierzchnią większą, niż most nieobciążony. Jako powierzchnię obciążenia ruchomego wystawionego na wiatr, nasze normy kolejowe przyjmują pełny ruchomy prostokąt o wysokości $3,5 \text{ m}$ tuż nad główką szyny, drogowe zaś 2 m tuż nad jezdnią. Austria przyjmuje prostokąt o wysokości 3 m , ale wzniesiony o pół metra nad szyną. Polskie normy kolejowe, podobnie jak i normy wielu innych państw, wyszczególniają więc dwie wartości natężenia wiatru: 250 dla mostu nieobciążonego i 150 dla mostu obciążonego pociągiem. We Francji i w Austrii przyjmuje się 270 i 170 . Dla każdej części konstrukcji mostowej należy wybrać wypadek niekorzystniejszy. Dla krzyżulców wiatrownicy, które doznają naprężeń tylko od wiatru, nie wiadomo z góry, co jest niekorzystniejsze, większa powierzchnia wystawiona na wiatr czy większe natężenie wiatru. Dla części, w których naprężenia od wiatru sumują się z naprężeniami od ciężaru ruchomego, z reguły ten ostatni przeważa, więc nie ma potrzeby uwzględniać natężenia 250 kg/m^2 . Inaczej dla całości mostu, t. j. gdy chodzi o stałość czyli stateczność mostu.

Most składa się z podpór i przęseł. Przęsło spoczywa na podporach za pośrednictwem łożysk czyli poduszek. W dalszym ciągu ograniczymy się do badania przęsła, które będziemy krótko nazywali mostem. Siła wiatru może most przesunąć lub przewrócić, o ile łożyska nie są zdolne wywierać reakcyj poziomych poprzecznie do osi mostu i reakcyj ujemnych. Przesunięciu stawia opór siła tarcia mostu na łożyskach, przewróceniu zaś moment stałości. Jedno i drugie zależy od ciężaru mostu. Jeżeli pociąg wjedzie na most, zwiększa się powierzchnia wystawiona na wiatr czyli siła wiatru, ale i ciężar (bo pociąg waży), a więc i moment stałości. Więc nie wiadomo z góry, co niebezpieczniejsze, most obciążony pociągiem, czy most nieobciążony. W każdym razie niebezpieczniejsze dla stałości mostu są wozy lekkie, niż ciężkie. Nie byłoby jednak celu brać pod rozwagę ciężaru mniejszego od tego, jaki zabezpiecza wozy od wywrotu. Im silniejszy wiatr, tym cięższe muszą być wozy, jakie jeszcze mogą kursować. Ciężar jednostkowy pociągu p jest proporcjonalny do natężenia wiatru w , czyli

$$p = cw \dots \dots \dots (1)$$

Jeżeli g oznacza ciężar jednostkowy mostu, t. j. ciężar 1 m/b. , to opór przeciw przesunięciu i przeciw wywróceniu mostu jest proporcjonalny do sumy $p + g = p + cw$. Siła zaś starająca się most przesunąć lub wywrócić jest proporcjonalna do w . Stopień bezpieczeństwa przeciw przesunięciu lub wywróceniu mostu, jakkolwiek byłby jego ustrój, jest więc proporcjonalny do

$$\frac{p + g}{w} = c + \frac{g}{w}$$

Zatem im silniejszy wiatr, tym większe niebezpieczeństwo przesunięcia lub wywrócenia mostu obciążonego pociągiem. Wystarczy więc zapewnić stałość mostu przy najsilniejszym wietrze, przy jakim jeszcze wozy kursują, t. j. ok. 150 kg/m^2 . Oczywiście most nieobciążony musi stawić czoło najsilniejszym możliwym wichrom. Tak ujmują sprawę przepisy wielu państw. Żądają one zapewnienia stałości mostu dla dwóch wypadków:

1. most nieobciążony pociągiem, $w = 250 \text{ kg/m}^2$,
2. most obciążony wozami odpowiednio lekkimi, $w = 150 \text{ kg/m}^2$.

Natomiast polskie przepisy kolejowe żądają stwierdzenia stałości mostu dla trzech przypadków:

1. most nieobciążony, $p = 0$ $w = 250 \text{ kg/m}^2$
2. „ obciążony $p = 1000 \text{ kg/m}$ $w = 150$ „
3. „ „ $p = 2200$ „ $w = 250$ „

We wszystkich tych trzech przypadkach żądana jest pewność $n = 1,5$ przeciw wywróceniu, zaś $n = 1,25$ przeciw przesunięciu²⁾. Spróbujemy przepisy powyższe wytłumaczyć, zanalizować i przedyskutować na tle tego, cośmy wyżej powiedzieli, zbadamy wpływ tych przepisów na ustrój mostów o pomoście górnym i przekonamy się, że najprostsze i najczęstsze typy mostów nie są w stanie sprostać wymaganiom tych przepisów, nawet kiedy uwzględnimy ciężar toru przed i za mostem. Wobec tego proponujemy pewną zmianę w brzmieniu tych przepisów, żeby je złagodzić. Wreszcie znajdziemy kryterium dla wysokości konstrukcyjnej mostu, która gwarantowała by spełnienie przepisów istniejących lub przez nas proponowanych. W ten sposób ocalimy projektującego od przykrych niespodzianek, od potrzeby powtarzania całego projektu, jaka się łatwo może zdarzyć, gdy stateczność bada się po zaprojektowaniu i skonstruowaniu mostu.

Zbadajmy najpierw, czy ma rację bytu warunek 3, skoro go nie ma w przepisach innych państw i skoro go nie stawiamy w obliczeniu naprężeń poszczególnych części mostu³⁾. Wszak obojętne jest, czy katastrofa nastąpi wskutek złamania belki, czy przez wywrócenie. Z drugiej strony przypadek 3 jest nieprawdopodobny, skoro, jakśmy to mówili, ruch pociągów ustaje w czasie wielkich burz. Tak, ale burza może się zerwać nagle i przypadek 3 może zajść, t. j. może się na moście znaleźć pociąg lekki lub ciężki, gdy natężenie wiatru wynosi 250 kg/m^2 ⁴⁾, albo nawet więcej. Most się jeszcze nie złamie, bo naprężenie w poszczególnych częściach konstrukcji choćby było znacznie większe od dopuszczalnego, to jeszcze dalekie jest od granicy plastyczności, a tym bardziej wytrzymałości materiału, dzięki dwu-, względnie trzykrotnemu współczynnikowi bezpieczeństwa. Natomiast przeciw wywróceniu możemy żądać tylko 1,5-krotnej pewności, zatem most spełniający warunek 2

²⁾ Podręcznik Inżynierski prof. Bryły tom I, str. 774.

³⁾ por. Thullie. Rozporządzenie mostowe Ministerstwa Kol. Żel. Czasopismo Techn. 1923.

⁴⁾ por. Kunicki. W sprawie rozporządzeń mostowych Min. K. Ż. Czasopismo Techn. 1923.

może nie dawać dostatecznej gwarancji przeciw wywróceniu na wypadek pojawienia się pociągu przy wietrze 250 kg/m^2 . Dlatego nasze przepisy tej gwarancji żądają. Inna rzecz, czy potrzebna jest pewność 1,5-krotna w tak mało prawdopodobnym wypadku, skoro jest ona wymagana w wypadku 2, dużo prawdopodobniejszym. Proponujemy w wypadku 3 stosować pewność $n = 1,25$. Żądanie tej samej pewności dla wypadku 3 co dla wypadku 2 nie miałyby, przy ważności równania 1 sensu, gdyż, jak to wykazaliśmy, warunek 2 musi być spełniony, skoro nim jest warunek 3, czyli że warunek 2 jest zbyteczny.

Otóż właśnie równanie 1 nie jest spełnione w polskich przepisach. Jeżeli h oznacza wysokość wozu, s szerokość toru, to w chwili, gdy wóz zaczyna się wywracać musi być (por. rys. 1) $wh \frac{h}{2} = p \frac{s}{2}$, czyli w równ. 1,

$$c = \frac{h^2}{s} \dots \dots \dots (2)$$

Dla kolei normalnotorowej $s = 1,5 \text{ m}$, $h = 3,5 \text{ m}$, więc $c = \frac{49}{6} = 8 \frac{1}{6} = 8,16 \text{ m}$. Dla $w = 150 \text{ kg/m}^2$

otrzymamy z równ. 1 $p = 1225$, zaś dla $w = 250 \text{ kg/m}^2$, $p = 2042 \text{ kg/m}$. Czyli okragło 1200 i 2000 zamiast 1000 i 2200, jak podają przepisy. Dla $w = 150 \text{ kg/m}^2$ przepisy nasze są niepotrzebnie za ostre, zapewniają one stałość dla wypadku, który jest niemożliwy. Nie może bowiem przy takim wietrze pociąg tak lekki stać lub jechać na torze, a więc trudno przypuścić, że stoi na moście. Gdyby zaś wicher zerwał się właśnie w chwili, gdy pociąg taki przejeżdża przez most, to ani spełniony przepis pociągowi nie pomoże, ani też niespełniony przepis mostowi nie zaszkodzi: pociąg się wywróci, a przez to powierzchnia wystawiona na wiatr się zmniejszy. Natomiast dla $w = 250 \text{ kg/m}^2$ przepisy nie zapewniają stałości mostu, nie przewidują bowiem wypadku najniekorzystniejszego $p = 2042$, który jest zupełnie możliwy. Co prawda jakaś pewność istnieje i tutaj dzięki współczynnikowi bezpieczeństwa $n = 1,5$, ale pewność niejasna, nieokreślona, zmniejszona właśnie zbyt wielką wartością p . Wolelibyśmy współczynnik n mniejszy, np. $n = 1,25$, ale p mniejsze. Zmniejszenie lub zwiększenie wartości p w stosunku do wartości teoretycznej tyle znaczy, co zwiększenie lub zmniejszenie liczby n w stosunku do $n = 1,5$, wymienionej w przepisach. Autor przepisów chciał zapewne zwiększyć stopień pewności w przypadku 2, zdarzającym się często, w którym wchodzi w grę życie ludzkie, a złagodzić przypadek 3, dużo rzadszy, aby umożliwić konstrukcję najprostszych typów. Zobaczmy poniżej, że tego ostatniego celu nie osiągnął. Przed tym jednak wykażemy, że pomimo zboczenia przepisów od równania 1, warunek 2 jest niepotrzebny, gdyż obejmuje go warunek 3. Jakikolwiek byłby ustrój mostu, stopień bezpieczeństwa jest proporcjonalny,

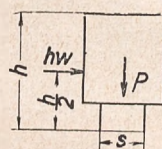
jak to już mówiliśmy, do $\frac{p+g}{w}$, więc w przypadku

2 do $\frac{1000+g}{150}$, w 3 zaś — do $\frac{2200+g}{250}$. Stąd wynika, że stałość mostu w przypadku 2 jest większa,

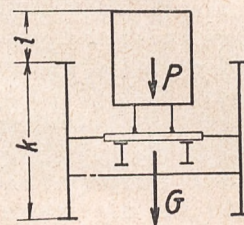
niż w przypadku 3, o ile $\frac{1000+g}{150} > \frac{2200+g}{250}$,

czyli gdy $g > 800 \text{ kg/m}$. Ostatnia nierówność zachodzi zawsze, więc niebezpieczniejszy jest 3 przypadek, drugi zaś jest zbyteczny.

Natomiast o przypadkach 1 i 3 nie można powiedzieć ogólnie, że jeden z nich jest zbyteczny. Weźmy np. pod uwagę most blaszany (rys. 2) o po-



Rys. 1.



Rys. 2.

moście wgłębionym; k oznacza wysokość konstrukcji, t wysokość pociągu, wystająca ponad konstrukcję mostu. Stałość na przesunięcie w przypadku 1:

$$u_1 = \frac{fg}{wk}$$

w przypadku 3 zaś

$$u_3 = \frac{f}{w} \cdot \frac{g+p}{k+t}$$

zatem

$$u_1 < u_3, \text{ jeżeli } \frac{g}{k} < \frac{g+p}{k+t}, \text{ czyli gdy } \frac{t}{k} < \frac{p}{g} \quad (3)$$

Oczywiście, jeżeli t jest dostatecznie małe, nierówność powyższa jest spełniona i miarodajnym na przesunięcie jest przypadek 1. Stałość (stopień pewności) na wywrócenie w obu przypadkach będzie odpowiednio

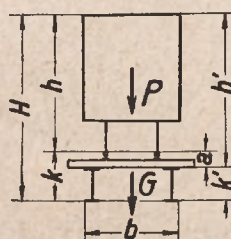
$$u_1 = \frac{bg}{wk^2} \text{ i } u_3 = \frac{b}{w} \cdot \frac{g+p}{(k+t)^2}$$

Zatem

$$u_1 < u_3, \text{ jeżeli } \frac{g}{k^2} < \frac{g+p}{(k+t)^2} \quad (4)$$

czyli gdy

$$\frac{t}{k} < \sqrt{1 + \frac{p}{g}} - 1.$$



Rys. 3.

Jeżeli nierówność ta jest spełniona, niebezpieczniejszym z uwagi na wywrócenie jest most nieobciążony. Zależnie więc od mniejszej lub większej wartości t miarodajnym dla stałości mostu jest 1 lub 3 przypadek.

Najprostszym i najczęstszym typem mostu kolejowego jest ten, w którym progi spoczywają wprost na belkach głównych, rys. 3. Zajmiemy się nim szczegółowo. Tutaj $t = h$. Podstawmy to w nierówność (4), a otrzymamy:

$$\frac{g}{g+p} < \left(\frac{k}{k+t} \right)^2, \text{ czyli } g < \frac{p}{\frac{h}{k} \left(2 + \frac{h}{k} \right)}.$$

Nierówność ta nigdy nie zachodzi, bo nawet dla $k = 3,5$ m wynika $g < 733$ kg/m, co jest niemożliwe. Więc niebezpieczniejszy na wywrócenie jest most obciążony. Tak samo na przesunięcie. Z nierówności bowiem 3 po podstawieniu h za t wynika $g < p \frac{k}{h}$, czyli dla $k = 1$ m, $g < 629$ kg/m,

co jest niemożliwe, większe zaś wysokości konstrukcyjne na podporze są, jak zobaczymy, niebezpieczne na wywrócenie. Z pośród wszystkich trzech przypadków, wymienionych w przepisach, miarodajnym więc dla omawianego typu mostu jest przypadek 3. Inne przypadki można pominąć. To też z warunku 3 wyprowadzimy kryterium na największą dopuszczalną wysokość belki na podporze. Moment stałości mostu obciążonego $M_s = \frac{b}{2} (p + g)$.

$$\text{Moment wywracający } M_w = \frac{w}{2} H^2.$$

Przepisy żądają

$$\frac{M_s}{M_w} > n, \text{ czyli } H^2 < \frac{b}{n w} (p + g) \quad . \quad . \quad (a)$$

Ale

$$H = k + h = k' + h' = h' \left(1 + \frac{k'}{h'} \right).$$

Wysokość belki $k' = k - a$, wysokość progów z szyną $a = 0,35$ m, więc $h' = h + a = 3,5 + 0,35 = 3,85$ m. W naszym typie mostu $\frac{k}{h'}$ jest małe, więc

$$H^2 = h'^2 \left(1 + 2 \frac{k'}{h'} \right) = h' (h' + 2 k') \quad . \quad . \quad . \quad (b)$$

Z a i b wynika

$$k' < \frac{b}{h'} \cdot \frac{p + g}{2 n w} - \frac{h'}{2} \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

Teoretyczny odstęp belek wynosi zwykle 1,80 m. Jeżeli do tego dodamy szerokość stopki, to jako szerokość oparcia mostu na łożyskach otrzymamy okrągło $b = 2,0$ m. Ciężar mostu możemy w przybliżeniu wyrazić wzorem, który jest ważny dla $L < 10$ m:

$$g = 880 + 54 L, \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

gdzie L — rozpiętość mostu w metrach, g — w kilogramach na metr bieżący⁵⁾.

Dla $L = 0 \quad 5 \quad 10$ m otrzymamy stąd
 $g = 880, 1150, 1420$ kg/m.

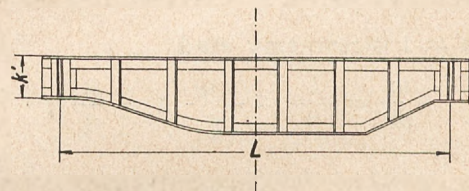
Podstawmy w (5) $p=2200$, $n=1,5$, to otrzymamy:

$$\begin{array}{lll} \text{dla } L = 0 & 5 & 10 \text{ m} \\ k' < 0,21 & 0,40 & 0,58 \text{ m.} \end{array}$$

Obie ostatnie wartości są mniejsze od $L/10$, a tym bardziej od $L/8$, mniejszych zaś wysokości nie możemy stosować z uwagi na konieczną sztywność.

Podstawmy w (5) $k' = L/8$, $g = 880 + 54L$, to otrzymamy $L = 2,4$ m jako graniczną rozpiętość, powyżej której wysokość belki $k' = L/8$ jest już niedopuszczalna z uwagi na 3 warunek przepisów i należałoby stosować pas dolny wieloboczny lub zakrzywiony, albo też most zakotwić na łożyskach i przyczółkach. Ponieważ dla rozpiętości poniżej 2,4 m względy wytrzymałościowe i konstrukcyjne wymagają większej wysokości belki, niż $L/8$, to w ogóle nie można u nas stosować belek o pasach równoległych bez zakotwienia.

Zakrzywienie pasów i zakotwienie łożysk stanowią komplikacje, a właśnie największą zaletą mostów omawianych jest prostota, z którą wiąże się taniać. Zakrzywienie pasa dolnego (rys. 4) jest możliwe tylko w belkach blaszanych, lub kratowych. W belce blaszanej należy w tym celu okroić ściankę, którą się otrzymuje z blachy prostokątnej, a więc traci się na materiale i robociźnie. Belki o pasach zakrzywionych mogą być korzystne dla większych rozpiętości, gdzie wymienione straty wynagradza zysk na wadze mostu i gdzie ścianka



Rys. 4.

składa się z kilku blach różniących się wysokością. Wysokość na podporze belki zakrzywionej wyniknie z nierówności (5) i musi być niezbyt mała z uwagi na siły poprzeczne. 58 cm dla belki 10-metrowej może być za mało. Dźwigary walcowane, które dla małych rozpiętości zaleca np. Geusen⁶⁾ muszą być zakotwione.

Zakotwienie małych mostów w łożyskach i przyczółkach stosuje się rzadko, np. w belkach ciągłych, gdzie mogą wystąpić reakcje ujemne. Przeciw przesunięciu bocznemu most jest zawsze zabezpieczony i to niezależnie od wyniku badania stateczności, lecz z uwagi na wstrząsy dynamiczne. Łożyska są wrabane w przyczółek i posiadają boczne występy, obejmujące stopkę belki i unieruchamiające ją w kierunku poprzecznym do osi mostu w płaszczyźnie poziomej. Niewątpliwie było by wskazane, żeby i pionowe ruchy od wstrząśnięć dynamicznych były uniemożliwione przez odpowiednie kotwy, zwłaszcza w mostach lekkich. Ale to nie ma nic wspólnego ze statecznością mostu i nie usprawiedliwia przepisów o stateczności. Także warunek 2 jest za ostry. Podstawmy w (5)

$w = 150$, $p = 1000$, to dla $L = 5, 10$ m

$$\text{otrzymamy } k' < 55, 86 \text{ cm,}$$

a więc znowu mniej niż $L/8$. Więc oba ostatnie warunki przepisów 2 i 3 nie dadzą się pogodzić z praktyką konstrukcyjną, są nierealne. Oczywiście, tym bardziej nierealne było by żądanie stałości dla $w = 2042$, $n = 1,5$. Już dostateczną pewność daje w tych warunkach $n = 1,25$. Natomiast można żą-

⁵⁾ Melan. Der Brückenbau II Bd. 2. H. Wien.
 Bleich. Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, Berlin 1924.

⁶⁾ Geusen. Eisenkonstruktionen, 1925.

dać $n = 1,5$ dla $w = 150$, $p = 1225$. Podstawiając te liczby w (5) otrzymamy

$$\begin{aligned} \text{dla } L &= 5, & 10 \text{ m} \\ k' &< 82, & 113 \text{ cm}, \end{aligned}$$

co jest już możliwe. Zastanowimy się teraz, jak silny musi być wiatr, żeby przewrócić pociąg, spełniający warunki przez nas proponowane. Innymi słowy, przy jakim ciśnieniu współczynnik bezpieczeństwa spada do jedności, jeżeli dla w i $p = cw$ współczynnik ten wynosi n . W tym celu weźmy pod uwagę stopień pewności $u = M_s : M_w$ i podzielmy go przez współczynnik bezpieczeństwa n , to iloraz ten, $u : n$, powinien być równy jedności, albo większy, bez względu na to, którą parę wartości n i w chcemy spełnić. Więc:

$$\frac{b(g+p)}{nwH^2} = \frac{b}{nH^2} \left(\frac{g}{w} + c \right) = 1,$$

albo

$$\frac{1}{n} \left(\frac{g}{w} + c \right) = \frac{1}{n'} \left(\frac{g}{w'} + c \right).$$

Dla $n' = 1$ otrzymamy stąd

$$\frac{w}{w'} = \frac{1}{n} - \frac{cw}{g} \left(1 - \frac{1}{n} \right),$$

czyli

$$w' = \frac{w}{\frac{1}{n} - \frac{p}{g} \left(1 - \frac{1}{n} \right)}. \quad (7)$$

Podstawiając w to raz wartości 3 przypadku: $w = 250$, $p = 2042$, $n = 1,25$, drugi raz 2 przypadku: 150 , 1225 , $1,5$, otrzymamy

dla	$L = 0$	5	10 m
w przypadku 2	$w' = 744$	482	396 km/m ²
„	3 $w' = 745$	563	488 „

a więc wartości zgoła nieprawdopodobne. Wprawdzie ze wzrostem rozpiętości maleje krytyczne ciśnienie wiatru w , zwłaszcza dla $w = 150$, ale to się właśnie dobrze zgadza z tym, że i zaobserwowane największe ciśnienia maleją ze wzrostem powierzchni wystawionej na wiatr, a więc i ze wzrostem rozpiętości mostu. Stopień pewności, mierzony stosunkiem ciśnienia krytycznego do ciśnienia rzeczywistego, największego jakie może działać na całą konstrukcję, nie będzie tedy mała ze wzrostem L , tak jak w' , lecz wolniej, albo wcale. Fakt, że natężenie wiatru zmienia się od miejsca do miejsca i z minuty na minutę, jest niebezpieczny dla poszczególnych części mostu, ale dla stałości całego mostu niebezpieczniejszy jest wiatr jednostajny, a miarodajne jest natężenie średnie z całej powierzchni i z okresu czasu trwającego bodaj sekundę, a wogóle tym większego, im większy most. Możemy więc śmiało polegać na warunku 2 $w = 150$, $p = 1225$, $n = 1,5$.

Przepisy określają wysokość pociągu na $h = 3,5$ m. W rzeczywistości może ona być mniejsza lub większa aż do wysokości skrajnej 4,8 m. Zbadajmy zależność stopnia pewności od h . Wynosi on

$$u = \frac{M_s}{M_w} = \frac{b}{w} \cdot \frac{g+p}{(k+h)^2}.$$

Podstawmy w to

$$p = wc = \frac{w}{s} h^2 \text{ (równ. 1 i 2),}$$

to

$$u = \frac{b}{s} \frac{\frac{gs}{w} + h^2}{(k+h)^2} \quad (8)$$

Dla $h = 0$ jest $u = \frac{bg}{wk^2}$, dla $h = \infty$, $u = \frac{b}{s}$;

u osiągnie minimum, gdy $\frac{du}{dh} = 0$. Różniczkując (8) względem h , otrzymamy h niebezpieczne, mianowicie $h_n = \frac{gs}{wk}$.

Wstawmy to w (8), otrzymamy $u_{\min} = \frac{b}{s + \frac{k^2 w}{g}}$

Podstawmy $s = 1,5$ m, $w = 250$, $k = 0,1 L + 0,35$ m, $b = 2$ m, to dla $L = 10$ m, otrzymamy $u_{\min} = 1,1$, $h_n = 6,32$ m. Powyżej i poniżej $h = h_n$, stałość mostu się zwiększa.

Dla

	$h = 8$	5	4	3,5 m
jest	$u = 1,105$	1,1	1,14	1,18,

a zatem u mało się zmienia, gdy h rośnie lub maleje w pobliżu $h = h_n$.

Dla

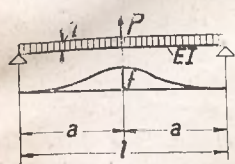
$L = 5$ m, $u_{\min} = 1,21$, $h_n = 8,1$ m, zaś dla $w = 150$ i dla

	$L = 5$,	10 m,
jest	$h_n = 13,5$	10,5 m,
a	$u_{\min} = 1,25$	1,18 m.

Możemy więc być spokojni, nawet gdyby wysokość pociągu wzrosła do tak fantastycznych rozmiarów, most wciąż jeszcze nie wywróci się i katastrofa nie grozi, o ile tylko pociąg sam ma dostateczną stałość.

Upewniwszy się co do skutków zmienności h , która mogła nam się wydawać źródłem niepewności, zbadamy teraz czynnik, który właśnie zwiększa pewność. Jest nim ciągłość toru, który przebiega po moście i na trasie w sposób nieprzerwany. Szyny opasują most i przypinają go niejako do przyczółków. Aby się most wywrócił, muszą się szyny wraz z podkładami progami poza przyczółkami oderwać od podłoża i podnieść, czemu stawiają opór taki, jakiego potrzeba, aby podnieść tor w dowolnym miejscu na linii. Źródło tego oporu, skoro pominiemy tarcie progów o żwirówkę, tkwi w sztywności szyn i w ciężarze toru zwiększonego niejednokrotnie pewną masą żwiru, która odrywa się od żwirówki, trzymając się raczej bocznych ścian progów. Pominiemy i ten żwir i rozpatrzmy ważką belkę sprężystą nieskończenie długą, opartą swobodnie na ciągłym podłożu, obojętne zresztą, sztywnym czy sprężystym. Na belkę tę niech działa w pewnym miejscu siła skupiona skierowana ku górze, rosnąca od zera aż do wartości P ; wskutek

tego belka się oddzieli od podstawy na długości $l = 2a$, przyjmując na tej długości kształt zakrzywiony, czyli linię ugięcia o największej rzędnej f w punkcie zaczepienia siły P . Od tego punktu na obie strony rzędna maleje aż do zera, przechodząc w sposób ciągły w poziom podłoża. W punktach zetknięcia się belki z terenem krzywizna znika, więc moment gnący jest zero. W punktach tych możemy więc z naszego nieskończonego długiego pręta wykroić belkę o rozpiętości l , obciążoną na całej długości ciężarem jednostajnie rozłożonym q i w środku rozpiętości siłą skut-



Rys. 5.

pioną P , skierowaną z dołu do góry (rys. 5). Niech E oznacza moduł Younga, I moment bezwładności przekroju belki, to strzałka ugięcia f wyrazi się wzorem:

$$EI f = \frac{Pl^3}{48} - \frac{5}{384} \cdot q l^4 \quad (9)$$

Ponieważ styczna podporowa jest pozioma, więc dla $x = 0$ jest

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{1}{16} Pl^2 - \frac{1}{24} ql^3 = 0.$$

Stąd

$$P = \frac{2}{3} ql \quad (10)$$

Podstawmy to w (9), to otrzymamy

$$l = 5,82 \sqrt[4]{\frac{EI f}{q}} \quad (11)$$

Niech f wynosi 2 cm.

Dla P. K. P. na liniach głównych możemy przyjąć wraz z prof. Huberem⁷⁾ moment bezwładności jednej szyny $I = 1600 \text{ cm}^4$; ciężar połowy toru $q = 100 \text{ kg/m} = 1 \text{ kg/cm}$, zaś moduł $E = 2 \cdot 10^{10} \text{ kg/cm}^2$ (uwzględniając w ten sposób zmniejszenie sztywności na stykach szyn), więc $E I f : q = 2 \cdot 10^{10} \cdot 1600 \cdot 2 : 1 = 64 \cdot 10^8$

$$l = 5,82 \cdot 100 \cdot \sqrt[4]{64} = 1650 \text{ cm},$$

$$\text{zaś } P = \frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 1650 = 1100 \text{ kg na jedną szynę.}$$

Dla $f = 10 \text{ cm}$ otrzymuje się $P = 1640 \text{ kg}$ na jedną szynę, czyli przeszło 3 tonny na tor. Uważając tak wielkie podniesienie toru wraz z mostem za katastrofę, co najmniej wykołowanie się pociągu, możemy przecież na dwa centymetry przystać. Most, który się już wywraca, dozna w tym wypadku zahamowania siłą ponad 2 tonny. Dla małego mostu może to wystarczyć do przywrócenia zwichniętej równowagi, a tor uszkodzony da się łatwo naprawić. Zdarzyć się to może raz na kilkadziesiąt lat, nie opłaca się więc dla zaoszczędzenia kosztów naprawy toru, tak rzadkiej, nakładać na wszystkie mosty haracz w formie zakotwienia lub zakrzywienia pasów kło-

potliwego i kosztownego. Mamy zresztą współczynnik bezpieczeństwa, który ewentualność uciekania się mostu do tej rezerwy stałości czyni wręcz teoretyczną. Możemy więc do ciężaru mostu dodać te dwie tonny, czyli na długość przęsła L (w metrach) dodać $2000/L \text{ kg/m}$. Dla mostu wg rys. 3 zamiast (6) będzie więc

$$g = 880 + 54L + \frac{2000}{L}$$

Dla $w = 250$, $p = 2042$, $n = 1,25$, otrzymamy według (5).

$$\text{dla } L = 0 \quad 5 \quad 10 \text{ m}$$

$$k' < \infty \quad 107 \quad 121 \text{ cm}$$

zaś według (7)

$$w' = 312 \quad 465 \quad 456 \text{ kg/m}^2$$

a więc dopiero dla 10 m i powyżej będziemy musieli kotwić lub pas dolny zakrzywiać, o ile zechcemy

belce nadać wysokość $\frac{L}{8}$. Natomiast dla $p =$

$$2200, n = 1,5$$

i dla

$$L = 0, \quad 5, \quad 10 \text{ m}$$

musi być wg (5)

$$k' < \infty, \quad 47, \quad 72 \text{ cm.}$$

Więc prócz rozpiętości całkiem drobnych, już dla $L = 5 \text{ m}$ nie da się wg brzmienia polskich przepisów, nawet przy uwzględnieniu dodatkowego ciężaru 2 tonn, zastosować wysokości belki $k' = L/10$, a tym mniej $L/8$. Dając belce 5-metrowej wysokość 107 cm otrzymamy wg (7) ciśnienie krytyczne $w' = 465$, zaś dając belce 10-metrowej wysokość 121 cm otrzymamy $w' = 456 \text{ kg/m}^2$. Dopiero więc przy takich ciśnieniach wiatru most będzie narażony na podniesienie 2 cm.

Przy ustawianiu równań (10) i (11) zaniedbaliśmy wpływ sił osiowych. Aby oderwać się od ziemi i przyjąć postać zakrzywioną, pręt musi się wydłużyć, gdyż linia krzywa jest dłuższa od prostej. Wydłużenie to rozłoży się nie tylko na część zakrzywioną, ale udzieli się ono i częściom prostym. Wydłużenie jednostkowe, a więc i naprężenie rozciągające, prawie stałe na długości zakrzywionej, będzie na częściach prostych (dzięki sprężystemu oporowi podłoża) malało asymptotycznie do zera⁷⁾. Dzięki temu, jak również z powodu bardzo małych strzałek f , jakie braliśmy pod uwagę, siła rozciągająca jest nie wielka. Tym więcej, że na stykach śruby nie wypełniają szczelnie dziur w łóbkach i ściankach szyn. (To ostatnie nie dotyczy szyn spawanych). Wreszcie wpływ rozciągania jest korzystny, gdyż zwiększa siłę P . Przy bardzo wielkich strzałkach f , a więc już w czasie katastrofy, siła P wskutek rozciągania rośnie bardzo i może znacznie złagodzić skutki tej katastrofy. Tym śmielej możemy korzystać z równań (10) i (11).

Wreszcie jeszcze jeden czynnik, który uniemożliwia katastrofę lub łagodzi jej skutki — to lokomotywa. Jeżeli lokomotywa jest na moście, to swoim ciężarem powiększa jego stałość. Jeżeli jest już za mostem, to w każdym razie między nią a mostem musi na torze toczyć się nieprzerwany łańcuch wozów, który obciąża tor, a tym samym zwiększa wartość P z równania (10).

⁷⁾ Prof. Dr M. T. Huber. W sprawie niestateczności długiego prostego toru kolejowego o szynach spawanych pod wpływem ogrzania. Czasopismo Techniczne 1937.

Streszczenie.

Wykazaliśmy że:

a) Przypadek 2 przepisów o stateczności mostu ($w = 150$, $p = 1000$) jest zbyt liczny wobec przypadku 3, który go już obejmuje.

b) Przypadek 3 ($w = 250$, $p = 2200$), mimo, że nie daje jakiegś określonej pewności na wypadek $w = 250 \text{ kg/m}^2$, uniemożliwia zupełnie stosowanie belek równoległych bez zakotwienia, nawet gdy uwzględnimy opasanie mostu przez szyny.

c) Także 2 przypadek jest za ostry i nie uzasadniony.

Wobec tego proponujemy albo odrzucić 3 przypadek, a 2 złagodzić przez przyjęcie $p = 1225$ zamiast 1000, albo też obok tak zmienionego przypad-

ku 2 (lub też z pominięciem go) zostawić przypadek 3, zmieniając go na $w = 250$, $p = 2042$, $n = 1,25$ i dodając do ciężaru mostu pewien ciężar, zależny od sztywności i wagi toru. W tekście przepisów nie potrzeba wymieniać tej czy innej wartości p , bo to zależy także od szerokości toru; wystarczy powiedzieć: „Ciężar wozów należy przyjmować taki, przy którym wozy z powodu wiatru już się wywracają”. Wykazaliśmy, że tak sformułowane przepisy zapewniają dostateczną stałość mostu, a mimo to nie utrudniają stosowania racjonalnych typów konstrukcji i, oczywiście, dadzą się zastosować do kolei wąskotorowych. Znalezione przez nas kryterium (5) podaje dopuszczalną wysokość belki na podporze w zależności od takich czy innych przepisów.

AURELIUSZ CHRÓŚCIELEWSKI

Budowa mostu na Wiśle w przeciągu pięciu miesięcy

W grudniu r. 1915 władze okupacyjne niemieckie, wskutek zniszczenia na Wiśle pod Płockiem, przez ustępujące wojska rosyjskie, pontonowego mostu zwodzonego, przystąpiły do budowy na tym samym miejscu mostu stałego z jezdnią górną.

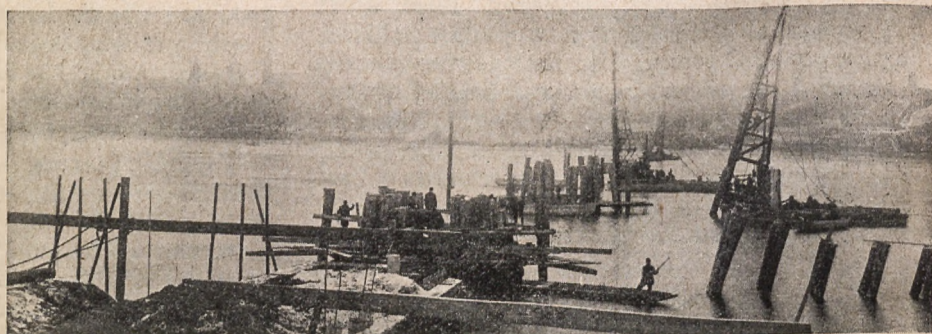
możliwe jest ułożenie przejścia dla pieszych w płaszczyźnie pasa dolnego. Filary drewniane wybudowano każdy z dwudziestu kilku pali, z których środkowe są pionowe, a zewnętrzne, aby filar uczynić bardziej statecznym — pochyłe. Na palach ułożono oczepty oraz stężono je podłużnymi i poprzecz-



Rys. 1 Stan robót 20 grudnia 1915 r.

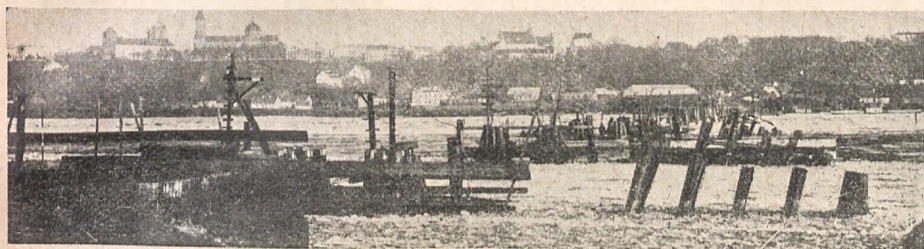
Przyczółki pozostały dawne, filary zbudowano z drewna, przesła — ze stali, pomost jezdni i chodników oraz barierę — z drewna. Dźwigiary kratowe stanowią belki ciągłe wieloprzęsłowe. W dwóch otworach, na wspornikach sąsiednich przęseł kratowych, zawieszono przesła o dźwigarach blachowych niskich. Tym sposobem stworzono miejsce dogodne do przepływu pod mostem statków. Pasy górne i dolne wykonano z belek korytkowych, krzyżulce z iowników, a słupy i wieszaki z małych korytek, połączonych przewiązkami. Tężniki poprzeczne i podłużne wykonano z kątowników, przy czym konstrukcja ich jest taka, że

nymi ryglami i poprzecznymi krzyżami. Na oczepach ułożono warstwę szyn kolejowych, a na nich, w okresie przetaczania, ustawiano wałki, a następnie, w okresie stałej pracy — łożyska mostowe. W końcu budowy filary okryto szalówką drewnianą.



Rys. 2. Stan robót w początku stycznia 1916 r.

Na rys. 1 pokazano stan robót 20 grudnia 1915 roku. Wbijanie pali pod filary i izbice, oraz całą



Rys. 3. Stan robót 10 stycznia 1916 r.

filaru. Widoczne jest również wbijanie pali pochyłych. Po drugiej stronie rzeki, t. j. na prawym brzegu, widoczne są z daleka roboty analogiczne. Pale filaru pierwszego są zaciągane w celu połączenia ich z oczepami.

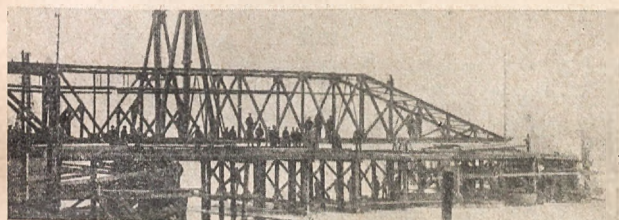
Na rys. 3 przedstawiono stan robót w dniu 10 stycznia 1916 roku. Widzimy na nim zakończone już wbijanie pali pod wszystkie podpory.

Teraz nastąpił okres montażu przęseł. Osobne zespoły zostały już uprzednio przywiezione statkami, na oba brzegi rzeki, w odpowiedniej ilości i wyładowane, za pomocą żorawi drewnianych, o konstrukcji zbliżonej do żorawi i *Roth-Waagner'a*. Zespoły ułożono na rampach drewnianych. Następnie, w otworach pomiędzy przyczółkami, a pierwszymi filarami na obu brzegach, zostały pobudowane rusztowania drewniane, na których zmontowano pod drewnianymi żorawiami bramiastymi awanbeki, które połączone z przęsłami pierwszymi zmontowanymi na brzegu. Łączenie osobnych zespołów pomiędzy sobą w celu otrzymania przęsła, skuteczniało się na śruby. Zespoły zaś, składające się z osobnych stalowych elementów, przywieziono już odpowiednio ponitowane.

Przetaczanie podłużne przęseł odbywało się za pomocą wałków, odpowiednio ustawionych na przyczółkach i na filarach. Pod pasami dolnymi umocowano specjalne kształtowniki, stanowiące tor dla wałków. Pas dolny awanbeków był tak skonstruowany, że już toru osobnego nie potrzebował, gdyż sam był jednocześnie torem. Dzioby awanbeków były, jak to się praktykuje zazwyczaj, zadarte do góry.

Na rys. 4 pokazano stan robót w dniu 6 lutego 1916 roku. Widzimy tu koniec zmontowanego przęsła na brzegu oraz awanbek zmontowany pod żorawiem bramiastym, drewnianym na rusztowaniu. Widzimy tor pod przęsłem oraz, w równym z nim poziomie, spód pasa dolnego awanbeku. Moment ten odpowiada początkowi przetaczania, które zaraz nastąpi. Od ukończenia zatem filarów drewnianych, do początku przetaczania przęseł, upłynęło dni 18.

Siłę poziomą, potrzebną do przetaczania podłużnego, otrzymywano za pomocą nawijania lin stalowych na bębny dźwigarek, ustawionych i zakotwionych w pewnej odległości od brzegu na przyczółkach. Linki, przerzucone przez wielokrażki, przy-



Rys. 4. Stan robót 6 lutego 1916 r.



Rys. 5. Uchwycenie linami stalowymi części przesuwanych.

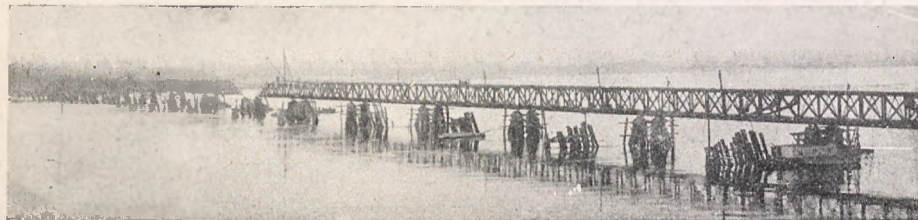
następną robotę, prowadzono jednocześnie od obu brzegów ku środkowi rzeki.

Na rys. 2 widzimy stan robót w początku stycznia 1916 roku. Pod filarem i izbicą pierwszą widzimy wbite już pale. Kafarami parowymi wbija się pale drugiej izbicy oraz trzeciego i czwartego



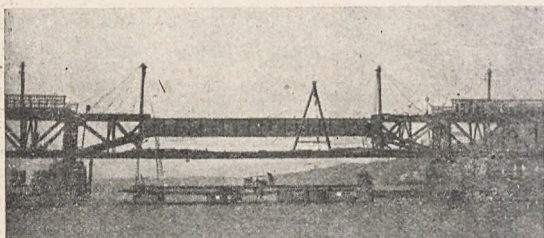
Rys. 6. Stan robót na prawym brzegu Wisły w połowie lutego 1916 r.

mocowane były do końcowych, tylnych, podporowych węzłów dolnych, zmontowanych na brzegu, podczas gdy wielokrażki przymocowano na skraju przyczółka od strony wody. Powyższe pokazano na rys. 5.



Rys. 7. Stan robót 16 marca 1916 r.

Na rys. 6 widzimy stan robót na prawym brzegu Wisły w połowie lutego. Widzimy przetoczone już dwa i pół przęsła Awanbek opiera się na 3 filarze.



Rys. 8. Wciąganie blachownicy.

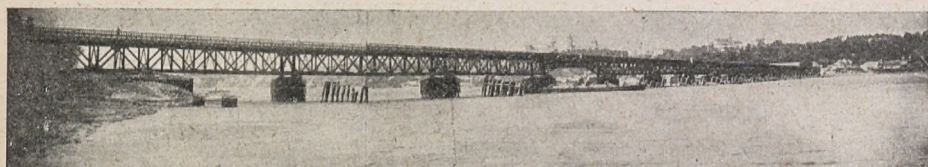


Rys. 9. Spotkanie obu części mostu nad filarem środkowym.

Na rys. 7 pokazano stan robót w dniu 16 marca 1916 roku, t. j. w 38 dni po rozpoczęciu przeta-



Rys. 10. Stan robót 10 maja 1916 r.



Rys. 11. Widok ogólny mostu.

czania. Widzimy, że końce awanbeków są już do siebie zbliżone i dla dalszego przetaczania trzeba je będzie odjąć. Widzimy, że otwory, w których znajdują się wsporniki dla przęsł zawieszonych, zabudowano, w celu dogodnego przetaczania, konstrukcją normalną, która, naturalnie, po ustawieniu przęsł na swoich właściwych miejscach, będzie odjęta. Przęsła zawieszone blachowe będą przywiezione na łodziach i wciągnięte za pomocą słupów drewnianych, ustawionych na wspornikach i zaopatrzonych u uszczytu we wciągi. Słupy-podnośniki utrzymane są w położeniu pionowym za pomocą zaczepionych u góry i roztroczonych linek stalowych. Operacja wciągania blachownicy zawieszonej pokazano na rys. 8.

Na rys. 9 pokazano moment, gdy obie połowy mostu, uzbrojone w awanbeki, prawie że się ze sobą spotykają nad filarem środkowym. Na końcu jednego z przęsł umieszczono żóraw bramiasty drewniany z wyciągnikiem i za pomocą tego żóra-



Rys. 12. Izbice i filary mostu.

wia demontuje się awanbek tej części, na której znajduje się żóraw. Awanbek opuszcza się na łodzi, które na tę chwilę podpłynęły. Po zdjęciu jednego awanbeka przetacza się część druga, ponad podporą środkową tak, aby za pomocą tego samego żórawia można było zdemontować drugi awanbek.

Następnie po odjęciu konstrukcji tymczasowej przetaczamy część drugą mostu, do połączenia się z częścią pierwszą. Zetknięcie się obu części zachodzi w środku otworu, gdyż wytrzymałość przęsła pozwala wysunąć go do połowy otworu bez awanbeku.

Z początku maja 1916 roku most już był ukończony i otwarty dla komunikacji. Stan ten przedstawiono na rys. 10.

Po otwarciu ruchu pozostały jeszcze do ukończenia różne roboty dodatkowe. Między innymi wykonano izbice oraz oszalowano filary, jak to widać na rys. 12.

Ostateczne ukończenie wszystkich robót koło mostu nastąpiło w połowie czerwca 1916 roku.

Sposób, w jaki zbudowany został tak duży most w czasie śmiertelnych zmagani wojennych, uważam za wielce ciekawy i pouczający i dlatego go opisuję.

Obecnie, jak wiadomo, Ministerstwo Komunikacji przystąpiło na Wiśle w Płocku do budowy mostu stałego, drogowo-kolejowego, wg. projektu ogólnego, wykonanego przez prof. A. Pszenickiego.

STEFAN KAUFMAN

Spawana konstrukcja stalowa gmachu Muzeum Śląskiego w Katowicach

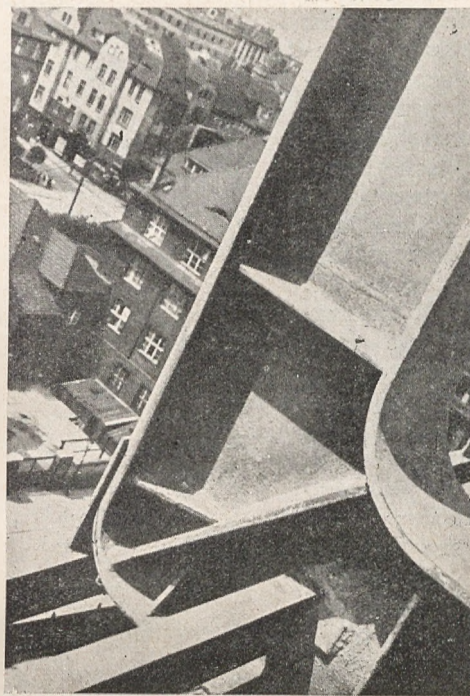
Przez podjęcie budowy gmachu Muzeum Śląskiego w Katowicach realizuje Śląski Urząd Wojewódzki jeden z największych do tej pory w Polsce gmachów o szkieletie stalowym¹⁾.

Gmach o kształcie rzutu poziomego według litery *I* zawiera trakt główny, podłużny o 7-miu kondygnacjach, w których mieszczą się właściwe hale muzealne, dwa frontowe skrzydła cztero-kondygnacyjne o przeznaczeniu reprezentacyjnym, oraz tylny trakt poprzeczny, zawierający pracownie naukowe i mieszkania. Ten ostatni wykonany jest w cegle, tak, że założenie poziome konstrukcji stalowej posiada kształt litery *T* (rys. 3)

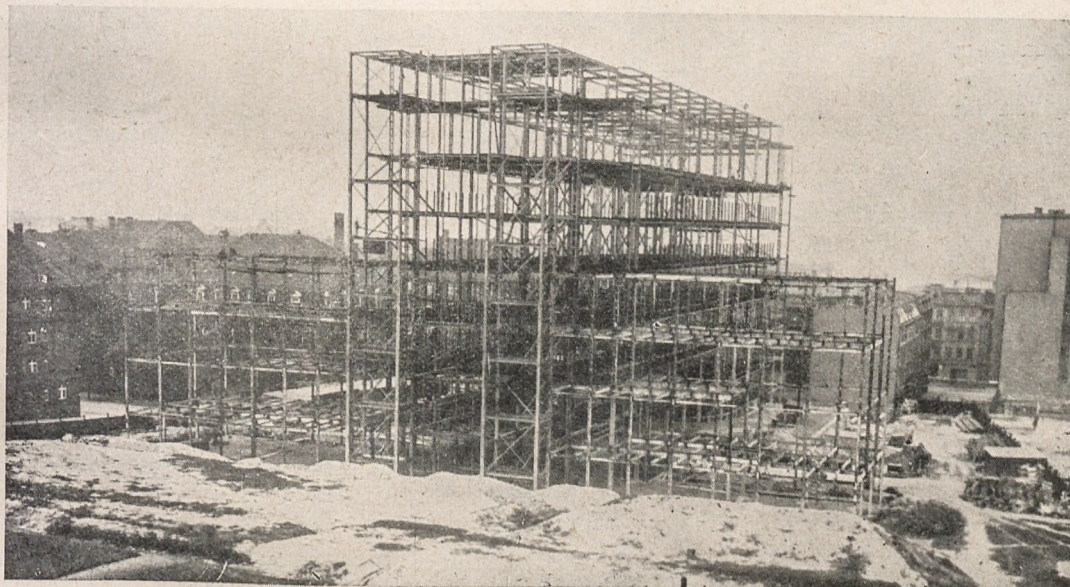
Długość traktu głównego wynosi 82,60 m, szerokość 21,25 m, wysokość w części frontowej, południowej 35,80 m; w części północnej, gdzie wskutek spadku terenu gmach posiada jeszcze 8-mą kondygnację, wysokość szkieletu wzrasta do 39,25 m (rys. 4).

Znajdujące się na każdym piętrze dwie hale muzealne, wschodnia i zachodnia, każda długości po-

¹⁾ Por. tabelę umieszczoną w referacie prof. Bryły na II Kongres Mostów i Konstrukcji Inżynierskich 1936 r., p. t. „Doświadczenia z wykonanych budowli w Polsce”, podająca wykonane w ostatnich latach większe budowle o konstrukcji stalowej.



Rys. 1. Dolne narożie konstrukcji ramowej 5-go piętra.



Rys. 2. Szkielet po ukończeniu montażu.

nad 60 m, nie posiadają wcale stałych ścian poprzecznych; przewidziano natomiast ruchome ścianki, które przesuwając można na specjalnych prowadnicach. Urządzenie to pozwala na dowolny podział traktu oraz na wyłączenie całych jego partii. W ten sposób uzyskano w efekcie dużą swobodę oraz elastyczność w podziale wnętrza muzealnych.

W budowni takiej jak muzeum wysuwają się z natury rzeczy na pierwszy plan wymagania architektoniczne. Musiały być one spełnione, mimo konieczności pokonywania nieraz dużych trudności konstrukcyjnych, o których niżej będzie mowa.

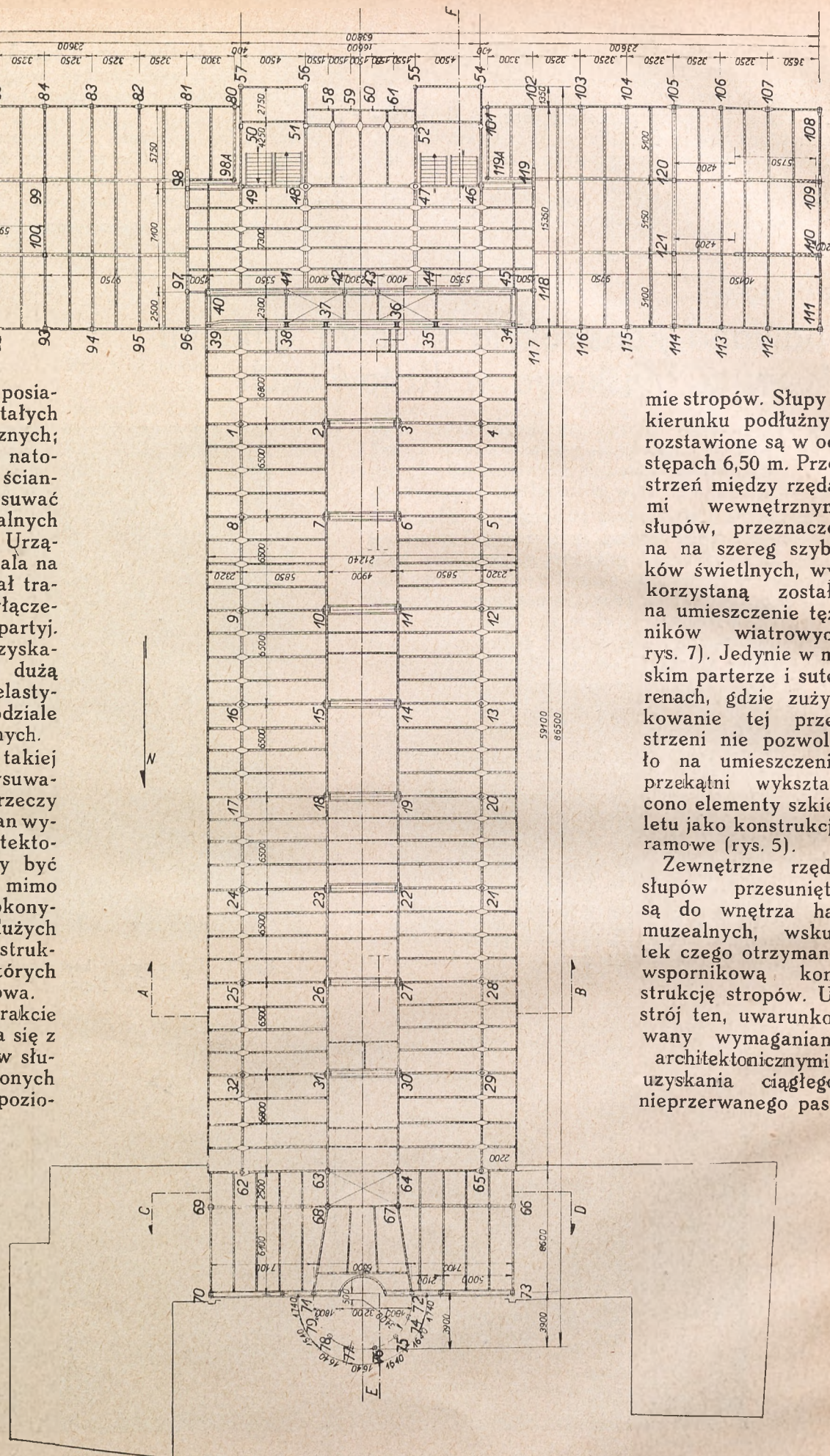
Szkielet w trakcie głównym składa się z czterech rzędów słupów, połączonych podciągami, w pozo-

mie stropów. Słupy w kierunku podłużnym rozstawione są w odstępach 6,50 m. Przestrzeń między rzędami wewnętrznymi słupów, przeznaczona na szereg szybików świetlnych, wykorzystaną została na umieszczenie teżników wiatrowych (rys. 7). Jedynie w niskim parterze i suterenach, gdzie zużytkowanie tej przestrzeni nie pozwoliło na umieszczenie przekątni wykształcono elementy szkieletu jako konstrukcję ramową (rys. 5).

Zewnętrzne rzędy słupów przesunięte są do wnętrza hal muzealnych, wskutek czego otrzymano wspornikową konstrukcję stropów. Ustrój ten, uwarunkowany wymaganiami architektonicznymi uzyskania ciągłego, nieprzerwanego pasa

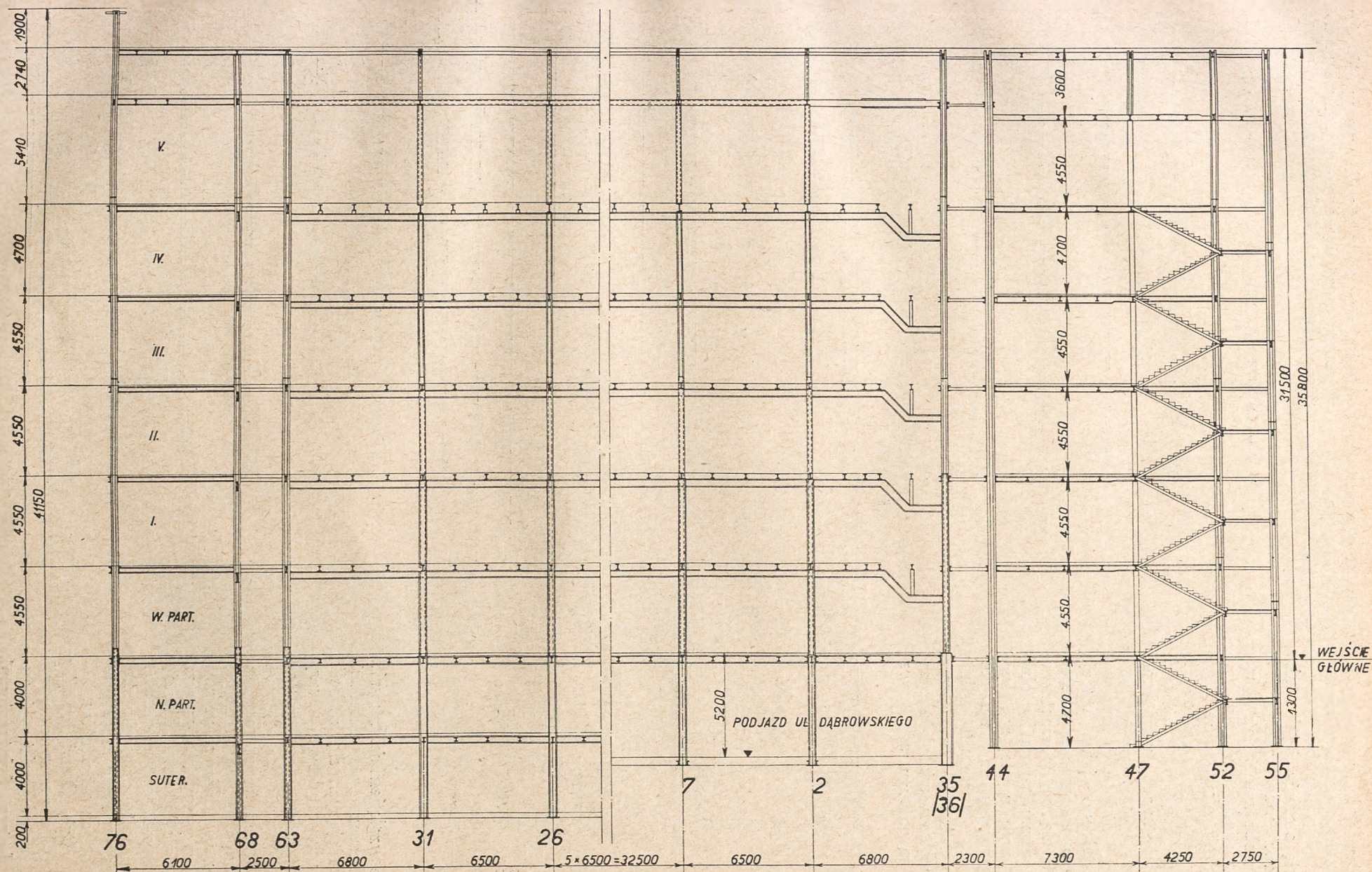
Rys. 3.

Rzut poziomy i rozstaw słupów.



Rys. 4.

PRZĘKROJ PODŁUŻNY E-F

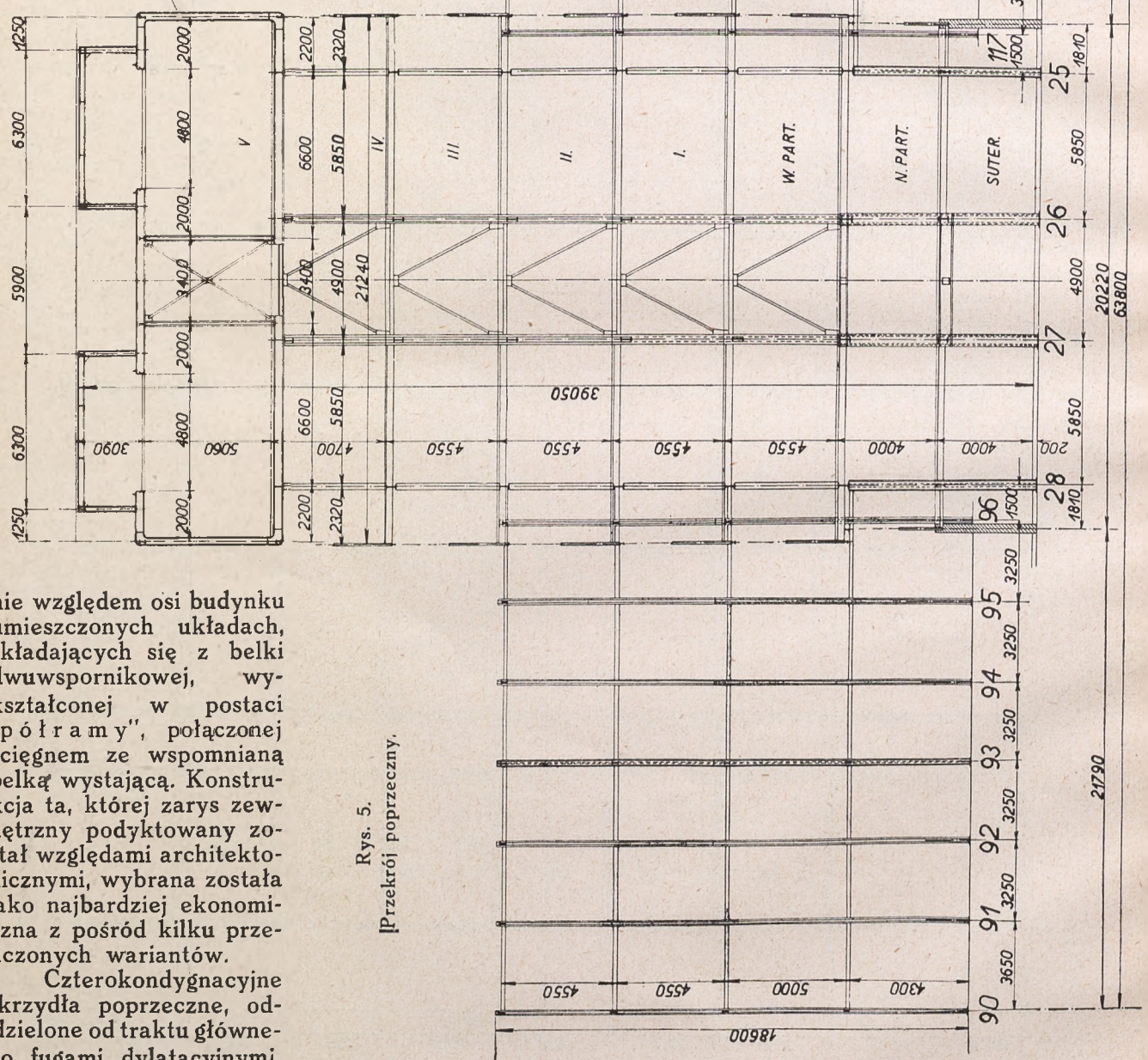


okien, daje w rezultacie znaczną oszczędność na wysokości konstrukcyjnej belek stropowych.

Najwyższa kondygnacja przeznaczona jest na galerię obrazów i jako taka zaopatrzona została w górnoboczne światło, najodpowiedniejsze dla tego rodzaju eksponatów. Jej konstrukcję, całkowicie odmienną od niższych kondygnacji, uwidoczni rys. 5, a w szczegółach rys. 1 i 8. Świetliki, wykształcone jako ustroje ramowe dwuprzegubowe, opierają się wewnętrznymi słupami na belce obustronnie wystającej, spoczywającej na dwu słupach, stężonych silnie krzyżulcami. Zewnętrzne słupy ram świetlików oparte są na dwu, symetrycz-

wykształcone są w sposób typowy. Nie było tam potrzeby stosowania w zewnętrznych rzędach słupów okrągłych i odsunięcia ich do wnętrza, elewa-

PRZĘKRÓJ A-B.



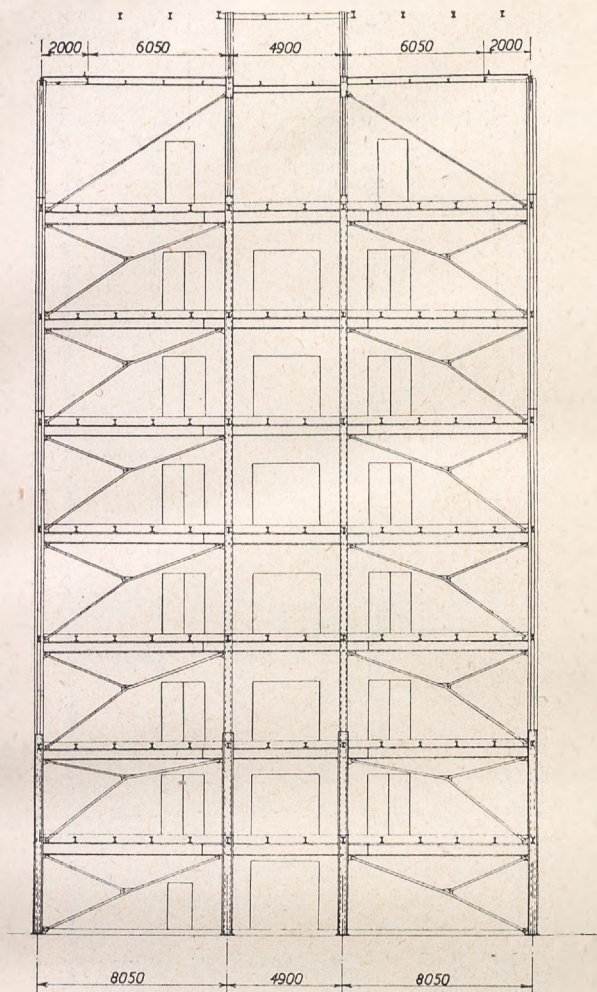
Rys. 5.
[Przekrój poprzeczny.]

nie względem osi budynku umieszczonych układach, składających się z belki dwuwspornikowej, wykształconej w postaci „półramy”, połączonej ścięgmem ze wspomnianą belką wystającą. Konstrukcja ta, której zarys zewnętrzny podyktowany został względami architektonicznymi, wybrana została jako najbardziej ekonomiczna z pośród kilku przeliczonych wariantów.

Czterokondygnacyjne skrzydła poprzeczne, oddzielone od traktu głównego fugami dylatacyjnymi,

cje te nie zawierają bowiem wcale okien. Natomiast rozstawienie słupów jest tu znacznie większe i wynosi 10,15 m, względnie 9,75 m, wskutek czego podciągi musiały otrzymać znaczną wysokość (I NP. 50).

PRZEKRÓJ C-D.



Rys. 6. Przekrój poprzeczny.

Dla słupów okrągłych w trakcie głównym wymagane były możliwie małe wymiary. Uzyskano je dzięki zastosowaniu przekrojów rurowych, wykonanych ze stali wysokowytrzymałościowej ($R_s = 6200$, $Q_s = 3800$, $k_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$). Średnica zewnętrzna 254 mm jest stała przez wszystkie kondygnacje, a grubość ścianki wzrasta od 6,5 mm w kondygnacjach wyższych do 24 mm w kondygnacjach niższych.

W niskim parterze i suterrenach, gdzie względy architektoniczne nie odgrywały już tej roli, można było zastosować słupy o przekroju złożonym, podobnym jaki posiada reszta słupów.

Styki słupów okrągłych stosowano co każdą kondygnację. Szczegół styku oraz połączenie z podciągiem i belką stropową, przedstawiono na rys. 11 i 13. Słup dolny zakończono płytą, na której oparto podciąg, o ścianie wzmocnionej w tym miejscu obustronnie przyspojonymi połówkami rur. Słup górnej kondygnacji opiera się na płycie, przyspojonej do górnej stopki podciągu. Osadzony na płycie tej pierścień posiada średnicę zewnętrzną równą śred-

nicy wewnętrznej górnej słupa. W ten sposób uzyskano dokładne ustawienie osi słupów poszczególnych kondygnacji.

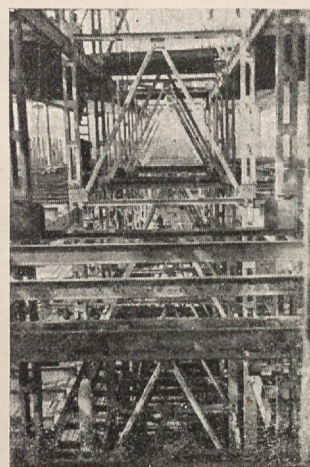
Styki słupów, złożonych z ceówek, stosowano co dwie — wyjątkowo co trzy — kondygnacje, a wykształcono je jako styki typu podłużnego (rys. 9).

Podciągi wykonane są z dwuteówek lub też wykształcone jako blachownice. Szczegóły połączeń podciągów ze słupami przedstawiono na rys. 9, 10 i 12. Tam, gdzie podciągi przechodzą w sposób ciągły przez wycięte otwory w słupach skrzynkowych, opierają się one na nakładkach, wzmocnionych przyspojonymi blachami. W słupach ażurowych podciągi opierają się na siodełkach, umocowanych osiowo wewnątrz słupa.

Na rys. 13 (przekrój E — F) widzimy szczegół połączenia wspornikowej belki stropowej z podciągiem. Dla uniknięcia wykonania na budowie spoin sufitowych przyspojono w warsztacie do każdej belki stropowej, złożonej z dwu oddzielnych części, połówkę nakładki, rozciętej w tym celu w środku, wzdłuż osi podciągu. Obie połówki nakładek połączono ze sobą na budowie spoiną stykową.

Rys. 14 przedstawia połączenie podciągu ze skrajnymi słupami traktu bocznego. Słup dolny cofnięty jest ze względów architektonicznych z lica elewacji.

Oprócz dwóch klatek schodowych w południowej części traktu głównego znajduje się u wylotu tegoż traktu, w części północnej, trzecia klatka schodowa o rzucie półkolistym, w której mieści się okrągły przewód kominowy. Jej konstrukcję przedstawia rys. 16. Rozstawione na obwodzie koła słupy posiadają przekrój, złożony z dwuceówek. Utwierdzone w słupach wsporniki, ułożone promieniowo, połączone są belkami policzkowymi, których kształt obrazuje rys. 15. Dla ich wykonania musiano sporządzić specjalny model i szablony (rys. 17 i 18). Oparta na wspornikach żelbetowa płyta biegowa związana jest na wysokości stropów z konstrukcją szkieletową traktu głównego i dzięki swej powierzchni śrubowej stęża znakomicie słupy nośne.



Rys. 7. Tężniki wiatrowe.

Całość obetonowana wzmacnia ponadto w znacznym stopniu sztywność konstrukcji.

W głównych halach muzealnych umieszczono, dla wygody zwiedzających, na końcu obejścia każdej

Technical drawing of a building's structural frame, showing a plan view and a section view.

Plan View Dimensions (mm):

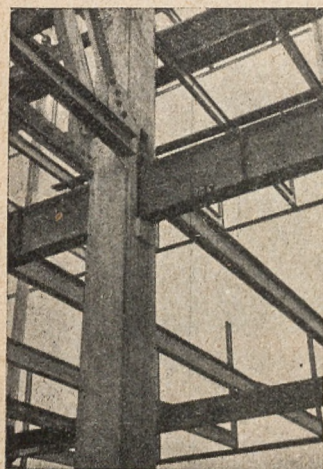
- Overall width: 5850
- Overall depth: 5850
- Room C-D width: 3000
- Room E-F width: 3000
- Corridor A-B width: 3000
- Room C-D depth: 3000
- Room E-F depth: 3000
- Corridor A-B depth: 3000

Section View Dimensions (mm):

- Room C-D height: 3000
- Room E-F height: 3000
- Corridor A-B height: 3000
- Room C-D width: 3000
- Room E-F width: 3000
- Corridor A-B width: 3000

Labels:

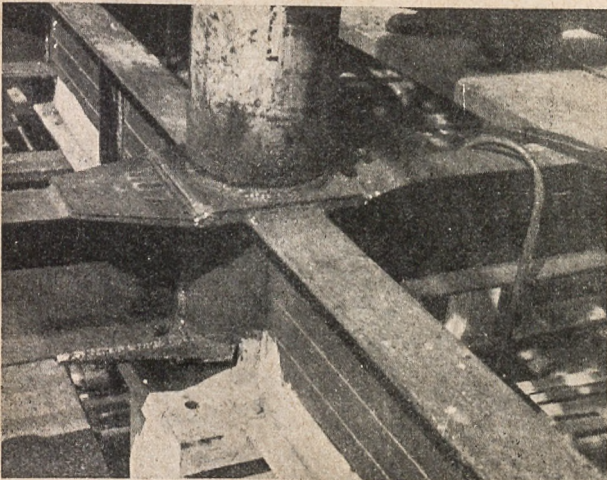
- A-B: Section view of the corridor.
- C-D: Section view of the room.
- E-F: Plan view of the room.



30

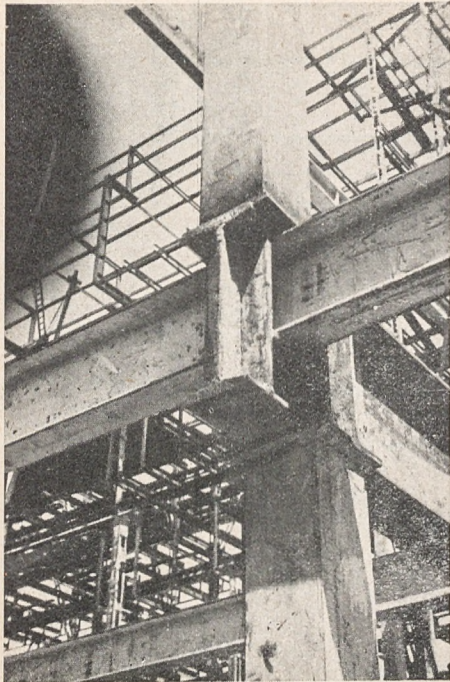
Rys. 11. Belka stropowa i styk słupa okrągłego.

Spawanie szkieletu wykonano całkowicie elektrycznie, tak w warsztacie, jak i na placu budowy. Na budowę przywożono z warsztatu gotowe elementy o ciężarze, dochodzącym do 5-ciu tonn. Spoiny wykonywano pod stałym nadzorem organów kierownictwa budowy, toteż badanie ich przy odbiorze ograniczało się na ogół do kontroli wyglądu zewnętrznego. W miejscach wątpliwych badano wewnątrz spoiny przez nawiercenie jej wiertarką elek-

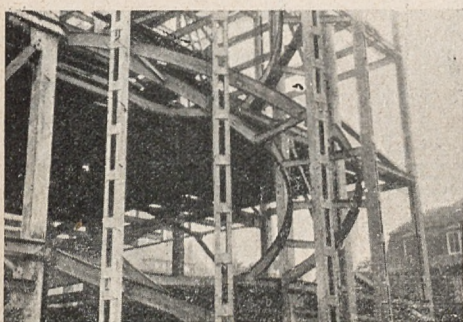


Technical drawing of a mechanical assembly, likely a shaft or axle, showing various views and dimensions. The drawing includes a side view with dimensions 254, 6, 29, 321, 65, 621, 6500, and 6520. It also shows a cross-section view labeled "PRZEBROJ A-B" and a detail view labeled "WIDOK Z GÓRY" (Top View). The drawing is oriented vertically on the page.

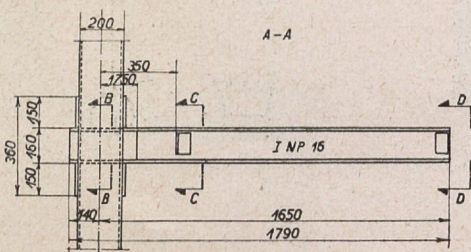
31



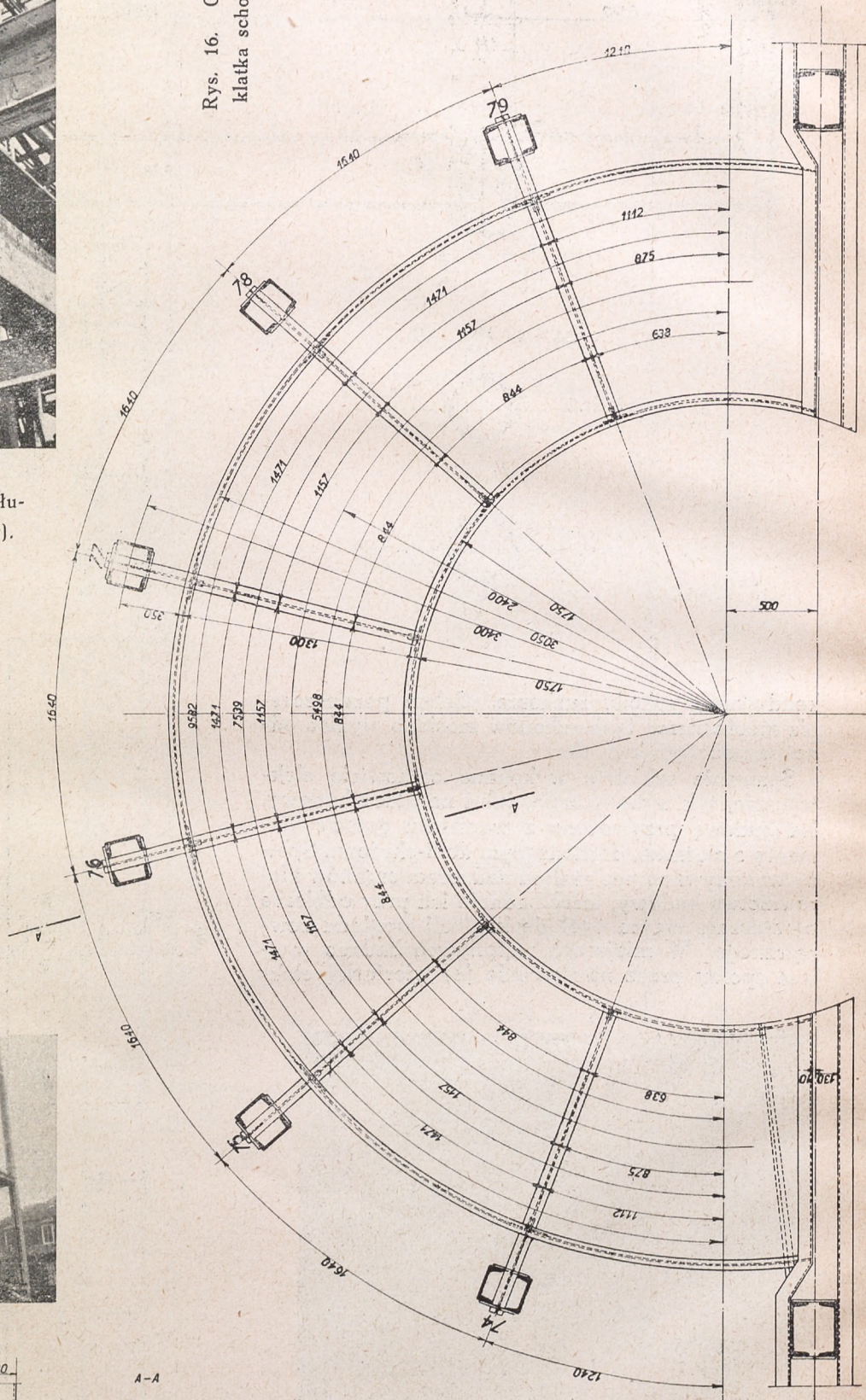
Rys. 14. Połączenie podciagu ze słupami skrajnymi (trakt poprzeczny).



Rys. 15. Okrągła klatka schodowa w czasie montażu.



Rys. 16. Okrągła klatka schodowa.



B-B.

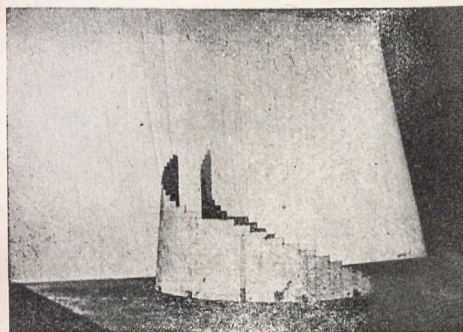
C-C.

WIDOK D-D



tryczną. Wymiary spoin sprawdzano przyrządem *Schmucklera*. Do spawania użyto elektrod huty *Baildon*.

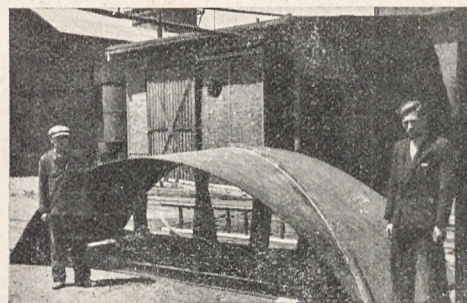
Całkowity ciężar konstrukcji wynosi 1200 tonn; daje to 15 kg na 1 m³ budynku. Cyfrę tę należy uważać za bardzo niską, dowodzi ona, że projekt został opracowany bardzo ekonomicznie, zwłaszcza



Rys. 17. Model okrągłej klatki schodowej i szablon belki policzkowej.

kg/cm², wynosiła zaledwie 34 tonn, t. j. 3% całkowitego ciężaru).

Projekt ogólny, tak architektoniczny, jak i konstrukcji stalowej, opracowany został w Wydziale Komunikacyjno - Budowlanym Śląskiego Urzędu Wojewódzkiego, któremu też poruczono kierownictwo budowy. Projekt szczegółowy konstrukcji opracowały „Zakłady Przetwórcze Wspólnoty Interesów” w Chorzowie, które wspólnie z „Hutą Pokój”



Rys. 18. Szablon belki policzkowej okrągłej klatki schodowej.

jeżeli uwzględni się konieczność rygorystycznego spełniania wymagań architektonicznych, o których wyżej była mowa, oraz biorąc pod uwagę, że jako dopuszczalne naprężenie dla stali A 35 przyjęto, zgodnie z dotychczas obowiązującymi przepisami, jedynie 1 400 kg/cm². (Ilość użytej stali wysokowytrzymałościowej, dla której przyjęto 1 800

w Nowym Bytomiu sporządzili rysunki wykonawcze, oraz dostarczyli i zmontowali konstrukcję. Montaż szkieletu trwał 3 miesiące. Prace rozpoczęto 15 marca, a ukończono 15 czerwca 1937 r.

Rys. 2 przedstawia szkielet gmachu po ukończeniu montażu.

JERZY KOZIELEK

Szkielet stalowy hali targowej w Gdyni

Przyśpieszone tętno życia gospodarczego na terenie miasta Gdyni umożliwiło zrealizowanie projektu budowy hal targowych, które pod względem rozmieszczenia, rozwiązania architektonicznego, urządzeń wewnętrznych i instalacji, mogą być zaliczone do najbardziej nowoczesnych budowli tego rodzaju w Polsce.

Ogólne zestawienie hali jarzyn i hali mięsnej ilustruje rys. 1. Nie oznaczona na rysunku trzecia hala rybna tworzy osobny budynek i rozmieszczona jest w odstępie 12 m od hali mięsnej w kierunku osi tej ostatniej.

Podczas kiedy pierwsze dwie hale mięsne i jarzyn wykonane są całkowicie w szkieletie stalowym, hala rybna posiada jedynie konstrukcję stalową dachu i obejmuje płatwie oraz wiązary kratowe, które spoczywają na filarach żelbetowych, przenoszących na fundamenty reakcje wiązarów i siły od parcia wiatru na ściany hali.

Celem uzyskania od wnętrza hal gładkiej powierzchni, elementy nośne szkieletu przy wszystkich trzech halach wystają ponad pokrycie dachu, zaś płatwie zawieszone są na dolnych pasach kratownic, względnie łuków. Jako pokrycie dachu przyjęto strop z pustaków *Foerster*a wysokości 9 cm, założony pomiędzy stalowymi płatwami, zbrojony odpowiednio do jego rozpiętości.

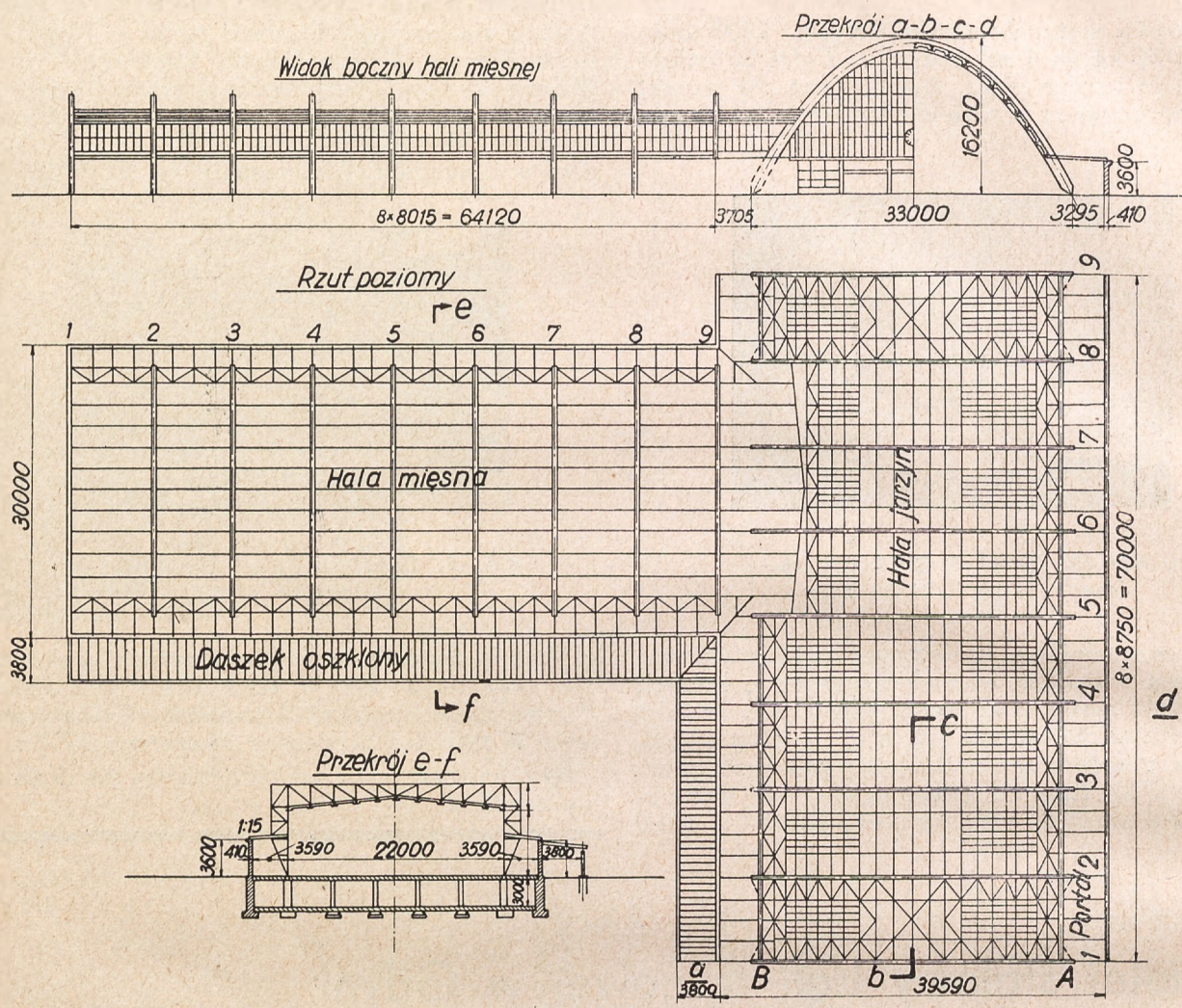
Szkielet hali jarzyn tworzy 9 łuków stalowych, dwuprzegubowych ze ścięgiem. Ścięgi łączą łożyska łuków pod podłogą hali i jest zabetonowane celem zabezpieczenia od rdzy.

Wysokość łuków w kluczu wynosi 16,2 m, rozpiętość 33 m, odstępy 8,75 m. Cała długość hali 70 m, szerokość łącznie z nawami bocznymi 39,6 m. Przekrój łuku dwuteowy, spawany z blach. Środek łuku przyjęto na całej długości jednakowej wysokości i grubości 1000 × 10 mm. Pasy wykonano z pojedynczych blach poziomych szerokości 300 m. Grubość pasów jest zmienna, dostosowana do występujących momentów i dochodzi do grubości 22 mm. Płatwie spoczywają na dolnych pasach łuków. Celem zmniejszenia strzałki ugięcia, płatwie wykonano jako belki ciągłe ośmioprzęsłowe. Niektóre ciekawsze szczegóły połączeń płatwi z łukami oraz szczegóły łuków widoczne są z załączonych rysunków. Wystające części łuków są obmurowane, a w miejscach łączenia ze stropem dachu odpowiednio zabezpieczone przeciw przenikaniu wilgoci.

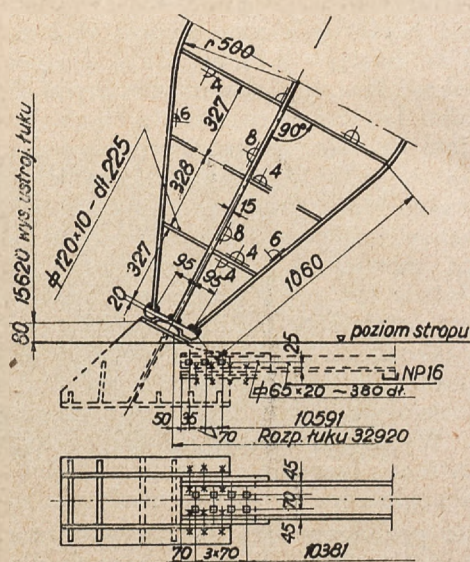
W rzucie poziomym hali jarzyn widoczne jest rozmieszczenie szczebli, przeznaczonych dla oszklenia w połaciach dachu łukowego. Płatwie pod szczeblami otrzymują odpowiednie wygięcie ze względu na różnice w płaszczyznach oszklenia i stropów dachowych, dzięki temu szczeble mogą

być połączone bezpośrednio ze stopkami płatwi. Ciekawy szczegół wycięcia płatwi i zespawania

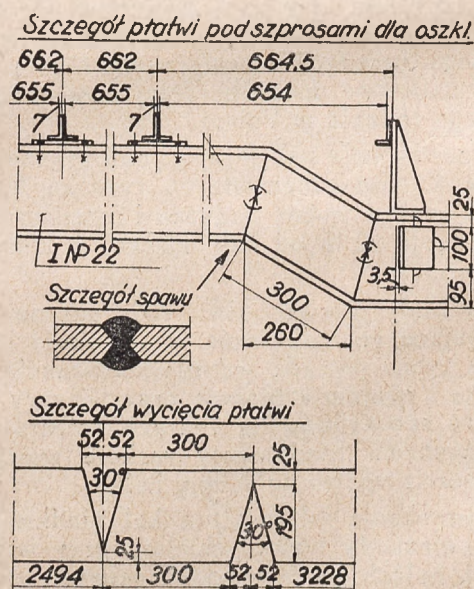
Składowe sił, działających równoległe do płaszczyzny dachu łukowego, które ze względu na po-



Rys. 1.



Rys. 2.



Rys. 3.

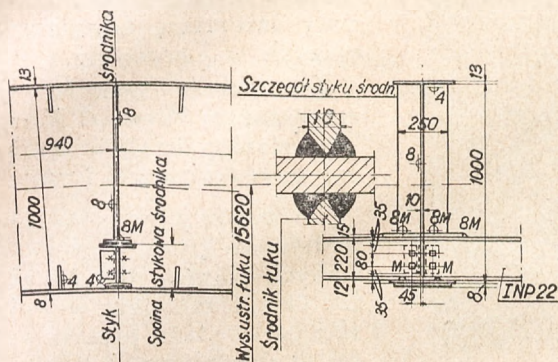
uwidocznia rys. 3. Tęgo rodzaju wykonanie zmniejsza wydatnie koszty spawania.

chyłość są dość poważne, przejmują tężniki w najniższym polu płatwi, bezpośrednio nad dachem naw

układ dwuprzegubowy ze ściągami w stropie żelbetonowym. Rozpiętość płatwi podwieszonych do wiązarów wynosi 8,015 m. Aby zmniejszyć ich strzałkę ugięcia obliczono je jako belki ciągłe na 9-ciu podporach.

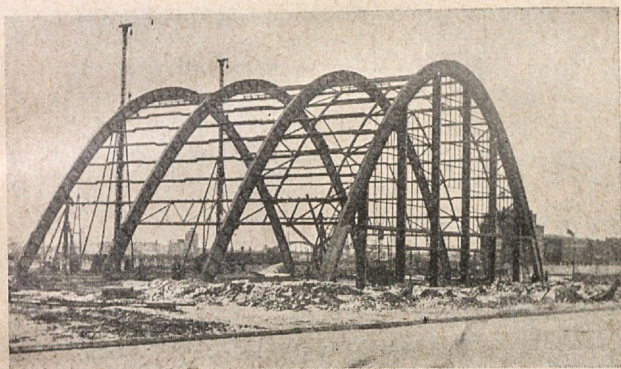
Ze względu na znaczne długości wolne w pasach dźwigarów głównych i tendencję wybożenia z płaszczyzny kraty przyjęto dźwigary główne dwuściennie.

Wszystkie elementy konstrukcyjne są spawane na warsztacie. Na montażu spawano jedynie te po-

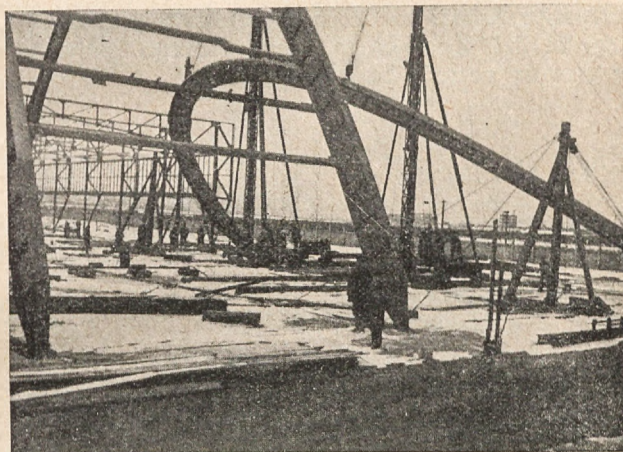


Rys. 4.

nach dachu tychże naw bocznych. Siły od parcia wiatru na ściany szczytowe hali łukowej przejmują



Rys. 5.



Rys. 6.

za pośrednictwem okiennych rygli poziomych słupy stalowe, które utwierdzone są w stropie parteru i w podłodze piwnicy. Tworzą one zatem belki na trzech podporach. Przekrój tych słupów jest dwuteowy, spawany z blach. Wysokość średnicy 600 mm.

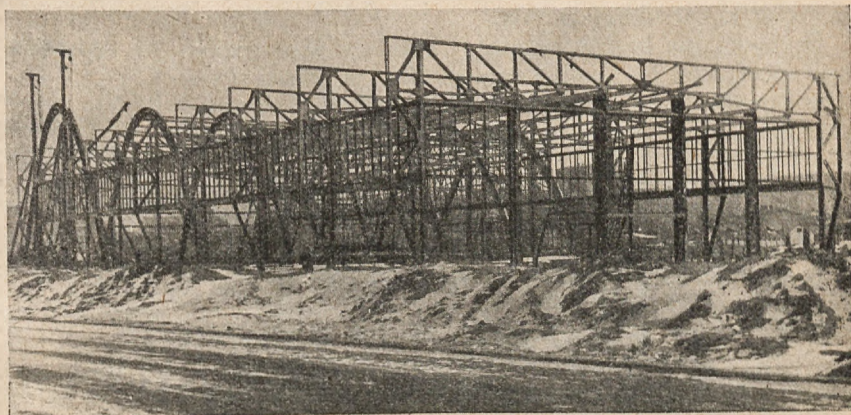
Celem przejścia reakcji słupów ścian szczytowych, działających na łuki czołowe, połączono dwa sąsiednie łuki skrajne wiatrownicą i obliczono jako układ przestrzenny, zakończony w najniższym polu portalem pomiędzy łukami. Wiatrownica ta w płaszczyźnie stropu dachowego w obrębie okien dachowych jest rozdwojona, dzięki czemu okna pozostają zupełnie wolne od skosów.

Hala mi ę s n a ł ą c z y s i ę ś c i s ł e z h a ł ą j a r z y n t a k , i ż p ł a s z c z y n n y d a c h ó w p r z e n i k a j ą s i ę w z a j e m n i e . G ł ó w n e w y m i a r y h a l i o r a z p r z e k r ó j p o p r z e c z n y w i d o c z n e s ą n a r y s . 1 . U k s z t ą ł t o w a n i e h a l i j e s t p r o s t e i ś m i ą ł e o d u ż e j p o w i e r z c h n i o t w o r ó w o k i e n n y c h w ś c i a n a c h b o c z n y c h z a p e w n i a j ą c y c h b a r d z o d o b r e o ś w i e t l e n i e w n ę t r z a . K r a t o w e d Ź w i g a r y g ł ó w n e s t a n o w i ą

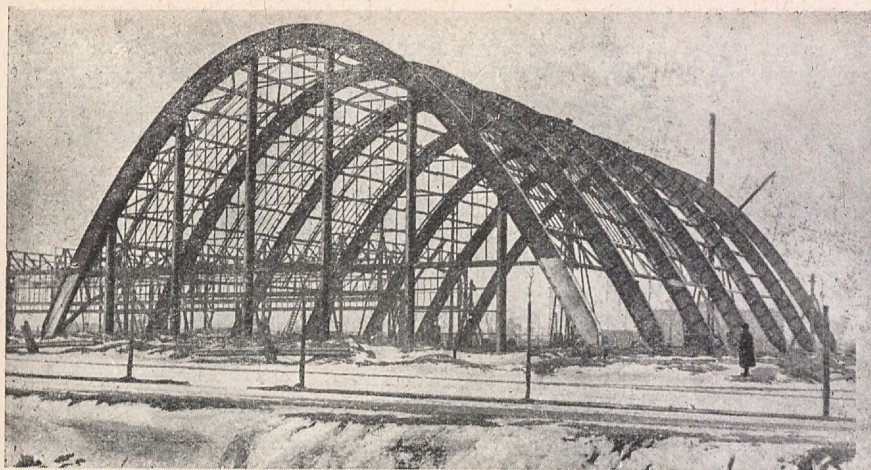
łączenia, które przyniosły znaczne oszczędności na materiale. Styki montażowe w miejscach zmiany momentów zostały nitowane.

Do obliczenia statycznego wprowadzono parcie wiatru 200 kg/m^2 ze względu na wybrzeże morskie. Napężenie dopuszczalne 1200 kg/cm^2 bez uwzględnienia działania wiatru, 1400 kg/cm^2 z uwzględnieniem parcia wiatru i zmiany temperatury.

Ciężar konstrukcji szkieletu stalowego przy hali jarzyn (łukowej) wynosi $7,2 \text{ kg/m}^3$, względnie 66 kg/m^2 , przy hali mięsnej $8,8 \text{ kg/m}^3$, względnie 55



Rys. 7.



Rys. 8.

kg/m². Projekt architektoniczny opracowany został przez Komisariat Rządu w Gdyni pod kierownictwem inż. *Zaorskiego*, sprawującego jednocześnie główny nadzór budowy. Projekt szkieletu sta-

lowego, obliczenie statyczne i rysunki wykonawcze opracowało biuro konstrukcyjne Warsztatów Przetwórczych Wspólnoty Interesów Górniczo-Hutniczych w Chorzowie.

Konstrukcję wykonał wraz z montażem Wydział Mostowy Warsztatów Przetwórczych wyżej wzmiankowanej firmy.

Do budowy przystąpiono na podstawie gruntownie przemyślanych planów, to też wykonanie całego szkieletu w wytwórni i na montażu przeprowadzono w stosunkowo krótkim czasie, pomimo mrozów dochodzących do — 20° C.

Halę jarzyn podczas montażu przedstawiają rys. 5 i 6, ogólny widok gotowego szkieletu obydwu hal rys. 7 i 8.

MIKOŁAJ KUNCEWICZ

Z praktyki projektowania konstrukcji stalowych w budownictwie przemysłowym

Po ustaleniu, zgodnie z wymogami celowości projektowanej budowli, zasadniczych jej wymiarów, tak zewnętrznych jak wewnętrznych, oraz po wyjaśnieniu tych czynników, które wpływają na rozmieszczenie elementów stalowej konstrukcji nośnej wewnątrz budowli w planie (np. podział budowli na sekcje, ściany przedziałowe, skrajnia dźwigni i maszyn) powstaje przed konstruktorem zagadnienie wyboru rozpiętości i odstępów dla poszczególnych części konstrukcji.

Przy prawie nieograniczonej możliwości stosowania dowolnych układów w konstrukcji stalowej koszt i czas wykonania fabrycznego i montażu tejże na miejscu budowy zależy jednak w znacznym stopniu:

A) od trafnego rozmieszczenia elementów konstrukcji;

B) od możliwego ujednostajnienia, t. j. od powtarzalności identycznych części konstrukcji;

C) od uproszczenia montażowych połączeń elementów konstrukcji ze sobą.

Dotrzymanie tych warunków, które kolejno niżej omówimy, obniża koszt konstrukcji, tak przez wydajne zmniejszenie ceny jednostkowej za 1 tonnę, jak też przez redukcję ciężaru całkowitego konstrukcji.

A) Konstrukcja nośna składa się z trzech klasycznych grup elementów: słupów podporowych, dźwigarów poprzecznych, wspartych na słupach, oraz dźwigarów podłużnych, wspartych na dźwigarach poprzecznych.

O ile w budynkach wielopiętrowych (mieszkalnych lub handlowych) ustalenie wzajemnych odległości i rozpiętości elementów konstrukcji zależne jest przeważnie od architekta, projektującego ogólny rozkład pomieszczeń i fasadę budynku, o tyle dla

budynków przemysłowych (hale fabryczne) wspomniane wymiary mogą być określane przez konstruktora z większą swobodą, t. j. z dążeniem do osiągnięcia najmniejszego ciężaru całości konstrukcji.

Zadania hal fabrycznych wymagają w praktyce przekrycia rozpiętości od 10 do 60 m przy wysokości podpór (słupów) od 6 do 18 m, które to podpory rozmieszczane bywają w linii ścian podłużnych hali we wzajemnych odstępach od 4 do 12 m i więcej. Ponieważ wielkość rozstępu dźwigarów poprzecznych zależy od typu dźwigarów podłużnych, przeto zaczniemy od tych ostatnich.

Najprostszym typem dźwigarów podłużnych (płatew) są normalne dwuteówki walcowane (schemat rys. 1). Mają one jednak tę wielką wadę, iż przy rozpiętościach ponad 6 m rzadko mogą być wykorzystane do granicy naprężenia dopuszczalnego, gdyż wysokość tych belek, która przy $\delta = 1400$ kg/cm² i rozpiętości $l = 6$ m powinna wynosić

ze względu na ugięcie nie mniej niż $\frac{1}{14} l$, t. j.

42 cm, nie może być utrzymana, albowiem wytrzymałość belki Nr. 42 jest znacznie wyższa, niż tego wymaga przypadające na belkę obciążenie; stosujemy więc belki walcowane o niższej wysokości i wytrzymałości, nie wykorzystując jednak i w takich belkach najwyższego naprężenia dopuszczalnego, żeby nie przekroczyć dopuszczalnej strzałki ugięcia wynoszącej $\frac{1}{500} l$.

Mała wysokość płatew walcowanych powoduje zatem potrójną stratę materiału, a mianowicie z tytułu: 1) nie wykorzystania naprężenia, 2) małego oddalenia materiału w belce od osi obojętnej prze-

kroju poprzecznego i niezmienności tego przekroju na całej długości belki, 3) skrupowania konstruktora w wyborze wielkości rozstępu dźwigarów poprzecznych, odpowiadającej warunkowi ekonomiczności tych ostatnich.

To też obserwujemy coraz częściej w konstrukcjach wykonanych stosowanie kratowych belek podłużnych o pasach równoległych, przy wysokości $\frac{1}{8} - \frac{1}{10} l$ (schemat 2).

Taki układ belek podłużnych pozwala: 1) na wykorzystanie krańcowego naprężenia bez obawy przekroczenia ugięcia dopuszczalnego oraz na powiększenie rozstępu dźwigarów poprzecznych do 10—15 m przy utrzymaniu rozstawu kratownic podłużnych wielkości ok. 5 m, 2) na umieszczenie nad węzłami kratownic podłużnych lekkich belek poprzecznych z profili walcowanych w odstępach co 2,0—2,5 m, które to belki stanowią szkielet dogodny dla wypełnienia właściwym materiałem izolacyjnym pokrycia dachowego, 3) na skupienie dość znacznych obciążeń na węzły kratownicy poprzecznych i przeto na otrzymanie dla prętów — przekrojów solidniejszych, sztywniejszych z dobrze wykorzystanym naprężeniem dopuszczalnym. Mam tu na myśli w szczególności pręty ściskane kratownic, które to pręty dają, przy większych przekrojach poprzecznych, współczynnik β na wyboczenie w granicach 0,65—0,75, zamiast 0,2—0,3, tak często spotykanego w lekkich dźwigarach kratowych. Skupienie obciążenia na mniejszą ilość kratownic solidniejszych (cięższych) obniża ponadto koszt przerobu i montażu jednostki ciężaru konstrukcji, gdyż zmniejsza ilość operacji fabrycznych i w terenie, 4) na rzadszy rozstaw podpór (słupów) pod kratownicę poprzeczną, co ma szczególne znaczenie przy halach wysokich i wreszcie 5) na doskonałe usztywnienie całości przekrycia tak w kierunku podłużnym jak poprzecznym, gdyż kratownice podłużne łączą się z poprzecznymi na całej ich wysokości (patrz schemat 2, przekrój C-D).

Należy przy tym podkreślić, że osiągamy usztywnienie przy pomocy kratownic podłużnych nośnych, t. j. bez straty materiału, której nie unikniemy przy płatwiach walcowanych (patrz schemat 1, przekrój A-B), gdyż w tym ostatnim wypadku jesteśmy zmuszeni dodać do płatów, ułożonych na górnym pasie kratownic poprzecznych, oddzielne pionowe wiązania montażowe, łączące parami kratownice poprzeczne.

Próby teoretycznego ustalenia warunków, przy których moglibyśmy osiągnąć najmniejszy ciężar konstrukcji przekrycia, znajdujemy w pracy prof. N. S. Streleckiego (Moskwa), wydanej pod nazwą: „Nowe idee i możliwości w metalo-

wych konstrukcjach przemysłowych”. Na str. 29 pracy wyprowadza autor następujący wzór dla określenia całkowitego ciężaru dźwigarów podłużnych — g'_{np} oraz poprzecznych — g_c w kg na 1 m² rzutu poziomego:

$$g'_{np} + g_c = \frac{\alpha \cdot \lambda}{b} + \beta_0 \cdot B \cdot \left(\Psi_0 + \frac{\Psi'}{\lambda} \right).$$

Oznaczenia w tym wzorze są następujące:

λ — rozstęp dźwigarów poprzecznych w m,
 B — rozpiętość dźwigarów poprzecznych w m,
 b — rozstęp dźwigarów podłużnych w m,
 $\alpha, \beta_0, \Psi_0, \Psi'$ — współczynniki ustrojowe dla dźwigarów poprzecznych i podłużnych. Wielkości tych współczynników wzięto z wykresów, zbudowanych przy zmiennych λ, B i b na podstawie projektów wykonanych.

Pochodna przytoczonego równania względem λ daje następującą wartość dla λ , odpowiadającą minimalnemu ciężarowi konstrukcji przekrycia:

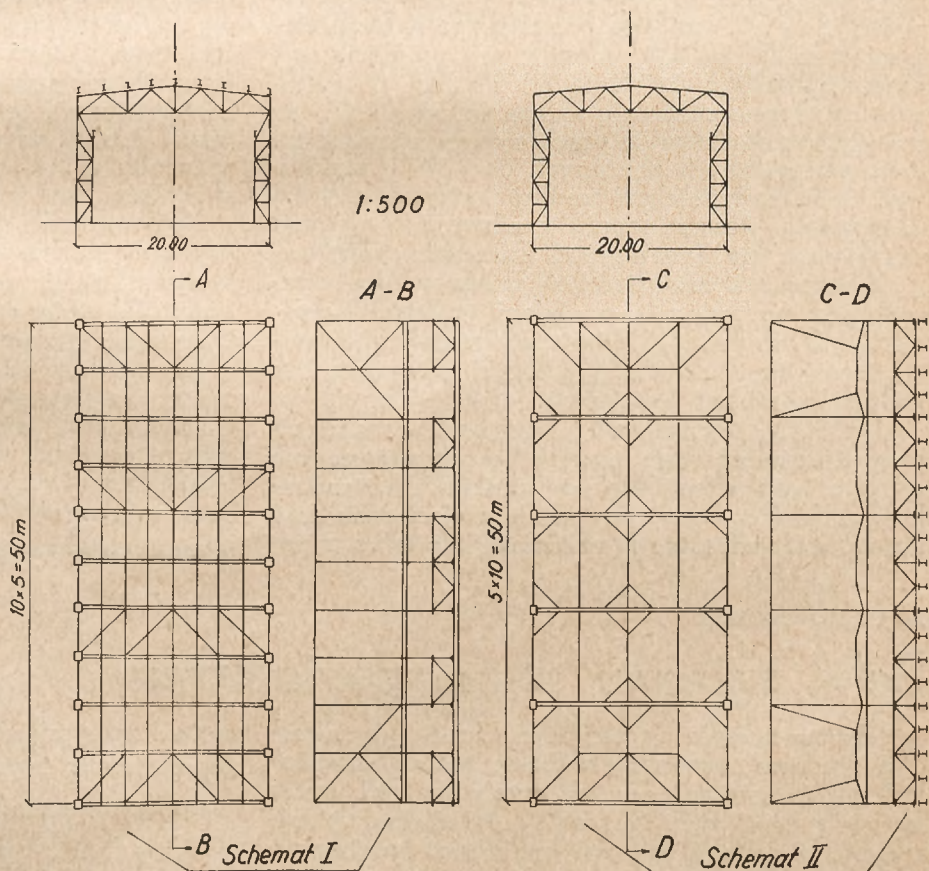
$$\lambda_{\min} = \sqrt{\frac{\beta_0 \cdot B \cdot b \cdot \Psi'}{\alpha}}.$$

Przykłady liczbowe przy $B = 30$ m i $b = 2$ m.

1) przy płatwiach walcowanych, dla których $\alpha = 4,5$; $\beta_0 = 0,5$; $\Psi' = 6$, $\Psi_0 = 1,5$, otrzymamy $\lambda = 6,3$ m.

2) przy płatwiach kratowych, dla których $\alpha = 2,0$, zaś β_0, Ψ' i Ψ_0 mają poprzednie znaczenie, otrzymujemy $\lambda = 9,5$ m.

Oszczędność na ciężarze konstrukcji przekrycia oblicza prof. Streleckij na 30% na korzyść wypadku drugiego.



Rys. 1.

dotyczą rozwiązania omawianego zagadnienia prze-
ważnie w płaszczyźnie przekrycia, t. j. bez uwzględ-
nienia zmiennej wysokości słupów, wspierających
przekrycie. Dla przykładu przytoczymy liczby na-
stępujące: w hali fabrycznej o wymiarach w pla-
nie 15×80 m i wysokości do gzymsu 12 m ciężar
własny konstrukcji przekrycia dachowego wynosi
około 30 t, zaś słupów, rozstawionych w ścianach
podłużnych co 10 m — 35 t.

Ponieważ ciężar słupów zależny jest od rozstę-
pu dźwigarów poprzecznych i ponadto od wyso-
kości hali, wydaje się przeto słuszniejszym stosowa-
nie, przy ustaleniu ekonomicznego podziału na
pola konstrukcji przemysłowych, zasady przyjętej
przy podziale na przęsła otworów mostowych. Za-
sada ta w odniesieniu do konstrukcji przemysłow-
ych miałaby brzmienie następujące:

Koszt słupów w jednym szeregu
poprzecznym powinien być zbli-
żony do kosztu jednego pola prze-
krycia dachowego.

O ile budowla należy do typu szkieletowych, t. j.
posiada szkielet stalowy do utrzymania wypełnie-
nia izolacyjnego ścian podłużnych, słusznym bę-
dzie doliczyć w omawianym porównaniu koszt
szkieletu do kosztu przekrycia w jednym polu. Nie
pominiemy również doliczenia kosztu fundamentu
do kosztu słupa oraz kosztu belek podsuwnicowych
do kosztu przekrycia.

B) Ujednostajnieniu elementów projektowanej
konstrukcji (słupów, kratownic i blachownic) stoi
częstokroć na przeszkodzie zbyt dokładne uwzględ-
nienie, przy doborze przekrojów, drobnych odchy-
leń w siłach i obciążeniach, działających na zasad-
niczo jednakowe elementy konstrukcji. Rzecz zro-
zumiała, że dla każdego kompletu podobnych ele-
mentów należy zbadać i wyznaczyć w projekcie naj-
niekorzystniejsze działanie sił i obciążeń, nato-
miast po ich wyznaczeniu zaleca się rozdzielić ten
komplet przed doбором przekrojów na grupy o si-
łach wewnętrznych zbliżonych do 10% i zastoso-
wać identyczny przekrój według maximum siły dla
całej grupy. Jeszcze lepszy wynik praktyczny daje
zachowanie dla danej grupy elementów identycz-
nych wymiarów zewnętrznych przekroju poprzecz-
nego przy odpowiedniej modulacji grubości w czę-
ściach składowych tego przekroju; mamy tu na my-
śli na przykład modulację grubości kątownika bez
zmiany szerokości jego pól.

Ostateczna oszczędność w kosztach konstrukcji
przy ujednostajnieniu przekrojów wyrazi się nie
tylko w zamówieniu większej ilości stali o jedna-
kowym profilu, co w warunkach miejscowych daje
niższą cenę jednostkową materiału, nie tylko w po-

taniu trasowania, wykonania szablonów, samej
konstrukcji i jej składania, lecz i w ujednostajnie-
niu i przeto potanieniu połączeń jednej grupy ele-
mentów z drugą, na przykład słupów z kratownicami
i t. d.

Ponieważ koszt konstrukcji stalowej składa się
zasadniczo z kosztów materiału, przerobu w zakła-
dach przetwórczych oraz montażu w terenie, widzi-
my, iż ujednostajnienie przekrojów poprzecznych
w projektowanej konstrukcji spowoduje obniżkę ce-
ny jednostkowej we wszystkich trzech składowych
tej ceny, co w konsekwencji opłaca pewną zwyżkę
ciężaru własnego konstrukcji, powstałą z tytułu
ujednostajnienia i pozwoli na skrócenie czasu wy-
konania, t. j. na szybsze rentowanie się budowli.
Dodatnie znaczenie ujednostajnienia przekrojów
ma tym większy wpływ na koszt i czas wykonania,
im większe są rozmiary budowli.

C) Uproszczenie połączeń ze sobą elementów
konstrukcji w ogóle, zaś w szczególności połączeń
montażowych, polega nie tylko na możliwym
zmniejszeniu ilości nitów, względnie długości spaw-
ek, lecz również na dogodnym i łatwo dostępnym
ich rozmieszczeniu. Ta część opracowania projek-
tu jest najmniej wdzięczną dla konstruktora, gdyż
nie uzewnętrznia się ani w wyglądzie konstrukcji,
ani w tonnach osiągniętej oszczędności na wadze
natomiast kierownik montażu w terenie potrafi na-
leżycie ocenić omawiane wykończenie pracy kon-
struktorskiej, gdyż wzrost ilości tonn konstrukcji
zmontowanych dziennie będzie realnym skutkiem
przemysłanych połączeń.

Całkowity okres czasu, od chwili powstania w za-
rodku idei wykonania budowli do chwili oddania
tej budowli do użytku rozdziela się w warunkach
obecnych na trzy następujące stadia: 1) dojrzewa-
nie finansowe idei budowli, niezależne od konstruk-
tora, trwa przeważnie długie miesiące a nawet całe
lata; 2) od chwili polecenia wykonania projektu
konstruktorowi do żadanego terminu jego ukończe-
nia i oddania na warsztat — liczy się przeważnie
w tygodniach i 3) wykonanie warsztatowe i montaż
w terenie, trwa 3—4 miesiące.

Niedocenianie znaczenia drugiego stadium w
ogólnym terminarzu urzeczywistnienia budowli
wpływa bardzo ujemnie tak na koszt wykonania
jednostki ciężaru konstrukcji w zakładach prze-
twórczych, jak również na koszt jednostki montażu.

Należy więc ze wszech miar bronić zasady, że
każdy dodatkowy dzień pracy konstruktorskiej da
w ostatecznym obrachunku nie tylko realną oszczęd-
ność w kosztach wykonania i montażu, lecz nawet
skróci łączny czas trwania dwóch ostatnich stadiów
realizacji budowli.

JERZY MUTERMILCH

Belki zginane siłami poziomymi

Siły równoległe do osi belki, działające mimo-
środowo, wywołują w belce oprócz sił osio-
wych, ściskających lub rozciągających, także
momenty zginające. Analiza pracy belki przy tego
rodzaju obciążeniu stanowi przedmiot poniższych
rozważań. Sprawę sił osiowych, jako nie nasuwa-
jącą wątpliwości, pomijamy zupełnie, poza tym

ograniczymy się do rozpatrywania belki podpartej
swobodnie w dwóch punktach.

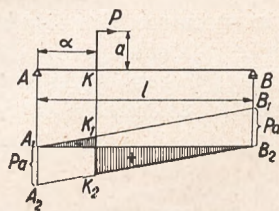
Belka swobodnie podparta AB (rys. 1) jest ob-
ciążona w dowolnym punkcie K poziomą siłą P
(ogólnie: siłą równoległą do osi belki), działającą
w odległości a od osi belki.

Reakcje podpór:

$$B = -A = \frac{Pa}{l}.$$

Moment zginający na odcinku AK:

$$M_x = -Pa \cdot \frac{x}{l},$$



Rys. 1.

gdzie x oznacza odległość przekroju od podpory A.

Moment zginający na odcinku KB:

$$M_{x_1} = Pa \cdot \frac{x_1}{l},$$

gdzie x_1 oznacza odległość przekroju od podpory B. Z tych wzorów wynika konstrukcja wykresu momentów, pokazana na rys. 1. Gdy punkt zaczepienia siły P przesuwa się po belce AB, punkty K_1 i K_2 wykresu momentów posuwają się po prostych $A_1 B_1$ i $A_2 B_2$, tak, że końcowe wartości momentów zginających wynoszą $\pm Pa$ (gdy siła P zaczepiona jest nad podporą B względnie A).

Rozpatrzmy teraz tę samą belkę obciążoną całym szeregiem ruchomych sił P w odstępach p (rys. 2). Niech sił tych będzie n .

Reakcje:

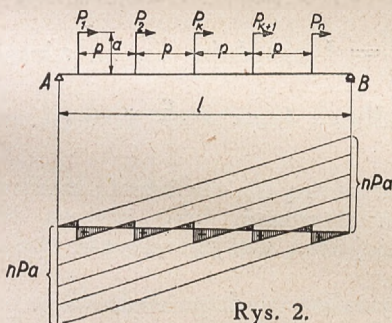
$$B = -A = \frac{nPa}{l}.$$

Moment zginający w przedziale $k - (k + 1)$:

$$M_k = -nPa \cdot \frac{x}{l} + kPa,$$

gdzie x oznacza odległość od punktu A.

Stąd wynika podana na rys. 2 konstrukcja wykresu momentów.



Rys. 2.

Należy tu odróżnić dwa wypadki.

Jeżeli $(n - 1)p < l < np$, czyli jeżeli na belce znajduje się największa liczba sił P , jaka mieści się na długości l , to maximum momentu zginającego otrzymuje się na podporze A, gdy nad tą podporą ustawie siłę P_1 . Wtedy:

$$\max. \max. M = Pa,$$

czyli równa się momentowi zginającemu przy jednej sile P .

Jeżeli zaś $l > np$, to $\max. \max. M$ otrzymuje się bezpośrednio na prawo od punktu zaczepienia siły

P_n , przy czym P_1 należy ustawić nad podporą A (rys. 3). Liczbę sił n , odpowiadającą $\max. \max. M$, określa się z równania:

$$\frac{dM_{\max}}{dn} = 0.$$

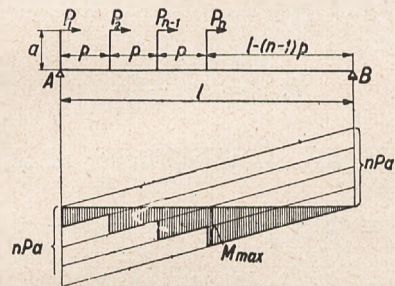
Reakcja:

$$B = \frac{nPa}{l}.$$

Moment:

$$M_{\max} = B[l - (n - 1)p] = \frac{nPa}{l}(l - np + p) = Pa\left(n - \frac{n^2 p}{l} + \frac{np}{l}\right).$$

$$\frac{dM_{\max}}{dn} = Pa\left(1 - \frac{2np}{l} + \frac{p}{l}\right) = 0.$$



Rys. 3.

Stąd:

$$n = \frac{l + p}{2p}.$$

Ponieważ jednak n musi być liczbą całkowitą, więc zamiast $n = \frac{l + p}{2p}$ należy wziąć liczbę całkowitą $N = \frac{l + p}{2p} \pm \epsilon$, gdzie ϵ jest ułamkiem mniejszym lub równym $1/2$. Ostatecznie zatem:

$$\max. \max. M = Pa\left(N - \frac{N^2 p}{l} + \frac{Np}{l}\right),$$

przy czym N oznacza zaokrągloną do najbliższej

liczby całkowitej, wartość $n = \frac{l + p}{2p}$.

Podstawiając we wzór na $M_{\max}$ wartość $n = \frac{l + p}{2p}$, otrzymuje:

$$\max. \max. M = Pa \frac{\left(1 + \frac{l}{p}\right)^2}{4\left(\frac{l}{p}\right)}.$$

Jest to funkcja stale rosnąca przy wzroście stosunku $\frac{l}{p}$. Powyższy wzór dowodzi zatem, że w belce podpartej swobodnie w dwóch punktach i obciążonej mimosrodowo ruchomym układem sił równoległych do osi belki, największy moment zginający jest proporcjonalny do momentu Pa jednej

siły, oraz zwiększa się ze wzrostem stosunku rozpiętości belki do rozstawu sił, czyli $\frac{l}{p}$. Dla danego stosunku $\frac{l}{p}$ największy moment zginający otrzymuje się wtedy, gdy momenty Pa zajmują połowę rozpiętości belki przy $\frac{l}{p}$ całkowitym i parzystym, lub nieco mniej, niż połowę przy innym $\frac{l}{p}$.

Analogiczne rozumowanie przeprowadzimy dla belki równomiernie obciążonej momentami w sposób ciągły (m tm/m; rys. 4).

Reakcje:

$$B = -A = \frac{mc}{l}.$$

Moment zginający na odcinku KB (w odległości x_1 od B):

$$M_{x_1} = mc \cdot \frac{x_1}{l}.$$

Na odcinku AK (w odległości x od A):

$$M_x = mc \cdot \frac{x}{l} - m \left[x - (l - c) \right].$$

Z tych wzorów wynika konstrukcja wykresu momentów, pokazana na rys. 4.

Największy moment otrzymuje się w punkcie K :

$$M_{\max} = \frac{mc}{l} (l - c).$$

Wielkość c , odpowiadającą max. max. M , określa się z równania:

$$\frac{d M_{\max}}{dc} = m - \frac{2mc}{l} = 0.$$

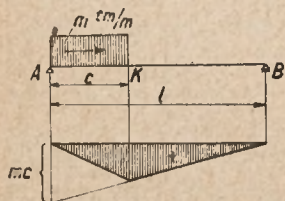
Stąd

$$c = \frac{l}{2}.$$

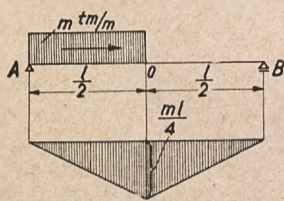
Podstawiając tę wartość we wzór na $M_{\max}$, otrzymujemy:

$$\max. \max. M = \frac{m \cdot \frac{l}{2}}{l} \left(l - \frac{l}{2} \right) = \frac{ml}{4}.$$

Przy obciążeniu ciągłym dla otrzymania max. max. M winna być zatem obciążona połowa rozpię-



Rys. 4.



Rys. 5.

tości belki. Gdy obciążenie ciągłe m zajmie całą rozpiętość belki, to momenty zginające w belce stają się równe zero, jak widać ze wzoru na M_x który przy $c = l$ przekształca się we wzór $M_x = 0$

Największe ugięcie belki otrzymuje się przy obciążeniu jednej połowy belki momentem m tm/m i to, pomimo niesymetrycznego obciążenia, w środku rozpiętości belki, gdyż wykres momentów zginających jest symetryczny (rys. 5). Uważając ten wykres za wtórne obciążenie belki, otrzymamy:

Reakcje od obciążenia wtórnego:

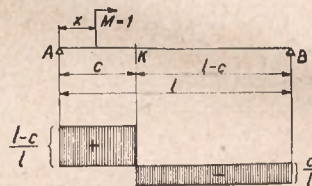
$$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_2 = \frac{ml}{4} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{ml^2}{16}.$$

Moment w środku rozpiętości od obciążenia wtórnego:

$$\mathfrak{M}_0 = \frac{ml^2}{16} \left(\frac{l}{2} - \frac{l}{6} \right) = \frac{ml^3}{48}.$$

A więc ugięcie $y_0 = \frac{ml^3}{48 EJ}$, gdzie EJ oznacza sztywność belki.

Linia wpływowa momentu zginającego w dowolnym przekroju dla obciążenia, składającego się z sił równoległych do osi belki i działających mimośrodowo, jest przedstawiona na rys. 6.



Rys. 6.

Bez względu na położenie momentu $M = 1$, reakcje wynoszą:

$$B = -A = \frac{1}{l}.$$

Gdy $M = 1$ znajduje się na odcinku AK , to

$$M_K = B(l - c) = \frac{l - c}{l}.$$

Gdy $M = 1$ znajduje się na odcinku KB , to

$$M_K = Ac = -\frac{c}{l} \text{ (rys. 6).}$$

Linie wpływowe dla obciążenia momentami można również otrzymać, jako krzywą różniczkową odpowiedniej linii wpływowej dla obciążenia pionowego.

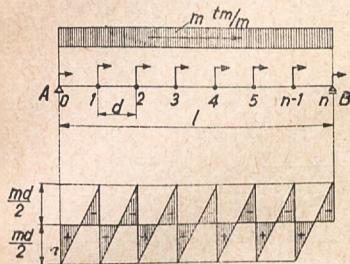
Rozpatrywaliśmy dotychczas siły zaczepione bezpośrednio do belki. Rozważmy obecnie działanie poziomego obciążenia ciągłego, przenoszącego się na belkę tylko w pewnych punktach, które będziemy nazywali węzłami.

Belka AB o rozpiętości l podzielona jest na n równych przedziałów (rys. 7).

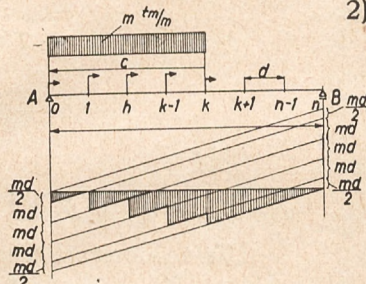
Jeżeli obciążenie ciągłe m tm/m zajmuje całą rozpiętość belki, to w węzłach o i n działają momenty $\frac{md}{2}$, w innych zaś węzłach momenty md ,

Wykres momentów zginających przedstawiono na rys. 7. Jak widać z wykresu, $M_{\max} = \frac{md}{2}$ oraz

$M_{\min} = -\frac{md}{2}$. W miarę zwiększania liczby przedziałów n , czyli zmniejszania d , maleją wartości max. i min. momentów, aż wreszcie przy nieskończeniu wielkiej liczbie przedziałów momenty zginające w belce stają się równe zeru, jak to już wskazano poprzednio.



Rys. 7.



Rys. 8.

Dla otrzymania max. max. momentu zginającego należy obciążyć tylko część belki. Załóżmy dla uproszczenia, że obciążona jest całkowita liczba n przedziałów, t. zn. że $c = kd$ (rys. 8). W węzłach 0 i k działają momenty $\frac{md}{2}$, w węzłach 1, 2, ... ($k - 1$) momenty md .

Moment zginający bezpośrednio na prawo od węzła h wyraża się wzorem:

$$M_h = -\frac{mc}{l} \cdot hd + \left(h + \frac{1}{2}\right) dm = md \left[\left(1 - \frac{c}{l}\right) h + \frac{1}{2} \right]$$

przy czym wzór ten jest ważny dla $0 < h < k$.

Jak widać z tego wzoru, M_h rośnie wraz z h , a więc z pośród momentów $M_0, M_1, \dots, M_{k-1}$ największy jest moment:

$$M_{k-1} = mc \left(1 - \frac{c}{l}\right) + md \left(\frac{c}{l} - \frac{1}{2}\right).$$

Moment w węzle k wyraża się wzorem:

$$M_k = mc \left(1 - \frac{c}{l}\right).$$

Z porównania wzorów na M_{k-1} i M_k wynika, że przy $\frac{c}{l} < \frac{1}{2}$, M_k jest momentem największym,

zaś przy $\frac{c}{l} > \frac{1}{2}$, największy jest moment M_{k-1} .

Przy $\frac{c}{l} = \frac{1}{2}$, $M_k = M_{k-1}$. Przy obliczaniu max. max. M należy przeto rozpatrywać dwa wypadki.

$$1) \frac{c}{l} \leq \frac{1}{2}.$$

$$M_{\max} = mc \left(1 - \frac{c}{l}\right) = \frac{md}{n} (kn - k^2).$$

$$\frac{dM_{\max}}{dk} = \frac{md}{n} (n - 2k) = 0.$$

Stąd

$$k = \frac{n}{2}$$

$$\max. \max. M = \frac{md}{n} \left(\frac{n}{2} \cdot n - \frac{n^2}{4}\right) = md \cdot \frac{n}{4} = \frac{ml}{4}.$$

$$2) \frac{c}{l} \geq \frac{1}{2}.$$

$$M_{\max} = mc \left(1 - \frac{c}{l}\right) + md \left(\frac{c}{l} - \frac{1}{2}\right) = \frac{md}{n} (kn - k^2 + k) - \frac{md}{2};$$

$$\frac{dM_{\max}}{dk} = \frac{md}{n} (n - 2k + 1) = 0.$$

Stąd

$$k = \frac{n+1}{2}$$

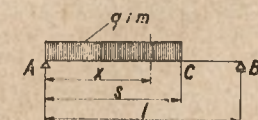
$$\max. \max. M = \frac{md}{n} \left(\frac{n+1}{2}\right) \left(n - \frac{n+1}{2} + 1\right) - \frac{md}{2} = \frac{md(n^2+1)}{4n} = \frac{ml}{4} \left(1 + \frac{1}{n^2}\right).$$

Stąd wniosek, że gdy belka jest podzielona na parzystą liczbę n przedziałów, to należy dla otrzymania max. max. M obciążyć $k = \frac{n}{2}$ przedziałów,

wtedy max. max. $M = \frac{ml}{4}$. Gdy zaś liczba n przedziałów jest nieparzysta, to należy obciążyć $k = \frac{n+1}{2}$ przedziałów, wtedy max. max. $M = \frac{ml}{4} \left(1 + \frac{1}{n^2}\right)$.

Z wszystkich powyższych rozważań wynika, że największe momenty zginające otrzymuje się wtedy, gdy obciążenie poziome zajmuje połowę lub mniej więcej połowę przęsła. Jeżeli zaś obciążenie to znajduje się na całym przęsle, to momenty zginające w belce osiągają co najwyżej wartość momentu jednej obciążającej siły poziomej względem osi belki.

Rozpatrzmy teraz działanie obciążenia złożonego, mianowicie dającego jednocześnie nacisk pionowy i siłę poziomą, zaczepioną w pewnej odległości od osi belki. Tego rodzaju obciążeniem jest pociąg w chwili hamowania, a więc przeprowadzone tu obliczenia mogą mieć zastosowanie przy badaniu wpływu hamowania pociągu na budowę wierzchnią mostów kolejowych.



Rys. 9.

Na belkę swobodnie podpartą AB (rys. 9) działa obciążenie ruchome, ciągłe i równomiernie rozłożone, składające się z obciążenia pionowego q t/m i z obciążenia momentami m tm/m.

W przypadku działania pociągu hamującego, mamy wprowadzić do czynienia z obciążeniem skupionym w poszczególnych punktach, lecz wszystkie rozumowania, przeprowadzone dla obciążenia ciągłego, można również w podobny sposób zastosować do obciążeń skupionych. Przyjęcie obciążenia ciągłego upraszcza znacznie obliczenia, otrzymane zaś w tym założeniu wyniki można zasadniczo stosować i do skupionego obciążenia kolejowego.

W dalszym ciągu zajmiemy się obliczeniem największego momentu zginającego w belce, przedstawionej na rys. 9, i określeniem wpływu, jaki na wartość tego momentu wywiera obciążenie momentami m tm/m.

Założmy, że maximum momentu zginającego występuje na odcinku s , t. zn., że $x_m \leq s$.

Moment w odległości x od podpory A :

a) od obciążenia q .

$$M_x^{(q)} = Ax - \frac{qx^2}{2}; \quad B = \frac{qs^2}{2l}; \quad A = \frac{qs(2l-s)}{2l}.$$

$$M_x^{(q)} = \frac{qs(2l-s)}{2l} \cdot x - \frac{qx^2}{2} = \frac{q}{2l} [s(2l-s)x - lx^2].$$

b) od obciążenia m .

Momenty m niech mają zwrot zgodny z ruchem wskazówki zegara, wtedy bowiem wywołują one w belce momenty zginające dodatnie, czyli tegoż znaku, co momenty od obciążenia pionowego q .

$$M_x^{(m)} = Ax + mx; \quad B = \frac{ms}{l}; \quad A = -\frac{ms}{l}.$$

$$M_x^{(m)} = -\frac{ms}{l} \cdot x + mx = \frac{mx}{l} (l-s).$$

Wprowadzamy następujące oznaczenia:

$$\alpha = \frac{m}{ql}, \text{ czyli } m = \alpha ql.$$

$$k = \frac{s}{l}, \text{ czyli } s = kl.$$

Wtedy całkowity moment pod wpływem q oraz m wyraża się wzorem:

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{q}{2l} [s(2l-s)x - lx^2] + \frac{mx}{l} (l-s) = \\ &= \frac{q}{2l} [kl(2l-kl)x - lx^2] + \frac{\alpha qlx}{l} (l-kl) = \\ &= \frac{q}{2} [(2k-k^2+2\alpha-2\alpha k)lx - x^2]. \end{aligned}$$

Dla znalezienia odległości x_m , odpowiadającej $M_{\max}$ zestawiamy równanie:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{q}{2} [(2k-k^2+2\alpha-2\alpha k)l - 2x] = 0.$$

Stąd

$$x_m = \frac{1}{2} (-k^2 + 2k - 2\alpha k + 2\alpha)l.$$

Po podstawieniu tej wartości we wzór na M_x otrzymujemy:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} (-k^2 + 2k - 2\alpha k + 2\alpha)^2 = \frac{q}{2} \cdot x_m^2.$$

Przy tym, zgodnie z warunkiem, że $x_m \leq s$, musi być:

$$\frac{l}{2} (-k^2 + 2k - 2\alpha k + 2\alpha) \leq kl.$$

$$-k^2 - 2\alpha k + 2\alpha \leq 0.$$

Stąd

$$k \geq \sqrt{\alpha^2 + 2\alpha} - \alpha.$$

Dla znalezienia długości $s = kl$ obciążenia, przy której $M_{\max}$ osiąga największą wartość, zestawiamy równanie:

$$\begin{aligned} \frac{dM_{\max}}{dk} &= \frac{ql^2}{8} \cdot 2(-k^2 + 2k - 2\alpha k + \\ &+ 2\alpha)(-2k + 2 - 2\alpha) = 0. \end{aligned}$$

Po przekształceniu:

$$k^3 - 3(1-\alpha)k^2 + 2(1-3\alpha+\alpha^2)k + 2\alpha(1-\alpha) = 0$$

Pierwiastkami tego równania są:

$$k_1 = 1 - \alpha; \quad k_2 = 1 - \alpha + \sqrt{1 + \alpha^2};$$

$$k_3 = 1 - \alpha - \sqrt{1 + \alpha^2}.$$

Wielkość k musi spełniać następujące warunki:

$$1 \geq k \geq \sqrt{\alpha^2 + 2\alpha} - \alpha.$$

Ponieważ k_2 nie spełnia warunku $k \leq 1$, zaś k_3 jest ujemne, więc pozostaje tylko k_1 , które zawsze spełnia warunek $k \leq 1$, co się zaś tyczy warunku $k \geq \sqrt{\alpha^2 + 2\alpha} - \alpha$, to należy sprawdzić, przy jakich wartościach α pierwiastek k_1 spełnia ten warunek.

Z warunku:

$$1 - \alpha \geq \sqrt{\alpha^2 + 2\alpha} - \alpha$$

otrzymujemy:

$$\alpha \leq \sqrt{2} - 1,$$

czyli

$$\alpha \leq 0,414.$$

A zatem wykres momentów posiada maximum na odcinku s , jak to zakładaliśmy, tylko wtedy, gdy $\alpha \leq 0,414$. W tym wypadku będzie:

$$\begin{aligned} k &= 1 - \alpha; \quad x_m = \frac{l}{2} [-(1-\alpha)^2 + 2(1-\alpha) - \\ &- 2\alpha(1-\alpha) + 2\alpha] = \frac{l}{2} (1 + \alpha^2); \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max. \max. M &= \frac{q}{2} x_m^2 = \frac{q}{2} \cdot \frac{l^2}{4} (1 + \alpha^2)^2 = \\ &= \frac{ql^2}{8} (1 + \alpha^2)^2 = \beta_1 \cdot \frac{ql^2}{8}, \end{aligned}$$

gdzie

$$\beta_1 = (1 + \alpha^2)^2.$$

siada maximum na odcinku s , a ponieważ od punktu C w kierunku B momenty maleją aż do zera, więc w tym wypadku moment zginający osiąga największą wartość w punkcie C , t. zn. przy $x = s$.

$$\begin{aligned} M_{\max} = M_C &= \frac{qs^2(l-s)}{2l} + \frac{ms(l-s)}{l} = \\ &= \frac{qs(l-s)(s+2\alpha l)}{2l} = \\ &= \frac{ql^2}{2} (k^2 - k^3 + 2\alpha k - 2\alpha k^2). \end{aligned}$$

Dla znalezienia wartości s , przy której $M_{\max}$ osiąga największą wartość, zestawiamy równanie:

$$\begin{aligned} \frac{dM_{\max}}{dk} &= \frac{ql^2}{2} (2k - 3k^2 + 2\alpha - 4\alpha k) = 0 \\ 3k^2 - 2(1-2\alpha)k - 2\alpha &= 0 \end{aligned}$$

Stąd

$$k = \frac{1}{3} \left[(1-2\alpha) + \sqrt{(1-2\alpha)^2 + 6\alpha} \right]$$

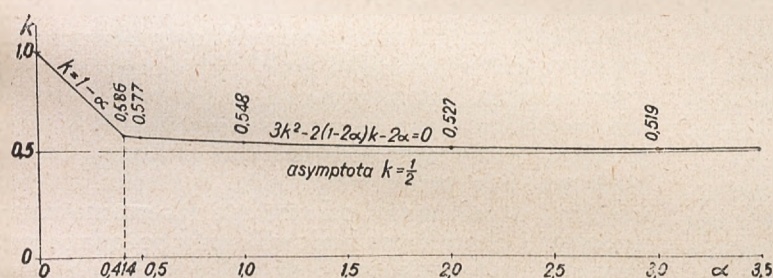
Gdy α dąży do ∞ , to k dąży do $1/2$ (wartość tę otrzymujemy, dzieląc licznik i mianownik przez α i biorąc stosunek pierwszych pochodnych licznika i mianownika przy $\alpha = \infty$). Wynik ten zgadza się z tym, jaki otrzymano poprzednio, rozpatrując belkę obciążoną tylko ciągłym obciążeniem m tm/m. Jeżeli zaś k dąży do $1/2$, to $M_{\max} = M_C$ dąży do

$$M_C = \frac{ql^2}{8} \left(\frac{1}{2} + 2\alpha \right) = \beta_2 \cdot \frac{ql^2}{8},$$

gdzie

$$\beta_2 = \frac{1}{2} + 2\alpha.$$

Otrzymane wyniki przedstawiamy w postaci wykresów $k = f(\alpha)$ i $\beta = f(\alpha)$. Pierwszy z nich (rys. 10)



Rys. 10.

wskazuje, jaką część belki należy obciążyć przy danym α dla uzyskania max. M , drugi zaś (rys. 11) stosunek tego momentu do max. momentu, jaki się otrzymuje przy obciążeniu pionowym q t/m, t. zn. do $\frac{ql^2}{8}$.

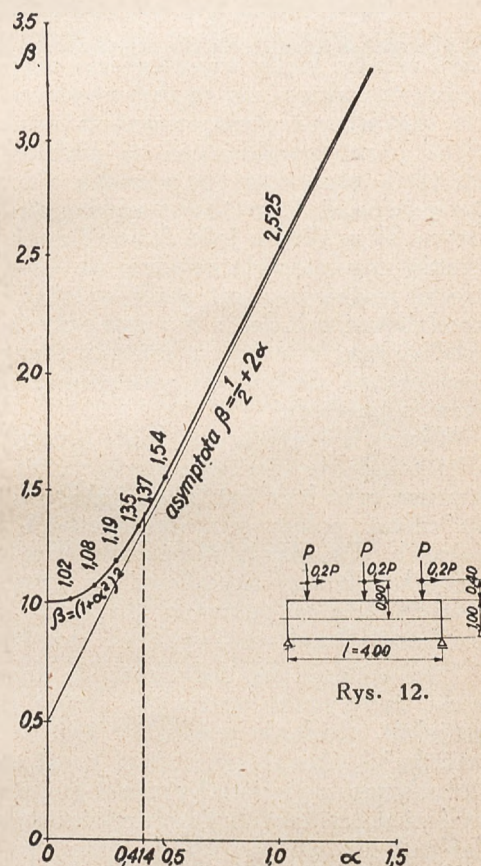
Wykres zależności k od α przedstawia na odcinku, gdzie $\alpha \leq 0,414$, linię prostą o równaniu $k = 1 - \alpha$, dalej zaś krzywą zbliżającą się asymptotycznie do prostej poziomej $k = 1/2$.

ku, gdzie $\alpha \leq 0,414$, krzywą o równaniu $\beta = (1 + \alpha^2)^2$, zaś przy $\alpha > 0,414$ krzywą zbliżającą się asymptotycznie do prostej o równaniu $\beta = \frac{1}{2} + 2\alpha$.

Jak widać z tego wykresu wzrost α , charakteryzującego stosunek obciążenia poziomego do pionowego, początkowo wpływa b. nieznacznie na wzrost największego momentu zginającego. I tak np. przy $\alpha = 0,1$ największy moment zginający w belce jest tylko o 2% większy od wartości $\frac{ql^2}{8}$.

Dla zorientowania się, z jakimi wartościami α spotykamy się w jezdni mostu kolejowego, weźmy następujący przykład (rys. 12).

Belka o rozpiętości 4,00 m i wysokości 1,00 m, jest obciążona hamującym parowozem. Niech siła hamowania wynosi 0,2 nacisku pionowego i niech będzie zaczepiona w poziomie główki szyny, a więc



Rys. 11.

np. 0,40 m nad wierzchem belki. W tych warunkach α wyniesie;

$$\alpha = \frac{m}{ql} = \frac{0,2 P \cdot 0,90}{P \cdot 4,00} = 0,045.$$

Odpowiednie $\beta = (1 + 0,045^2)^2 \approx 1,005$, a więc wpływ hamowania na największy moment zginający wynosi tu zaledwie 0,5%, co całkowicie usprawiedliwia pomijanie tego wpływu przy obliczaniu momentów zginających w belkach mostów kolejowych.

Grunt jako element konstrukcji budowlanej

Bezsporną zdobyczą ostatnich 10—20 lat jest nowa metoda podejścia do zagadnienia gruntów jako posadowienia budowli, a mianowicie przez studiowanie fizycznych i mechanicznych własności pokładów ziemnych. Zadanie to zostało ułatwione dzięki postępom w dziedzinie fizyki w ostatnich latach, a także przez wykorzystanie metod obserwacji gruntów, opracowanych dawniej dla celów rolniczych, przemysłu ceramicznego i t. p. Obecnie, biorąc nienaruszone próbki gruntów i podając je badaniom laboratoryjnym, można przewidzieć nie tylko wielkość osiadania gruntu pod projektowanym obciążeniem, ale nawet wykreślić postępy spodziewanego osiadania w czasie. Związane to jest jednak z dość dużymi trudnościami, a więc przede wszystkim badanie próbek ziemnych w laboratorium wymaga 2—3 tygodni czasu, a nie-raz i więcej, poza tym określenie mechanicznych własności gruntów udaje się wykorzystać dla obliczeń wtedy, kiedy uwarstwienia mają dość jednolity charakter i nie są zbyt powikłane, — a wreszcie, porównanie obserwowanych osiadań z wielkościami przepowiedzianymi na podstawie wstępnych obliczeń, zazwyczaj potwierdza charakter i kategorię osiadań, lecz rzadko zgadza się dokładnie cyfrowo. W praktyce jednak zwykle nie gra roli orzeczenie, czy budowla osiadnie na 4 czy na 6 mm — rzeczą ważniejszą jest wiedzieć tutaj, czy należy się spodziewać osiadania o 5 mm, czy też raczej o 50 lub 100 mm, a w tych granicach przez zbadanie laboratoryjne można już spodziewać się wystarczającej odpowiedzi.

Wiemy dobrze, że na stanie budowli odbijają się albo osiadania nierównomierne, albo też osiadania równomierne lecz już takiej kategorii, że wpływają na całość połączeń wodociagowych lub kanalizacyjnych. Osiadania nierównomierne nawet drobne mogą być bardzo szkodliwe dla konstrukcji żelbetowych, lecz w pewnych granicach bez znaczenia dla konstrukcji stalowych lub murów z cegły.

I tu wyłania się dezyderat do wprowadzenia w życie, żeby przez uprzednie, przed sporządzeniem projektu, zbadanie pokładów gruntów, dostosowywać do ich charakteru rodzaj konstrukcji budynku. Dotychczas najczęściej projekt budowli sporządzany jest w ten sposób, że charakter gruntów jest badany (o ile wogóle jest badany) po opracowaniu całkowitej konstrukcji, i sposób fundamentowania dobierany jest później, nieraz dopiero po wykonaniu dołów lub rowów fundamentowych. Metoda podejścia do fundamentowania przez uprzednie zbadanie pokładów, na których posadowienie budowli ma się opierać, została opracowana i jest właściwie zasadniczo stosowana tylko przy projektach większych mostów; jest tu rzeczą normalnie praktykowaną, że w zależności od głębokości fundamentowania i związanych z tym kosztów projektuje się bądź większe przęsła i mniejszą ilość filarów, bądź mniejsze przęsła i więcej filarów. Z myślą uwzględniania jakości gruntu przy wyborze i zaprojektowaniu konstrukcji budynków spotykamy się dopiero w ostatnich czasach. Jeżeli będziemy uważali grunt,

jako jeden z elementów budowy, różniący się jednak zasadniczą cechą od innych elementów, a mianowicie, że jest związany ściśle z terenem wykonania, to będziemy musieli dostosować się zarówno charakterem konstrukcji jak i jej materiałem (stal, cegła, żelbet) do właściwości gruntu. Mając do dyspozycji pokłady skaliste lub ziemne o dobrej nośności, łatwo jest projektować budowę w dowolnym wykonaniu, nie troszcząc się ani o rozkład obciążeń (skoncentrowane naciski czy też obciążenia rozłożone na większych powierzchniach), ani o więcej czy mniej częsty podział budynku przerwami dylatacyjnymi. Kiedy natomiast grunt jest słaby lub o nierównomiernej wytrzymałości, należy dążyć przede wszystkim do uniknięcia lokalnych skoncentrowanych obciążeń, a poza tym, licząc się z możliwością nierównomiernego osiadania, unikać konstrukcji żelbetowych, wybierając raczej szkielety żelazne lub mury z cegły; jest rzeczą wiadomą, że ostatnie dwa typy konstrukcji znoszą łatwo odkształcenia znacznie większe niż żelbet, gdzie nieznaczne przesunięcia wywołują zaraz pęknięcia.

Jeżeli stosujemy palowanie, to musimy brać pod uwagę, że wzory dynamiczne, określające nośność wbijanych pali, zasługują rzeczywiście na zaufanie przy oparciu się albo na złożach piaszczystych albo ilcowatych lecz o dużej ścisłości, a małej zawartości wody, t. j. gruntach tego rodzaju, które bądź poddają się szybko odkształceniom, bądź przy obciążeniach budowlanych prawie nie poddają się w ogóle. Natomiast grunty o małej zwartości, w szczególności grunty gliniaste o większej zawartości wody, po zabiciu pali lub po posadowieniu budowli dostosowują się pod obciążeniem do nowych warunków często w ciągu miesięcy, lat lub dziesiątków lat, a więc nośność pali, określona według wzorów dynamicznych dla danego momentu, z biegiem czasu musi ulec zmianom, przeważnie w kierunku zmniejszenia nośności. Ponieważ w niektórych tylko wypadkach można mieć stuprocentową pewność co do rzeczywistej nośności pala, określonej wzorem dynamicznym, czy ze względu na typ pala i sposób jego wykonania, czy też na charakter gruntów, więc przyjętą jest rzeczą dawać duże zapasy bezpieczeństwa (nie mniej 3-krotnego, a często jeszcze większe, w zależności od użytego wzoru matematycznego i charakteru budowli) oraz pożądane jest stosować raczej większą ilość pali o mniejszej nośności, niż mniejszą ilość pali o większej nośności. Naturalnie poza tym jest rzeczą bezsporną, że większa ilość pali daje zawsze lepsze powiązanie z gruntem i lepiej przekazuje mu przyjęte obciążenia. Należy się przy tym liczyć z faktem, obserwowanym przez prof. *Terzaghi* na budowach w Wiedniu, że grupy pali dawały osiadanie od 5 do 20, a nawet 30 razy większe, niż pojedynczy pal przy jednakowym obciążeniu w stosunku do jednego pala; niestety, prof. *Terzaghi* nie podaje, na jakich wzajemnych odległościach rozstawione były pale w tych wypadkach. O ile tylko podstawy pali zostają wzajemnie jedna od drugiej dostatecznie oddalone, nie ma powodu, żeby nie uznawać indywidualnej pracy

każdego pala. Jednakowoż w każdym razie, przy większych powierzchniach fundamentowania na palach, należy kontrolować nośność gruntów, na których pale opierają się, czy te grunty są w stanie przyjąć na siebie nacisk jednostkowy, jaki otrzymuje się przez podzielenie obciążenia każdej podstawy przez całość jej rzutu poziomego.

Im większa jest powierzchnia rzutu budowli, tym dalej przenikają natężenia w głąb przy jednakowym obciążeniu powierzchniowym i tym one są znaczniejsze na jednakowych głębokościach. Można tu przytoczyć przykład filarów mostu, zbudowanych na palach około 40 lat temu w Ameryce na wybrzeżu oceanu Spokojnego i posadowionych obok nowych fundamentów fabryki o długości budynku ok. 300 m, również na palach, nieco nawet głębszych i obciążonych b. skromnie w granicach 10—15 tonn na pal; filary mostu o małej powierzchni fundamentowania nie dały wyraźnych osiadań, a budynki fabryczne o dużej powierzchni przy obciążeniu 2 kg/cm^2 w rzucie fundamentów osiadły o 40 cm. W ostatnim wypadku przy pomocy analizy matematycznej z góry można było przewidzieć poważne osiadania.

Jeżeli chcielibyśmy kiedykolwiek określać nośność gruntu drogą próbnych obciążeń, należy mieć na uwadze, że wpływ miejscowego obciążenia przenika w głąb zaledwie na odległość parokrotną w stosunku do poprzecznych wymiarów naciskającej podstawy. Można za pomocą obciążeń próbnych szukać z powodzeniem orientacyjnych danych w tym wypadku, jeżeli grunty poniżej posadowienia fundamentu posiadają większe wytrzymałości w stosunku do pokładu, poddanego próbie; w tym wypadku jednak, jeżeli głębsze przewarstwienia są słabsze, próbne obciążenie może nie uchwycić swym wpływem dolnych słabszych warstw, które jednak trafią później bezwzględnie w sferę zasięgu natężeń, wywołanych budową o znacznie większej powierzchni nacisku.

Parę podanych tu myśli wystarczy, żeby nasunąć poważne refleksje przy projektowaniu i zaznaczyć, jak to wspomniano wyżej, korzyści techniczne, wpływające z dostosowania konstrukcji budowli do charakteru zalegających gruntów i znaczenie wyboru odpowiedniego posadowienia, czyli sposobu związania całości budowli z gruntem.

JANUSZ RATYŃSKI

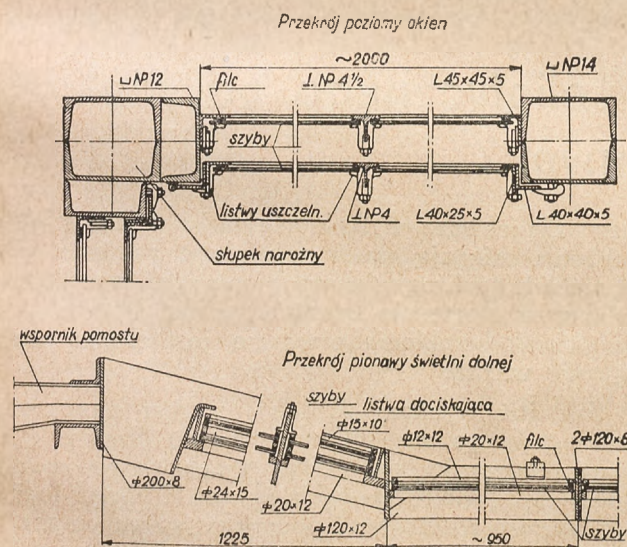
Konstrukcja stalowa świetlni dachowych Muzeum Narodowego w Krakowie

Przy budowie Muzeum Narodowego w Krakowie zastosowano nad dwiema salami wystawowymi świetlnie dachowe, które pozwalają na otrzymanie oświetlenia górnego, tak korzystnego w tego rodzaju salach.

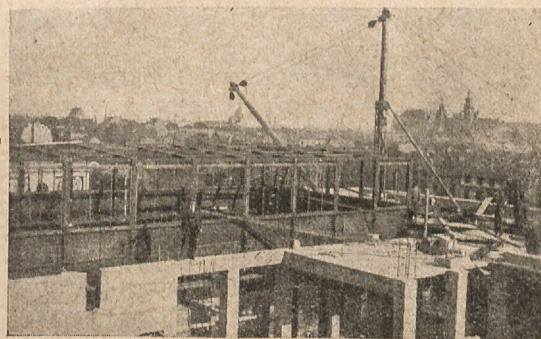
Konstrukcję stalową niosącą świetlni stanowią, oparte na podciągach żelbetowych, 4 dźwigary na

Blachownice są belkami spawanymi, podłużne mają rozpiętość 17,1 m, poprzeczne — 9,615 m, wysokość 1440 mm, na nich spoczywają słupki podtrzymujące wiązary dachowe, pomiędzy słupkami mamy podwójne okna stalowe bezkitowe, zewnętrzne stałe a wewnętrzne otwierane, średnia wielkość okien około $1,75 \times 2,0 \text{ m}$.

Dach świetlni jest czterospadkowy, pokryty papą na płytach gazobetonowych, które spoczywają na płatwiach z dwuteownika N 10, wiązary kratowe spawane o rozpiętości 9,615 m i wysokości 430 mm po środku, złożone z dwóch połówek dwuteownika N 24, połączonych kratą z kątowników. Rozstaw wiązarów ok. 2,15 m.



Rys. 1.



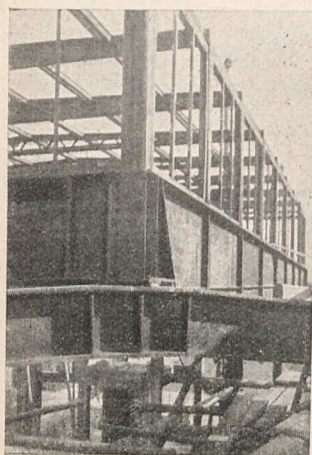
Rys. 2.

roznikowe spawane o ściankach pełnych, na których z kolei opierają się 2 blachownice podłużne i 2 poprzeczne, podtrzymujące ściany boczne, dach i świetlnię poziomą.

Konstrukcja niosąca świetlni dachowych nie wymaga dalszego omówienia, układ jej pokazany jest na zestawieniu, niektóre szczegóły na załączonych fotografiach.

Praca układu pod działaniem sił pionowych nie wymaga żadnych wyjaśnień, siły od parcia wiatru przenoszone są na mury przy pomocy dwuteowników N 16, które mają jeden koniec sztywno połączony z blachownicą, drugi zaś zabetonowany w murze.

Jak już wyżej wspomniałem, pomiędzy słupkami podtrzymującymi wiązary dachowe, znajdują się okna. Szczegóły oraz przekroje słupków i okien są pokazane na rysunku.

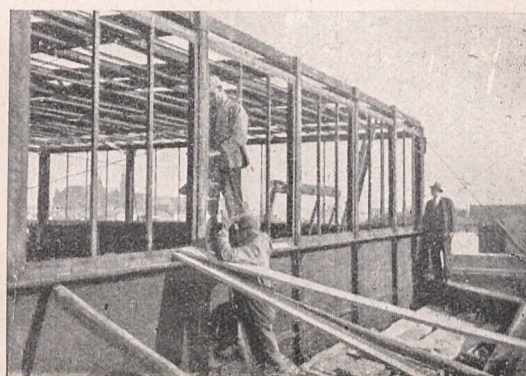


Rys. 3.

Umocowanie szyb w oknach wykonano przy pomocy odpowiednio wytłoczonych listew z blachy żelaznej ocynkowanej grubości 1,5 mm, uszczelnienie okien przy pomocy filcu owiniętego cynfolią, docisk listew uszczelniających zapewniony jest dzięki możliwości dokręcania śrub, które dla uniknięcia rdzewienia zostały wykonane z mosiądzu i połączone są ze szczelinami przez przylutowanie na mosiądz.

mejs osiągnięto przez położenie pod szyby i na nie filcu owiniętego cynfolią. Od góry szyby są dociskane ramkami o przekroju 12×12 mm, regulowanie docisku za pomocą odpowiednio wytłoczonych blach szerokości 40 mm, grubości 3 mm, dociskanych śrubami, przypojonymi do żeber.

Ze względu na transport świetlnia pozioma została podzielona w kierunku podłużnym na 5 części, przy czym skrajne żebra poszczególnych części były wykonane z płaskownika 120×6 mm i zostały ze sobą znitowane na montażu. Szczegóły konstrukcji świetlni poziomej pokazane są na rysunku.



Rys. 4.

Świetlnia pozioma o wymiarach $7,265 \times 14,75$ m zawieszona jest na pomoście, opartym na blachownicach, składa się z żeber skrzyżowanych pod kątem prostym o przekroju 120×12 mm, rozstaw żeber ok. 0,95 m. Żebra na końcach są przypojone do blachy pionowej o przekroju 200×8 mm, stanowiącej zakończenie pomostu, do żeber są przynitowane płaskowniki 20×12 mm, na których opierają się szyby. Uszczelnienie świetlni pozi-

Konstrukcja powyższa została wykonana przez Zakłady Przetwórcze Wspólnoty Interesów w Chorzowie.

Ciążar jednej świetlni dachowej wyniósł ok. 47,3 tonn, przy czym ciężar wiązarów i płatwi 7,2 tonn, słupków i okien 6 tonn, świetlni poziomej 6,3 tonn.

FRANCISZEK SZELĄGOWSKI

Wpływ otworu kołowego lub eliptycznego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym

Stale wysokowartościowe, jak stwierdzają badania, zachowują się naogół niekorzystnie pod względem wytrzymałości na uderzenie szczególnie w tych przypadkach, kiedy badany przekrój elementu konstrukcyjnego jest osłabiony otworem.

W tego rodzaju przypadkach stale wysokowartościowe wykazują bowiem zmniejszoną zdolność do odkształceń plastycznych, co się uzewnętrznia w postaci pęknięć samego tworzywa stalowego w tych punktach obwodu, w których panują największe naprężenia.

Powyższa ujemna własność stali wysokowartościowych potęguje się jeszcze w miarę obniżania się temperatury otaczającej atmosfery. Wtedy stal wysokowartościowa staje się w pewnym stopniu krucha.

Ponieważ, jak już wspomniano, pierwsze rysy

powstają zawsze w tych miejscach, w których naprężenia osiągają swoje największe wartości, więc określenie tych największych naprężeń, panujących w danym elemencie konstrukcyjnym i powstałych na skutek osłabienia otworem, jest rzeczą praktycznie ważną.

Jak już wykazał Kirsch¹⁾ wzrost naprężenia rozciągającego w punktach obwodu otworu kołowego nieograniczonej płyty wszechstronnie rozciąganej jest dwukrotnie większy, zaś w płycie jednokierunkowo rozciąganej powyższy wzrost naprężenia jest w pewnych punktach obwodu otworu kołowego nawet trzykrotnie większy od naprężenia, które zachodziłoby w przypadku równomiernego rozkładu naprężeń.

¹⁾ G. Kirsch. „Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre”. Zeitschrift d. V. D. I. 1898.

Badania przeprowadzone w tym kierunku przez *Preuss'a*²⁾ potwierdziły w pewnej mierze wyniki teoretyczne, gdyż wykazały, że w próbce rozciąganej i osłabionej otworem kołowym powstawały rzeczywiście w pewnych punktach obwodu naprężenia prawie że 2,3 razy większe od tego naprężenia, które wystąpiłoby w przypadku równomiernego rozkładu naprężeń.

Różnica w wielkościach największego naprężenia rozciągającego, otrzymanego na drodze teoretycznej i doświadczalnej, wynika poniekąd już z samych założeń, gdyż w wywodach teoretycznych wymiary płyty zostały przyjęte jako nieograniczone, podczas gdy w badaniach powyższe wymiary były zupełnie skończone. Ponadto wywody teoretyczne zostały przeprowadzone w założeniu nieograniczonej sprężystości tworzywa, gdy tymczasem w badaniach występowały również i odkształcenia niesprężyste tworzywa. W końcu z doświadczeń tych można było stwierdzić, że obecność otworu była jednakże bez wpływu na wielkość samej siły zrywającej próbkę, gdyż przy przekroczeniu granicy plastyczności tworzywa, panujące w nim stosunki na ogół zupełnie się zmieniają; w najbardziej naprężonych miejscach na brzegu otworu najpierw ma miejsce płynięcie tworzywa, tak że stan naprężeń wyrównywa się i przez to wielkość siły zrywającej ostatecznie nie ulega zmniejszeniu.

Należy jednakże tutaj zauważyć, że powyższe okoliczności mają przecież miejsce tylko w przypadku statycznego działania obciążenia.

Kiedy zaś obciążenie działa w sposób dynamiczny, to stosunkowo małe uderzenia mogą już spowodować prawie niedostrzegalne rysy, które następnie mogą wywołać pęknięcie samego tworzywa, osłabionego tworem. Tego rodzaju wypadki, gdzie po dłuższej pracy następuje nieoczekiwane pęknięcie pewnej części pracującej konstrukcji, nie należą bynajmniej do rzadkości.

Należy podkreślić jedną również ważną rzecz, że kształt samego otworu, jak i położenie jego w stosunku do kierunku sił działających, posiada duży wpływ na wielkość miejscowych naprężeń, co wynika z zagadnień rozwiązanych przez *Kołosow'a*³⁾ i *Inglis'a*⁴⁾ w przypadku płyty jednokierunkowo rozciąganej z otworem kształtu elipsy, oraz kształtu lemniskaty.

W niniejszej pracy zostanie natomiast rozpatrzona sprawa wpływu otworu kołowego i eliptycznego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym, przy czym do rozwiązania powyższego zagadnienia zostanie przyjęty sposób wskazany przez *Kołosow'a*⁵⁾, a polegający na wprowadzeniu do działań matematycznych zmiennej zespolonej, co niezmiernie uprości ostateczne wyniki rozpatrywanego za-

gadnienia, w odróżnieniu od działań matematycznych, opartych na zmiennych rzeczywistych.

W ogólnych zarysach powyższy sposób polega na tym, że równaniom równowagi ciała w układzie osi współrzędnych prostokątnych

$$\frac{\partial X_x}{\partial x} + \frac{\partial X_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial X_y}{\partial x} + \frac{\partial Y_y}{\partial y} = 0,$$

które mogą być napisane w kształcie nieco zmienionym

$$\frac{\partial 2X_y}{\partial y} + \frac{\partial (X_x - Y_y)}{\partial x} = - \frac{\partial (X_x + Y_y)}{\partial x}$$

$$\frac{\partial 2X_y}{\partial x} - \frac{\partial (X_x - Y_y)}{\partial y} = - \frac{\partial (X_x + Y_y)}{\partial y},$$

oraz równaniu *Laplace'a*

$$\frac{\partial^2 (X_x + Y_y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (X_x + Y_y)}{\partial y^2} = 0$$

czynią zadość wartości naprężeń X_x , Y_y i X_y , związane w postaci następujących zależności

$$2X_y + i(X_x - Y_y) = (\gamma + i\delta) \Phi'(z) + F(z)$$

$$X_x + Y_y = \text{część rzeczywista funkcji } \Phi(z),$$

gdzie

$$\frac{\partial (\gamma + i\delta)}{\partial x} + i \frac{\partial (\gamma + i\delta)}{\partial y} = -i$$

i

$$z = x + iy,$$

przy czym x , y są to współrzędne danego punktu.

W wielu zagadnieniach jest wskazane stosować z korzyścią zamiast współrzędnych prostokątnych x , y , współrzędne krzywoliniowe ξ , η .

Czyniąc zatem tutaj

$$\zeta = \xi + i\eta = F(x + iy)$$

$$x + iy = f(\xi + i\eta) = f(\zeta),$$

naprężenia P , Q , U , działające na niezmiernie mały element w układzie współrzędnych krzywoliniowych, będą mogły być określone z zależności.

$$2U + i(P - Q) = e^{2\theta i} [2X_y + i(X_x - Y_y)]$$

i

$$P + Q = X_x + Y_y,$$

gdzie θ oznacza kąt, jaki tworzy oś ξ z osią x .

Po omówieniu tych wstępnych rozważań rozpatrzmy z kolei

§ 1. Wpływ otworu kołowego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym.

Niechaj będzie więc element, obciążony momentem gnącym, oraz osłabiony otworem kołowym, położonym na osi obojętnej, w sposób uwidoczniiony na rys. 1.

²⁾ E. Preuss. „Versuche über die Spannungsverteilung in gelochten Zugstäben”. Zeitschrift d. V. D. I. 1912.

³⁾ G. Kołosow. „Über einige Eigenschaften des ebenen Problems der Elastizitätstheorie”. Zeitschrift für Math. und Phys. 1914.

⁴⁾ C. E. Inglis. „Stresses in a Plate Due to the Presence of Cracks and Sharp Corners”. Engineering. 1913.

⁵⁾ G. Kołosow. „Sur les problèmes de l'élasticité à deux dimensions.” C. R. 1908.

G. Kołosow. „Sur les problèmes de l'élasticité à deux dimensions.” C. R. 1909.

G. Kołosow. Ibid 3).

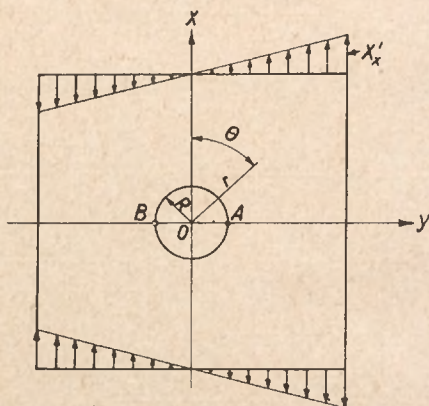
Wprowadźmy zarazem do przekształceń zmienną ζ w postaci

$$\zeta = \xi + i\eta = \lg r + i\theta, \quad (1)$$

oraz

$$\zeta_1 = \xi - i\eta,$$

gdzie ξ i η oznaczają współrzędne krzywoliniowe danego punktu. Wtedy naprężenie X'_x w dowol-



Rys. 1.

nym punkcie rozpatrywanego elementu będzie można wyrazić następującym wzorem:

$$X'_x = k y = k r \sin \theta = k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2i} (2)$$

Oznaczając w dalszym ciągu przez P_1 , Q_1 i U_1 naprężenia działające na niezmiernie mały element w układzie współrzędnych krzywoliniowych, to z zależności⁶⁾

$$2U_1 + i(P_1 - Q_1) = e^{2\theta} [2X'_y + i(X'_x - Y'_y)],$$

otrzymamy

$$2U_1 + i(P_1 - Q_1) = e^{2\theta} k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2}, \quad (3)$$

przyjawszy pod uwagę okoliczność, że w danym przypadku jest $X'_y = Y'_y = 0$.

Ponadto na podstawie związku, że

$$P_1 + Q_1 = X'_x + Y'_y (4)$$

będzie

$$P_1 + Q_1 = k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2i}.$$

Przyjmując w końcu pod uwagę równości (3) i (4), jak również i niżej podane zależności:

$$\frac{2U_1 + i(P_1 - Q_1)}{h^2} = k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2} [f'(\zeta)]^2,$$

$$f(\zeta) = f'(\zeta) = e^\zeta,$$

$$\frac{1}{h^2} = r^2 = e^{2\xi},$$

otrzymamy ostatecznie

$$\frac{2(U_1 + iP_1)}{h^2} = k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2} (e^{2\xi} + e^{2\zeta_1}). . . . (5)$$

Wszystkie dotychczas wyprowadzone związki odnoszą się tylko do stanu napięcia elementu, bez uwzględnienia wpływu otworu kołowego. Chcąc teraz jednak uwzględnić powyższy wpływ otworu, należy uprzednio rozwiązać zagadnienie pomocnicze, które określi stan napięcia elementu pod wpływem obciążenia obwodu kołowego naprężeniami, powstałymi na skutek działania danego momentu gnącego, lecz odwrotnego znaku.

Zatem w myśl zależności (5) należy na obwodzie otworu kołowego przyjąć obciążenie zgodnie ze wzorem

$$\left[\frac{2(U_2 + iP_2)}{h^2} \right]_{\xi=\alpha} = - \left[k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2} (e^{2\xi} + e^{2\zeta_1}) \right]_{\xi=\alpha}, \quad (6)$$

i dla tego obciążenia określić naprężenia w dowolnym punkcie elementu, przyjmując oczywiście pod uwagę, że dla odległych punktów, a więc dla $r = \infty$, wpływ obciążenia tego winien być równy zeru.

Sumując w końcu w dowolnym punkcie elementu naprężenia, powstałe pod wpływem działania obciążeń (2) i (6), otrzymamy ostatecznie naprężenia w dowolnym punkcie elementu, obciążonego danym momentem gnącym i osłabionym otworem kołowym.

Wprowadzając zatem do wzoru (6) wielkości R i θ , otrzymamy po odpowiednim przekształceniu

$$\left[\frac{2(U_2 + iP_2)}{h^2} \right]_{\xi=\alpha} = \frac{kR^3}{2} (\cos \theta - \cos 3\theta) - ikR^3 \sin \theta (1 + \cos 2\theta). \quad (7)$$

Z drugiej strony jednak mamy następującą zależność⁷⁾:

$$\left[\frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} \right]_{r=R} = \left[-\frac{1}{2} iR^2 \frac{d\Phi(\zeta)}{d\zeta} + F(\zeta) \right]_{r=R}, \quad (8)$$

gdzie $\Phi(\zeta)$ jest funkcją, której część rzeczywista jest równa $P_2 + Q_2$, zaś $F(\zeta)$ jest to funkcja do wolna, która by jednakże czyniła zadość warunkom brzegowym.

Lecz w danym przypadku należy stwierdzić, że część rzeczywista we wzorze (8) musi być taka sama jak we wzorze (7).

Zatem możemy napisać

$$\frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} = \frac{kR^4}{2} e^{-\zeta} (1 - R^2 e^{-2\zeta}) + iC.$$

Ponadto można będzie również określić i wartość $(P_2 + Q_2)_{\xi=\alpha}$ w sposób następujący:

$$(P_2 + Q_2)_{\xi=\alpha} = \frac{1}{i} \{ 2(U_2 + iP_2) - [2U_2 + i(P_2 - Q_2)] \}_{\xi=\alpha} = -kR \sin 3\theta - \frac{iC}{R^2}, \quad (9)$$

przy czym stałą C należy przyjąć równą zeru, ze względu na zachowanie warunków brzegowych omawianego zagadnienia.

Ponieważ, jak wyżej już wspomniano, wartość (9) jest częścią rzeczywistą funkcji $\Phi(\cdot)$, zatem

⁶⁾ Ibid 3).

⁷⁾ Ibid 3).

można będzie napisać funkcję $\Phi(\zeta)$ w postaci wzoru

$$\Phi(\zeta) = -ikR^4 e^{-3\zeta},$$

oraz określić funkcję $F(\zeta)$ z zależności (8), t. w postaci

$$F(\zeta) = \frac{i}{2} R^2 \frac{d\Phi(\zeta)}{d\zeta} + \frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} = \\ = -\frac{kR^4}{2} e^{-\zeta} (1 - 4R^2 e^{-2\zeta}).$$

Mając w ten sposób określone funkcje $\Phi(\zeta)$ i $F(\zeta)$, można będzie ze wzoru

$$r^2 [2U_2 + i(P_2 - Q_2)] = -\frac{i}{2} r^2 \frac{d\Phi(\zeta)}{d\zeta} + F(\zeta),$$

określić już $2U_2 + i(P_2 - Q_2)$ w postaci

$$2U_2 + i(P_2 - Q_2) = \frac{kR^4}{2} \left[\frac{3}{r^3} (\cos 3\theta - i \sin 3\theta) + \right. \\ \left. + \frac{1}{r^3} (\cos \theta - i \sin \theta) - \frac{4R^2}{r^5} (\cos 3\theta - i \sin 3\theta) \right],$$

skąd mamy bezpośrednio

$$U_2 = \frac{kR^4}{4r^3} \left[\cos \theta + \cos 3\theta \left(3 - \frac{4R^2}{r^2} \right) \right], \quad (10)$$

oraz

$$P_2 - Q_2 = -\frac{kR^4}{2r^3} \left[\sin \theta + \sin 3\theta \left(3 - \frac{4R^2}{r^2} \right) \right].$$

Co się zaś tyczy wartości $P_2 + Q_2$, to powyższą wartość najdogodniej jest określić z zależności⁸⁾

$$2U_2 r^2 = -\frac{1}{2} r^2 \frac{\partial}{\partial \theta} (P_2 + Q_2) + \varphi,$$

gdzie φ jest częścią rzeczywistą funkcji $F(\zeta)$, skąd po podstawieniu i scałkowaniu otrzymujemy

$$P_2 + Q_2 = -\frac{kR^4}{r^3} \sin 3\theta.$$

Ze związków (9) i (10) jest więc

$$P_2 = -\frac{kR^4}{4r^3} \left[\sin \theta + \sin 3\theta \left(5 - \frac{4R^2}{r^2} \right) \right]. \quad (11)$$

i

$$Q_2 = \frac{kR^4}{4r^3} \left[\sin \theta + \sin 3\theta \left(1 - \frac{4R^2}{r^2} \right) \right]. \quad (12)$$

Otrzymane naprężenia posiadają swoje największe wartości na obwodzie otworu, t. j. dla $r = R$.

Czyniąc więc we wzorach (10), (11) i (12) $r = R$, będzie

$$U_2 = \frac{kR}{4} (\cos \theta - \cos 3\theta),$$

$$P_2 = \frac{kR}{4} (\sin \theta + \sin 3\theta).$$

$$Q_2 = \frac{kR}{4} (\sin \theta - 3 \sin 3\theta).$$

Ponieważ w elemencie bez uwzględnienia otworu

naprężenia od obciążenia zewnętrznego dla $r = R$, są

$$U_1 = -\frac{kR}{4} (\cos \theta - \cos 3\theta),$$

$$P_1 = \frac{kR}{4} (\sin \theta + \sin 3\theta),$$

i

$$Q_1 = \frac{kR}{4} (3 \sin \theta - \sin 3\theta),$$

które to wartości można otrzymać bezpośrednio z zależności (3) oraz (4), to sumując w końcu wyżej wymienione wartości naprężeń, otrzymamy ostatecznie największe naprężenia miejscowe w elemencie obciążonym danym momentem gnącym i osłabionym jednocześnie otworem kołowym.

Tak więc dla $r = R$ jest

$$U = U_1 + U_2 = 0,$$

$$P = P_1 + P_2 = 0,$$

oraz

$$Q = Q_1 + Q_2 = kR (\sin \theta - \sin 3\theta).$$

Z powyższych wyników można zauważyć, że naprężenie Q osiąga swą największą wartość w dwóch punktach elementu A i B (rys. 1), t. j. dla wartości

kąta $\theta = \frac{\pi}{2}$ i $\frac{3\pi}{2}$, przy czym wynosi ono

$$Q_{\max} = 2kR,$$

czyli naprężenie to jest dwukrotnie większe od tego naprężenia, które podaje wzór teorii wytrzymałości tworzyw.

Należy jeszcze tutaj zwrócić uwagę, że wyprowadzone powyżej wzory dotyczą tylko tego przypadku, kiedy środek otworu znajduje się na osi obojętnej elementu. Jeżeli jednak środek otworu będzie się znajdował nie na osi obojętnej elementu, to wtedy, przy założeniach powyżej omówionych, będzie można przyjąć, że naprężenia na obwodzie otworu elementu będą sumą naprężeń w przypadku równomiernego rozciągania (względnie równomiernego ściskania) oraz zginania, w założeniu położenia środka tego otworu na osi obojętnej elementu.

W miarę oddalania się otworu od osi obojętnej elementu, wartość miejscowego naprężenia w punkcie A , względnie w punkcie B , otworu będzie się zbliżała do trzykrotnej wartości tego naprężenia, które podaje wzór teorii wytrzymałości tworzyw.

§ 2. Wpływ otworu eliptycznego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym.

Niech będzie więc element obciążony danym momentem gnącym, oraz osłabiony otworem eliptycznym, położonym na osi obojętnej elementu w sposób uwidoczniiony na rys. 2.

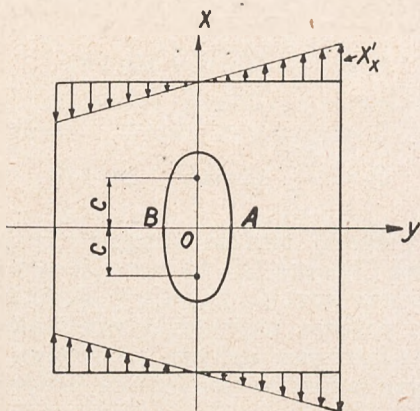
Wprowadźmy następnie do powyższego zagadnienia funkcję $f(\zeta)$, określoną wzorem

$$f(\zeta) = \frac{c}{2} (e^{\zeta} + e^{-\zeta}), \quad \dots \quad (13)$$

⁸⁾ Ibid 3).

gdzie c oznacza odległość ogniskową elipsy od osi oy , zaś

$$\zeta = \xi + i\eta.$$



Rys. 2.

Zależność (13) po odpowiednim przekształceniu można będzie napisać w postaci następującej równości

$$f(\zeta) = x + iy = c \cos \eta \operatorname{Ch} \xi + ic \sin \eta \operatorname{Sh} \xi,$$

skąd otrzymujemy bezpośrednio

$$x = c \cos \eta \operatorname{Sh} \xi, \quad (14)$$

i

$$y = c \sin \eta \operatorname{Sh} \xi. \quad (15)$$

Wylączając z równań (14) i (15) raz wielkość η , a drugi raz wielkość ξ , będzie

$$\frac{x^2}{c^2 \operatorname{Ch}^2 \xi} + \frac{y^2}{c^2 \operatorname{Sh}^2 \xi} = 1,$$

oraz

$$\frac{x^2}{c^2 \cos^2 \eta} - \frac{y^2}{c^2 \sin^2 \eta} = 1,$$

które to wzory określają ortogonalny układ elips i hyperbol.

Tak więc parametry ξ i η są to współrzędne eliptyczne (ogólnie rzecz biorąc — krzywoliniowe) dowolnego punktu rozpatrywanego elementu.

W niniejszym zagadnieniu dla dowolnego punktu elementu, bez uwzględnienia wpływu otworu, jest więc

$$X'_x = ky = kc \sin \eta \frac{e^\xi - e^{-\xi}}{2},$$

oraz

$$X'_y = Y'_y = 0$$

Ponadto z zależności⁹⁾

$$\frac{2U_1 + i(P_1 - Q_1)}{h^2} = [2X'_y + i(X'_x - Y'_y)][f'(\zeta)]^2$$

będzie

$$\begin{aligned} \frac{2U_1 + i(P_1 - Q_1)}{h^2} &= \\ &= ikc \sin \eta \frac{e^\xi - e^{-\xi}}{2} \cdot \frac{c^2}{4} (e^\xi - e^{-\xi})^2, \quad (16) \end{aligned}$$

przy czym jest również

$$P_1 + Q_1 = kc \sin \eta \frac{e^\xi - e^{-\xi}}{2}. \quad (17)$$

Ze związków (16) i (17) otrzymujemy w końcu

$$\begin{aligned} \frac{2(U_1 + iP_1)}{h^2} &= \\ &= ikc \sin \eta \frac{e^\xi - e^{-\xi}}{2} \left[\frac{1}{h^2} + \frac{c^2}{4} (e^\xi - e^{-\xi})^2 \right], \quad (18) \end{aligned}$$

gdzie

$$\frac{1}{h^2} = c^2 (Ch^2 \xi - \cos^2 \eta).$$

Z kolei należy rozwiązać pomocnicze zagadnienie, celem określenia naprężeń w dowolnym punkcie elementu pod wpływem obciążenia, działającego na obwodzie elipsy, w myśl wzoru (18), lecz z odwrotnym znakiem.

Mamy więc

$$\begin{aligned} \left[\frac{2(U_2 + iP_2)}{h^2} \right]_{\xi=\alpha} &= \\ &= \frac{kc^3}{4} \operatorname{Sh} \alpha \operatorname{Sh} 2\alpha (\cos \eta - \cos 3\eta) + \\ &+ \frac{ikc^3}{2} \operatorname{Sh} \eta (1 - \operatorname{Ch} 2\alpha) \sin \eta (1 + \cos 2\eta). \quad (19) \end{aligned}$$

Ponieważ jest jednak¹⁰⁾

$$\begin{aligned} \left[\frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} \right]_{\xi=\alpha} &= \\ &= \left[-\frac{i}{2} f(\zeta_1) f'(\zeta) \frac{d\Phi(\zeta)}{d\zeta} + F(\zeta) \right]_{\xi=\alpha}, \end{aligned}$$

zatem można powiedzieć, że część rzeczywista funkcji, określonej zależnością (20), będzie taka sama, jak część rzeczywista funkcji określonej zależnością (19).

Na podstawie powyższego napiszemy więc

$$\begin{aligned} \frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} &= \\ &= \frac{kc^3}{4} \operatorname{Sh} \alpha \operatorname{Sh} 2\alpha e^{\alpha-\xi} [1 - e^{2(\alpha-\xi)}] + iC, \quad (21) \end{aligned}$$

oraz

$$\begin{aligned} (P_2 + Q_2)_{\xi=\alpha} &= \frac{1}{i} \{2(U_2 + iP_2) - \\ &- [2U_2 + i(P_2 - Q_2)]\}_{\xi=\alpha} = \\ &= \frac{kc}{8(Ch^2 \alpha - \cos^2 \eta)} [(e^\alpha - 2e^{-\alpha} + e^{-3\alpha}) \sin \eta - \\ &- (e^{-\alpha} - 2e^\alpha + e^{3\alpha}) \sin 3\eta], \quad (22) \end{aligned}$$

zakładając, że względu na zachowanie warunków brzegowych, wartość stałej C równą zeru.

Wyprowadzone wyżej wzory (21) i (22) posłużą już do określenia największych miejscowych naprężeń na obwodzie samego otworu, wywołanych istnieniem tego otworu.

Otóż dla $\xi = \alpha$ z zależności (21) jest

$$U_2 = \frac{kc(e^{3\alpha} + e^{-3\alpha} - e^\alpha - e^{-\alpha})(\cos \eta - \cos 3\eta)}{32(Ch^2 \alpha - \cos^2 \eta)},$$

⁹⁾ Ibid 3).

¹⁰⁾ Ibid 3).

oraz

$$P_2 - Q_2 = \frac{kc(e^{3\alpha} + e^{-3\alpha} - e^\alpha - e^{-\alpha})(\sin 3\eta - \sin \eta)}{16(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)}, \quad (23)$$

zaś z zależności (22) otrzymujemy

$$P_2 + Q_2 = \frac{kc[(e^\alpha - 2e^{-\alpha} + e^{-3\alpha})\sin \eta - (e^{-\alpha} - 2e^\alpha + e^{3\alpha})\sin 3\eta]}{8(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)} \quad (24)$$

W ten sposób z równości (23) i (24) jest

$$P_2 = -\frac{kc(e^{3\alpha} - e^{-3\alpha} - 3e^\alpha + 3e^{-\alpha})(\sin \eta + \sin 3\eta)}{32(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)},$$

i

$$Q_2 = \frac{kc[\sin \eta(3e^{-3\alpha} + e^{3\alpha} + e^\alpha - 5e^{-\alpha}) - \sin 3\eta(3e^{3\alpha} + e^{-3\alpha} + e^{-\alpha} - 5e^\alpha)]}{32(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)}.$$

W dalszym ciągu rozważań należy jeszcze z równań (16) i (17) określić wartości naprężeń P_1 , Q_1 i U_1 dla elementu obciążonego danym momentem gnącym, lecz bez uwzględnienia wpływu samego otworu.

Otrzymujemy więc

$$U_1 = -\frac{kc(e^{3\alpha} + e^{-3\alpha} - e^\alpha - e^{-\alpha})(\cos \eta - \cos 3\eta)}{32(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)},$$

$$P_1 = \frac{kc(e^{3\alpha} - e^{-3\alpha} - 3e^\alpha + 3e^{-\alpha})(\sin \eta + \sin 3\eta)}{32(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)},$$

oraz

$$Q_1 = \frac{kc(e^{3\alpha} - e^{-3\alpha} - e^{-\alpha} + e^\alpha)(3\sin \eta - \sin 3\eta)}{32(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)} \quad (25)$$

Sumując ostatecznie powyżej wymienione wartości naprężeń, otrzymamy w wyniku naprężenia panujące na obwodzie elipsy jako otworu rozpatrywanego elementu i obciążonego ponadto danym momentem gnącym.

Tak więc dla $\xi = \alpha$ mamy

$$U = U_1 + U_2 = 0,$$

$$P = P_1 + P_2 = 0,$$

i

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{kc[\sin \eta(e^{3\alpha} + e^\alpha - 2e^{-\alpha}) - \sin 3\eta(e^{3\alpha} - e^{-\alpha})]}{8(Ch^2\alpha - \cos^2\eta)}.$$

Naprężenie Q , jak łatwo można zauważyć, posiada największą wartość w punktach A i B elementu (rys. 2) t. j. dla $\eta = \frac{\pi}{2}$ i $\frac{3\pi}{2}$, a mianowicie:

$$Q_{\max} = \frac{kc(e^{3\alpha} - e^{-\alpha})}{(e^\alpha + e^{-\alpha})^2} \quad (26)$$

Ponieważ największa wartość naprężenia Q_1 w punkcie A (lub w punkcie B) wynosi zgodnie ze wzorem (25)

$$Q_{1\max} = \frac{kc(e^{3\alpha} - e^{-3\alpha} - e^{-\alpha} + e^\alpha)}{2(e^\alpha + e^{-\alpha})^2},$$

to chcąc określić wielkość naprężenia $Q_{\max}$ w odniesieniu do naprężenia $Q_{1\max}$ napiszemy stosunek

$$\lambda = \frac{Q_{\max} - Q_{1\max}}{Q_{1\max}},$$

który po podstawieniu wartości (25) i (26) przybierze postać następującą:

$$\lambda = \frac{Ch 3\alpha - Ch \alpha}{Sh 3\alpha + Sh \alpha} < 1,$$

t. j. stosunek ten, chociaż będzie zawsze mniejszy od jedności, będzie jednak bliski jedności.

Ponieważ dla otworu kołowego powyższy stosunek jest równy jedności, więc można powiedzieć, że dla otworu w kształcie łuku elipsy, której wiel-

ka oś leży na osi obojętnej elementu, zaś mała oś jest do niej prostopadła, wzrost największego naprężenia, spowodowanego wpływem otworu eliptycznego jest nieco mniejszy od podwójnej wartości naprężenia, które określa wzór teorii wytrzymałości tworzyw.

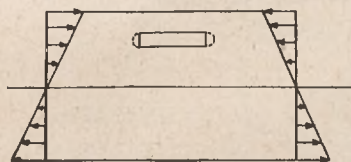
Więcej niekorzystne wartości zachodziłyby w tym przypadku, gdy wielka oś elipsy byłaby prostopadła do osi elementu, zaś mała oś leżałaby na niej. W powyższej sprawie pewne wytyczne można będzie znaleźć w pracy Lokchine'a¹¹⁾.

Co się tyczy teraz sprawy położenia wielkiej osi otworu eliptycznego nie na osi obojętnej elementu, to powyższe zagadnienie można będzie rozwiązać w tenże sam sposób, jaki miał miejsce w przypadku otworu kołowego, t. j. rozpatrując obciążenie elementu jako czyste zginanie z jednoczesnym rozciąganiem lub też ściskaniem. I w tym przypadku również, w miarę oddalania się otworu od osi obojętnej elementu, największe naprężenie w punkcie A , względnie w punkcie B , będzie się zbliżało do trzykrotnej wartości tego naprężenia, które określa wzór teorii wytrzymałości tworzyw.

W zastosowaniach technicznych, ze względów czysto praktycznych, otwór eliptyczny jest często zastępowany otworem w kształcie prostokąta, którego duża oś jest równoległa do osi obojętnej elementu (rys. 3). W tym bowiem przypadku w narożach prostokąta, jako w punktach osoblwych, powstają, już praktycznie rzecz biorąc, bardzo duże naprężenia, które są powodem późniejszego pękania

samemu tworzywa.

Tutaj więc, niezależnie od miejscowego wzmocnienia elementu, należałoby unikać ostrych krawędzi otworu przez zastosowanie w nim końcowych wycięć



Rys. 3.

kształtu półkolistego (rys. 3), co dotychczas, np. w przypadku przebijania blach pionowych poprzecznie mostów stalowych, nie było stosowane.

¹¹⁾ M. A. Lokchine. „Sur l'influence d'un trou elliptique dans la poutre, qui éprouve une flexion”. C. R. 1930.

Budowa mostu drogowego imienia Marszałka Edwarda Śmigłego Rydza przez Wisłę we Włocławku

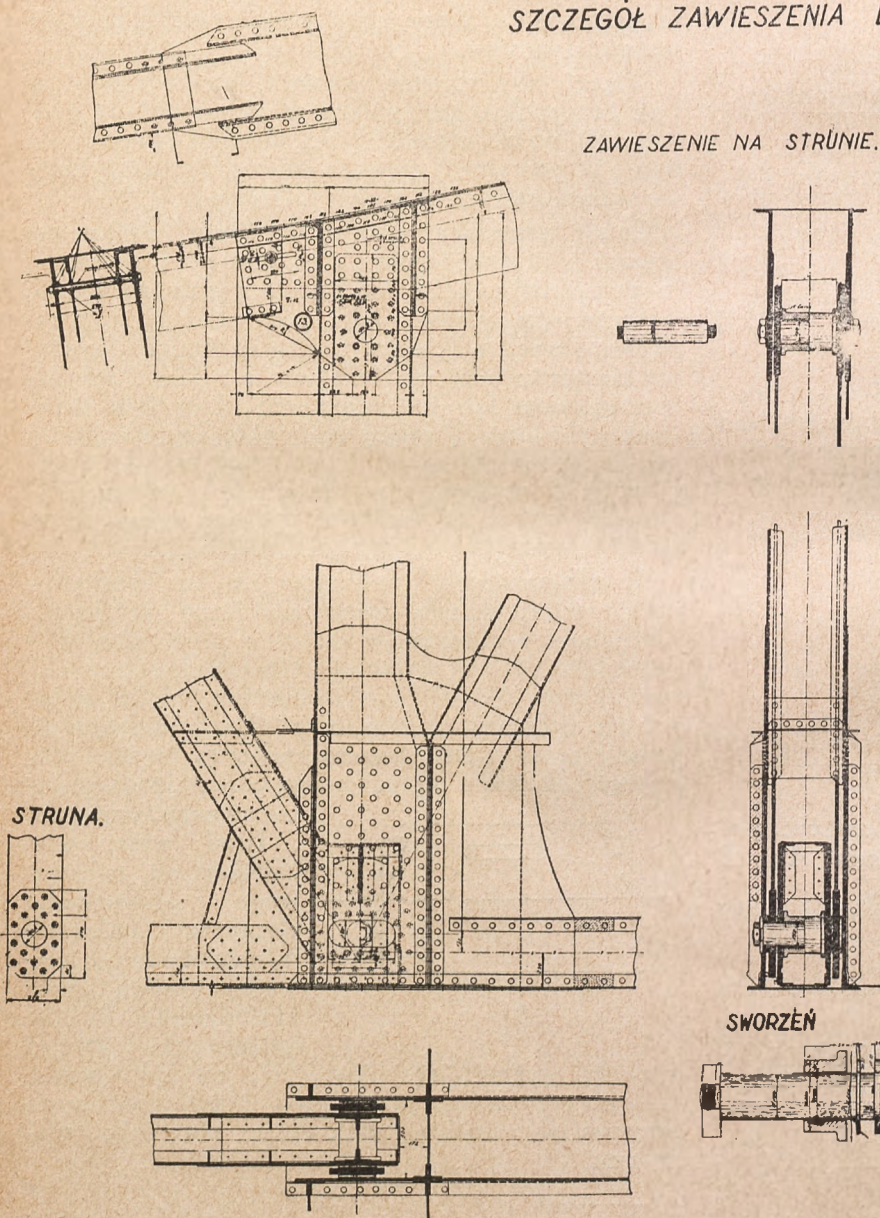
W dniu 25 września b. r. odbyło się Włocławku uroczyste otwarcie nowowbudowanego mostu drogowego na Wiśle, który z uwagi na posiadaną rozpiętość, zarówno i rozpiętość poszczególnych przęseł oraz sposób fundamentowania podpór zaliczyć należy do imponujących inwestycji mostowych, jakie zrealizowane zostały na terenie Rzeczypospolitej w okresie lat ostatnich.

Ustrój niosący mostu — stalowy, wykonany został w postaci 3 belek dwuwspornikowych o rozpiętości $(27,12 + 94,92 + 27,12)$ m, oraz czterech belek zawieszonych o rozpiętości 40,68 m każda.

Celem zadośćuczynienia warunkom żeglugi, dolna krawędź ustroju niosącego mostu wzniesiona została o 5,50 m ponad poziom najwyższych wód żeglownych.

SZCZEGÓŁ ZAWIESZENIA BELKI.

ZAWIESZENIE NA STRUNIE.



Użyteczna szerokość jezdni mostu wynosi 6 m, szerokość każdego z obustronnych krawężników, oddzielających jezdnię od dźwigarów — 0,4 m.

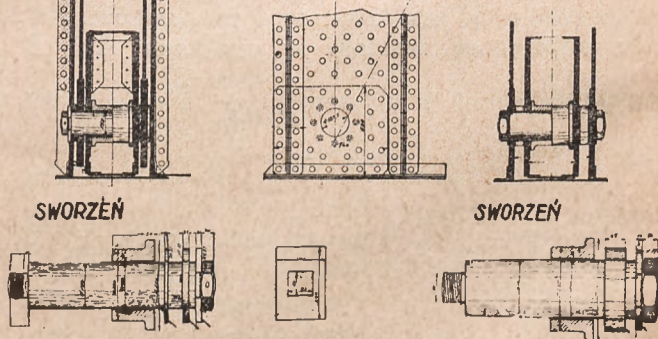
Obustronne chodniki szerokości 1,5 m każdy umieszczone zostały na zewnątrz dźwigarów na wspornikach, których konstrukcja umożliwia przeprowadzenie pod chodnikami rur wodociagowych i gazowych.

Krata dźwigarów — zastrzałowa.

Celem łagodniejszego przejścia na przyczółki skrajne belki zawieszone posiadają ramy oporowe pochyłe.

Linii górnego pasa dźwigarów nadano kształt płynny, t. j. nie dostosowany do krzywizn naj-

ZAWIESZENIE NA SWORZNIU



Rys. 1.

Most posiada łączną długość 610,20 m i składa się z siedmiu przęseł o rozpiętościach $(67,80 + 5 \times 94,92 + 67,80)$ m (rys. 5).

korzystniejszych momentów, przez co kosztem niewyglądu dźwigarów. wielkiego zwiększenia ciężaru uzyskano estetyczny

geologicznym (rys. 5). Podłoże posiada w warstwach górnych przeważnie piasek drobnoziarnisty



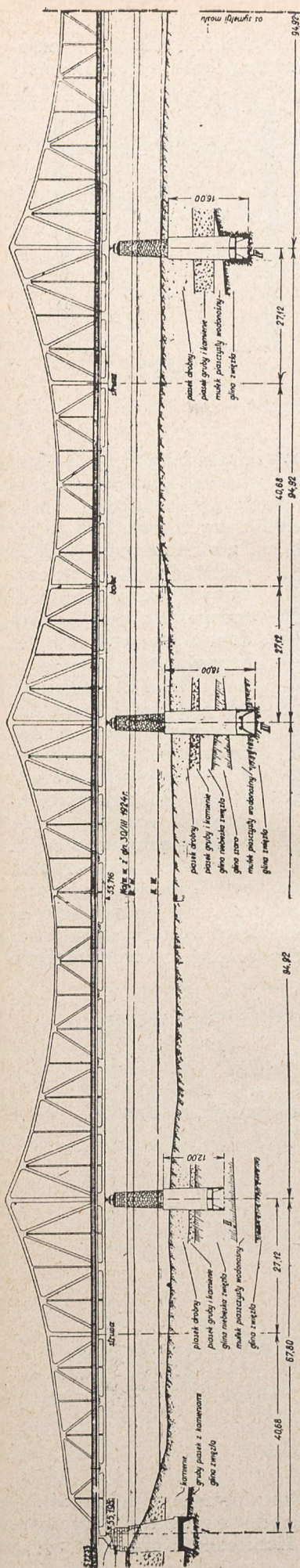
Wykaz materiałów dla wiaduktu.

Nazwa części wiaduktu	Ilość
W ustroju niosącym betonu	m ³ 639 20
" " stali	kg 102 651
Poręcz	" 5 208
Łożyska	" 12 992
Sączki — sztuk 16	" 272
Filary łącznie z ławami — betonu	m ³ 133 54
" " " stali	" 8 928 5
Przyczółek — betonu	m ³ 185 00
Pali Straussa	szt. 136

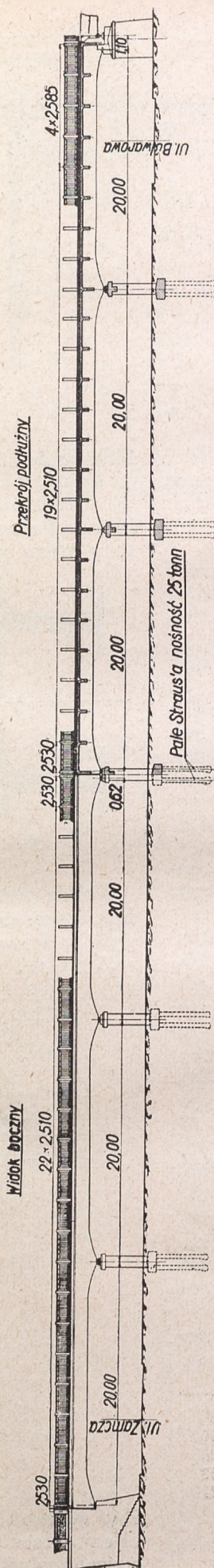
Wobec możliwości znacznego (do 6 m) rozmycia dna, sposób fundamentowania na ławach betonowych w drewnianych ściankach szczelnych zastosować się nie dał. Użycie ścianek szczelnych było



zbyt ryzykowne nie tylko z uwagi na głębokość zabijania, lecz i ze względu na obecność w warstwach żwiru kamieni. Konieczność przejścia przez



Rys. 5.



Rys. 6.

warstwę żwiru z kamieniami oraz zwięzłe gliny z warstwami wodonośnymi spowodowały konieczność zastosowania przy fundamentowaniu podpór mostowych powietrza sprężonego.

Kesony żelazobetonowe pod filary i przyczółek prawobrzeżny wykonane zostały z betonu 1:2:4, co odpowiada zawartości około 320 kg cementu portlandzkiego na 1 m³ kruszywa i wytrzymałości walcowej 200 kg/cm² po 28 dniach twardnienia (rys. 4). Fundamenty (nadmurówka) wykonano z betonu o składzie 1:3:6, co odpowiada zawartości około 220 kg cementu na m³ kruszywa. Ciosy podporowe żelbetowe wykonane zostały z betonu o mieszaninie 1:1, 5:2,5, co odpowiada zawartości cementu około 400 kg na 1 m³ kruszywa.

Trzon filarów posiada beton o składzie 1:3:6 i oblicowany jest granitem. Pod ciosami podporowymi ułożono na każdym filarze na całej jego powierzchni w poziomie gzymsu warstwę żelbetową grubości 50 cm.

Taką warstwę grubości 45 cm wykonana została w połowie wysokości każdego filaru (warstwa rozdzielcza).

Filary rzeczne od strony górnego biegu rzeki zaopatrzone zostały w izbice. Powierzchnie izbicy, tworzące nóż, złożone są z dwóch płaszczyzn, ustawionych pod kątem 75°, połączonych powierzchnią stożkową. Górna część izbicy wystaje o 0,80 m ponad najwyższy katastrofalny spiętrzony poziom wody, dziób izbicy opuszczono o 1 m niżej poziom średniego zimowego stanu wód. Okładzinę granitową izbicy obrobiono czystym ciosem, boczne ściany filarów — licówką boniowaną o grubości warstwy 22 cm, tylne i przednie zakola nad izbicą licówką boniowaną o grubości warstwy 45 cm, dolna warstwa licówki o grubości 50 cm obrobiona została ciosem półczy-stym.

Dojazd do mostu na prawym brzegu Wisły projektuje się w postaci nasypu o największej wysokości ok. 11,50 m i szerokości w koronie 12 m.

Szerokość jezdni w nasypie będzie wynosiła 7 m. Spadek na dojeździe wynosi 2,2%, spadek na łukach 0,5%. Dojazd na lewym brzegu Wisły projektuje się częściowo w postaci nasypu o szerokości

w koronie 11,60 m, częściowo w postaci estakady żelazobetonowej.

Na rys. 6 uwidoczniłono ogólny widok estakady.

Projekt mostu we Włocławku opracowany został przez Departament Dróg Kołowych Ministerstwa Komunikacji.

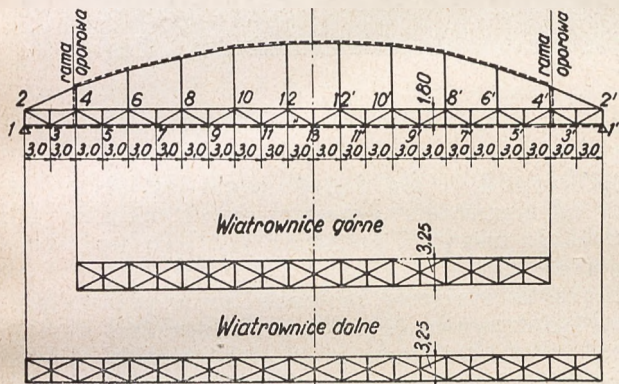
Optymalne rozwiązanie zagadnienia osiągnięto dzięki konsultacji prof. *Andrzeja Pszenickiego*, który, współpracując harmonijnie z aparatem konstrukcyjnym Departamentu Dróg Kołowych Min. Kom., uzupełniał go swą wielką wiedzą i wybitnym doświadczeniem.

WŁADYSŁAW WACHNIEWSKI

Akwadukt przez rzekę Wisłę dla wodociągów
m. Cieszyna o rozpiętości teoretycznej 66 m.

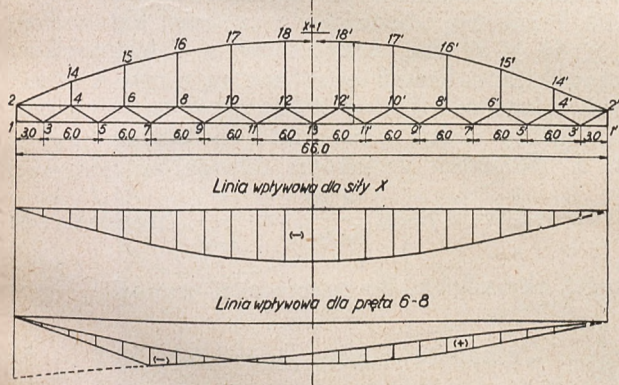
G ranica Polski z Czechosłowacją podzieliła m. Cieszyn na dwa miasta: Cieszyn polski i Cieszyn czeski. Stworzyło to szereg niedogodności, między innymi te, że sieć wodociągowa polskiego Cieszyna była zasilana wodą z zagranicy.

ku z podwieszoną za pomocą wieszaków usztywniającą belką kratową, posiada niewątpliwie duże zalety. Cechuje go znaczna sztywność i łatwość dostosowania przekrojów prętów do sił wewnętrznych układu. Rozprę poziomy łuku od obciążenia pionowego jest przejęty kratową belką usztywniającą,

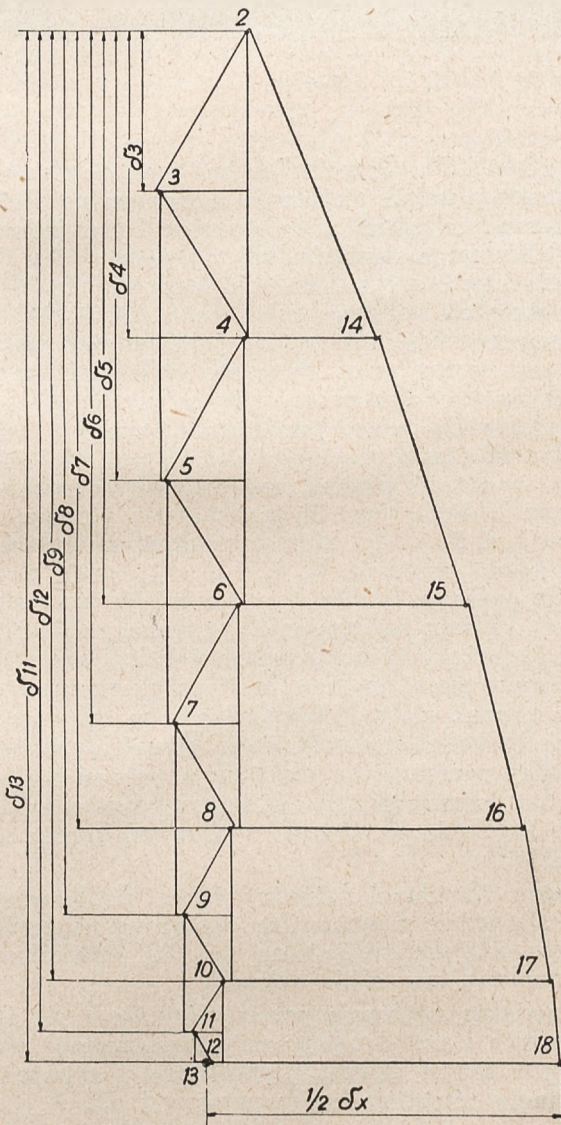


Rys. 1.

Sytuacja ta nie mogła trwać stale i zarząd miasta musiał poszukać innego wyjścia. W tym celu Cieszyn połączono rurociągiem z Państwowymi Zakładami Wodociągowymi w Maczkach, pobierającymi wodę z Przemszy. Pod Skoczowem rurociąg przekracza rzekę Wisłę za pomocą akwaduktu o rozpiętości teoretycznej 66 m.



Rys. 2.



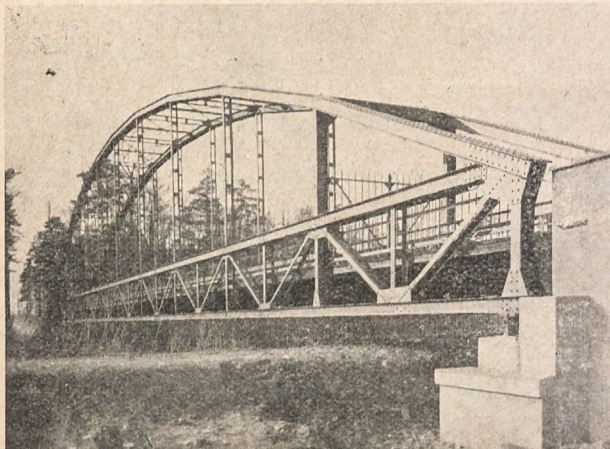
Rys. 3.

Szkie akwaduktu pokazany jest na rys. 1. Dźwigi główne zaprojektowano w układzie belki *Langnerowskiej*. Układ ten, stanowiący połączenie lu-

przeto układ jest zewnętrznie statycznie wyznaczalny i oddziaływania na podpory są takie same, jak dla belki wolnopodpartej. Pozwala to w pewnych

wypadkach na łatwiejsze i oszczędniejsze zaprojektowanie podpór.

Obliczenie układu belki *Langnerowskiej* nie nastręcza żadnych trudności. Jest to układ wewnętrznie raz statycznie niewyznaczalny. Najprostsze rozwiązanie otrzymujemy, przyjmując za wielkość statycznie niewyznaczalną siłę osiową w kluczu łuku



Rys. 4.

(pręt 18 — 18'). Przecinając ten pręt, otrzymamy podstawowy układ statycznie wyznaczalny obciążony zadanymi siłami zewnętrznymi i niewiadomą siłą X . Celem znalezienia linii wpływowej dla siły X , statycznie niewyznaczalnej, rozpatrujemy dwa stany obciążeń i odpowiednich przesunięć. Stanem pierwszym obciążenia będzie podstawowy układ statycznie wyznaczalny obciążony tylko dwiema siłami $X = 1$. Odpowiednie siły osiowe w prętach znajdujemy za pomocą wykresu *Cremony* i obliczamy wydłużenia prętów od siły $X = 1$. Po obliczeniu wydłużeń prętów, znajdujemy za pomocą wykresu *Villiota* (rys. 3) przesunięcia pionowe δ_i węzłów 3, 4, 5, ... 13, które oznaczono na wykresie odpowiednio przez $\delta_3, \delta_4, \delta_5, \dots \delta_{13}$, oraz przesunięcia poziome δ_x siły $X = 1$ w kierunku tej siły. Wykres *Villiota* najdogodniej wykonać obierając węzeł 13, leżący na osi symetrii układu, jako stały początkowy punkt wykresu, a kierunek osi symetrii jako kierunek stały. Upraszczamy w ten sposób wykres *Villiota*, wykorzystując symetrię układu i kreślimy przesunięcia wskutek wydłużeń prętów tylko dla połowy układu. Unikamy również w ten sposób kreślenia przesunięć węzłów od obrotu całego układu.

Drugim stanem obciążenia będzie podstawowy układ statycznie wyznaczalny obciążony na jezdni ruchomą siłą pionową równą 1 i siłą niewiadomą X , wywołaną tym obciążeniem.

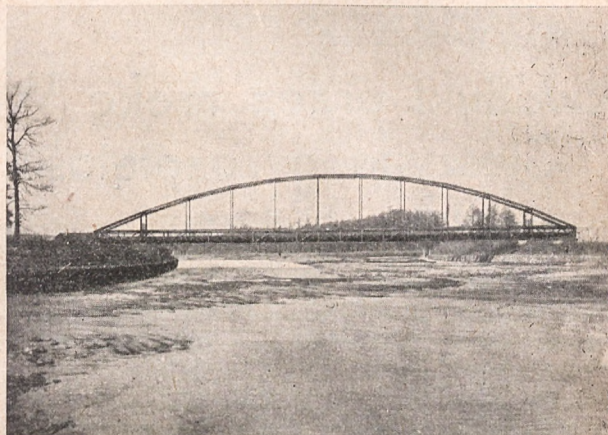
Ustawiając równanie pracy wirtualnej sił zewnętrznych stanu drugiego na przesunięciach wywołanych siłami zewnętrznymi stanu pierwszego, otrzymamy równanie linii wpływowej dla X :

$$X \cdot \delta_x = 1 \cdot \delta_i, \text{ skąd } X = \frac{\delta_i}{\delta_x}.$$

Wykres tej linii wpływowej pokazany jest na rys. 2.

Linie wpływowe pozostałych prętów układu otrzymujemy sumując algebraicznie rzędne linii wpływowej η_{i0} odpowiedniego pręta dla podstawowego układu statycznie wyznaczalnego z rzędnymi linii wpływowej wielkości X , pomnożonymi przez współczynnik μ_i .

$$\eta_{it} = \eta_{i0} + \mu_i X.$$



Rys. 5.

Współczynnik μ_i dla danego pręta jest stały i zależy od elementów geometrycznych układu. Dla przykładu na rys. 2 pokazana jest linia wpływowa pręta 6—8.

Stężenia wiatrowe zastosowano w płaszczyźnie łuku (wiatrownice górne) i w płaszczyźnie dolnego pasa belki usztywniającej (wiatrownice dolne). Szkic stężeń wiatrowych pokazano na rys. 1. Wiatrownice górne doprowadzone są tylko do pierwszych od podpór wieszaków. W płaszczyznach tych wieszaków skonstruowano ramy oporowe, które przenoszą poziome oddziaływania wiatrownic górnych na wiatrownice dolne. Te ostatnie przekazują wszystkie siły poziome na podpory.

Akwadukt wykonano w konstrukcji nitowanej. Przekrój łuku skrzynkowy z dwóch U NP 24 i bl. 440 × 10, przekroje pasów belki usztywniającej rurowe otwarte: pasa górnego z dwóch U NP 22, pasa dolnego z dwóch U NP 20, wzmocnionych w przedziałach środkowych dwiema blachami 200 × 10. Przekroje wieszaków z czterech kątowników 60 × 60 × 6 mm, krzyżulców z 2 kątowników. Szczegóły konstrukcji widoczne są z rys. 4 przedstawiającego widok akwaduktu od strony przyczółka. Ogólny widok akwaduktu pokazany jest na rys. 5. Stosunek wysokości dźwigarów głównych

do rozpiętości wynosi $\frac{9,20}{6 \cdot 6,0} = \frac{1}{7,2}$. Stosunek sze-

rokości akwaduktu do rozpiętości wynosi $\frac{3,25}{66,0} = \frac{1}{20}$. Całkowity ciężar akwaduktu 60,3 t. Na

1 m. b. $\frac{60,3}{66,0} = 0,914$ t/mb. Projekt, konstrukcję i montaż wykonały Zjednoczone Górnośląskie Huty Królewska i Laura.

Wysokości kratownic o pasach równoległych

Wyznaczanie właściwych wysokości kratownic o pasach równoległych z warunku najmniejszego potencjału, najmniejszej sztywności, lub najmniejszej objętości stali, nie jest bezapelacyjnym nakazem stosowania takich a nie innych wysokości. O wysokościach kratownic decydują najczęściej względy konstrukcyjne: np. uzyskanie w węzłach pochylenia prętów, ułatwiającego ich złączenie, skrajnia i t. p. Ale wyznaczanie kształtów kratownic z jednego z trzech wymienionych warunków, zresztą wzajemnie równoważnych, daje podstawę do dalszego formowania z uwzględnieniem wszystkich warunków dobrej konstrukcji, niedających się ująć rachunkiem. Taki jest cel przeliczeń, których wyniki tu podaję. Wskazują one jedyne wymiary kratownic uzasadnione statycznie, oraz pozwalają obliczyć straty na sztywności i na stali, gdy ze względów konstrukcyjnych odbiegamy od tych wymiarów.

Na rysunkach 2, 4, 6, 8, 10, zestawiono kształty kratownic o największej sztywności, przy równych współczynnikach ustrojowych wszystkich prętów, z kratownicami o najmniejszej objętości tworzywa i o niejednakowych współczynnikach ustrojowych prętów. Pierwsze pokazano liniami cienkimi, drugie grubymi. Wykresy 1, 3, 5, 7, 9, przedstawiają zmienność objętości i potencjałów kratownic równych wytrzymałości, w funkcji od ich wysokości. Wreszcie pozostałe wykresy 11—16, dają zestawienia właściwych wysokości i najmniejszych objętości stali, kratownic różnych typów.

Wyniki te prowadzą do następujących wniosków:

1. Kratownice o pasach równoległych, uformowane na największą sztywność, mają większą wyso-

kość od kratownic tegoż układu prętów, lecz uformowanych na najmniejszą objętość tworzywa.

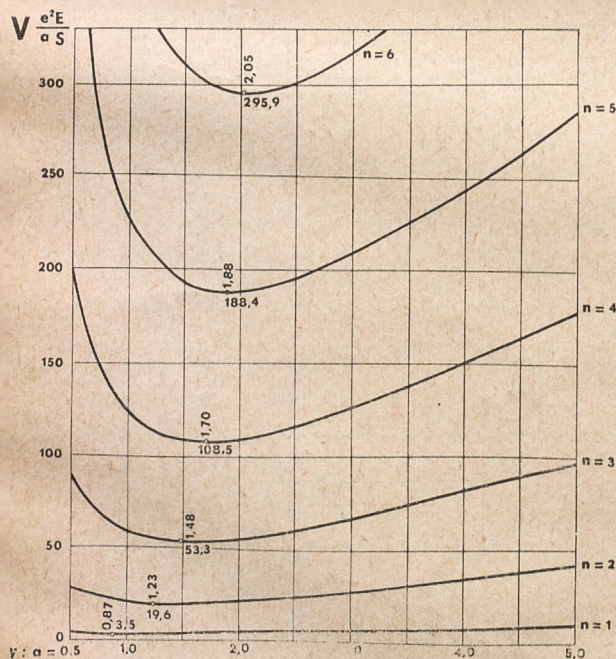
2. Przy danym układzie prętów, stosunek wysokości do rozpiętości kratownicy maleje wraz ze zwiększaniem ilości pól (rys. 13, 14). Natomiast stosunek wysokości kratownicy do długości pola, wzrasta jednocześnie ze zwiększeniem ilości pól (rys. 11, 12).

3. Właściwy stosunek wysokości do rozpiętości jest najmniejszy w kratownicach o polach trójkątnych równoramiennych, większy w kratownicach o polach prostokątnych, kratownicach Dütz'a, pochyłych półkrzyżulcowych, i największy w kratownicach prostych półkrzyżulcowych (rys. 13, 14). Tylko właściwe wysokości kratownic o polach trójkątnych równoramiennych, oraz kratownic o polach prostokątnych, są zbliżone do wysokości stosowanych w budowie. W kratownicach półkrzyżulcowych i w kratownicach Dütz'a, wysokości odpowiadające największej sztywności, lub nawet najmniejszej objętości tworzywa, są znacznie większe od wysokości zazwyczaj stosowanych w konstrukcji.

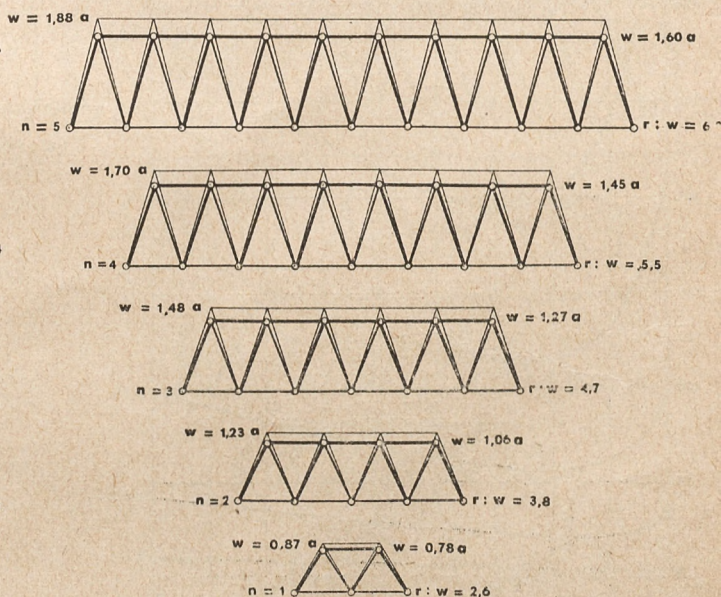
4. Najmniejszą sztywność mają kratownice o polach prostokątnych, większą o polach trójkątnych, następnie kratownice Dütz'a, pochyłe półkrzyżulcowe, a największą proste półkrzyżulcowe. Sztywność dwóch ostatnich typów może być, przy właściwej wysokości kratownic, o $\frac{1}{4}$ większą od największej sztywności kratownic o polach prostokątnych lub trójkątnych (rys. 15).

5. Minima potencjałów i objętości kratownic są tak płaskie, że obranie wysokości nieco mniejszej od uzasadnionej statycznie, nie zwiększa nadmiernie ani potencjałów, ani objętości stali.

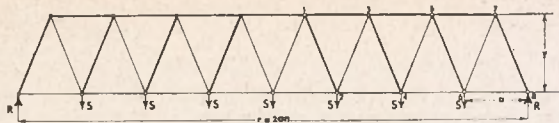
Kratownice trójkątne równoramienne.



Rys. 1. Objętości kratownic równej wytrzymałości w zależności od ich wysokości.



Rys. 2. Kratownice o największych sztywnościach (linie cienkie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).



Oznaczenia: węzły pasa górnego $2k+1$, $k=0, 1, 2, \dots, n-1$;
 węzły pasa dolnego $2k$, $k=0, 1, 2, \dots, n$;
 długości pól pasa dolnego a ,
 rozpiętość kratownicy $r=2an$,
 wysokość kratownicy w ,
 obciążenia węzłów pasa dolnego S ,
 współczynnik ustrojowy pasa górnego u_g ,
 współczynnik ustrojowy pasa dolnego u_d ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców
 rozciąganych u_k ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców
 ściskanych u'_k ,
 napężenie równej wytrzymałości eE .

Siła w przecie $2k-1, 2k+1$ pasa górnego

$$N_{2k-1, 2k+1} = -\frac{aS}{2w} (n^2 - k^2),$$

siła w przecie $2k, 2(k+1)$ pasa dolnego

$$N_{2k, 2(k+1)} = \frac{aS}{2w} \left[\frac{2n-1}{2} + (n+k)(n-k-1) \right],$$

siły w krzyżulcach zbiegających się w węzle $2k+1$ pasa górnego

$$N_{2k, 2k+1} = -N_{2(k+1), 2k+1} = \frac{aS}{4w} (2k+1) \sqrt{1 + 4 \frac{w^2}{a^2}}$$

Potencjał pasa górnego

$$\Pi_g = \frac{a^2 S}{12w} n (4n^2 - 1),$$

potencjał pasa dolnego

$$\Pi_d = \frac{a^2 S}{12w} n (4n^2 - 1),$$

potencjał krzyżulców rozciąganych

$$\Pi_k = \frac{a^2 S}{2} \left(\frac{1}{4w} + \frac{w}{a^2} \right) n^2,$$

potencjał krzyżulców ściskanych

$$\Pi'_k = \frac{a^2 S}{2} \left(\frac{1}{4w} + \frac{w}{a^2} \right) n^2,$$

potencjał całej kratownicy, w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = a^2 S \left[\frac{1}{6w} n (4n^2 - 1) + \left(\frac{1}{4w} + \frac{w}{a^2} \right) n^2 \right]$$

Warunek minimum potencjału daje

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min \Pi} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2(4n^2 - 1)}{3n} + 1}.$$

Stąd obliczamy:

$n =$	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min \Pi} =$	0,866	1,225	1,481	1,696	1,884	2,055
$(w/r)_{\min \Pi} =$	0,43	0,31	0,25	0,21	0,19	0,17
$\Pi : (aS) =$	1,73	9,80	26,67	54,26	94,21	147,95

Zmienność potencjałów kratownic o polach trójkątnych, w zależności od ich wysokości i ilości pól, pokazano na wykresie 1.

Objętość kratownicy z uwzględnieniem współczynników ustrojowych

$$V = \frac{a^2 S}{eE} \left[\frac{n(4n^2 - 1)}{6w} (u_g + u_d) + n^2 \left(\frac{1}{4w} + \frac{w}{a^2} \right) (u_k + u'_k) \right].$$

Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min V} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2(4n^2 - 1)}{3n} \cdot \frac{u_g + u_d}{u_k + u'_k} + 1}.$$

Obierając według E. Patona, „Wies żelaznych mostów”,

$u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$; $u'_k = 3,0$;

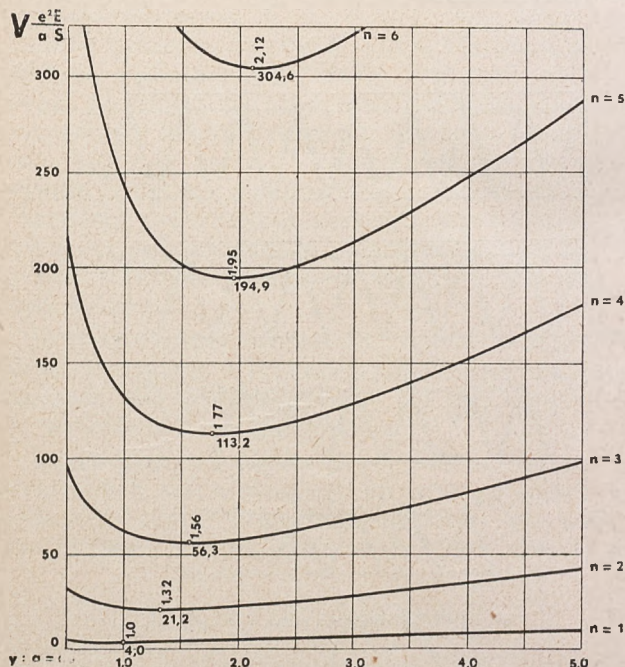
mamy:

$$(u_g + u_d) : (u_k + u'_k) = 0,7;$$

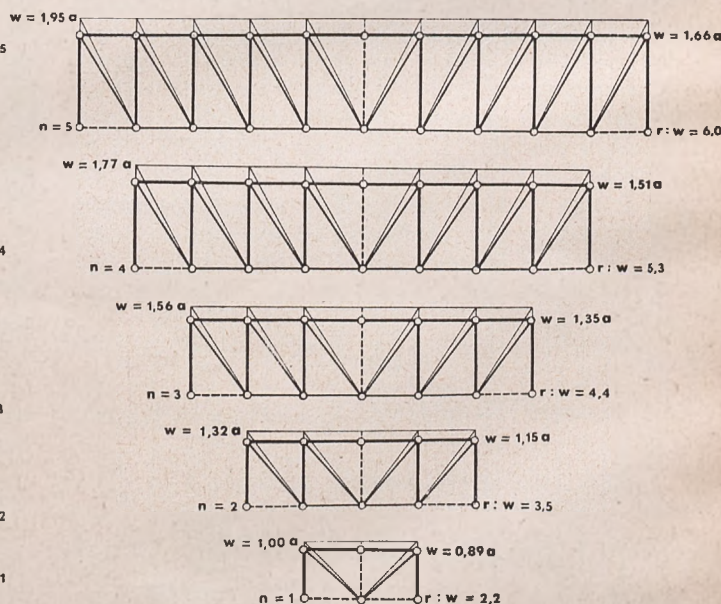
stąd obliczamy:

$n =$	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min V} =$	0,775	1,060	1,269	1,445	1,600	1,740
$(w/r)_{\min V} =$	0,39	0,26	0,21	0,18	0,16	0,14
$V \frac{eE}{aS} =$	8	42	114	231	400	627

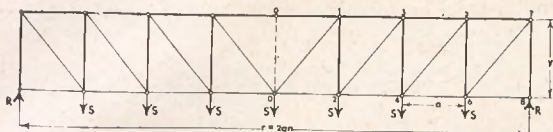
Kratownice o polach prostokątnych.



Rys. 3. Objętości kratownic o równej wytrzymałości w zależności od ich wysokości.



Rys. 4. Kratownice o największych sztywnościach (linie cienkie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).



Oznaczenia: węzły pasa górnego $2k+1$, $k=0, 1, 2, \dots, n-1$;
 węzły pasa dolnego $2k$, $k=0, 1, 2, \dots, n$;
 długości pól a ,
 rozpiętość kratownicy $r = 2an$,
 wysokość kratownicy w
 obciążenia węzłów pasa dolnego S ,
 współczynnik ustrojowy pasa górnego u_g ,
 współczynnik ustrojowy pasa dolnego u_d ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców u_k ,
 współczynnik ustrojowy słupów u_s ,
 naprężenie równej wytrzymałości eE

Siła w przęcie $2k-1$, $2k+1$ pasa górnego

$$N_{2k-1, 2k+1} = -\frac{Sa}{2w} (n^2 - k^2),$$

siła w przęcie $2k$, $2k+2$ pasa dolnego

$$N_{2k, 2k+2} = \frac{Sa}{2w} [n^2 - (k+1)^2],$$

siła w krzyżulcu $2k$, $2k+1$,

$$N_{2k, 2k+1} = \frac{S}{2w} (2k+1) \sqrt{a^2 + w^2},$$

siła w słupie $2k$, $2k-1$,

$$N_{2k, 2k-1} = -\frac{S}{2} (2k-1),$$

potencjał pasów górnych

$$\Pi_g = \frac{a^2 S}{12w} n(n+1)(4n-1),$$

potencjał pasów dolnych

$$\Pi_d = \frac{a^2 S}{12w} n(n-1)(4n+1),$$

potencjał krzyżulców

$$\Pi_k = \frac{a^2 S}{2} n^2 \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right),$$

potencjał słupów

$$\Pi_s = \frac{S}{2} wn^2,$$

potencjał całej kratownicy w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = aS \left[n^2 \frac{w}{a} + \frac{n(n+1)(4n-1)}{6 \frac{w}{a}} \right],$$

Warunek minimum potencjału $\frac{\partial \Pi}{\partial w} = 0$ daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min \Pi} = \sqrt{\frac{(n+1)(4n-1)}{6n}}.$$

Stąd obliczamy:

$n =$	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min \Pi} =$	1,000	1,323	1,563	1,768	1,949	2,115
$(w/r)_{\min \Pi} =$	0,50	0,33	0,26	0,22	0,19	0,18
$\Pi : (aS) =$	2,00	10,58	28,13	56,57	97,45	152,28

Zmienność potencjałów kratownic o polach prostokątnych, w zależności od ich wysokości i od ilości pól, przedstawia wykres 3.

Objętość kratownicy o polach prostokątnych, z uwzględnieniem współczynników ustrojowych

$$V = \frac{a^2 S}{eE} \left[\frac{n}{6w} (n+1)(4n-1) u_g + \frac{n}{6w} (n-1)(4n+1) u_d + n^2 \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) u_k + n^3 \frac{w}{a^2} u_s \right].$$

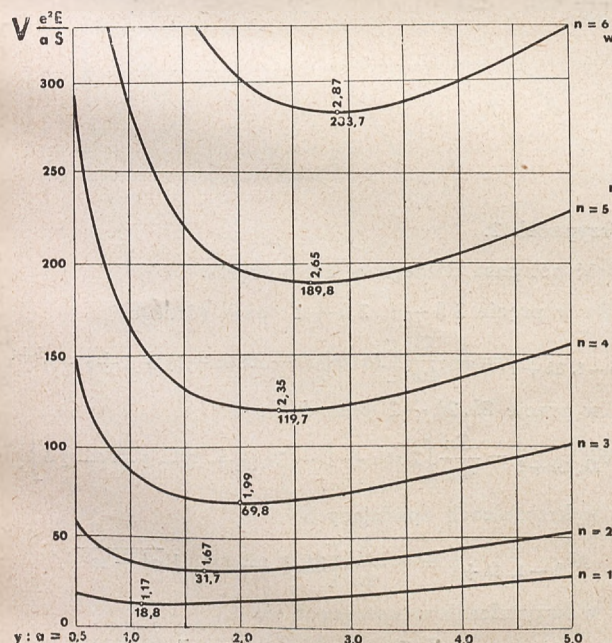
Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min V} = \sqrt{\frac{(n+1)(4n-1) u_g + (n-1)(4n+1) u_d + 6n u_k}{6n(u_k + u_s)}}.$$

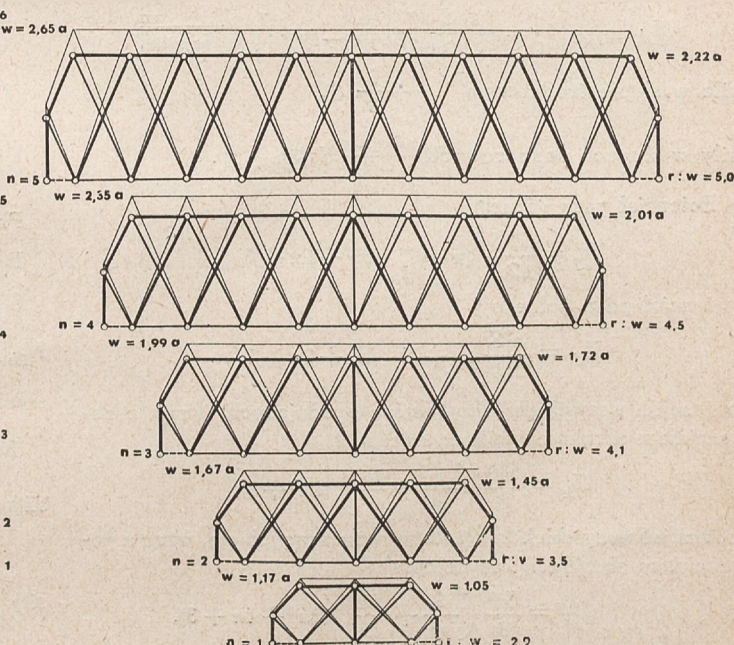
Obierając tak, jak w poprzednim przypadku, $u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$; $u_s = 3,0$; mamy przy

$n =$	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min V} =$	0,894	1,150	1,345	1,512	1,661	1,80
$(w/r)_{\min V} =$	0,45	0,29	0,22	0,19	0,17	0,15
$V \frac{eE}{aS} =$	9	46	121	242	415	647

Kratownice Dütz'a.



Rys. 5. Objętości kratownic o równej wytrzymałości w zależności od ich wysokości.



Rys. 6. Kratownice o największych sztywnościach (linie cienkie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).

siły w słupach podporowych $\frac{S}{2} (2n+1)$.

Potencjał pasa górnego

$$\Pi_g = \frac{a^2 S}{12w} n (4n^2 + 6n + 5),$$

potencjał pasa dolnego

$$\Pi_d = \frac{a^2 S}{12w} n (4n^2 + 6n - 1),$$

potencjał wszystkich krzyżulców opadających; wraz z potencjałem skrajnych półkrzyżulców

$$\Pi_k = \frac{a^2 S}{8} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 1),$$

potencjał wszystkich krzyżulców wznoszących się, wraz z potencjałem skrajnych półkrzyżulców

$$\Pi'_k = \frac{a^2 S}{8} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 4n + 1),$$

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min V} = \sqrt{\frac{2n(4n^2 + 6n + 5)u_g + 2n(4n^2 + 6n - 1)u_d + 3(2n^2 + 4n + 1)u_k + 3(2n^2 + 1)u'_k}{3(2n^2 + 4n + 1)u_k + 3(2n^2 + 1)u'_k + 12(n+1)u_s}}$$

potencjał słupów

$$\Pi_s = \frac{S}{2} w (n+1),$$

potencjał całej kratownicy w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = \frac{aS}{12} \left[3 \frac{w}{a} (2n^2 + 4n + 3) + \frac{a}{w} (8n^3 + 18n^2 + 10n + 3) \right].$$

Warunek minimum potencjału $\frac{\partial \Pi}{\partial w} = 0$

daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min \Pi} = \sqrt{\frac{8n^3 + 18n^2 + 10n + 3}{3(2n^2 + 4n + 3)}}.$$

Stąd obliczamy

n	2	4	6
$(w/a)_{\min \Pi}$	1,670	2,347	2,866
$(w/r)_{\min \Pi}$	0,33	0,26	0,22
$\Pi : (aS)$	15,86	59,85	141,86

Objętość kratownicy z uwzględnieniem współczynników ustrojowych

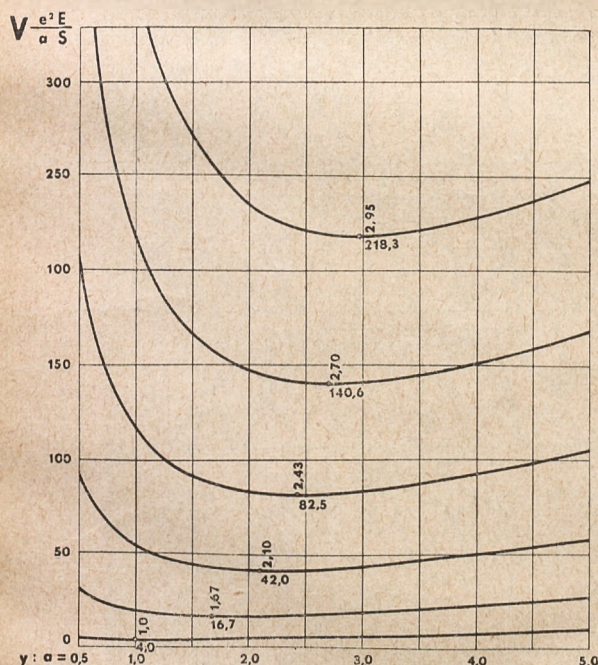
$$V = \frac{a^2 S}{eE} \left[\frac{n}{6w} (4n^2 + 6n + 5) u_g + \frac{n}{6w} (4n^2 + 6n - 1) u_d + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 4n + 1) u_k + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 1) u'_k + (n+1) \frac{w}{a^2} u_s \right].$$

Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

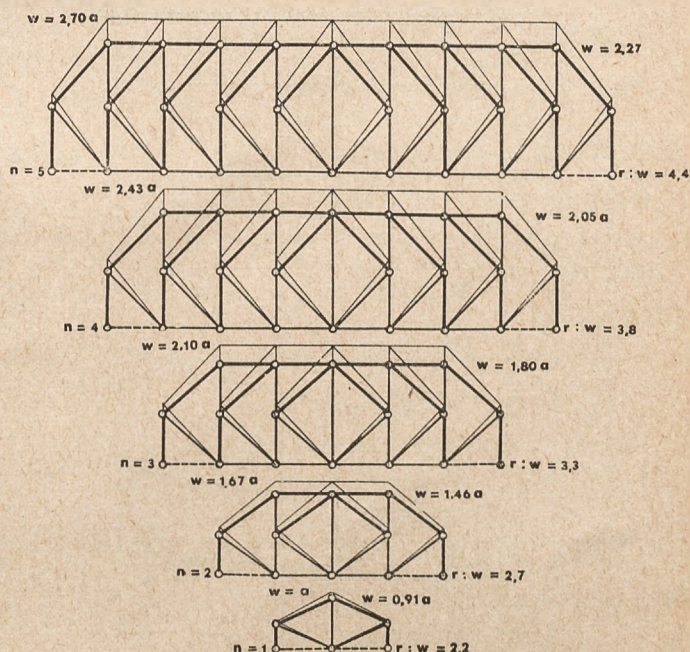
Obierając jak poprzednio $u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$ $u'_k = 3,0$; $u_s = 3,0$; obliczamy:

n	2	4
$(w/a)_{\min V}$	1,447	2,013
$(w/r)_{\min V}$	0,289	0,224
$V \frac{eE}{aS}$	70	259

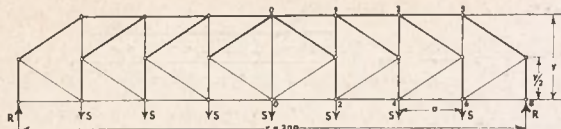
Kratownice półkrzyżulcowe proste.



Rys. 7. Objętości kratownic równej wytrzymałości w zależności od ich wysokości.



Rys. 8. Kratownice o największych sztywnościach (linie cienkie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).



Oznaczenia: węzły pasa górnego $2k-1$, $k=0,1,2,\dots, n-1$,
 węzły pasa dolnego $2k$, $k=0,1,2,\dots, n-1$,
 długości pól a ,
 rozpiętość kratownicy $2an$,
 wysokości kratownicy w ,
 obciążenia węzłów pasa dolnego S ,
 współczynnik ustrojowy pasów górnych u_g ,
 współczynnik ustrojowy pasów dolnych u_d ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców rozciąganych u_k ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców ściskanych u'_k ,
 współczynnik ustrojowy słupów rozciąganych u_s ,
 współczynnik ustrojowy słupów ściskanych u'_s ,
 naprężenie równej wytrzymałości eE .

Siła w przecie $2k-1, 2k+1$ pasa górnego

$$N_{2k-1, 2k+1} = -\frac{Sa}{2w} [n^2 - 1 - k(k+2)],$$

siła w przecie $2k, 2k+2$ pasa dolnego

$$N_{2k, 2k+2} = \frac{Sa}{2w} [n^2 - 1 - k(k+2)],$$

siły w krzyżulcach

$$N_{2k} = -N_{2k-1} = \frac{S}{4w} (2k+1) \sqrt{4a^2 + w^2},$$

siły w słupach górnych $N'_{2k-1} = \frac{S}{4} (2k+1)$,

siły w słupach dolnych $N'_{2k} = -\frac{S}{4} (2k-3)$,

siła w słupie środkowym $N'_0 = \frac{S}{2}$,

siły w słupach nad podporami

$$N'_{2n} = -\frac{S}{2} (2n-1).$$

Potencjał pasów górnych

$$\Pi_g = \frac{Sa^2}{6w} n(n-1)(4n+1),$$

potencjał pasów dolnych jest równy potencjałowi pasów górnych;

potencjał krzyżulców ściskanych, lub krzyżulców rozciąganych

$$\Pi_k = \frac{Sa^2}{4w} n^2 \left(4 + \frac{w^2}{a^2}\right),$$

potencjał słupów rozciąganych, wraz z potencjałem słupa środkowego

$$\Pi_s = \frac{Sw}{4} (n^2 + 1),$$

potencjał słupów ściskanych, wraz z potencjałem słupów podporowych

$$\Pi'_s = \frac{Sw}{4} (n^2 + 3),$$

potencjał całej kratownicy w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = \frac{aS}{6} \left[3 \frac{w}{a} (n^2 + 1) + \frac{a}{w} n(n+1)(4n-1) \right]$$

Warunek minimum potencjału $\frac{\partial \Pi}{\partial w} = 0$ daje:

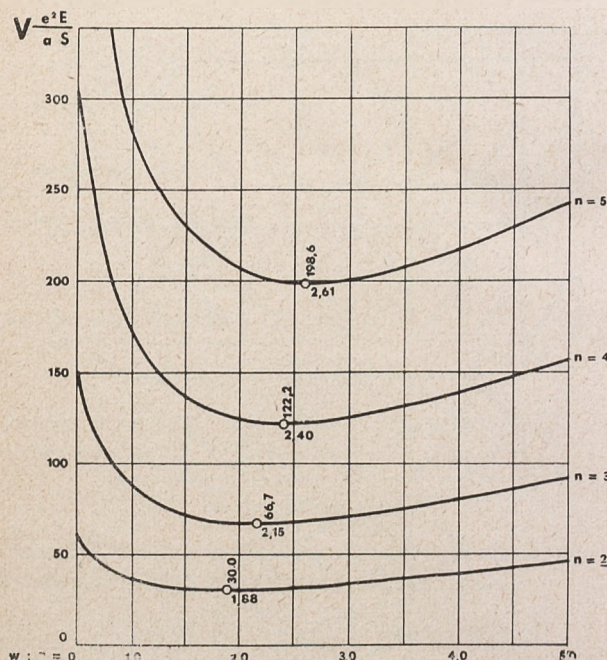
$$\left(\frac{w}{a}\right)_{\min \Pi} = \sqrt{\frac{n(n+1)(4n-1)}{3(n^2+1)}}.$$

Stąd obliczamy:

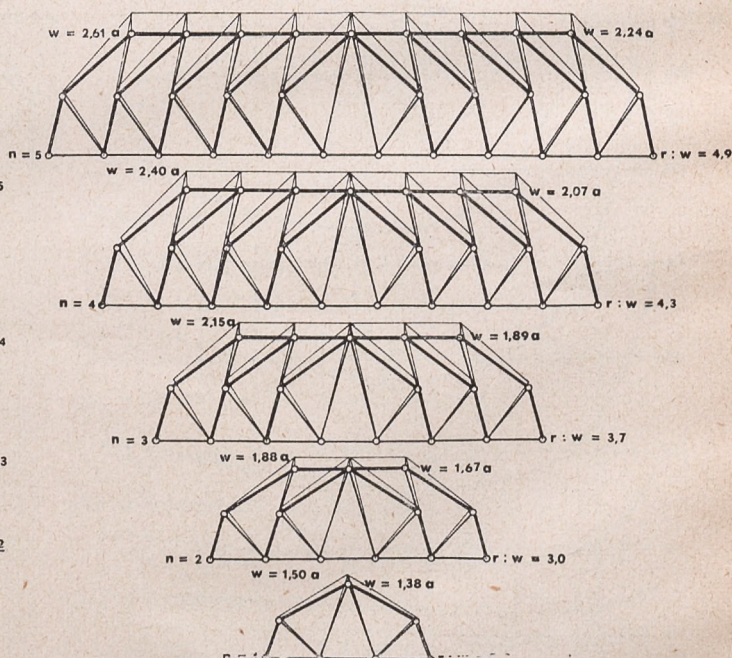
n	=	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min \Pi}$	=	1,000	1,673	2,098	2,425	2,703	2,950
$(w/r)_{\min \Pi}$	=	0,50	0,42	0,35	0,30	0,27	0,25
$\Pi : (aS)$	=	2,00	8,36	20,98	41,22	70,28	109,15

Zmienność potencjałów kratownic półkrzyżulcowych prostych, przedstawiono na wykresie 7. Objętość kratownicy półkrzyżulcowej prostej, z uwzględnieniem współczynników ustrojowych

Kratownice półkrzyżulcowe pochyłe.



Rys. 9. Objętości kratownic równej wytrzymałości w zależności od ich wysokości.



Rys. 10. Kratownice o największych sztywnościach (linie cienie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).

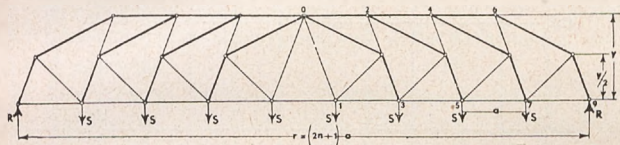
$$V = \frac{aS}{12eE} \left[2 \frac{a}{w} n(n-1)(4n+1)(u_g + u_d') + \right. \\ \left. + 12 \frac{a}{w} n^2(u_k + u_k') + 3 \frac{w}{a} n^2(u_k + u_k') + \right. \\ \left. + 3 \frac{w}{a} (n^2 + 1) u_s + 3 \frac{w}{a} (n^2 + 3) u_s' \right]$$

Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min V} = \sqrt{\frac{2n(n-1)(4n+1)(u_g + u_d') + 12n^2(u_k + u_k')}{3n^2(u_k + u_k') + 3(n^2 + 1)u_s + 3(n^2 + 3)u_s'}}$$

Obierając jak poprzednio $u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = u_s = 2,0$; $u_k' = u_s' = 3,0$; mamy przy

u	=	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min V}$	=	0,912	1,462	1,798	2,052	2,267	2,46
$(w/r)_{\min V}$	=	0,46	0,37	0,30	0,26	0,23	0,21
$V \frac{eE}{aS}$	=	10	39	96	185	311	479



Oznaczenia: węzły pasa górnego $2k$, przy $k = 0, 1, 2, \dots, n-1$,
węzły pasa dolnego $2k+1$, przy $k = 0, 1, 2, \dots, n$,
długość pól a ,

rozpiętość kratownicy $r = a(2n+1)$,

wysokość kratownicy w ,

rzut pionowy dolnych krzyżulców z ,

obciążenia węzłów pasa dolnego S ,

współczynnik ustrojowy pasów górnych u_g ,

współczynnik ustrojowy pasów dolnych u_d ,

współczynnik ustrojowy dolnych krzyżulców
rozciąganych u_k ,

współczynnik ustrojowy górnych krzyżulców
ściskanych u_k'

współczynnik ustrojowy górnych krzyżulców
rozciąganych u_s ,

współczynnik ustrojowy dolnych krzyżulców
ściskanych u_s' ,

naprężenie równej wytrzymałości eE .

Siła w przecie $2k, 2k+2$ pasa górnego

$$N_{2k, 2k+2} = -\frac{Sa}{w} (n-k-1)(n+k+2),$$

siła w przecie $2k-1, 2k+1$ pasa dolnego

$$N_{2k-1, 2k+1} = \frac{Sa}{2w} (n^3 + n - k^2),$$

siły w górnych krzyżulcach rozciąganych

$$N_{2k} = S \frac{w-z}{w^2} (k+1) \sqrt{w^2 + \frac{a^2}{4}},$$

siły w górnych krzyżulcach ściskanych

$$N'_{2k} = -S \frac{k+1}{w} \sqrt{(w-z)^2 + \left(a - \frac{a}{2} \frac{w-z}{w}\right)^2},$$

siły w dolnych krzyżulcach rozciąganych

$$N_{2k+1} = S \frac{k+1}{w} \sqrt{z^2 + \left(a - \frac{a}{2} \cdot \frac{z}{w}\right)^2},$$

siły w dolnych krzyżulcach ściskanych

$$N'_{2k+1} = -S \frac{(k+1)z-w}{w^2} \sqrt{w^2 + \frac{a^2}{4}},$$

siły w krzyżulcach środkowych

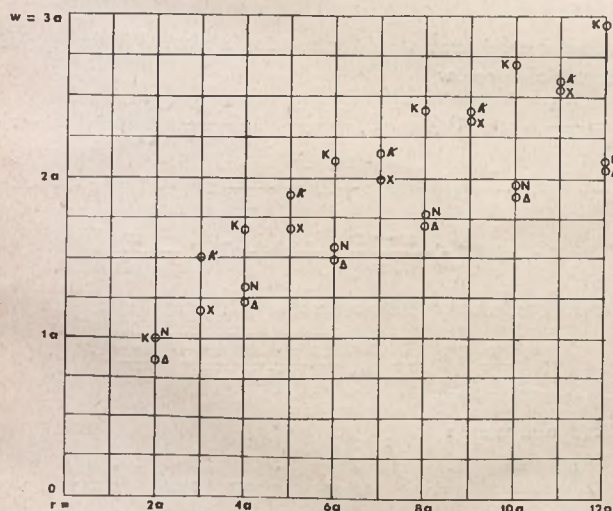
$$N_o = S \frac{w-z}{w^2} \sqrt{w^2 + \frac{a^2}{4}},$$

siły w krzyżulcach nad podporami

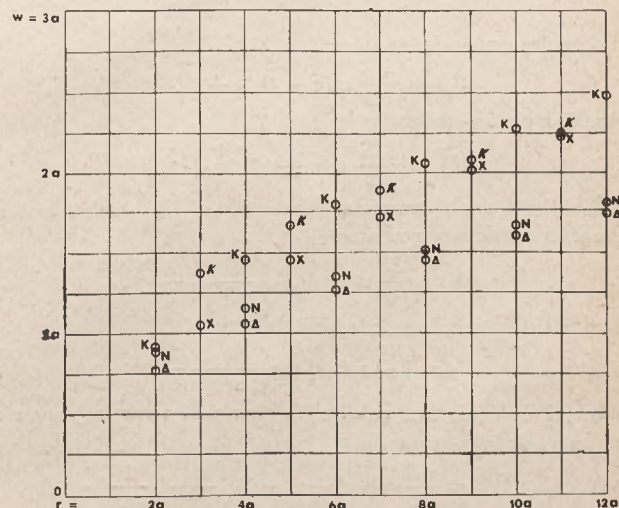
$$N'_{2n+1} = -Sn \sqrt{1 + \frac{a^2}{4w^2}},$$

siły w skrajnych polach pasa dolnego

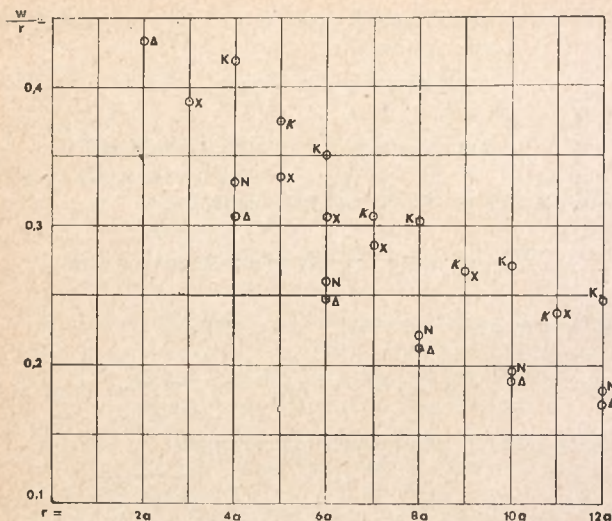
$$N_{2n-1, 2n+1} = S \frac{an}{2w}.$$



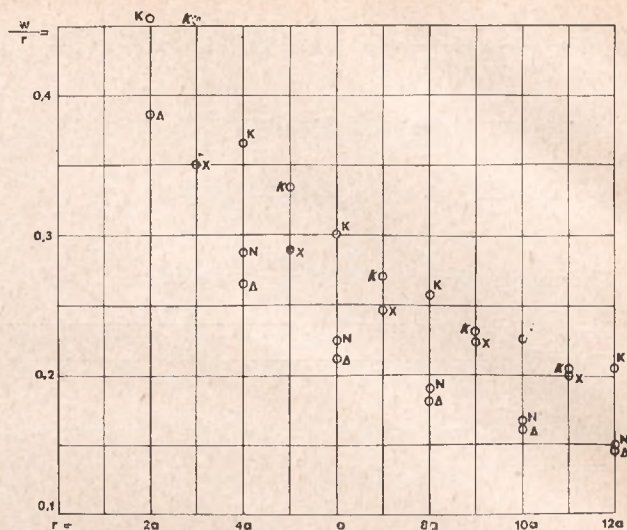
Rys. 11. Zależność wysokości od rozpiętości kratownic o największych sztywnościach.



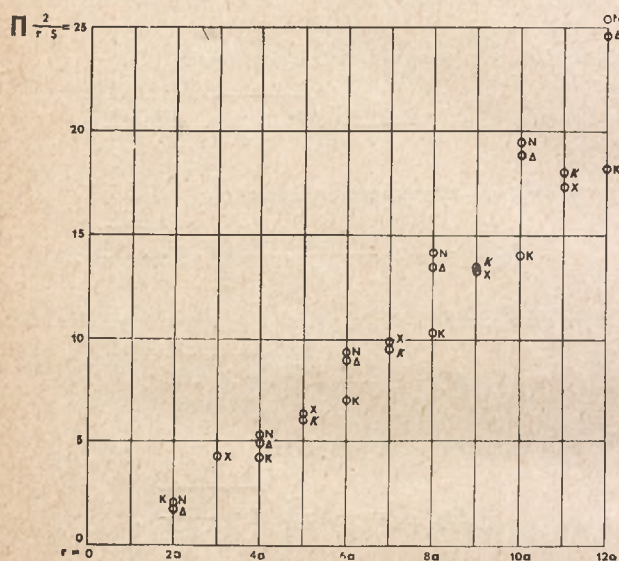
Rys. 12. Zależność wysokości od rozpiętości w kratownicach o najmniejszych objętościach tworzywa.



Rys. 13. Zależność stosunku wysokości do rozpiętości, od rozpiętości kratownic o największych sztywnościach.

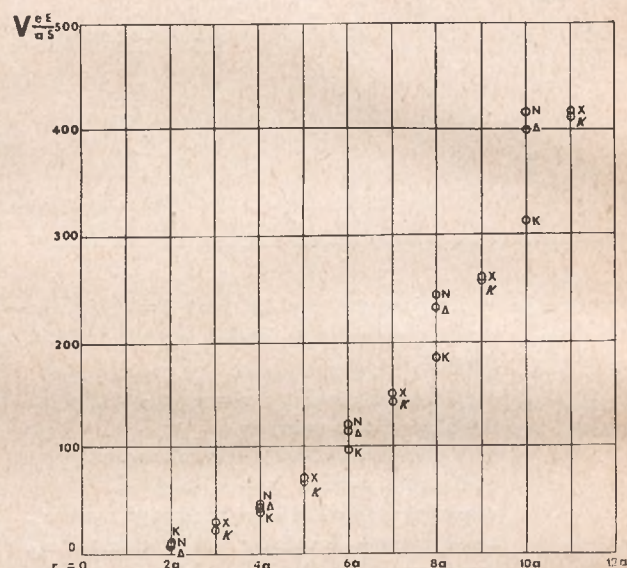


Rys. 14. Zależność stosunku wysokości do rozpiętości, od rozpiętości kratownic o najmniejszych objętościach tworzących.



Rys. 15. Zależność potencjałów od rozpiętości kratownic o największych sztywnościach.

Oznaczenia: Δ kratownice trójkątne równoramienne,
X kratownice Dütsch'a,
K kratownice półkryształowe pochyłe,



Rys. 16. Zależność najmniejszych objętości od rozpiętości kratownic.

N kratownice o polach prostokątnych,
K kratownice półkryształowe proste.

Potencjał pasów górnych

$$\Pi_g = \frac{a^2 S}{3w} n(n-1)(n+1),$$

potencjał pasów dolnych

$$\Pi_d = \frac{a^2 S}{6w} n(n+1)(2n+1).$$

potencjał górnych krzyżulców rozciąganych, wraz z potencjałem krzyżulców środkowych

$$\Pi_k = \frac{a^2 S}{4} n(n+1) \left(\frac{w}{a^2} + \frac{1}{4w} \right),$$

potencjał górnych krzyżulców ściskanych

$$\Pi'_k = \frac{a^2 S}{8} n(n+1) \left(\frac{w}{a^2} + \frac{25}{4w} \right),$$

potencjał dolnych krzyżulców ściskanych, wraz z potencjałem krzyżulców skrajnych

$$\Pi'_s = \frac{a^2 S}{8} (n^2 + n + 2) \left(\frac{w}{a^2} + \frac{1}{4w} \right),$$

potencjał dolnych krzyżulców rozciąganych

$$\Pi_s = \frac{a^2 S}{8} n(n+1) \left(\frac{w}{a^2} + \frac{9}{4w} \right),$$

potencjał całej kratownicy w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = \frac{S a^2}{6w} n(n+1)(4n-1) + \frac{S}{2} \left(1 + \frac{a^2}{4w^2} \right) [n(n+1)(w-z) + 2z + \frac{z^2}{w} (n-1)(n+2)] + \frac{S}{2w} n(n+1) [w-z^2 + a^2 \left(1 + \frac{w-z}{2w} \right)^2 + z^2 + a^2 \left(1 - \frac{z}{2w} \right)^2].$$

Warunek minimum potencjału przy $2z = w$, daje:

$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min \Pi} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{64n^3 + 159n^2 + 95n + 6}{3(5n^2 + 5n + 2)}}.$$

Stąd obliczamy:

n	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min \Pi}$	1,500	1,876	2,153	2,396	2,613	2,812
$(w/r)_{\min \Pi}$	0,50	0,38	0,31	0,27	0,24	
$\Pi : (aS)$		15,00	33,37	61,10	99,29	

Zmienność potencjałów kratownic półkrzyżulcowych pochyłych przedstawiono na wykresie 9. Objętość kratownicy półkrzyżulcowej pochyłej z uwzględnieniem współczynników ustrojowych,

$$V = \frac{aS}{12eE} \left[8 \frac{a}{w} n(n-1)(n+1) u_g + 4 \frac{a}{w} n(n+1)(2n+1) u_d + 3 \left(\frac{w}{a} + \frac{9a}{4w} \right) n(n+1) u_k + 3 \left(\frac{w}{a} + \frac{25a}{4w} \right) n(n+1) u'_k + 6 \left(\frac{w}{a} + \frac{a}{4w} \right) n(n+1) u_s + 3 \left(\frac{w}{a} + \frac{a}{4w} \right) (n^2 + n + 2) u'_s \right]$$

Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

$$\frac{w}{a} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{32n(n-1)(n+1)u_g + 16n(n+1)(2n+1)u_d + 27n(n+1)u_k + 75n(n+1)u'_k + 6n(n+1)u_s + 3(n^2+n+2)u'_s}{3n(n+1)(u_k + u'_k) + 6n(n+1)u_s + 3(n^2+n+2)u'_s}}$$

obierając jak poprzednio

$$u_g = 2,0; \quad u_d = 1,5; \quad u_k = 2,0; \quad u'_k = 3,0; \quad u'_s = 3,0;$$

mamy przy

n	1	2	3	4	5
$(w/a)_{\min V}$	1,377	1,672	1,888	2,072	2,238
$(w/r)_{\min V}$	0,45	0,33	0,27	0,23	0,20
$V \frac{eE}{aS}$	22	67	144	257	410

WITOLD WIERZBICKI

Wyboczenie jako fakt i jako schemat

Statystyka z przed lat kilku wykazuje, że więcej niż połowa katastrof mostowych była spowodowana przez zniszczenie prętów ściskanych, nazywane ogólnikowo, w potocznym języku technicznym, wyboczeniem lub odpowiednimi wyrazami obcymi.

W ten sposób technicy różnych krajów mieli wiele sposobności wyrobić sobie określony pogląd na sam fakt wyboczenia i na okoliczności towarzyszące jego powstawaniu.

Chodzi tu na razie nie o wyboczenie, jako o zadanie z zakresu mechaniki i nie o wyboczenie, jako o zjawisko fizyczne ściśle zdefiniowane i zachodzące w warunkach ściśle omówionych. Chodzi tu tylko o pewien fakt, zaobserwowany przez długi szereg ludzi w ich działalności technicznej i w wielu wypadkach na podstawie tych obserwacji opisany.

Gdy się czyta opisy ważniejszych katastrof budowlanych, wywołanych przez wyboczenie, np. katastrofy w Quebec¹⁾ z r. 1907 lub katastrofy ze zbiornikiem gazu w Hamburgu²⁾ z r. 1908, to zwracają na siebie przede wszystkim uwagę okoliczności następujące:

1) pręt, który wywoływał katastrofę, pozostał prostym do pewnej wartości sił podłużnych w przecie.

2) po przekroczeniu tej wartości doznawał on wyraźnego wygięcia, które następowało w sposób nagły.

Podobne zestawienie okoliczności, podnoszonych w większości przypadków, uwidocznia możliwość pewnego subiektywizmu w opisie faktów wyboczenia, gdyż taki właśnie charakter subiektywny nosi tu pojęcie „nagły”. Gdy chodzi o czas trwania samego wyginania się pręta, a więc tym samym i o czas trwania katastrofy, bywał on bardzo różny, dając się liczyć to na sekundy, to na godziny, to wreszcie rozpadając się na etapy niekiedy parodniowe. Wolne jest jednak naogół od subiektywizmu spostrzeżenie, że wygięcia opisywanych prętów posiadały od razu wymiary, które ze względu na

przeznaczenie konstrukcji tolerowane być nie mogły.

Wobec powyższego wydaje się możliwym następujące przedstawienie faktu wyboczenia prętów prostych w konstrukcjach budowlanych:

Wyboczenie (w sensie technicznym) polega na tym, że pręt prosty, ściskany osiowo, pozostaje prostym do pewnej wartości sił podłużnych, a po przekroczeniu tej wartości (krytycznej) ulega nagle wygięciu, przy czym pojęcia „prosty”, „osiowy” i „nagły” należy tu rozumieć, jako określone dokładnością pomiaru; nadto użycie tu wyrazu „nagły” może być usprawiedliwione kształtem wykresu 2.

Takie przedstawienie samego faktu wyboczenia nie przesądza ani przyczyny zjawiska, ani szczegółów jego przebiegu, ani wreszcie środków zabezpieczenia się przed nim.

Natomiast, aby obliczyć stopień bezpieczeństwa pręta ściskanego, należy wynaleźć dla faktu wyboczenia pewien schemat mechaniczny. Inaczej mówiąc w zależności od warunków, w jakich pręt się znajduje, należy dać faktowi jego wyboczenia odpowiednią interpretację mechaniczną. Dojdziemy tą drogą do czterech różnych schematów, które można ugrupować w sposób następujący:

I. Wyboczenie sprężyste:

- wyboczenie sprężyste w sensie matematycznym,
- wyboczenie sprężyste w sensie fizycznym.

II. Wyboczenie niesprężyste:

- wyboczenie niesprężyste w sensie matematycznym,
- wyboczenie niesprężyste w sensie fizycznym.

Do wypadków wyboczenia sprężystego zaliczamy tu wyboczenie prętów o nieograniczonej sprężystości oraz prętów, w których granica sprężystości została przekroczona dopiero wówczas, gdy po osiągnięciu przez siły podłużne wartości krytycznej, pręt prosty zaczął się wyginać¹⁾. Inne wypadki odnosimy do wyboczenia niesprężystego.

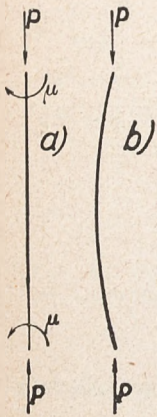
¹⁾ Engineering Record, 14 March, 1908.

²⁾ Der Eisenbau, 1913.

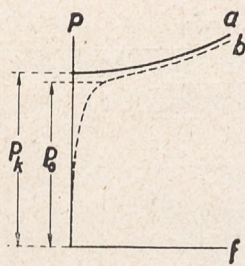
¹⁾ W. Wierzbicki. Istota wyboczenia prętów prostych. Przegląd Techniczny, 1930.

Ia. Schemat wyboczenia sprężystego w sensie matematycznym rozumiemy tu w sposób następujący:

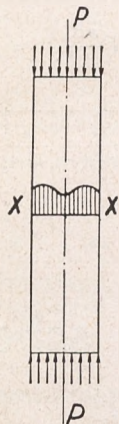
Mamy pręt AB wykonany z materiału sprężystego i obciążony siłami podłużnymi, działającymi wzdłuż osi (rys. 1) lub względem tej osi symetrycznymi (rys. 3). Pręt znajduje się w pewnej przestrzeni matematycznej, t. j. takiej, w której nie ma wahań temperatury, wstrząsów i t. d.



Rys. 1.



Rys. 2.



Rys. 3.

O ile pręt ten zostanie zakrzywiony przez jakąś przyczynę zewnętrzną (np. przez momenty μ , rys. 1a), to siła P uzyska wówczas ramię (rys. 1b) i będzie pręt wyginała w dalszym ciągu. Po usunięciu przyczyny zakrzywiającej pręt bądź wyprostuje się, bądź też pozostanie zakrzywiony, czyli ulegnie wyboczeniu. Wartość siły podłużnej, od której poczynając, będzie miało miejsce to ostatnie zjawisko, jest siłą krytyczną (nazywaną w tym wypadku nieraz siłą Eulerowską).

Zależność między wielkością siły podłużnej w pręcie, a jego wygięciem w środku wyraża się wykresem na rys. 2, z którego wynika, że małemu przyrostowi siły podłużnej ponad wartość krytyczną odpowiada duży przyrost ugięcia. Wykres dotyczy prętów o nieograniczonej sprężystości, t. zn. takich, których materiał nie traci własności sprężystych przy dowolnie dużych ugięciach. Jeżeli sprężystość pręta jest ograniczona, wówczas przedstawiony tu schemat ulega pewnym zmianom³⁾.

Momenta μ lub inne przyczyny, wywołujące początkowe zakrzywienie pręta, mogą być, przy nieograniczonej jego sprężystości, dowolnej wielkości, mogą więc być również mniejsze od dowolnie małej wielkości, a więc nieskończenie małe. Mamy tu w ten sposób do czynienia z przypadkiem, gdy małe odchylenie od położenia równowagi wywołuje zaburzenie, wykraczające poza obszar dowolnie wybrany, czyli że równowaga pręta prostego, przy krytycznej lub większej od niej wartości sił podłużnych, jest równowagą niestateczną. Odpowiada temu nierówność:

$$V < T \quad \dots \quad (1)$$

wyrażająca, że energia zginania jest mniejsza od pracy sił zewnętrznych.

³⁾ W. Wierzbicki. O powstawaniu zjawiska wyboczenia. Przegląd Techniczny. 1932.

Przyczyna zakrzywiająca (moment μ) wywołuje wprawdzie mimośród siły podłużnej w pręcie ściskanym, jest to jednak mimośród chwilowy, który nie wpływa na formę odkształconej pręta wyboczonego. Stąd wynika kształt wykresu na rys. 2. Gdybyśmy chcieli na wykresie przedstawić stan rzeczy przed usunięciem przyczyny zakrzywiającej, doszlibyśmy do krzywej, przedstawionej na wykresie linią przerywaną (b). Podobną krzywą otrzymalibyśmy w razie pewnego początkowego mimośrodu sił podłużnych, t. j. w razie, gdyby przyczyna zakrzywiająca (moment μ) miała charakter stały, nie zaś chwilowy, inaczej mówiąc w przypadku ściskania mimośrodowego.

W miarę zmniejszania się początkowego mimośrodu siły podłużnej współrzędne krzywej przerywanej wykresu zbliżają się do współrzędnych krzywej nieprzerywanej w sposób asymptotyczny.

Skoro krzywa b nie może pokryć się z krzywą a przy najmniejszym nawet stałym mimośrodku, nie podobna uważać wyboczenia w sensie matematycznym za wypadek szczególny ściskania mimośrodowego.

Ib. W przeciwieństwie do schematu omówionego wyżej, w rzeczywistych, fizycznych warunkach pracy pręta ściskanego, musimy liczyć się zawsze z pewnym stałym mimośrodem sił podłużnych. W rzeczywistości więc krzywa a (rys. 2) nie jest osiągalna i wnioski wysnute z jej budowy stosujemy właściwie do zjawiska, którego przebieg przedstawia krzywa b , a więc do ściskania mimośrodowego.

Przy małych mimośrodkach krzywe a i b są tak bliskie sobie, że w stosunku do tej ostatniej możemy powiedzieć, że tu również, jak w przypadku krzywej a , przy pewnej wartości P_0 siły podłużnej, mały przyrost siły wywołuje duże wygięcie pręta. Tu jednak chwilowe odchylenie od położenia równowagi nie wywiera żadnego wpływu na charakter zjawiska, mamy tu bowiem do czynienia ze stateczną równowagą pręta, której odpowiada nierówność:

$$V > T \quad \dots \quad (2)$$

Ściskanie mimośrodowe, przy małym mimośrodku jest to właśnie wyboczenie w sensie fizycznym. Jest ono przypadkiem t. zw. równowagi quasi — niestatecznej⁴⁾.

Rozumiemy tu pod pojęciem „mały” taki mimośród, który zarówno sam, jak i spowodowane przez niego ugięcie, nie może być zmierzony i którego wielkość jest nieznana. W ten sposób granica między zjawiskiem wyboczenia w sensie fizycznym, a ściskaniem mimośrodowym na charakter czysto konwencjonalny, zależy od doskonałości środków mierniczych⁵⁾.

IIa. Przechodzimy do wyboczenia niesprężystego w sensie matematycznym.

Bierzemy pręt pryzmatyczny (rys. 3), obciążony równomiernie na każdej z podstaw. W miarę wzrastania obciążenia równomierność rozkładu naprężeń

⁴⁾ W. Wierzbicki. Modele zjawiska wyboczenia. Czasopismo Techn. 1933 r.

⁵⁾ W. Wierzbicki. Stosunek wyboczenia do ściskania mimośrodowego. Czasopismo Techniczne. 1933 r.

w przekroju zostaje zachowana tylko na podstawach. Oczekiwać należy, że największe odchylenia od rozkładu równomiernego będą miały miejsce w środku długości pręta. Na podstawie obliczeń prof. Timoszenki⁶⁾ można, mianowicie, przyjąć dla środka pręta o przekroju prostokątnym rozkład naprężeń normalnych, równoległych do osi pręta, według rys. 4a, a rozkład naprężeń stycznych według rys. 4b.

Z rys. 4a wynika, że w przypadku pręta stalowego przy stałym wzrastaniu sił podłużnych, naprężenia przekroczą w pewnej chwili dolną granicę plastyczności we wszystkich punktach przekroju środkowego z wyjątkiem punktu *f* na osi pręta. W ten sposób pręt znajdzie się w warunkach układu, złożonego z dwóch prętów połączonych przegubem (rys. 5), a więc układu będącego w stanie równowagi niestatecznej. Wartością krytyczną sił *P* będzie tu wartość, przy której taki stan rzeczy powstanie.

W przypadku słupa betonowego decydować będzie o jego wytrzymałości wartość największych naprężeń stycznych, a więc naprężeń:

$$\tau_{max} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{4\tau_0 + \sigma_x^2} \quad \dots (3)$$

gdzie τ_0 i σ_x oznaczają naprężenia równoległe do osi współrzędnych.

Na podstawie wykresów 4a i 4b należy oczekiwać największych naprężeń τ_{max} w przekroju środkowym pręta około punktów *g*, a najmniejszych, tak jak wyżej, w punkcie *f*.

W ten sposób w razie pęknięć w przekroju środkowym *xx*, w punkcie *f* pęknięcie nie nastąpi. Punkt ten może tu być uważany za przegub, a cały pręt podobnie, jak w przypadku poprzednim, za układ złożony z dwóch równych sobie prętów, połączonych przegubem (rys. 5). Siłą krytyczną będzie w tym przypadku siła, która wywołała pęknięcia we wszystkich punktach przekroju *xx* z wyjątkiem punktu *f*.

Weźmy teraz pręt drewniany i przedstawmy go sobie, jako szereg włókien sprężystych, przestrzeń między którymi wypełniona jest jakąś substancją ściśliwą (rys. 6).

Przy obciążeniu, równomiernie rozłożonym na podstawach pręta, ścisaniu podlega zarówno każde włókno bezpośrednio, jak i masa zawarta mię-

dzy nimi. Ściśnięta masa ulega zgęszczeniu i nagromadza się w największej ilości koło środka pręta, powodując tu największe rozchylenie się włókien.

Wygięte w ten sposób włókna będą się w dalszym ciągu wyginały pod działaniem sił podłużnych, które tą drogą uzyskują odpowiednie mimośrodowe. Największemu wygięciu ulegną włókna zewnętrzne, a najmniejszemu włókna środkowe (osiowe). Kiedy w środku pręta wszystkie włókna, z wyjątkiem osiowego, ulegną złamaniu, wówczas pręt znajdzie się w warunkach układu złożonego z dwóch prętów połączonych przegubem (rys. 5). Wartość siły podłużnej, która taki stan rzeczy spowoduje, będzie siłą krytyczną (łamiącą, niszczącą).

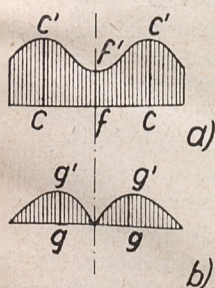
Przykładów tego rodzaju, co trzy przytoczone wyżej, można podać więcej. Przykłady te pozwalają twierdzić, że są przypadki, gdy przy ściśle osiowym działaniu sił podłużnych (ściślej, przy działaniu sił symetrycznych względem osi podłużnej pręta ściskanego) może, po przekroczeniu przez naprężenie granicy sprężystości, wytworzyć się taki stan rzeczy, że pręt prosty ściskany osiowo, stanie się układem geometrycznym zmiennym, a równowaga jego niestateczna.

Będzie to właśnie przypadek wyboczenia niesprężystego w sensie matematycznym.

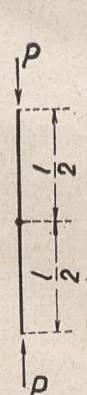
Podkreślić należy, iż w podobnych przypadkach każda chwilowa przyczyna zakrzywiająca pozostawia odkształcenie trwałe. Przypadki te więc różnią się zasadniczo od przypadków wyboczenia sprężystego w sensie matematycznym.

II b. Wyboczenie niesprężyste w sensie fizycznym jest odpowiednikiem wyboczenia sprężystego, rozumianego w tym samym sensie⁷⁾. Przedstawiamy je sobie w sposób następujący:

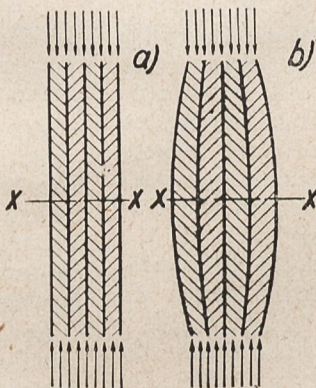
Bierzemy pręt ściskany siłą, zaczepioną z mimośrodem. Jeżeli przy małych, nie dających się zmierzyć wartościach mimośrodu, w pręcie powstają naprężenia, przekraczające granicę sprężystości, wówczas nie możemy już stosować do obliczenia odkształceń pręta równań teorii sprężystości. Wyobraźmy sobie w dalszym ciągu, że przy pewnej wartości P_0 siły podłużnej *P* powstanie taki stan rzeczy, że mały przyrost siły P_0 wywołuje duży przyrost ugięcia pręta np. według wykresu rys. 7.



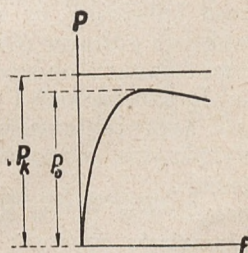
Rys. 4.



Rys. 5.



Rys. 6.



Rys. 7.

⁶⁾ S. Timoszenko. Kurs teorii uprągłości, t. I, 1914, str. 143.

⁷⁾ W. Wierzbicki. O sposobach rozumienia terminu „wyboczenie”. Prace Akademii Nauk Technicznych, 1934.

Do powstania dużych odchylen dzięki małemu przyrostowi siły P nie jest w danym razie potrzebne odchylenie od położenia równowagi, gdyż siła ma już mimośród początkowy.

To powstawanie dużych ugięć niesprężystych pręta przy słabym wzroście sił P po przekroczeniu przez nie wartości P_0 nazywamy wyboczeniem niesprężystym w sensie fizycznym. Jest ono przypadkiem równowagi quasi — niestatecznej i różni się od zwykłego ściskania mimośrodowego tylko wielkością mimośrodu. Granica między wyboczeniem niesprężystym w sensie fizycznym, a ściskaniem mimośrodowym, podobnie jak granica między wyboczeniem sprężystym w sensie fizycznym a ściskaniem mimośrodowym, ma charakter czysto umowny. Siła P_0 będzie tu odgrywała rolę siły krytycznej.

Pojęcie siły krytycznej uważaliśmy wyżej za równoznaczne z pojęciem siły (obciążenia) niszczącej⁸⁾ pręta ściskanego (słupa), a pojęcie naprężenia krytycznego za równoznaczne z pojęciem wytrzymałości na wyboczenie, odpowiednikiem wytrzymałości na wyciąganie.

Wyznaczenie siły krytycznej w przypadku wyboczenia sprężystego w sensie matematycznym, opiera się na założeniach teorii sprężystości i doprowadza do wzorów *Euler'a*.

Wzory *Euler'a*, wyprowadzone dla przypadku fizycznie nieosiągalnego, stosujemy zwykle do przypadków wyboczenia sprężystego w sensie fizycznym, uważając, iż różnica między siłami P_k i P_0 (t. j. wielkość $P_k - P_0$) pokryta zostaje przez odpowiedni wybór współczynnika bezpieczeństwa. Ścisłe wyznaczenie siły P_0 jest wprawdzie możliwe pod względem matematycznym, wymaga jednak

⁸⁾ Por. prof. dr. M. T. Huber. Rozważania nad zagadnieniem wytrzymałościowym prętów podłużnie ściskanych. Przegląd Techniczny. 1934.

wprowadzenia do obliczenia mimośrodu siły podłużnej, który jest z reguły nieznany.

Wyznaczenie siły krytycznej P_k w przypadku wyboczenia niesprężystego w sensie matematycznym wymagałoby dokładnej znajomości rozkładu naprężeń w chwili, poprzedzającej zmianę rodzaju równowagi pręta. Wobec tego wzory na siłę krytyczną ustawione tu dla różnych przypadków budowy pręta miałyby, zdaje się, znaczenie tylko teoretyczne.

Prace nad ustawieniem wzorów teoretycznych dla siły krytycznej w przypadku wyboczenia niesprężystego w sensie fizycznym, oparte przeważnie na badaniach doświadczalnych, doprowadziły już po części do konkretnych wyników, są jednak jeszcze w toku. W wielu wypadkach zmuszeni jesteśmy tu korzystać z bezpośrednich wyników badań doświadczalnych w postaci wzorów statystycznych⁹⁾, które jednak dają, podobnie jak w wypadkach wyboczenia sprężystego w sensie fizycznym, właściwie nie siłę P_k lecz siłę P_0 (rys. 7).

Każdy z wymienionych czterech schematów wyboczenia posiada, jak widać z powiedzianego wyżej, odrębną definicję naukową. Gdybyśmy jednak chcieli przeciwstawić definicji wyboczenia ujętej tylko z technicznego punktu widzenia (wyboczenie w sensie technicznym) jedną jakąś ogólną definicję statyczną tego zjawiska, musielibyśmy ją z natury rzeczy potraktować bardzo ogólnikowo. Synteza zjawiska dałaby się wówczas ująć w sposób następujący:

Wyboczenie jest to przypadek niestateczności lub quasi — niestateczności równowagi ściskanego osiowo pręta prostego przy pewnej wartości siły podłużnej (zwanej krytyczną).

⁹⁾ Np. wzorów *Tetmajera-Jasińskiego*.

WACŁAW ŻENCZYKOWSKI

Projekt konstrukcji Dworca Głównego w Warszawie i terenów przyległych

Dworzec główny oraz przylegająca do niego konstrukcja mostowa, nad wykopami torów kolejowych zajmują łączną powierzchnię 24 500 m². Granicą tego obszaru na wschodzie jest tunel kolejowy, na zachodzie otwarty wykop, od południa i północy obszar jest ograniczony podziemnymi ścianami oporowymi, położonymi od stroy Alei Jerozolimskich i ul. Chmielnej (rys. 1).

Całość zaprojektowanych konstrukcji obejmuje:

- 1) Przykrycie placu na wschód od Dworca do tunelu,
- 2) przykrycie placu na zachód od Dworca do otwartego wykopu,
- 3) gmach Dworca.

Przykrycie placu na wschód od Dworca.

Przykrycie to stanowi strop nad torami, które w liczbie dwóch wybiegają z tunelu i rozgałęziają się

do ośmiu przy samym Dworcu. Ogólna długość przykrycia, liczona w kierunku prostego odcinka południowego toru, wynosi 159,94 m.

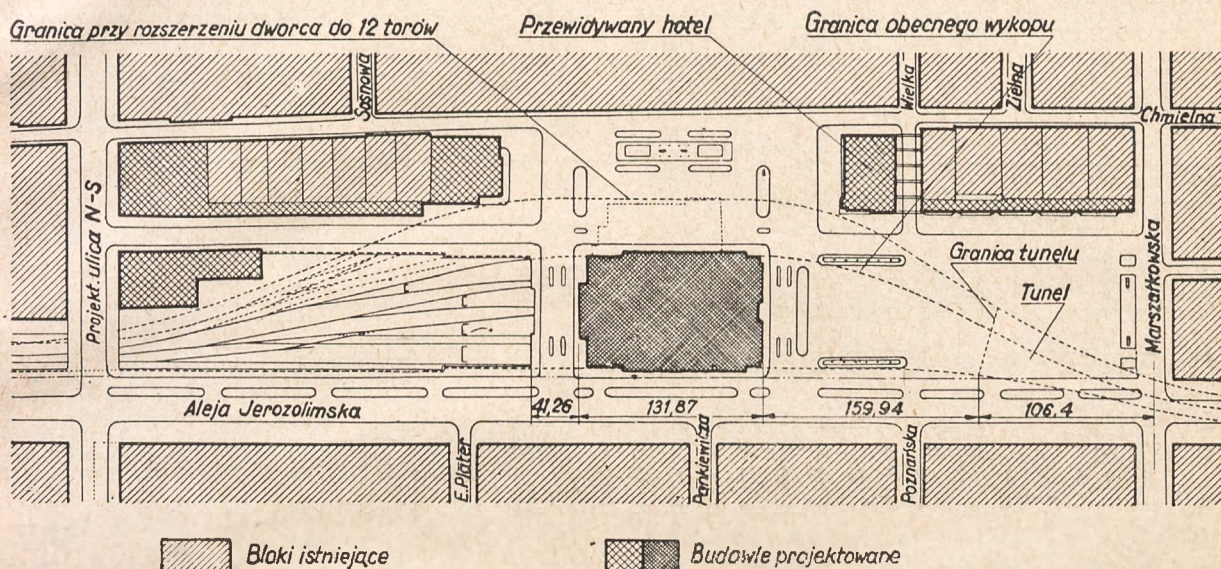
Przed przystąpieniem do wykonania szczegółowego projektu opracowano 2 szkicowe projekty konstrukcji przykrycia: wariant żelbetowy i wariant stalowy. Jakkolwiek wariant żelbetowy okazał się tańszy o 10% od stalowego, to jednak Podkomisja Budowy Dworca Głównego wybrała do wykonania konstrukcję stalową z następujących powodów:

a) Zastosowanie konstrukcji żelbetowej byłoby możliwe tylko wtedy, gdyby ją wykonano tak jak została zaprojektowana, to znaczy, gdyby przewidywane belki ciągłe mogły być betonowane na całej długości od razu bez przerw i dobetonowań częściowych; taki sposób wykonania okazał się niemożliwy ze względu na program budowy, który przewidywał najprzód budowę przykrycia tylko nad

4-ma torami południowymi, a dopiero później nad dalszymi.

b) Ciężar 1 m b. głównego dźwigara żelbetowego wraz z płytą wynosiłby do 3,5 tonn, a odległość między poszczególnymi dźwigarami byłaby zale-

Takie uniezależnienie ściany od przykrycia przewidywano dlatego, ażeby umożliwić usunięcie ściany przy możliwym w przyszłości rozszerzeniu Dworca do 12 torów — bez naruszenia głównej konstrukcji przykrycia; przy usuwaniu ściany wypadło-



Rys. 1. Szkic sytuacyjny dworca i terenów przyległych.

dwie 2 m; wobec tak wielkiego ciężaru własnego konstrukcji i na ogół słabego gruntu, trudno wykonać rusztowania w sposób gwarantujący nieosiadanie podpór. Takie osiadanie, trwające często 24 godziny i więcej, a więc w czasie kiedy beton wiąże, mogłoby bardzo źle wpłynąć na wytrzymałość konstrukcji, tym bardziej, że nie da się uniknąć przejścia pociągów pod lub obok wykonywanych konstrukcji, a więc i powstających wskutek tego bardzo niepożądanych wstrząsów betonu w okresie wiązania.

Na całej swej długości przykrycie podzielone jest trzema dylatacjami na 4 odcinki długości 43,73 m, 43,73 m, 50,62 m i 21,86 m.

Od strony południowej przykrycie oparte jest na ścianie oporowej (rys. 2), której odcinek wschodni długości 129,41 m był już przed rozpoczęciem niniejszego projektu wykonany za wyjątkiem zaprojektowanego obecnie górnego zwieńczenia.

by dzięki temu zdjąć tylko stosunkowo wąski (3, 4 m) pas stropu między ścianą i szeregiem najbliższej stojących słupów.

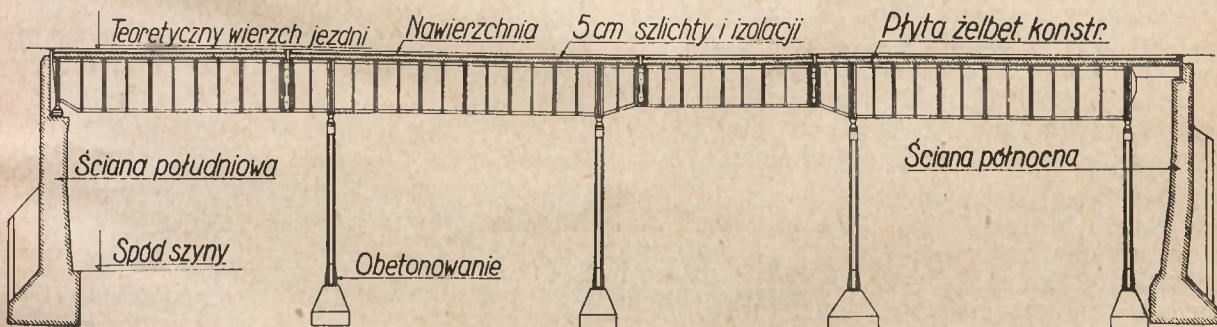
Konstrukcja przykrycia placu obejmuje:

1) Płytę żelbetową pomostu, podwójnie zbrojoną obliczoną, jak belka na sprężystości uginających się, podpierających płytę belkach podłużnych.

2) Belki podłużne drugorzędne liczone z uwzględnieniem częściowego zamocowania na podpierających je belkach poprzecznych, które to zamocowanie osiągnięto przez specjalne skonstruowanie podpór.

3) Belki poprzeczne. Te belki obliczono również z uwzględnieniem częściowego zamocowania, dzięki specjalnie skonstruowanym podporom na dźwigarach głównych (rybki i wsporniki).

4) Dźwigary główne w postaci belek wspornikowych i podwieszonych na nich belek prostych (rys. 2). Dźwigary główne opierają się za pośrednictwem



Rys. 2. Przekrój schematyczny przykrycia placu. Skala pionowa 2 razy większa od poziomej.

Ścianę oporową północną zaprojektowano tylko do podtrzymańia parcia ziemi z placu leżącego od niej na północ, główne dźwigary przykrycia nie opierają się na ścianie lecz na przyległych do ściany, niezwiązanych z nią słupach (por. rys. 2).

łożysk kulistych na słupach oraz za pośrednictwem łożysk przesuwnych w kierunku prostopadłym do dźwigarów — na południowej ścianie oporowej.

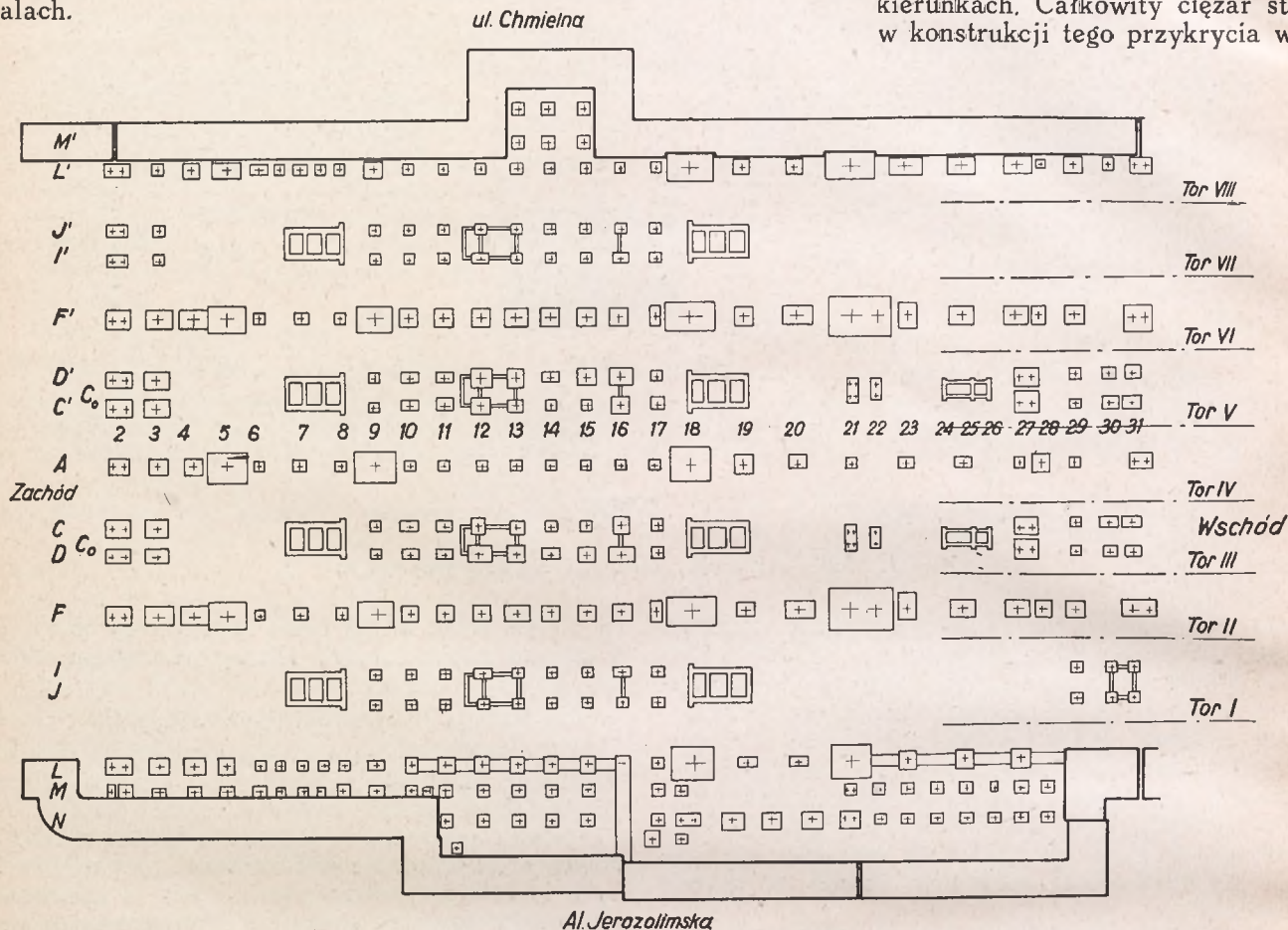
5) Słupy żelazne nitowane z blach i kątowników o przekrojach zamkniętych i otwartych (przekroje

otwarte tylko w części przykrycia, przylegającej do tunelu). Wszystkie słupy posiadają odpowiednio poszerzone stopy, na dolnych końcach zakotwione w fundamentach.

6) Fundamenty betonowe wzmocnione prętami stalowymi w postaci oddzielnych stóp opartych na palach.

W miejscach dylatacji podwieszono u spodu rynny, które można oczyścić przez obrót dookoła osi poziomej.

Obciążenia przykrycia przyjęto jak dla mostów drogowych I klasy z uwzględnieniem możliwości ruchu walców w 2-ch wzajemnie prostopadłych kierunkach. Całkowity ciężar stali w konstrukcji tego przykrycia wy-



Rys. 3. Plan ścian oporowych i fundamentów dworca.

Pale przewidywano w projekcie żelbetowe wbitane (Hennebique'a), jednakowoż wykonawcy zamienili te pale częściowo palami Straussa aczęściowo palami Franki.

Konstrukcja pomostu przykrycia posiada jednostajny spadek w kierunku ulicy Marszałkowskiej, wynoszący 0,76%. Spadki poprzeczne mają być ustalone po opracowaniu rozplanowania całości placu przez Zarząd Miejski (trawniki, chodniki, skwery) przez ułożenie na konstrukcyjnej płycie pomostu pochyłych warstw chudego betonu.

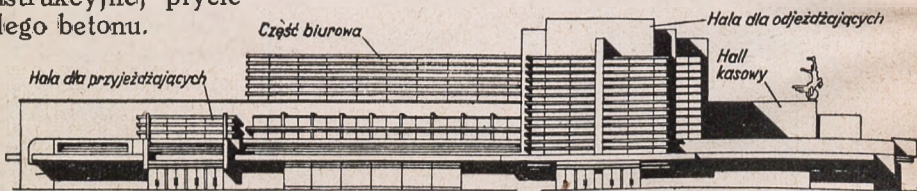
Ponad tą warstwą betonu przewidziana była izolacja od wody w postaci blachy ołowianej grubości 0,2 mm, pomiędzy dwiema warstwami papy, nad tym gładź cementowa grubości 2 cm i wreszcie jezdnia z asfaltu grubości do 8 cm.

Poza wspomnianymi na początku 3-ma dylatacjami poprzecznymi, wynikała z charakteru konstrukcji konieczność urządzenia dylatacji przy końcach poszczególnych wyrzucić głównych dźwigarów w kierunku torów.

nosi 2050 tonn; ponieważ przykrycie obejmuje 10 000 m², więc na 1 m² przypada stali 205 kg.

Przykrycie placu na zachód od Dworca.

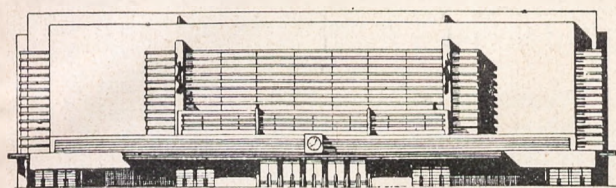
Przykrycie to stanowi strop nad 8-ma torami wybiegającymi na zachód od Dworca i ciągnie się w kierunku torów na długości 41,26 m, licząc od dylatacji przy gmachu Dworca do otwartego wykopu (rys. 1).



Rys. 4. Elewacja południowa (od Al. Jerozolimskiej).

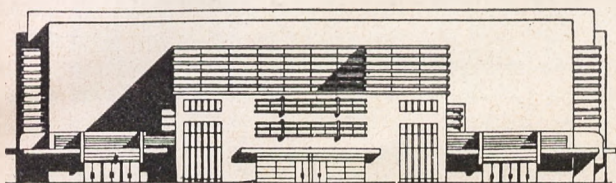
Przykrycie to dzieli się szwem dylatacyjnym prostopadłym do torów na 2 części — zachodnią o długości 32,2 m, stanowiącą właściwe przykrycie i wschodnią o długości 9,06 m, która oprócz przykrycia, dźwigającego jezdnię, obejmuje jeszcze po-

łożoną niżej galerię do przejazdu wózków bagażowych.



Rys. 5. Elewacja wschodnia.

Zasady konstrukcji i obliczeń takie same jak przykrycia na wschód od Dworca.



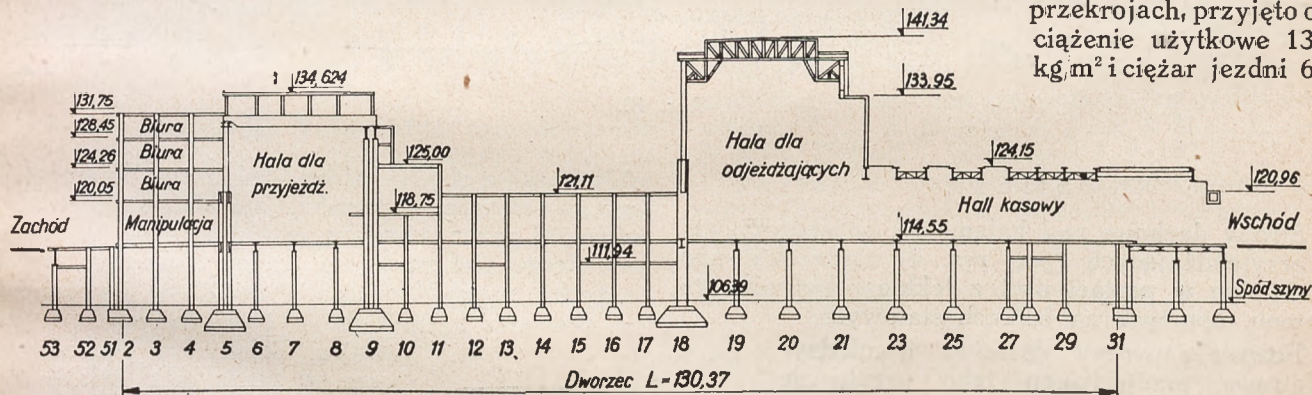
Rys. 6. Elewacja zachodnia.

Całkowity ciężar stali wynosi 780 tonn; ponieważ przykrycie obejmuje 3 400 m², więc na 1 m² przypada stali 230 kg.

Dworzec.

Budynek Dworca ciągnie się ze wschodu na zachód pomiędzy szwami dylatacyjnymi, zaprojektowanymi w odległościach 265,21 m i 397,08 m od osi ul. Marszałkowskiej. Długość jego wynosi przeto 131,87 m (rys. 1).

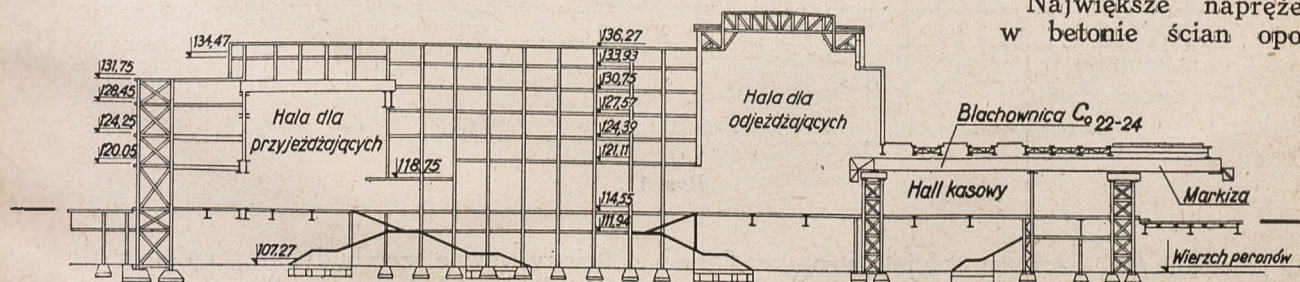
Przekrój A-A



Rys. 7.

Od południa budynek Dworca w swojej podziemnej części ograniczony jest betonową ścianą oporową, położoną pod Alejami Jerozolimskimi. Od północy przewidywana jest

Przekrój C₀-C₀



Rys. 8.

również betonowa ściana oporowa, która przy przebudowie dworca na 12 torów uległaby usunięciu.

Konstrukcja nośna dworca zaprojektowana jest szkieletowa stalowa nitowana za wyjątkiem południowej i północnej części podziemnych pod Alejami Jerozolimskimi i od strony ulicy Chmielnej, które mają być wykonane z żelazobetonu.

Fundamenty pod słupy.

Fundamenty pod słupy szkieletu zaprojektowano betonowe, uzbrojone okrągłymi prętami stalowymi. Posadowienie tych fundamentów przewidziano na palach żelazobetonowych wbijanych.

Tak wymiary fundamentów pod poszczególne słupy jak również i liczba pali pod poszczególnymi fundamentami obliczone były w założeniu, że dopuszczalna nośność pali o wymiarach w przekroju 32×32 cm i 35×35 cm jest 30 t. na pal. Przy wykonaniu zamieniono te pale odpowiednio przeliczonymi palami Franki.

Ściany oporowe.

Ściany oporowe zaprojektowane są różnych typów i wymiarów, w zależności od ich położenia i tych części budowli dworca, które ograniczają.

Typów tych zaprojektowano 10. We wszystkich typach, z wyjątkiem jednego, ściana ograniczona jest od przodu powierzchnią łamaną. Od tyłu we wszystkich ścianach oporowych dane są przypory o przekroju teowym w celu lepszego rozłożenia ciśnienia na mur, jak również i na podstawę fundamentu.

Przy obliczaniu tak stateczności, jak również i nężeń w poszczególnych przekrojach, przyjęto obciążenie użytkowe 1350 kg/m² i ciężar jezdni 600

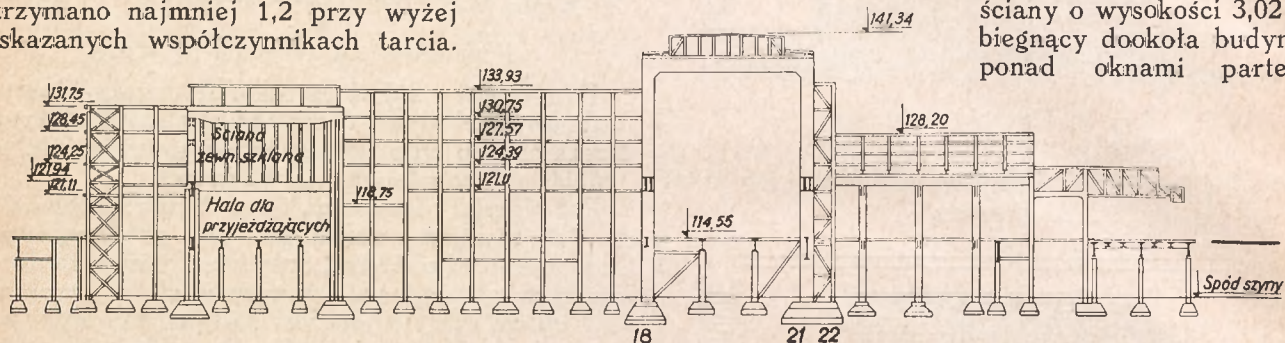
kg/m². Kąt naturalnego stoku ziemi przyjęto 35°. Współczynnik tarcia betonu po betonie przyjęto 0,7, zaś betonu na gruncie bez pali 0,35, z palami 0,4.

Największe naprężenia w betonie ścian oporowych

wych na ściskanie nie dochodzi do 4 kg/cm^2 zaś rozciąganie nie przekracza 1 kg/cm^2 . Współczynniki pewności na wywracanie są większe od 1,5 przy normalnej pracy ścian oporowych

Współczynnik pewności na zsuwanie ścian w ich podstawie fundamentowej otrzymano najmniej 1,2 przy wyżej wskazanych współczynnikach tarcia.

Przekrój F-F

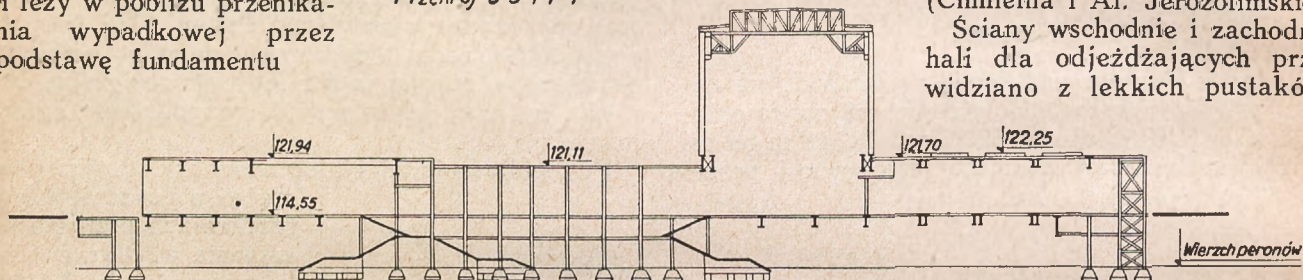


Rys. 9.

Pale pod fundamenty ścian oporowych przewiduje się tylko w tych typach, w których największe ciśnienie na grunt jest większe od $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

Rozkład pali pod fundamentami jest taki, by ciśnienie na pale było o ile możliwości jednakowe, zatem środek ciężkości pali leży w pobliżu przenikania wypadkowej przez podstawę fundamentu

Przekrój J-J i I-I



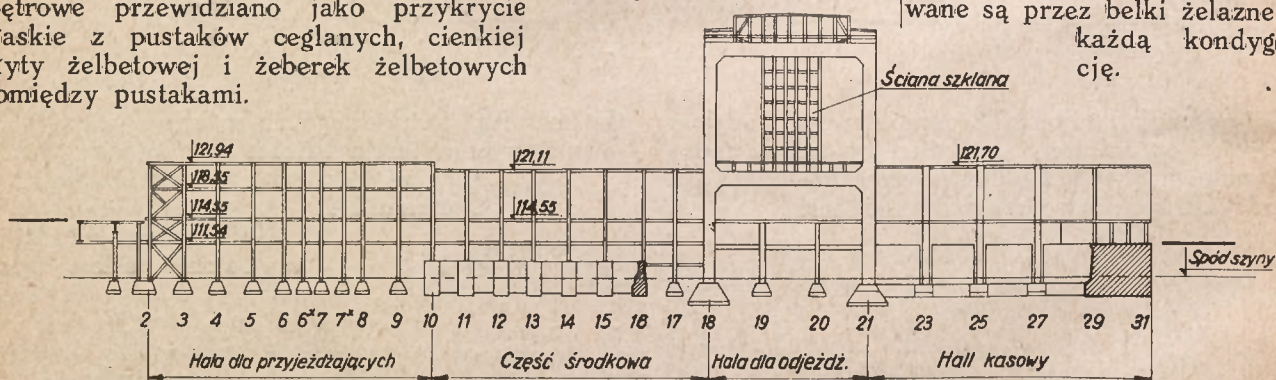
Rys. 10.

Stropy.

Stropy dachowe nad halami dla odjeżdżających i przyjeżdżających (por. rys. 4) zaprojektowano podwójne w postaci płyt z lekkiego uzbrowionego betonu, opartych na belkach stalowych.

Pozostałe stropy dachowe i międzypiętrowe przewidziano jako przykrycie płaskie z pustaków ceglanych, cienkiej płyty żelbetowej i żeberk żelbetowych pomiędzy pustakami.

Przekrój L-L



Rys. 11.

Ściany.

Ściany elewacyjne budynku przewidziano z klinkieru, kamienia i w niektórych miejscach szklane (por. rys. 4, 5, 6). Kamieniem licowanym ma być pas ściany o wysokości 3,02 m, biegnący dookoła budynku ponad oknami parteru.

Wielkie płaszczyzny ścian powyżej tego pasa kamiennego licowane mają być klinkierem.

Płaszczyzny szklane przewidziane są w elewacjach południowej, północnej i wschodniej hali dla odjeżdżających oraz w elewacji południowej i północnej hali dla przyjeżdżających (Chmielna i Al. Jerozolimskie).

Ściany wschodnie i zachodnie hali dla odjeżdżających przewidziano z lekkich pustaków,

obłożonych z obydwu stron klinkierem; opierają się one na sztywnej konstrukcji szkieletowej podtrzymywanej przez dźwigary, znajdujące się w poziomie stropu nad parterem. Ściany biurowych części budynku zaprojektowano z pustaków licowanych od zewnątrz klinkierem i tynkowanych od wewnątrz; ściany te podtrzymywane są przez belki żelazne co każdą kondygnację.

W galeriach pod dworcem przyjęto stropy ceglane systemu Kleina, w galeriach zaś pod Al. Jerozolimskimi — w postaci płyty żelbetowej z żebrami.

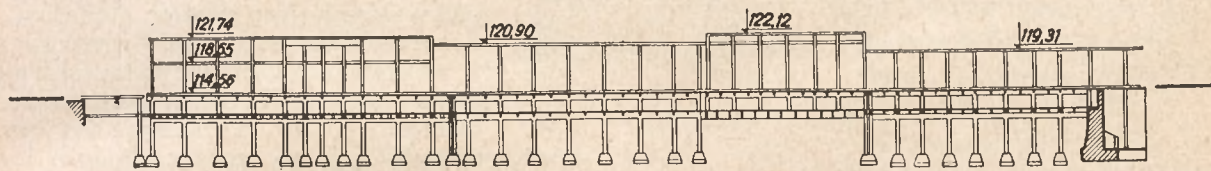
Ściany wewnętrzne budynku przyjęto z klinkieru, cegły, lekkich betonów i żelbetu w zależności od pomieszczeń i przeznaczenia.

Konstrukcja szkieletu.

Wobec stosunkowo dużej długości dworca w kierunku od wschodu na zachód, został on na tej długości podzielony szwami dylatacyjnymi na 2 części o długościach 55,01 m i 76,86 m.

W kierunku z południa na północ dworzec dylatacji nie posiada, jedynie południowa podziemna część żelbetowa jest tak skonstruowana, że jej stropy i belki opierają się swobodnie na części żelaznej, położonej od niej na północ. Oznaczenia konstrukcyj w obliczeniach statycznych i na planach odniesione są do układu, stanowiącego szachownicę z linii pionowych na planie (prostokątnych do kierunku torów) i poziomych (równoległych do torów). Linie te przechodzą przez osie słupów bądź też przez inne charakterystyczne miejsca budynku. Szeregi linii pionowych oznaczone są cyframi arabskimi, a mianowicie skrajny zachodni szereg cyfrą 2, następne szeregi w kierunku na wschód cyframi kolejnymi, aż do skrajnego wschodniego szeregu, oznaczonego cyfrą 31 (por. rys. 3).

Przekrój M-M



Rys. 12.

Szeregi linii poziomych nazwane są dużymi literami.

Szereg na międzytorzu pomiędzy IV i V torem (oś podłużna) oznaczony jest literą A. Szeregi na południe kolejno literami B, C, D, i t. d. aż do R. Szeregi na północ literami B', C', D', i t. d. aż do M'.

Przy tym sposobie każdy słup oznaczony jest cyfrą i literą przecinających się szeregów, belka zaś literą lub cyfrą szeregu w którym leży, oraz dwiema literami lub cyframi, ograniczającymi odpowiednio jej punkty końcowe.

W niektórych miejscach, gdzie tego rodzaju układ współrzędnych nie wystarczał, przyjęto oznaczenia dodatkowe.

Stropy oznaczono małymi literami.

Usztywnienia budynku, które przenoszą siły od parcia wiatru i zapewniają mu stateczność w kierunku poziomym, zaprojektowane są w postaci ramownic oraz stężeń kratowych.

Przy dalszym omawianiu konstrukcji podzieliliśmy dworzec na 6, odrębnych co do charakteru konstrukcji, części: zachodnią, środkową — halę dla odjeżdżających, hall kasowy, południową część żelbetową i północną część żelbetową. Konstrukcja szkieletu pierwszych 4-ch części jest stalowa, ostatnich dwóch — żelbetowa (rys. 7—12).

Część zachodnia dworca.

Część zachodnia ciągnie się od zachodu do szeregu 9-go włącznie (por. rys. 7); obejmuje pomieszczenia biurowe i manipulacyjne oraz halę dla przy-

jeżdżających. Stateczność tej części w kierunku południowo-północnym zapewniona jest przez usztywnienia pionowe w szeregach 2, 5, 9, na które przekazywane są wszystkie siły poziome za pomocą sztywnych, niezmiennych stropów oraz poziomych kratownic w płaszczyźnie dachów nad i pod ścianą szklaną hali dla przyjeżdżających.

W szeregu 2 usztywnienia te mieszczą się w ścianie przy windach (rys. 13), przy czym w parterze na I, II, III piętrze zaprojektowane są w postaci krzyżujących się zastrzałów, stanowiących wraz ze słupami i belkami stropowymi niezmienny ustrój kratowy, a poniżej podłogi parteru, gdzie zastrzałów nie można było dać ze względu na konieczność pozostawienia wolnego przejścia do wind, zaprojektowano ramownicę o 2-ch kondygnacjach.

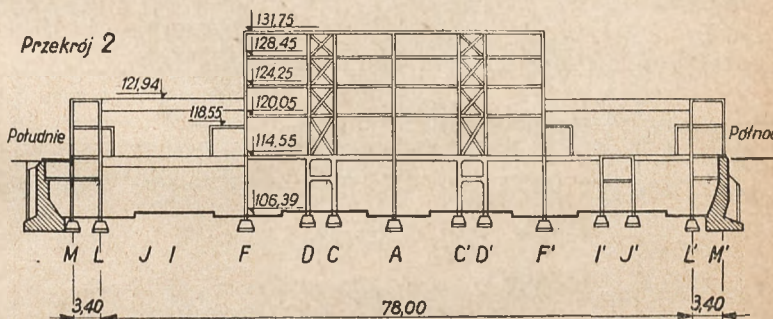
W szeregu 5 powyżej podłogi I piętra (rys. 14) siły poziome przenoszone są przez 2-przęsłową ramownicę kratową 5 FAF', która te siły przekazuje na niżej położoną ramownicę 2 kondygnacyjową 5 FAF' o 3 słupach.

Ta ramownica posiada rygle w stropach nad parterem i podziemiami, oraz słupy 5F, 5A i 5F'.

W szeregu 9 (rys. 15) siły poziome przenoszone są przez ramownicę 9 FAF' o jednym ryglu umieszczonym pod stropem dachowym i 3 słupach 9F, 9A i 9F'.

Stateczność tej części zachodniej w kierunku zachodnio-wschodnim zapewniona jest przez usztywnienia C 2—3, D 2—3, F 2—3, L 2—3, C' 2—3, D' 2—3, F' 2—3, L' 2—3 (rys. 8, 9, 11).

Wszystkie te usztywnienia zaprojektowane są w postaci krzyżujących się na każdej kondygnacji zastrzałów.



Rys. 13.

Wszelkie siły poziome przekazywane są na te usztywnienia za pomocą sztywnej konstrukcji stropów.

Pozostałe, nie przytoczone tutaj konstrukcje obejmują belki stropowe, podciąg i słupy. Przekroje tych elementów zaprojektowane są o profilach z kształtowników, lub złożonych.

Część środkowa dworca.

Część środkowa dworca, pomiędzy szeregiem 9—18 (por. rys. 3 i 7) obejmuje biura na wyższych

kondygnacjach oraz restauracji i pomieszczenia manipulacyjne na dolnych.

Stateczność tej części w kierunku południowo-północnym zapewniona jest przez usztywnienia pionowe w szeregach 12 (rys. 16), 14 (rys. 17) i 16 na całej wysokości i przez dodatkowe usztywnienia w szeregach 13 i 15 na I piętrze.

Oprócz tego skrajne zachodnie i wschodnie pola stropów środkowej części przenoszą siły poziome na ramownice szeregów 9 i 18 hali dla przyjeżdżających i hali dla odjeżdżających. Dostatecznie sztywne stropy przenoszą wszelkie siły poziome na usztywnienia pionowe.

Usztywnienia środkowej części starano się dać, o ile było to możliwe, w postaci krzyżujących się

zastrzałów na każdej kondygnacji; nie wszędzie jednak można te zastrzały wykonać ze względu na charakter pomieszczeń, wobec czego zachodziła konieczność zaprojektowania usztywnień ramowych. Ramownice na I piętrze są zwykłe prostokątne złożone z rygla i 2 słupów osadzonych przegubowo, ramownice na parterze — w kształcie litery T, składają się z belki i słupa, połączonych sztywno w środku belki, ramownice w podziemiach zaprojektowane są w kształcie litery T, z których przecięcia pionowe przekazywane są na ramownice prostokątne ze wspornikami.

Stateczność części środkowej w kierunku zachodnio-wschodnim osiągnięta jest li tylko dzięki sztywności połączeń belek stropowych ze słupami. Specjalne konstrukcje usztywniające w tym kierunku nie są konieczne, ponieważ część środkowa jest osłonięta od wiatrów wschodnich i zachodnich.

Tylko pomiędzy szeregami 16 i 18 w stropie nad parterem znajduje się od F do F' pozioma kratownica dla usztywnienia pionowych słupów ściany szeregu 18 hali dla odjeżdżających.

Dylatacja w szeregu 14 skonstruowana jest w następujący sposób: słupy i stężenia w szeregu 14 złączone są w sztywną całość ze wschodnią częścią budynku, belki od zachodu mają tak skonstruowane podpory na szeregu 14, że pozwalają one na niezależne odkształcanie się części zachodniej i wschodniej w kierunku osi podłużnej budynku, lecz zarazem umożliwiają przekazanie z części zachodniej na szereg 14 sił poziomych o kierunku z południa i północy. Belki stropowe, podciągi i słupy zaprojektowane są z kształtowników lub profili złożonych.

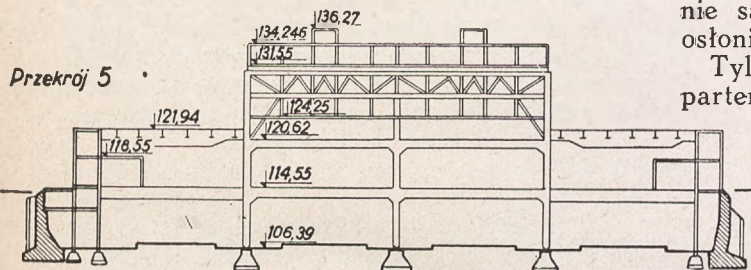
Hala dla odjeżdżających.

Stateczność tej części w kierunku południowo-północnym zapewniona jest przez usztywnienia pionowe w szeregach 18 i 21 i poziome w dachu hali nad i pod ścianą szklaną z południowej i północnej strony hali.

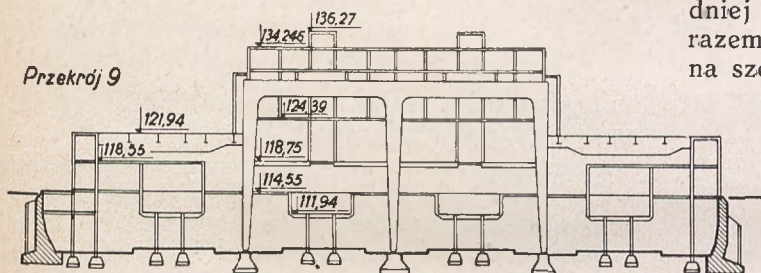
W szeregu 18 (rys. 18) usztywnienia pionowe powyżej stropu nad parterem zaprojektowane są w postaci krzyżujących się zastrzałów od L do F i od F' do L', poniżej tego poziomu przewidziane są ramownice prostokątne 18 F—L i 18 F'—L' z 1 rygłem w stropie nad parterem, ze ściągiem pod podłogą parteru i z 2 słupami.

W szeregu 21 (rys. 20) usztywnienia są takie same, z tą różnicą, że w ramownicach 21 F—L i 21 F'—L' zamiast ściągu pod podłogą parteru ma być rygiel. Siły od wiatru ze stropu dachowego, północnej oraz południowej elewacji przenoszone są na stężenia szeregu 18 i 21 za pośrednictwem poziomych kratownic, umieszczonych w stropach dachowych nad i pod ścianą szklaną (rys. 19).

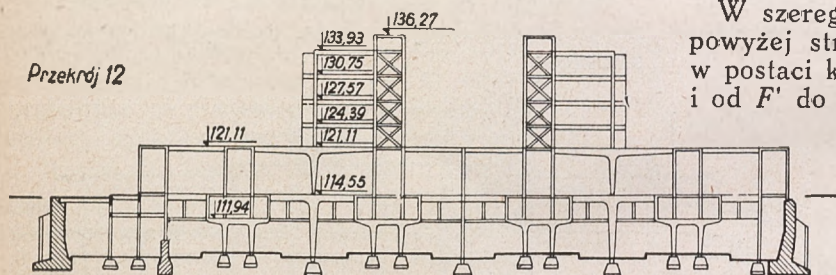
Stateczność w kierunku wschodnio-zachodnim zabezpieczona jest przez stężenia pionowe w szeregach L, L' i F, F' i stężenia poziome w dachu hali i w stropie nad parterem między szeregami 16 i 18.



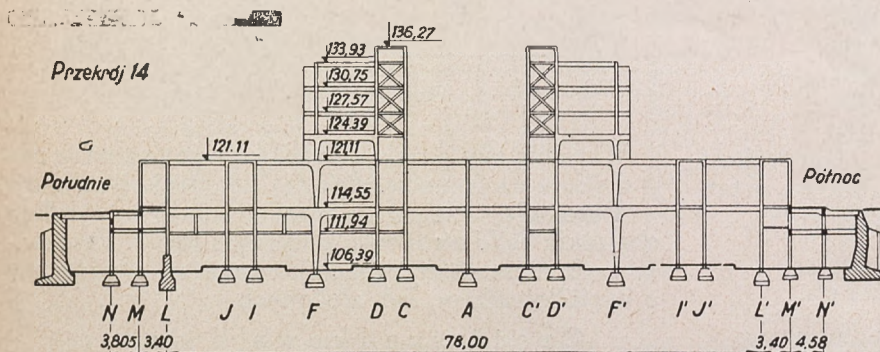
Rys. 14.



Rys. 15.

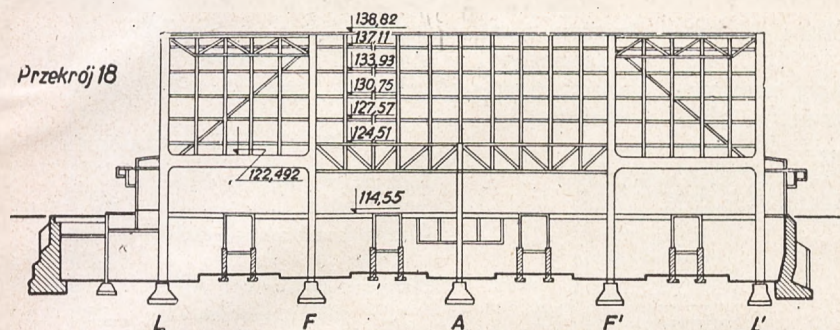


Rys. 16.

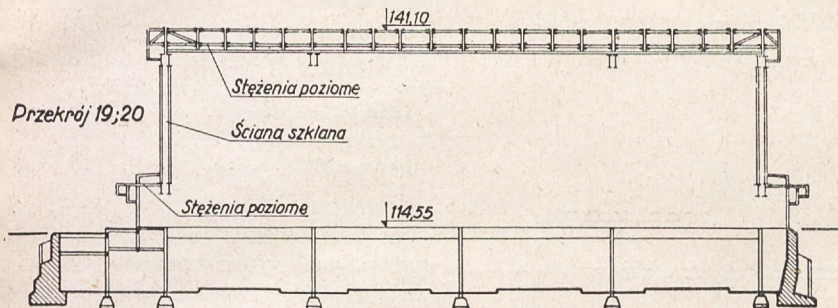


Rys. 17.

Stężenia pionowe w szeregach L i L' (rys. 11) zaprojektowano w postaci ramownic prostokątnych L 18—21 i L' 18—21 z 2-ma ryglami.



Rys. 18.



Rys. 19.

Stężenia pionowe w szeregach F i F' przewidziano w postaci ramownic prostokątnych F 18—21—22 i F' 18—21—22. Każda z tych ramownic składa się z ryglu w stropie dachowym, ściągu w podłodze parteru, słupa w szeregu 18 i słupa z kratą w szeregu 21 i 22. Celem zmniejszenia odkształceń i lepszego usztywnienia, ramownice otrzymują poniżej podłogi parteru dodatkowe trójkątne usztywnienia, a prócz tego są zakotwione w ścianie betonowej, lekko uzbrojonej, obejmującej słupy szeregów 18, 19, 20, 21, 22.

Kratowe belki stropowe hali (rys. 10) opierają się:

a) w szeregu 18 (rys. 18) między F i F' bezpośrednio na słupach ściany, obciążających z kolei dwuprzęsłową belkę kratową 18 FAF' ponad stropem parteru;

b) w szeregach 18 i 21 między L i F oraz L' i F' na belkach kratowych jednoprzęsłowych pod stropem dachowym (rys. 18);

c) w szeregu 21 (rys. 20) między F i F' na dźwigarze kratowym jednoprzęsłowym o rozpiętości 39 m; dźwigar ten podtrzymuje zarazem strop nad ścianą szklaną od wschodu, a jego pas dolny jest jednocześnie pasem kratownicy wiatrowej. Ściana szeregu 18 od F do F' , usytuowana na osi szeregu, oparta jest na konstrukcji szkieletowej, której słupy dźwigają zarazem belki kratowe stropu dachowego.

Ściana szeregu 18 i 21 od F do L i od F' do L' wysunięta jest na zewnątrz osi szeregów.

Jej konstrukcja szkieletowa oparta jest o belki dachowe w sposób pozwalający na niezależne odkształcenia pionowe obydwu konstrukcyj i zapewniający zarazem możliwość przenoszenia sił poziomych ze ściany na poziome kratownice wiatrowe dachów.

Ściany szklane północnej, południowej i wschod-

niej elewacji są tak skonstruowane, że ich belki i słupy bezpiecznie przenoszą parcie wiatru na poziome kratownice wiatrowe w dachu.

Pozostałe, nie przytroczone tutaj konstrukcje hali, obejmują belki i słupy o profilach z kształtowników lub złożonych.

Hall kasowy.

Hall kasowy obejmuje część dworca na wschód od szer. 21.

Stateczność tej części w kierunku południowo-północnym zapewniona jest przez usztywnienia pionowe w szer. 23, 25, 27, 30, 31 oraz przez omówione przy hali dla odjeżdżających stężenia szer. 21.

W szer. 23, 25 i 27 zaprojektowano w podziemiu prostokątne ramownice dwuprzęsłowe z 1 rygłem i 2-ma słupami oraz stojące na nich o takiej samej konstrukcji ramownice na parterze (rys. 21).

Są to ramownice 23 FL , 23 $F'L'$, 25 $F'L'$, 27 FL , 27 $F'L'$.

W szeregu 31 (rys. 22) przewidziano przy klatkach windowych stężenia w postaci krzyżujących

się zastrzałów między słupami 31 JI , 31 CD , 31 $C'D'$.

Stateczność hallu kasowego w kierunku wschodnio-zachodnim zapewniona jest przez stężenia kratowe słupów klatek windowych J 30—31, C 30—31, D 30—31, C' 30—31, D' 30—31, C 21—22, D 21—22, D' 21—22 i przez usztywnienia ramowe (na parterze i kratowe (w podziemiu) F 30—31 i F' 30—31 (rys. 8, 10).

Wszystkie siły poziome przekazywane są na przytroczone wyżej stężenia za pośrednictwem sztywnych stropów.

W hallu kasowym zasługują na wyróżnienie dwuprzęsłowe blachownice ze wspornikami C^0 22—34 i C'^0 22—34, które podtrzymują stropy części środkowej hallu i wysuniętą na 13 m poza budynek markizę, przykrywającą podjazd do Dworca (rys. 8).

Pozostałe nie przytroczone tutaj konstrukcje obejmują belki i słupy o profilach z kształtowników złożonych.

Południowa część żelbetowa.

Część ta obejmuje podziemie w granicach dworca na południe od szeregu L aż do ścian oporowych. Górny strop w części wystającej poza dworzec, obliczony jest na obciążenie jezdni jak most drogowy I-ej klasy. Wyższa kondygnacja podziemna stanowi galerię bagażową, niższa ma obejmować pomieszczenie kas, kotłownię, składy koksu, maszynownię zbiorniki na wodę i t. d.

Konstrukcję tej części stanowią płyty, belki stropowe i ramownice w kierunku północ-południe.

W południowej ścianie oporowej między szer. 11 i 12 przewidziany jest otwór w ścianie oporowej dla połączenia z przejściem podziemnym, które ma

łączyć dworzec z południowym chodnikiem Al. Je-
rozolimskich.

Północna część żelbetowa.

Część ta obejmuje podziemie na północ od sze-
regu L'.

Pomiędzy szeregiem 12 i 16 znajduje się pomiesz-
czenie dla kas przykryte z góry konstrukcją, obli-

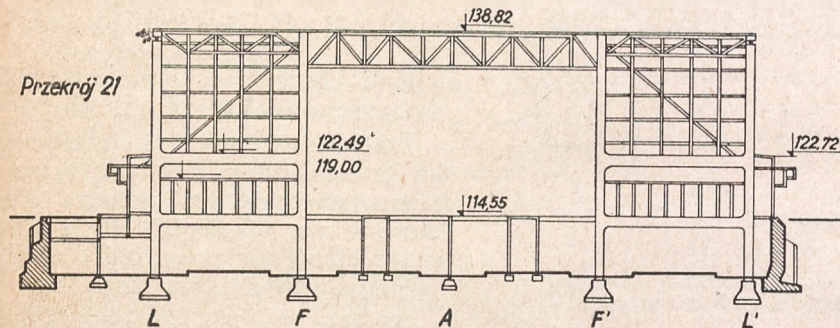
prężenia dopuszczalne zmniejszono do 1200 i do
1100 kg/cm² w zależności od charakteru i położe-
nia elementu.

Naprężenia dopuszczalne obniżono również w
bardzo cienkich wieszakach ze względu na obawę
rdzewienia i w ryglach ramownic, ze względu na
konieczność nadania ustrojowi konstrukcyjnej szty-
wności.

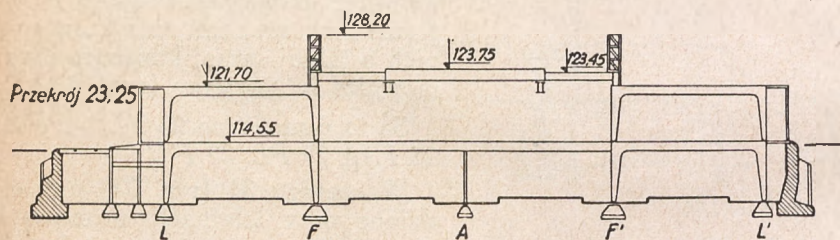
Objętości i ciężary.

Całkowita objętość dwor- ca wynosi	261 000 m ³
Ciężar konstrukcji stalo- wych	4 630 tonn
Stropów dachowych jest .	11 200 m ²
„ międzypiętrowych .	20 800 m ²
„ pod przejazdami i chodnikami	970 m ²
Ścian oporowych	6 500 m ³
Betonu w fundamentach .	3 000 m ³
Pali żelazobetonowych .	2 100 sztuk
Objętość budynku o kon- strukcji stalowej	244 300 m ³
Na 1 m ³ tej objętości przy- pada stali	18,8 kg.

Dworzec główny pod względem
swej konstrukcji jest budowlą nie-
zmiernie skomplikowaną. Oblicze-
nie statyczne i opracowanie rysun-
ków konstrukcyjnych było nadzwyz-
czaj mozolne, ponieważ powtarza-
jących się elementów było bardzo
mało. Wykonano około 2000 stron



Rys. 20.



Rys. 21.

czoną jak wyżej na ciężar jezdni. Między
szer. 15 i 16 przewidziany jest otwór w
ścianie oporowej dla połączenia z prze-
jściem do stacji kolei podziemnej.

Obciążenia i dopuszczalne naprężenia.

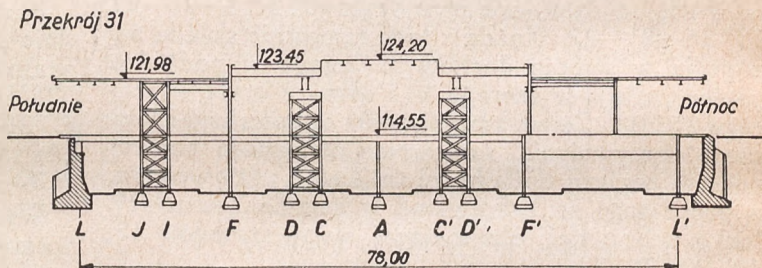
Obciążenia siłami zewnętrznymi oraz
dopuszczalne naprężenia dla konstrukcji
żelbetowych przyjęto na podstawie za-
wierdzonych przez Min. Komunikacji prze-
pisów do budowy Dworca Głównego w
Warszawie, parcie wiatru na całej wysokości
dworca przyjęto 120 kg/m².

Przy obliczaniu konstrukcji stalowych opierano
się głównie na przepisach M. R. P. z 1928 r. oraz
najnowszych niemieckich.

Na podstawie tych ostatnich przepisów projekto-
wane były w stropach belki ciągłe z kształtowni-
ków; przekrój tych belek przy odpowiednim skon-
struowaniu podpór pośrednich dobierany był na
moment $\frac{1}{11} q l^2$ do $\frac{1}{16} q l^2$.

Zasadnicze dopuszczalne naprężenia, przy
uwzględnieniu tylko obciążeń pionowych, przyjęto
1300 kg/cm², a przy równoczesnym uwzględnieniu
działania sił poziomych — 1400 kg/cm².

W tych jednak częściach, w których mogą po-
wstawać naprężenia dodatkowe od sztywności du-
żych węzłów, od temperatury, od przestrzennego
działania sił i innych wpływów, nie poddających
się z różnych względów ujęciu rachunkowemu, na-



Rys. 22.

obliczeń statycznych i przeszło 600 rysunków kon-
strukcyjnych, z których wiele przekraczało 2 m²
powierzchni. Kilkunastu pracowników, w tym 6 in-
żynierów pod zwierzchnim kierownictwem prof.
Psenickiego, pracowało nad konstrukcją z górą
przez 2 lata.

Ta wielka ilość pracy konstruktorów w związku
z różnorodnością konstrukcji objaśnia się zarówno
koniecznością stworzenia najrozmaitszych pomie-
szczeń do różnych celów, jak i wielką fantazją
artystyczną architekta ś. p. prof. Przybylskiego, któ-
ry w dążeniu do piękna formy komponował twory
niecodzienne pod względem konstrukcyjnym.

Tak np. większa ilość ścian nad oknami wisi na
wieszakach, umocowanych do konstrukcji dachu.
Również szereg stropów wisi w ten sam sposób.

Markiza nad podjazdem od wschodu zwisa na
13 m. W szer. 21 dach hali dla odjeżdżających
opiera się na kratownicy o rozpiętości 38 m.

Gdyby nie powyższe okoliczności — ilość stali w
konstrukcji byłaby niewątpliwie znacznie mniejsza.

