



PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

WYDAWCA SP. Z O. O. PRZEGLĄD TECHNICZNY

REDAKTORZY INŻ. J. FALKIEWICZ I INŻ. M. THUGUTT

Nr. 21-22

WARSZAWA, 27 PAŹDZIERNIKA 1937 R.

Tom LXXVI

Zeszyt poświęcony jubileuszowi 40-lecia pracy Prof. D-ra Inż. Andrzeja Pszenickiego.

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 wznosił 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

624. 2 (09) (438 : 47) : 92 (Prof. A. 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 świerćwiekowej 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 trójprzegubowych 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 patriotą, zarówno na stanowisku opiekuna kościoła św. Katarzyny, które piastował od r. 1905 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 Norwegii. 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, Kołłą 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 Solway'a w Małwach 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 Kality — 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 trójprzegubowych 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. Szlągowskim*. 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 wykładawca.

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 prestacji firmy *Roth-Wagnera* i rolę, jaką w pomyslnym 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 zaszczerpić 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 pomyslnego 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, scharmonizowanie 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.

STEFAN BRYŁA

624 . 012 . 4 : 727 . 8 . (438 . 31)

Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie

Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie (rys. 1) składa się z następujących części: a) magazynów bibliotecznych (księgozbioru), b) czytelnia, c) pomieszczeń biurowych i innych mniejszych drugorzędnych ubikacyj. 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 czytelnie, niejako pionowa kreska tej litery ma w rzucie wymiary 42×36 m.

Księgozbiór ma 8 pięter. Wysokość tej części budynku łącznie z parterem, suterenami 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 czytelnia w rzucie wynoszą $17,5 \times 30$ m, wymiary poziome świetlika 8×24 m.

Konstrukcja księgozbiorów.

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 najwyższe, co przy wyższych budowlach 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-



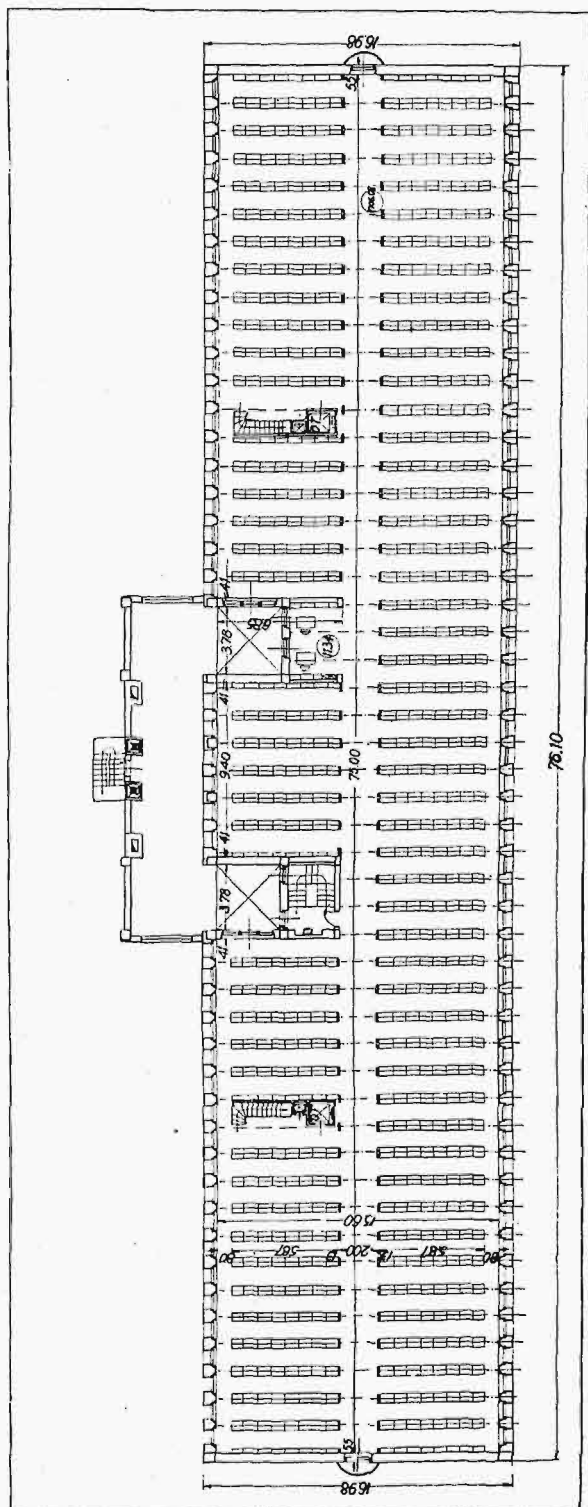
Rys. 1.

nych wliczono do uzbrojenia słupów żelbetowych, przyjmując współczynnik $n = 20$.

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

gów wentylacyjnych w dowolnym poziomie według późniejszych wskazówek instalatora.

Stosownie 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.



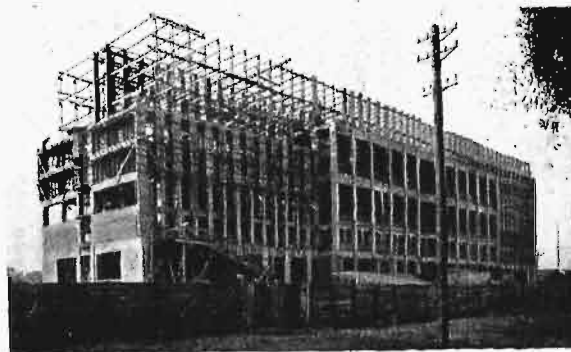
Rys. 3.

ści 4—6 mm (rys. 5). Późniejsze prostokątne otwory dla wentylatorów wycinano w blachach nakładkowych za pomocą palnika tlenowo-acetylenowego.

Dawniej stosowano w księgozbiorach słupy ażurowe, wykonane z ceówek lub z kątek, 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

gami wynosi 2 m w świetle. Wymiary przekroju słupów uwarunkowane względami estetycznymi i konstrukcyjnymi były z góry dane i miały wynosić 50 cm (szerokość półek) \times 13 cm.

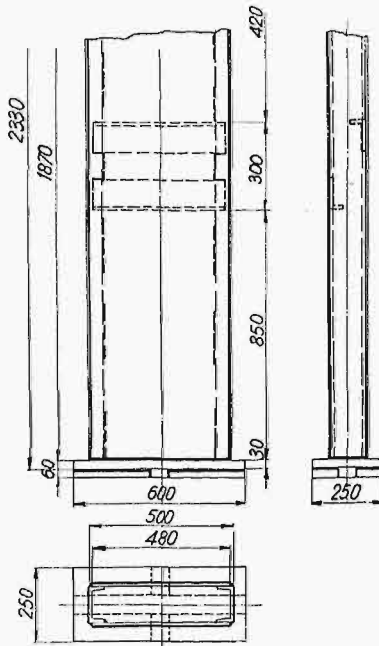
Poza tym, w myśl specjalnego żądania kierownictwa budowy, należało przy projektowaniu słupów uwzględnić możliwość urządzenia wlotów do kana-



Rys. 4.

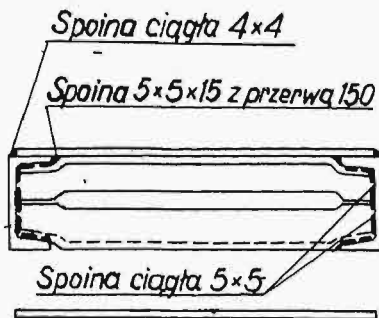
pod tym względem daleko praktyczniejsze. Wykonanie takich gładkich słupów stało się jednak możliwe wyłącznie dzięki zastosowaniu spawania. Spawanie odbywało się w ten sposób, że najpierw łączono jedną blachę z ceówkami za pomocą spoin wewnętrznych, następnie powlecano powierzchnię wewnętrzną słupa minią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

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



Rys. 5.

W dolnych kondygnacjach wzmocniano 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-

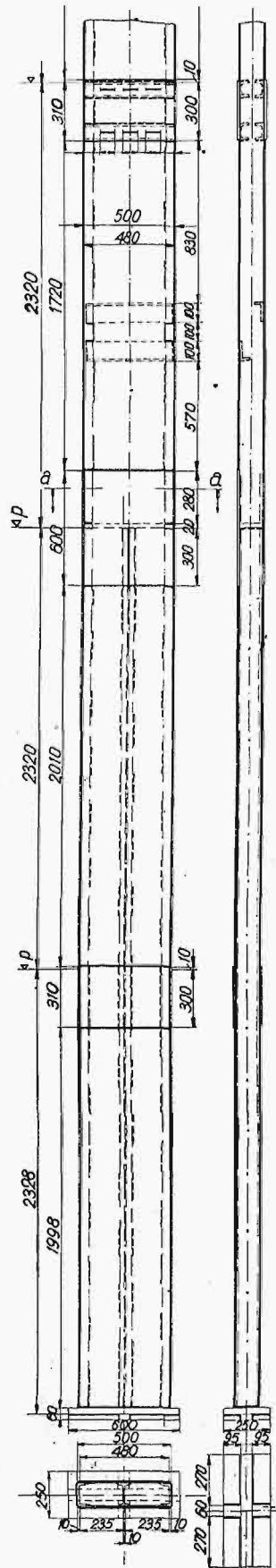
cie krzyża, które zastąpiły śruby do umocowania płyt w głowicach filarów

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

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

Słupy montażowe filarów międzyokiennych wykonano z dwu ceówek Nr. 8, powiązanych w poziomie stropów kątownikami, które służyły jednocześnie do podparcia końców belek stropowych, oraz łącznikami z płaskówek 80×8 w połowie wysokości pięter (rys. 13).

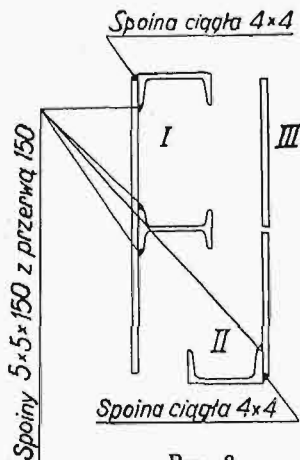


Rys. 7.

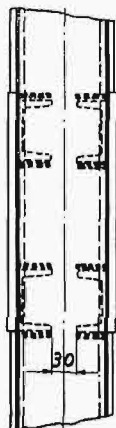
Stropy mają całkowitą grubość 8 cm, w czym 1 cm posadzka, a 7 cm żelbetowa płyta stropowa. Stalowe belki stropowe są rozstawione, tak samo jak słupy, co 1,50 m i trafiają w osie słupów. Biegają one w poprzek budynku, tworząc belki 3-przę-

a tylko w wąskich przejściach przyściennych są widoczne pod stropem.

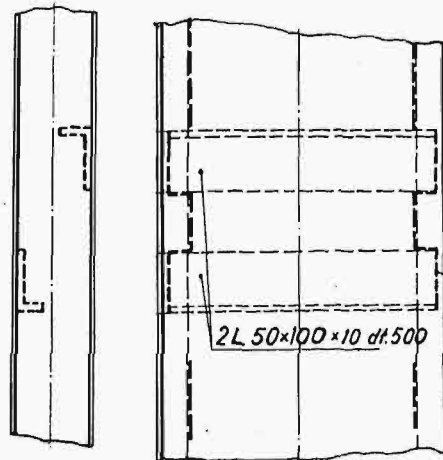
Opisany przekrój belek pod względem statycznym nie jest szczególnie korzystny, ale za to że



Rys. 8.

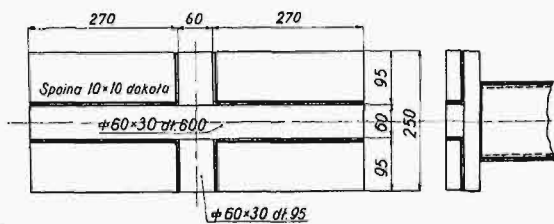


Rys. 11.



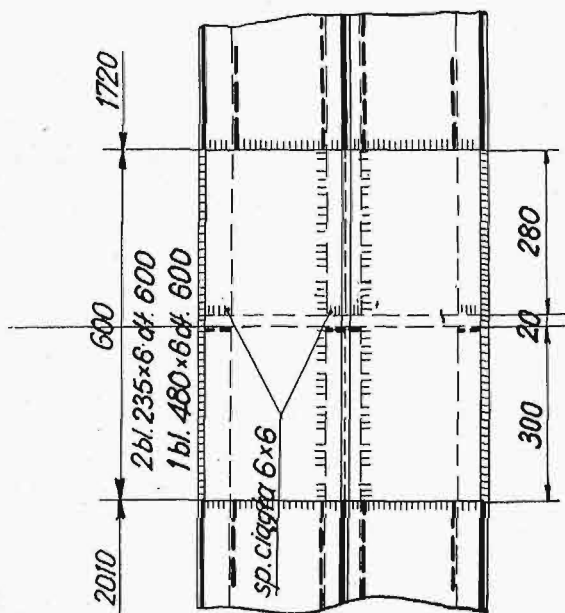
Rys. 12.

słowe o rozpiętościach 7+2+7 m. W środkowym przęśle nad korytarzem przekrój belki składa się z dwu kątowników 70x70x11, ustawionych stopkami

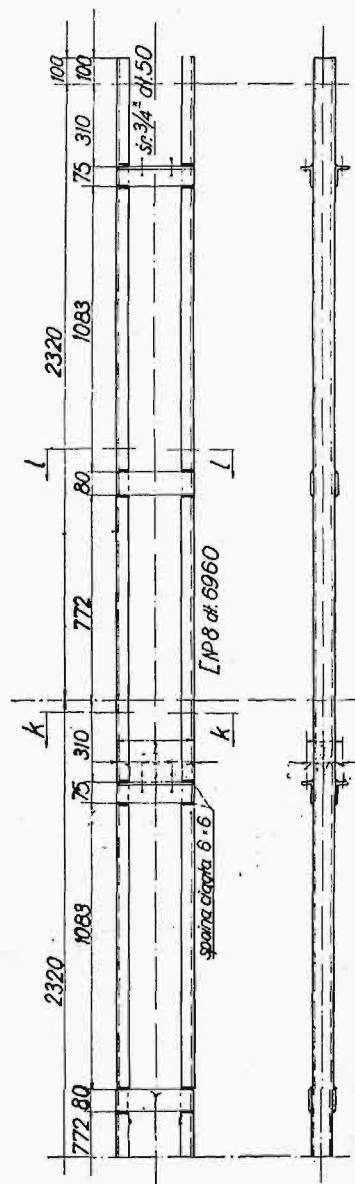


Rys. 9.

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 x 15 mm (rys. 15). Środnik i pas dolny kryją się w półkach,

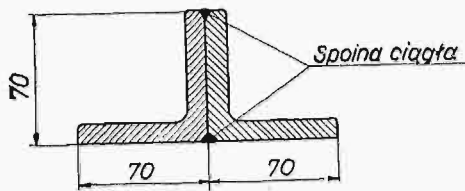


Rys. 10.



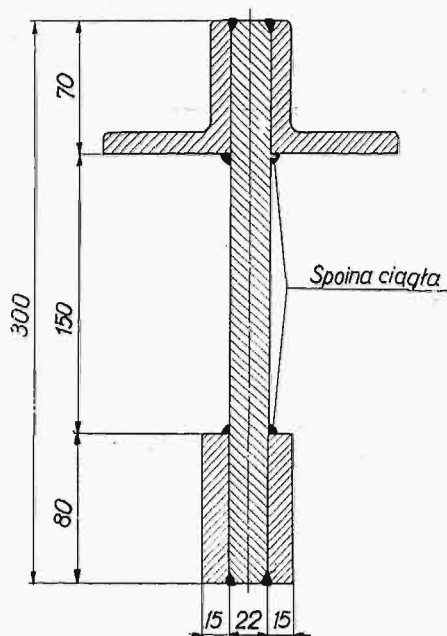
Rys. 13.

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 należywym ułożeniu książek na



Rys. 15.

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

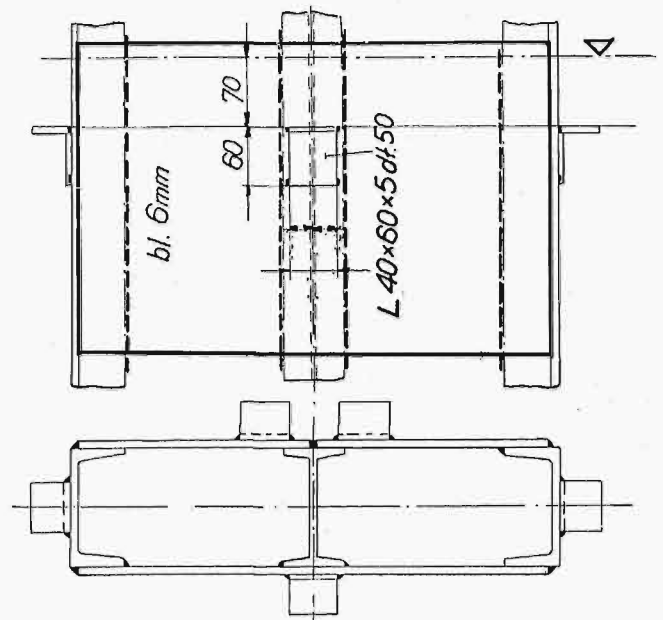
Ze słupami łączą się belki stropowe na dotyk za pomocą spoin pachwinowych na całym obwodzie. Dla ułatwienia montażu belek przytwierdzano do słupów spoinami szczepnymi krótkie kątówki podporowe, które następnie, po przytwierdzeniu belek, odpalono, aby nie psuły gładkiego wyglądu słupów (rys. 16).

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 niezmięnionej wysokości (300 mm).

Połączenie poszczególnych części przekroju belki, a więc kątówek przeszła korytarzowego między sobą, zaś w przeszłach skrajnych kątówek 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 biblioteczne, a zwłaszcza ciemnie fotograficzne. Nad środkową częścią dachu wznosi się zatem świetlik, który zajmuje połowę rozpiętości dachu, to jest 9 m. Boczne traktory 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-

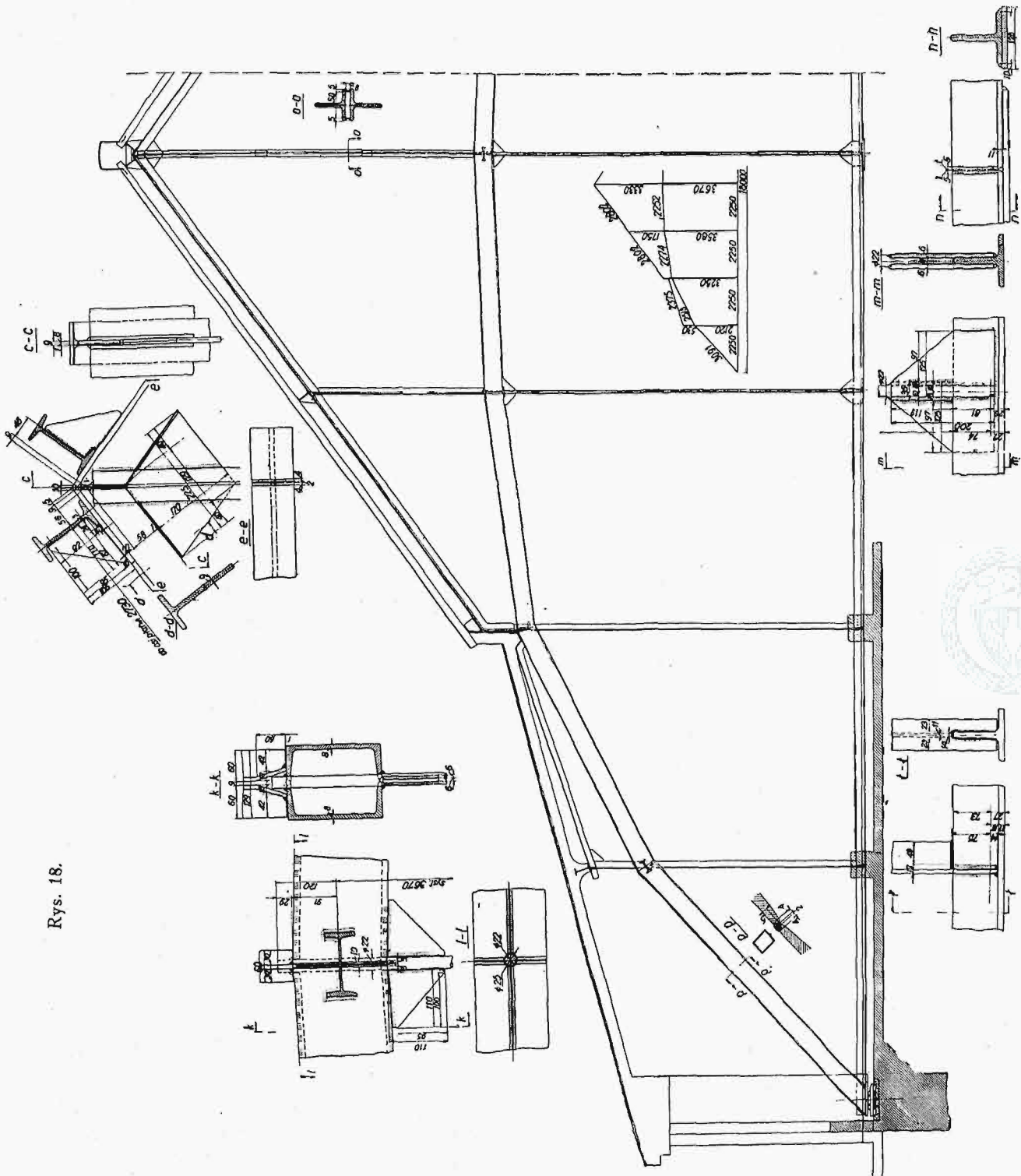


Rys. 17.

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

obciążeń. Łuk wznosi się przeto stosunkowo stromo ku górze, osiągając u nasady świetlika wysokość 3,25 m, nie wiele się różniącą od strzałki łuku, która wynosi 3,67 m (rys. 18). Obrany kształt więzara uwzględnia konieczność umieszczenia wyżej wspomnianych ubikacyj w skrajnych traktach da-

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-

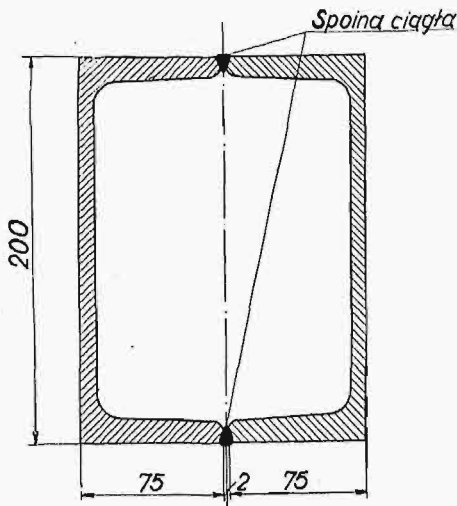


Rys. 18.

chu, a jednocześnie stwarza dogodny warunki dla dobrego oświetlenia czytelnika. Wieszaki 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.

nie i na wyboczenie (rys. 19). Ściętno wykonano z teówki, wieszaki zaś podtrzymujące ściętno w częściach zakrytych z teówek, a w obrębie świetlika z prętów okrągłych, aby jak najmniej cienia rzuciły na plafon. Wieszaki są przepuszczone na wylot przez dźwigar rurowy i przy-

twierdzone od góry i od dołu spoinami (rys. 20). Nasadzony na więzarze 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. Ściągno przechodzi na wylot przez wycięty w dźwigarze otwór teowy i z obu stron jest do niego przytwierdzone mocnymi spoinami czołowymi.

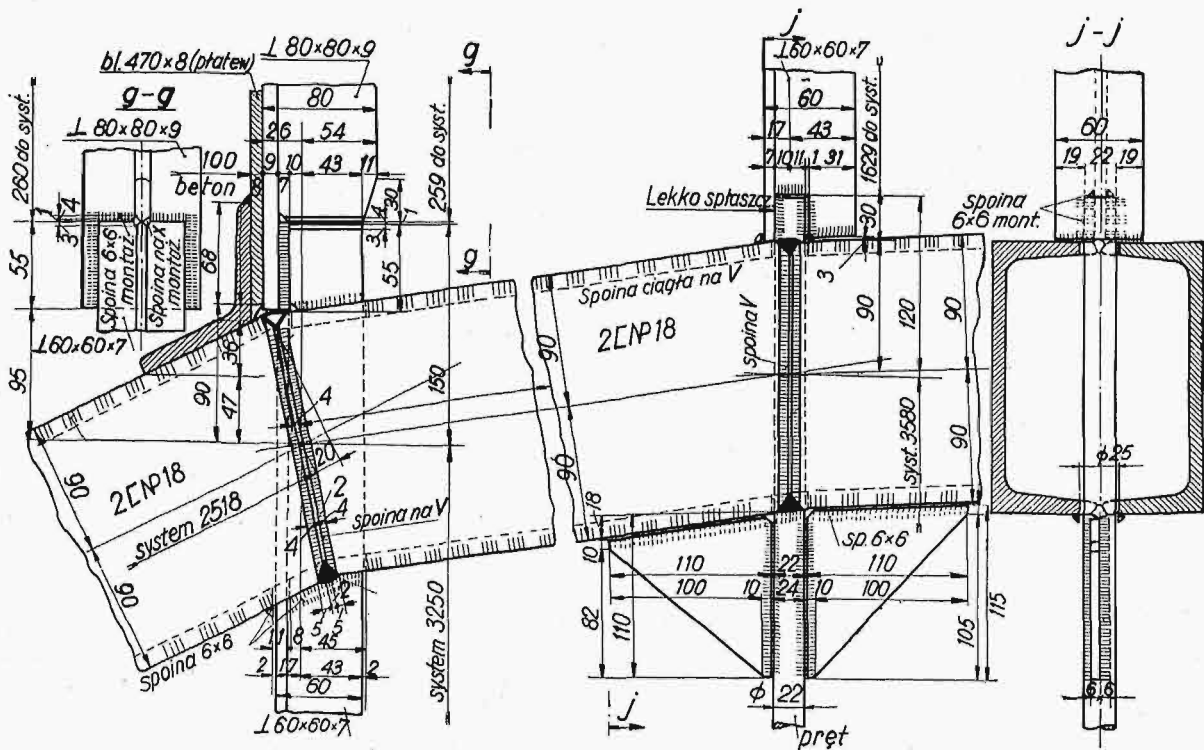
Więzar był dostarczony na budowę w dwóch połowach, które łączono w osi spoinami montażowymi. Łączenie wieszaków, ścięgna i świetlika odbywało się również na montażu.

Wykonanie konstrukcji.

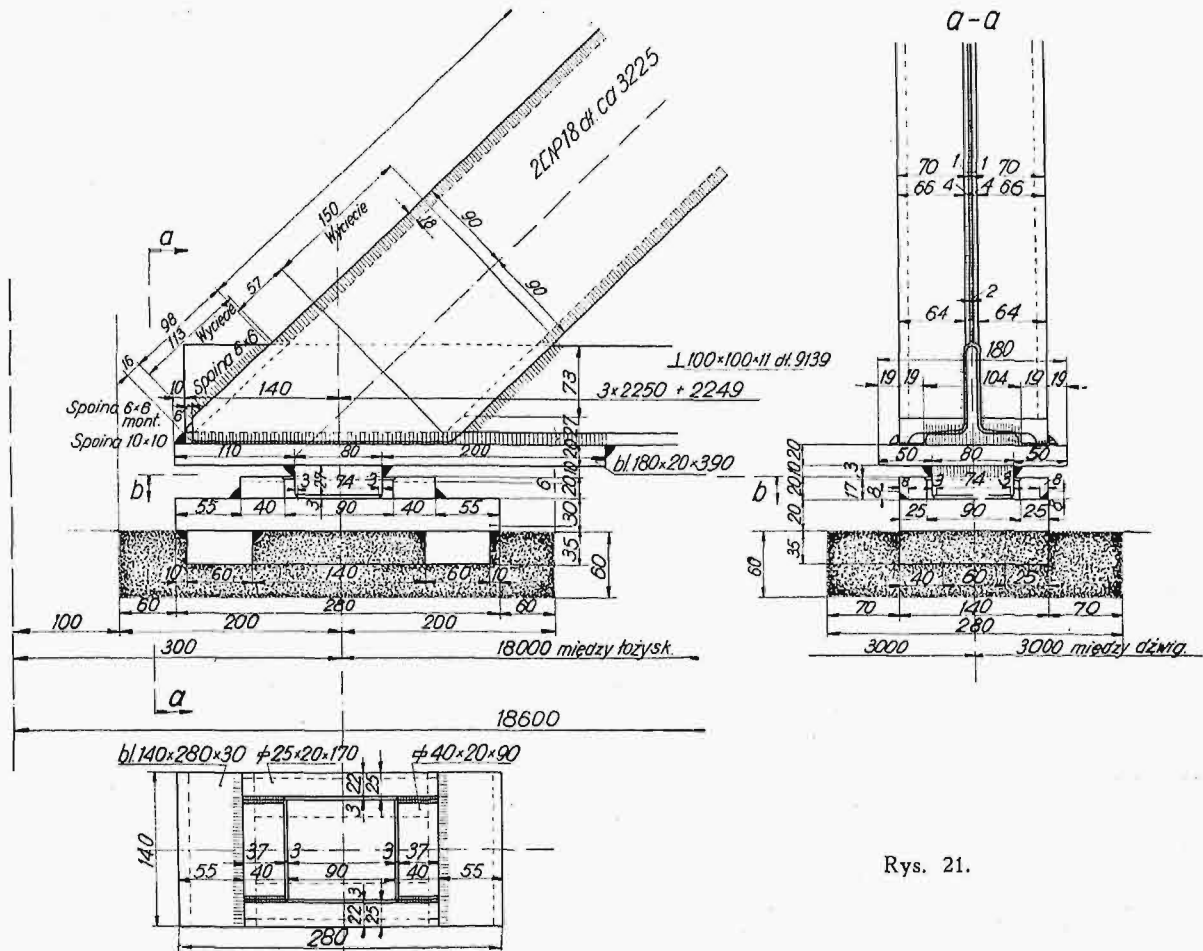
Spawanie w warsztacie odbywało się w specjalnych przyrządach stalowych spawanych, zaprojektowanych dla każdego rodzaju robót. Przyrząd do

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 kątownek, w których osadzone były korby 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 kątownek oraz ramki z płaskówek. Przez dokręcenie korbką, naciskającą na dźwigar swobodny, ustalano dokładnie odległość górnych kątownek na wymiar 500 mm, równy szerokości słupów. W ten sposób otrzymywano w odstępach 1,5 m dokładnie wymierzone ramki, w których obrębie można było spójnie 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 kółki regulujące długość słupa. Na drugim końcu przyrządu była umocowana płyta wzmocniona trójkątnymi żebrami, o którą się opierała stopa słupa.

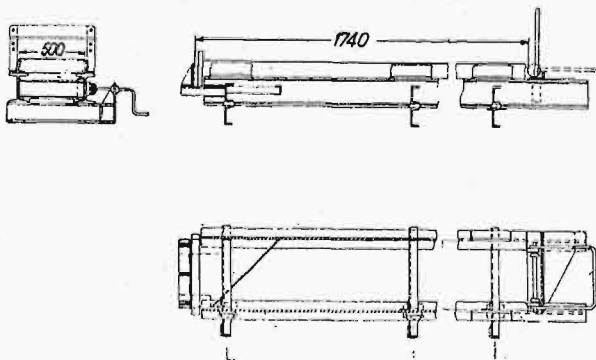
Przyrząd do spawania blachownic stropowych (rys. 24 i 25) składał się z 4 kątownek podłużnych, połączonych ramkami z kątownek w odstępach 1,5 — 2 m. W kątownkach podłużnych osadzone były w odstępach 0,5 — 0,6 m, nagwintowane wałki z korbkami, za pomocą których ustalało się położenie blachownicy w przyrządzie.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



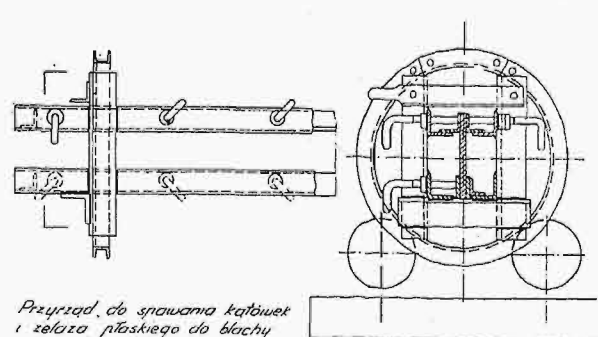
Rys. 20.



Rys. 21.



Rys. 22.

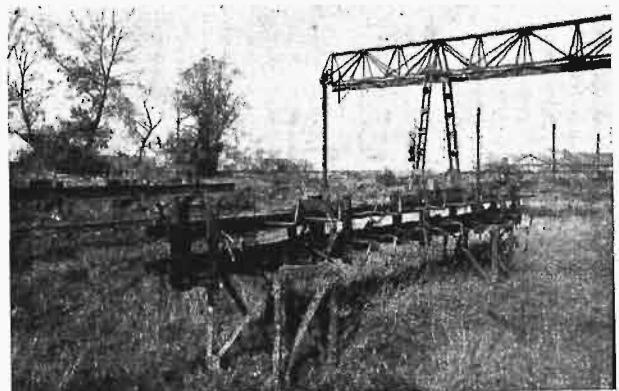


Przykład do spawania kątownik i żelaza płaskiego do blachy monowej podciągu

Rys. 24.



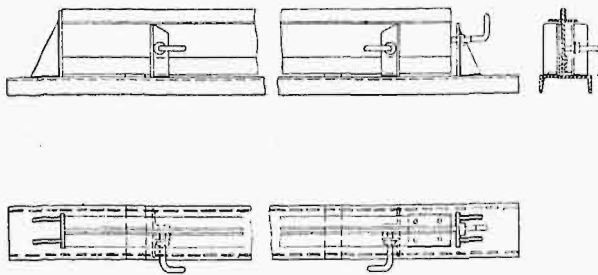
Rys. 23.



Rys. 25.

Do przyspawania blach łożyskowych do blachownicy, 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.

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



Rys. 27.

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

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

budowie. Z ramienia Władz Wojewódzkich sprawowali nadzór naczelnik wydziału budowlanego inż. *Wąsowski* i inż. *Horn*. Do spawania używano elektrod *Baldon* i *Böhlera*.

ALFONS CHMIELOWIEC

624.085 + 624.2.022.2

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 zastawa 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 zastawę

F wynosi $W = \frac{\gamma}{g} F v^2$, zaś parcie wiatru na jednostkę 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 zastawą F wytwarza się poduszka zgęszczonego powietrza, która cząsteczki powietrza odchyła od kierunku wiatru i kieruje je ukośnie ku powierzchniom 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 Woldze 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 przęseła, 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/h. , 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, jakikolwiek 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 stawiać 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 wyłumatyczyć, 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/m². 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,

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

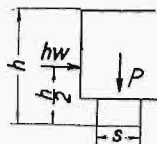
Dla kolei normalnotorowej $s = 1,5$ m, $h = 3,5$ m, więc $c = \frac{49}{6} = 8 \frac{1}{6} = 8,16$ m. Dla $w = 150$ kg/m²

otrzymamy z równ. 1 $p = 1225$, zaś dla $w = 250$ kg/m², $p = 2042$ kg/m. Czyli okrągło 1200 i 2000 zamiast 1000 i 2200, jak podają przepisy. Dla $w = 150$ kg/m² przepisy nasze są niepotrzebnie za ostre, zapewniają one stałość dla wypadku, który jest niemożliwy. Nie może bowiem przy takim wietrze pociąg tak lekko 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 $w = 250$ kg/m² 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 zбочenia przepisów od równania 1, warunek 2 jest niepotrzebny, gdyż obejmuje go warunek 3. Jakikolwiek byłby ustrój mostu, stopień bezpieczeństwa jest proporcjonalny,

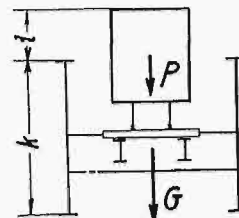
jak to już mówiliśmy, do $\frac{p+g}{w}$, więc w przypadku 2 do $\frac{1000+g}{150}$, w 3 zaś — do $\frac{2200+g}{250}$. Stąd wynika, że stałość mostu w przypadku 2 jest większa,

niż w przypadku 3, o ile $\frac{1000+g}{150} > \frac{2200+g}{250}$, czyli gdy $g > 800$ 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:

$$u_1 = \frac{t g}{w k}$$

w przypadku 3 zaś

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

zatem

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

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

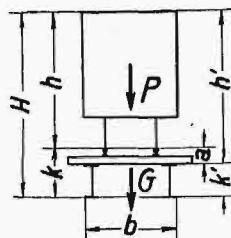
$$u_1 = \frac{b g}{w k^2} \text{ i } u_3 = \frac{b}{w} \cdot \frac{g+p}{(k+t)^2}$$

Zatem

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

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 $M_s = \frac{b}{2} (p + g)$.

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

Przepisy żądają

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

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

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

Z a i b wynika

$$k' < \frac{b}{h'} \cdot \frac{p + g}{2nw} - \frac{h'}{2} \dots (5)$$

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:

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

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.

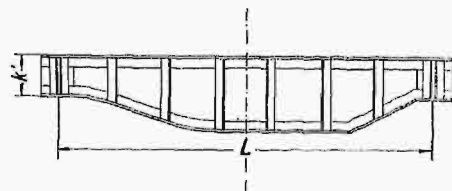
Podstawmy w (5) $p=2200, n=1,5$, to otrzymamy:

$$\text{dla } L = 0 \quad 5 \quad 10 \text{ m} \\ k' < 0,21 \quad 0,40 \quad 0,58 \text{ m.}$$

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 robociznie. 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 wynika 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 wrąbane 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 wstrząśnień 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 ża-

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:

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

albo

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

Dla $n' = 1$ otrzymamy stąd

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

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 malał 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

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

to

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

Dla $h = 0$ jest $u = \frac{b g}{w k^2}$, dla $h = \infty$, $u = \frac{b}{s}$;

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

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 $u_{\min} = 1,1$ m, $h_n = 6,32$ m. Powyżej i poniżej $h = h_n$, stałość mostu się zwiększa.

Dla

$$h = 8 \quad 5 \quad 4 \quad 3,5 \text{ m}$$

jest

$$u = 1,105 \quad 1,1 \quad 1,14 \quad 1,18,$$

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

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

jest

$$h_n = 13,5 \quad 10,5 \text{ m},$$

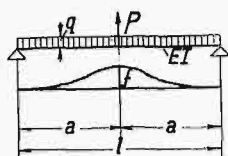
a

$$u_{\min} = 1,25 \quad 1,18 \text{ m}.$$

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 jednostajnie rozłożonym q i w środku rozpiętości siłą skupioną P , skierowaną z dołu do góry (rys. 5).



Rys. 5.

Niech E oznacza moduł Younga, I moment bezwładności przekroju belki, to strzałka ugięcia f wyrazi się wzorem:

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

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

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

Podstawmy to w (9), to otrzymamy

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

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 $E = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (uwzględniając w ten sposób zmniejszenie sztywności na stykach szyn), więc $E I f : q = 2 \cdot 10^6 \cdot 1600 \cdot 2 : 1 = 64 \cdot 10^8$

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

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 wykolejenie się pociągu, możemy przecież na dwa centymetry przystać. Most, który się już wyraca, dozna w tym wypadku zahamowania siłą ponad 2 tonny. Dla małego mostu może to wystarczyć do przywrócenia zwiniętej 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 kł-

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 wysokości 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 brałismsy pod uwagę, siła rozciągająca jest nie wielka. Tym więcej, że na stykach śruby nie wypełniają szczelnie dziur w łubkach 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 śmieiej 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 cenny wobec przypadku 3, który go już obejmuje.

b) Przypadek 3 ($w = 250$, $p = 2200$), mimo, że nie daje jakiejś 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 trzeba 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. Znalezienie przez nas kryterium (5) podaje dopuszczalną wysokość belki na podporze w zależności od takich czy innych przepisów.

AURELIUSZ CHRÓSCIELEWSKI

624 . 2 . 02 (438)

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 sześciany je podłużnymi i poprzecz-



Rys. 1 Stan robót 20 grudnia 1915 r.

Przyczółki pozostały dawne, filary zbudowano z drewna, przęsła — ze stali, pomost jezdni i chodników oraz barierę — z drewna. Dźwigary kratowe stanowią belki ciągłe wieloprzęsłowe. W dwóch otworach, na wspornikach sąsiednich przęseł kratowych, zawieszono przęsła o dźwigarach blachowych niskich. Tym sposobem stworzono miejsce dogodnie 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 oczeptach 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.

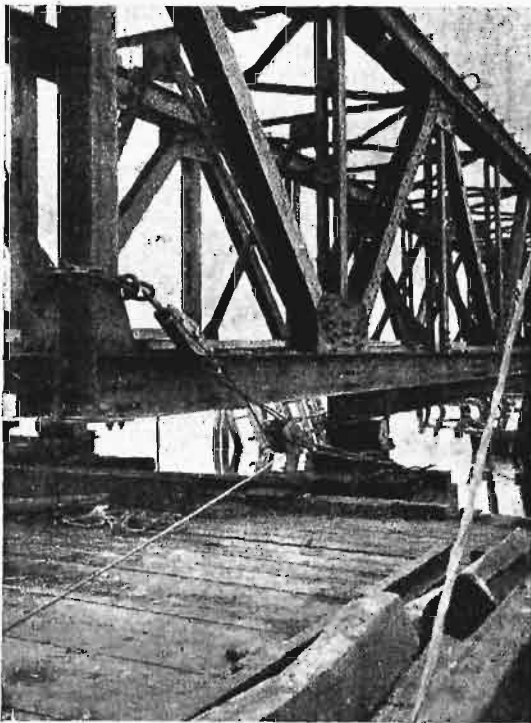
Na rys. 1 pokazano stan robót 20 grudnia 1915 roku. Wbijanie pali pod filary i izbice, oraz całą



Rys. 3. Stan robót 10 stycznia 1916 r.



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

filaru. Widoczne jest również wbijanie pali pochylonych. Po drugiej stronie rzeki, t. j. na prawym brzegu, widoczne są z daleka roboty analogiczne. Pale filaru pierwszego są zaciosywane 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 żórawi drewnianych, o konstrukcji zbliżonej do żórawi 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 żórawiami bramiastymi awanbeki, które połączone z przęsłami pierwszymi zmontowanymi na brzegu. Łączenie osobnych zespołów pomiędzy sobą w celu otrzymania przęsła, uskuteczniło 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 żórawiem 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 wielokrążki, przy-



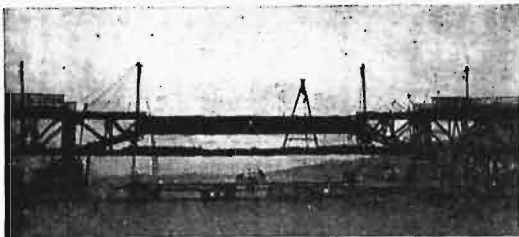
Rys. 6. Stan robót na prawym brzegu Wisły w połowie lutego 1916 r.

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.

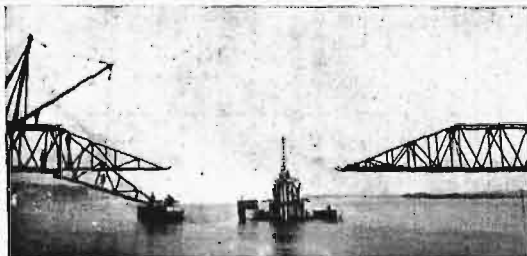


Rys. 7. Stan robót 16 marca 1916 r.

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 przęseł zawieszonych, zabudowano, w celu dogodnego przetaczania, konstrukcją normalną, która, naturalnie, po ustawieniu przęseł na swoich właściwych miejscach, będzie odjęta. Przęsła zawieszono blachowe będą przywieszane 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 przęseł 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 awanbeka.

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 wykończono 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 zmagania 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

621 . 791 : 624 . 015 . 2 : 727 . 6/7 (438 Katowice)

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 szkieletcie 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).

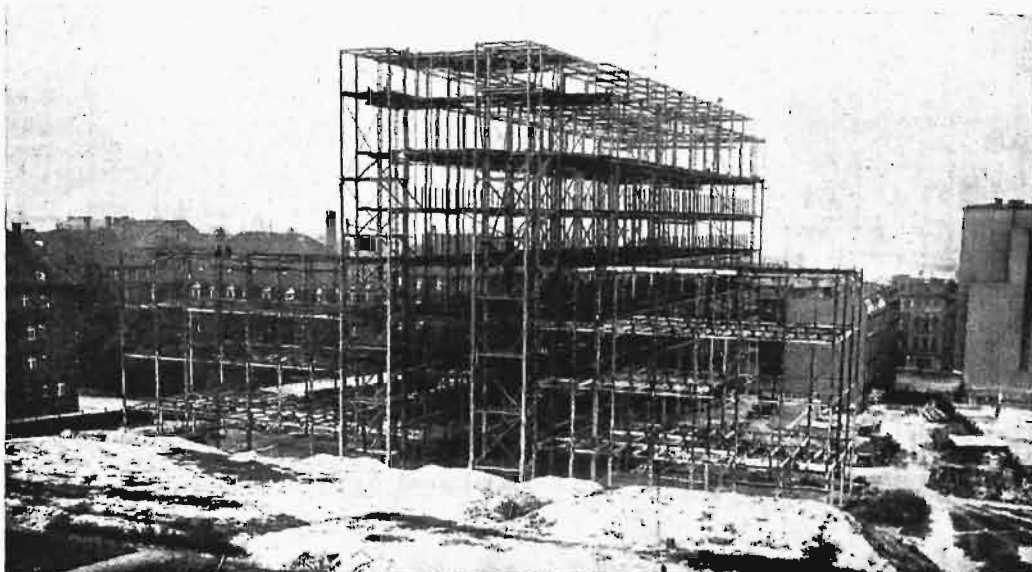
Długość traktu głównego wynosi 82,60 m, szerokość 21,25 m, wysokość w części frontowej, południowej 35,80 m; w części północnej, gdzie wskutek spadku terenu gmach posiada jeszcze 8-mą kondygnację, wysokość szkieletu wzrasta do 39,25 m (rys. 4).

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

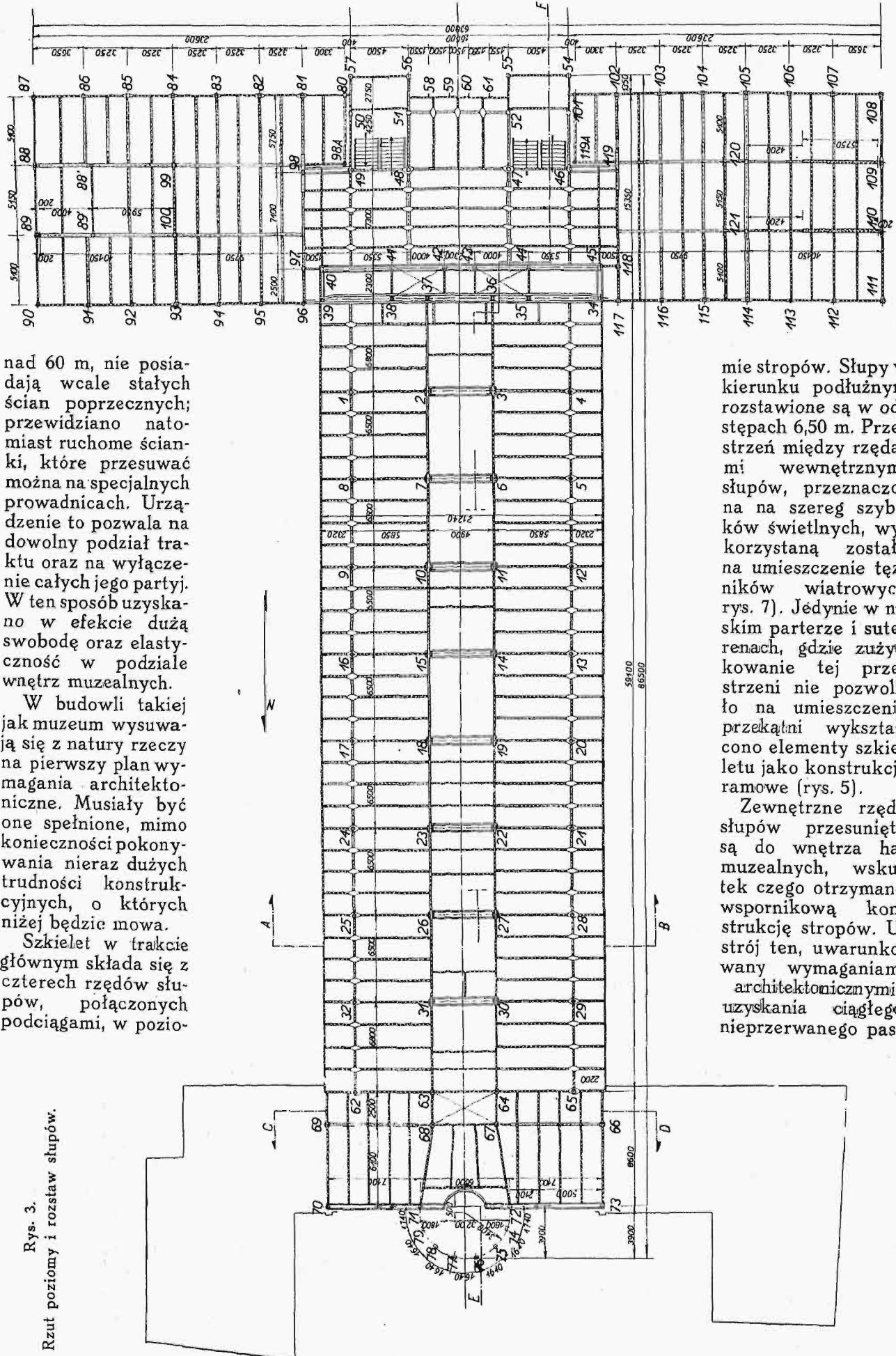


Rys. 1. Dolne naroże konstrukcji ramowej 5-go piętra.

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



Rys. 2. Szkielet po ukończeniu montażu.



Rys. 3.

Rzut poziomy i rozstaw słupów.

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.

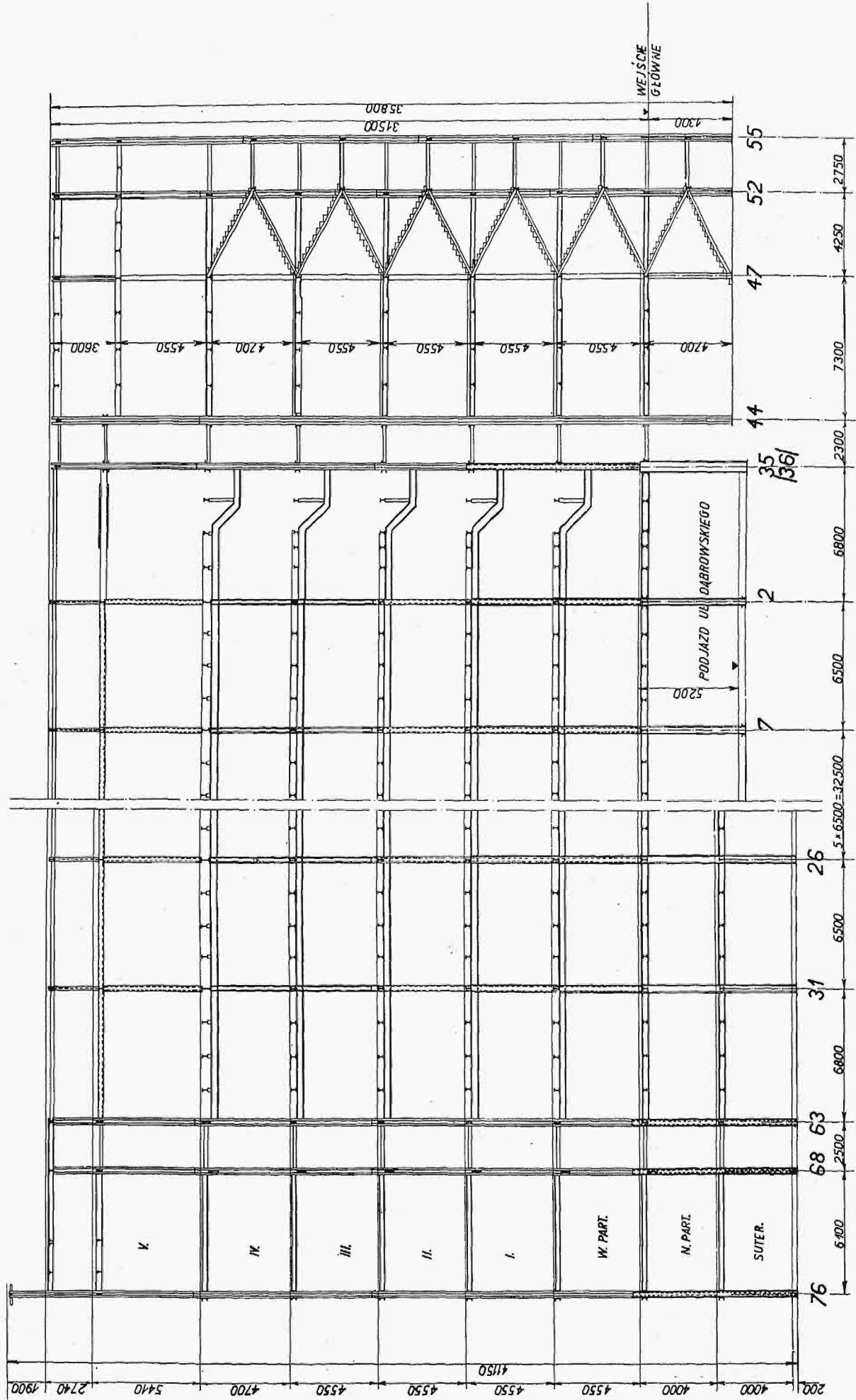
Szkielet w trakcie głównym składa się z czterech rzędów słupów, połączonych podciągami, w pozo-

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

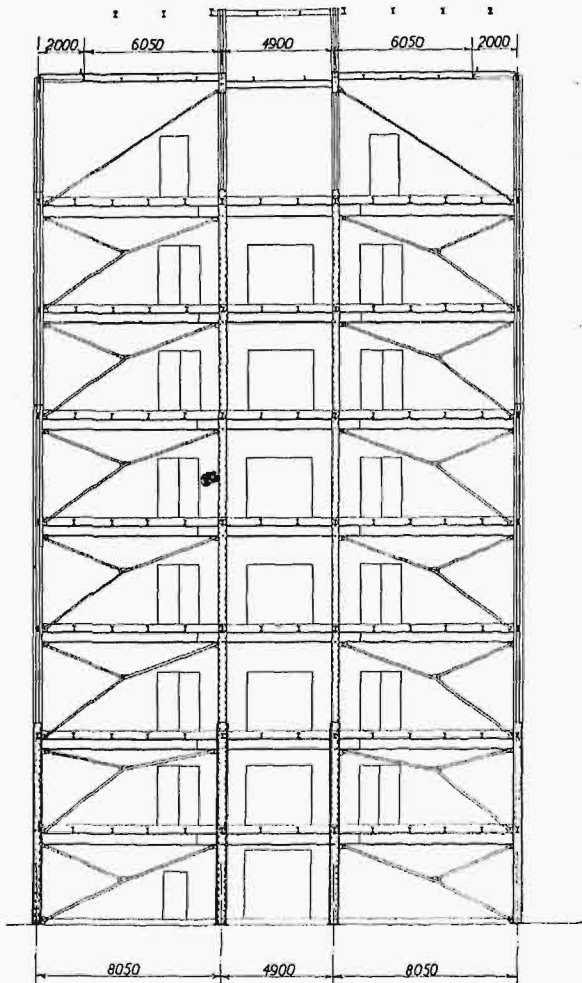
PRZEKRÓJ PODŁUŻNY E-F

Rys. 4.



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 ($R_r = 6200$, $Q_r = 3800$, $k_r = 1800 \text{ kg/cm}^2$). 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 suterenach, 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 ściance wzmocnionej w tym miejscu obustronnie przyspojonymi połówkami rur. Słup górnej kondygnacji opiera się na płycie, przyspojonej do górnej stopki podciagu. Osadzony na płycie tej pierścień posiada średnicę zewnętrzną równą śred-

nicy wewnętrznej górnego 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 podciagu. Obie połówki nakładek połączone ze sobą na budowie spoiną stykową.

Rys. 14 przedstawia połączenie podciagu 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 szablon (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.

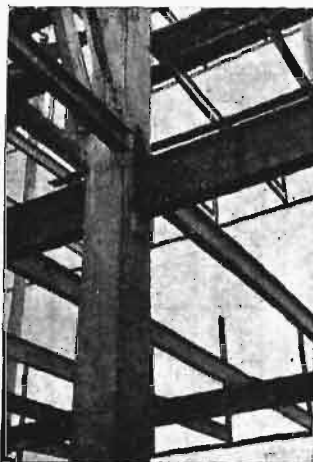
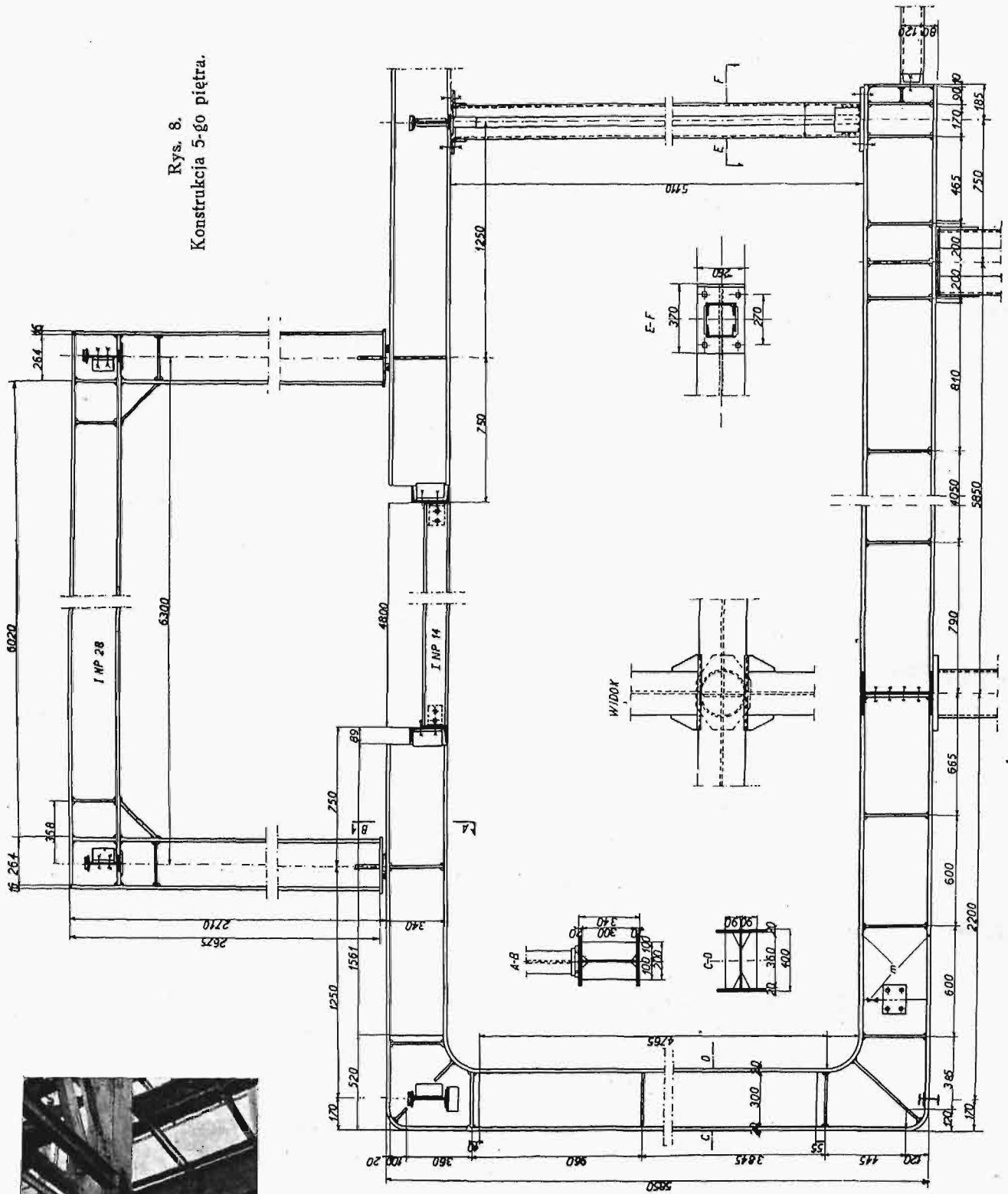


Rys. 7. Tężniki wiatrowe.

Całość obetonowana wzmocnia ponadto w znacznym stopniu sztywność konstrukcji.

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

Rys. 8.
Konstrukcja 5-go piętra.



Rys. 9. Połączenie podciagu ciągłego ze słupem.



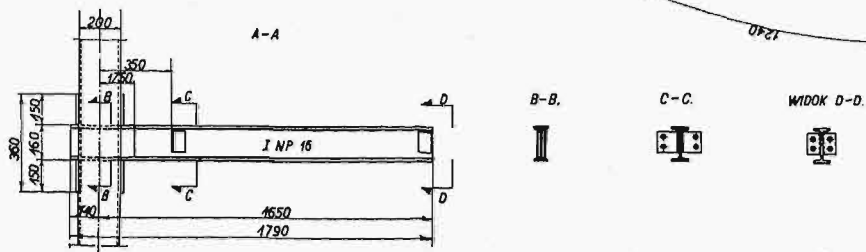
Rys. 10. Styk słupów i połączenia z podciągami.



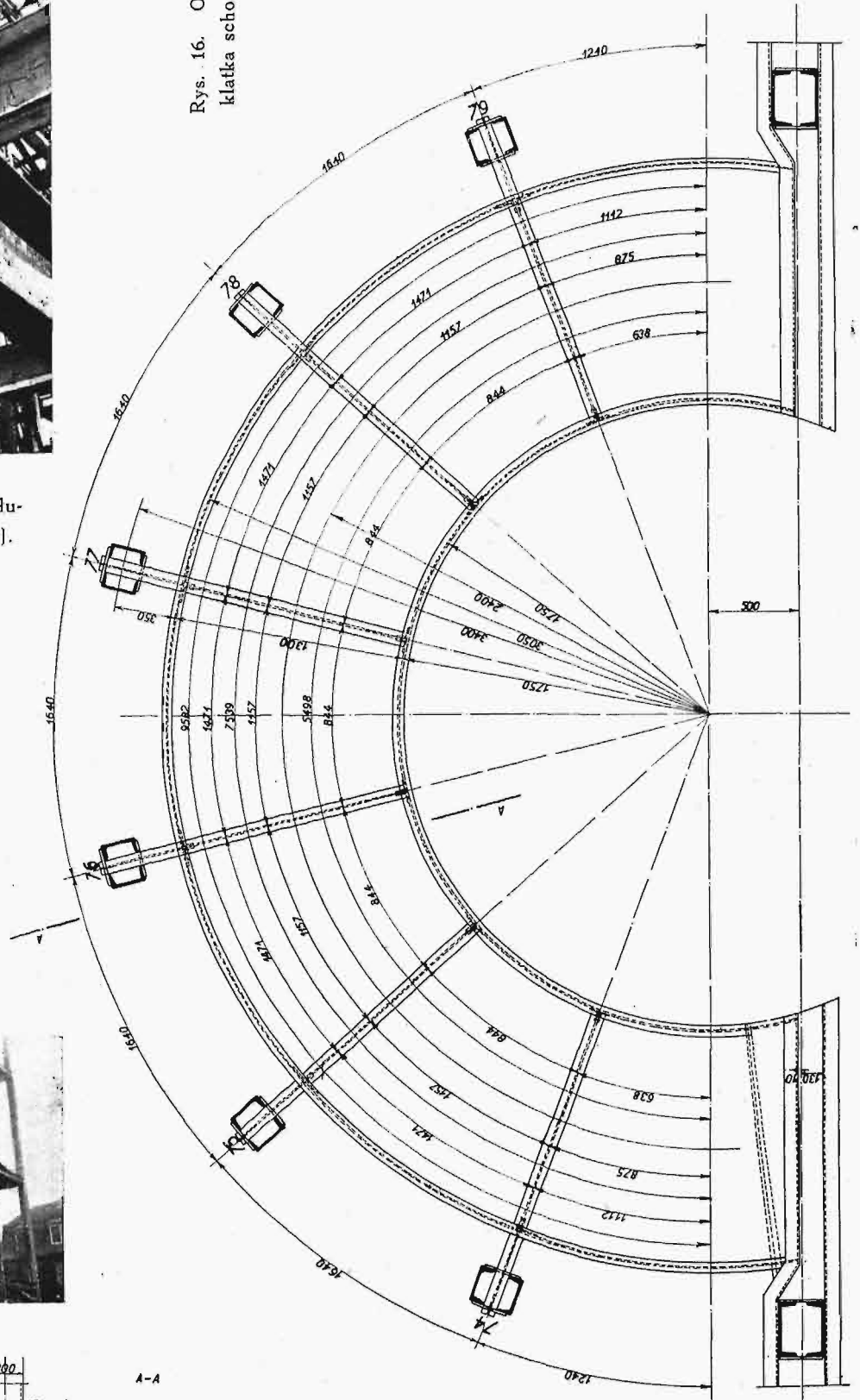
Rys. 14. Połączenie podciągu ze słupami skrajnymi (trakt poprzeczny).



Rys. 15. Okrągła klatka schodowa w czasie montażu.

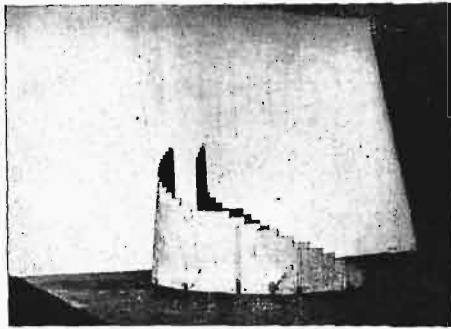


Rys. 16. Okrągła klatka schodowa.



tryczną. Wymiary spoin sprawdzano przyrządem *Schmucklera*. Do spawania użyto elektrod hutu *Baldon*.

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

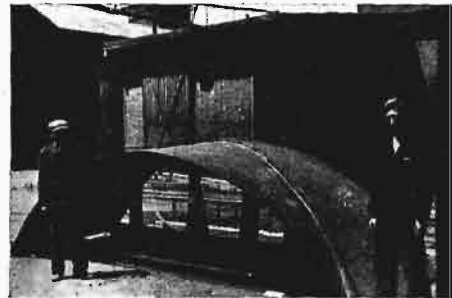


Rys. 17. Model okrągłej klatki schodowej i szablon belki policzkowej.

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 wysoce wytrzymałościowej, dla której przyjęto 1 800

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.

w Nowym Bytomiu sporządziły rysunki wykonawcze, oraz dostarczyły i zmontowały 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

624.014.2:725.26 (438 Gdynia)

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 odstępnie 12 m od hali mięsnej w kierunku osi tej ostatniej.

Podczas kiedy pierwsze dwie hale mięsne i jarzyn wykonane są całkowicie w szkielecie stalowym, hala rybna posiada jedynie konstrukcję stalową dachu i obejmuje płatwie oraz wiazary kratowe, które spoczywają na filarach żelbetowych, przenoszących na fundamenty reakcje wiazarów 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 zawieszono na dolnych pasach kratownic, względnie łuków. Jako pokrycie dachu przyjęto strop z pustaków *Foerster* wysokości 9 cm, założony pomiędzy stalowymi płatwiami, zbrojony odpowiednio do jego rozpiętości.

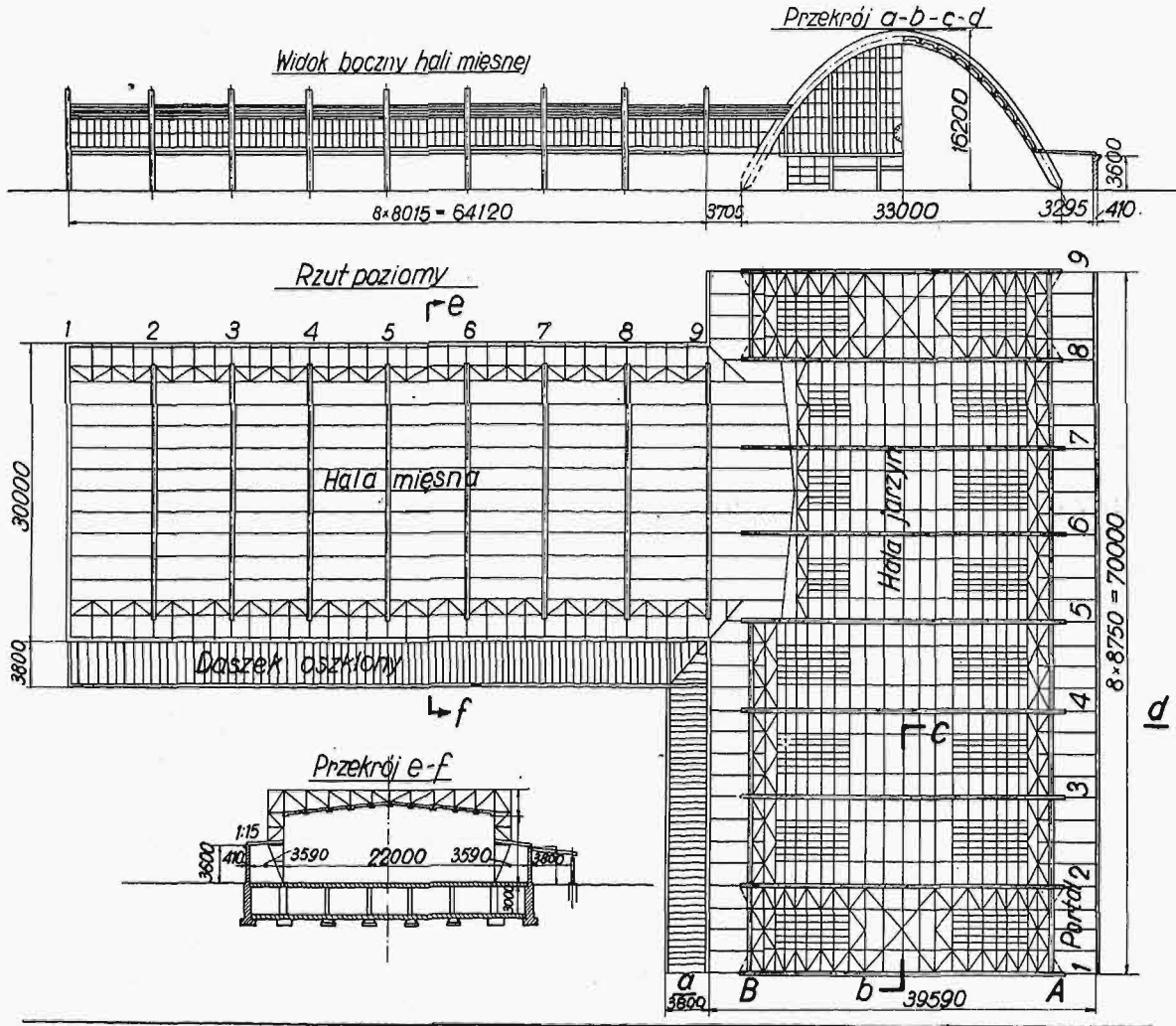
Szkielet hali jarzyn tworzy 9 łuków stalowych, dwuprzegubowych ze ścięgnem. Ścięgno łączy łożyska łuków pod podłogą hali i jest zabetonowane celem zabezpieczenia od rdzy.

Wysokość łuków w kluczu wynosi 16,2 m, rozpiętość 33 m, odstęp 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 ciągle 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.

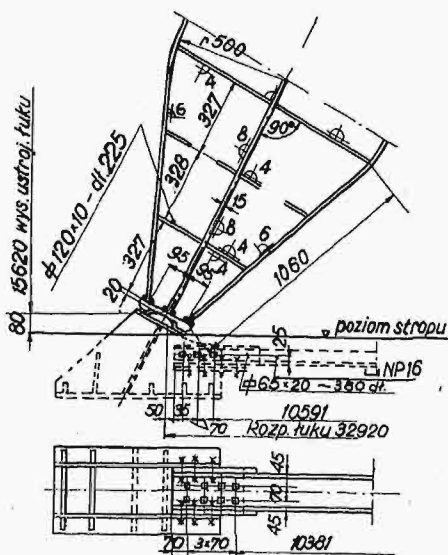
W rzucie poziomym hali jarzyn widoczne jest rozmieszczenie szczebli, przeznaczonych dla oszklenia w połaciach dachu łukowego. Płatwie pod szczeblami otrzymują odpowiednie wygięcie ze względu na różnice w płaszczyznach oszklenia i stropów dachowych, dzięki temu szczeble mogą

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

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

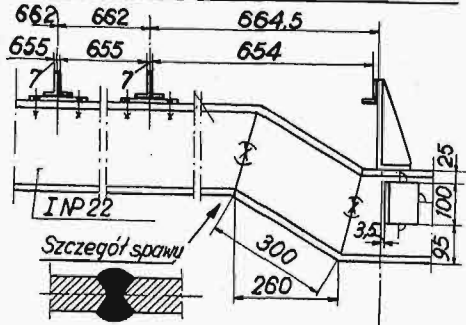


Rys. 1.

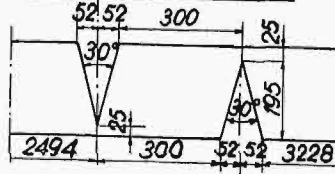


Rys. 2.

Szczegół płatwi pod szprosami dla oszkl.



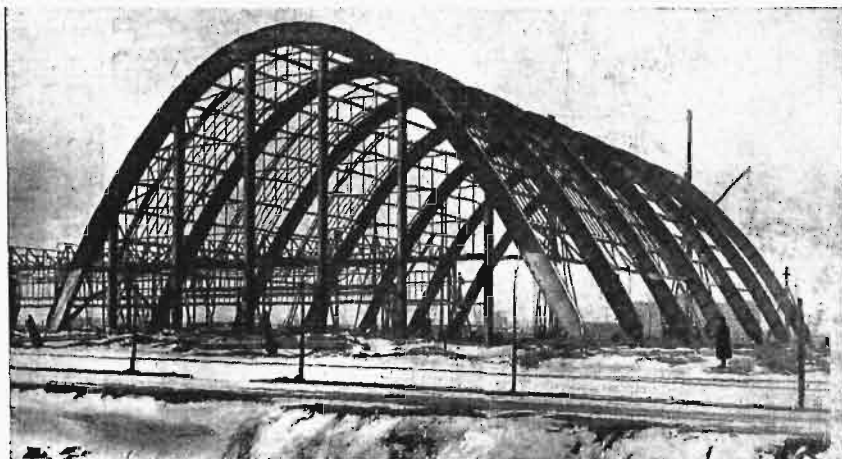
Szczegół wycięcia płatwi



Rys. 3.

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

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



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

624. 014. 2 : 725. 2

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 dźwignic 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 tejeż 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 (płatów) 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 płatwi 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 kratownic 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 wyobczenie 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 kratownice poprzeczne, 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 płatew, ułożonych na górnym pasie kratownic poprzecznych, oddzielne pionowe wiązania montażowe, łączące parami kratownice poprzeczne.

Próby teoretycznego ustalenia warunków, przy których moglibyśmy osiągnąć najmniej 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:

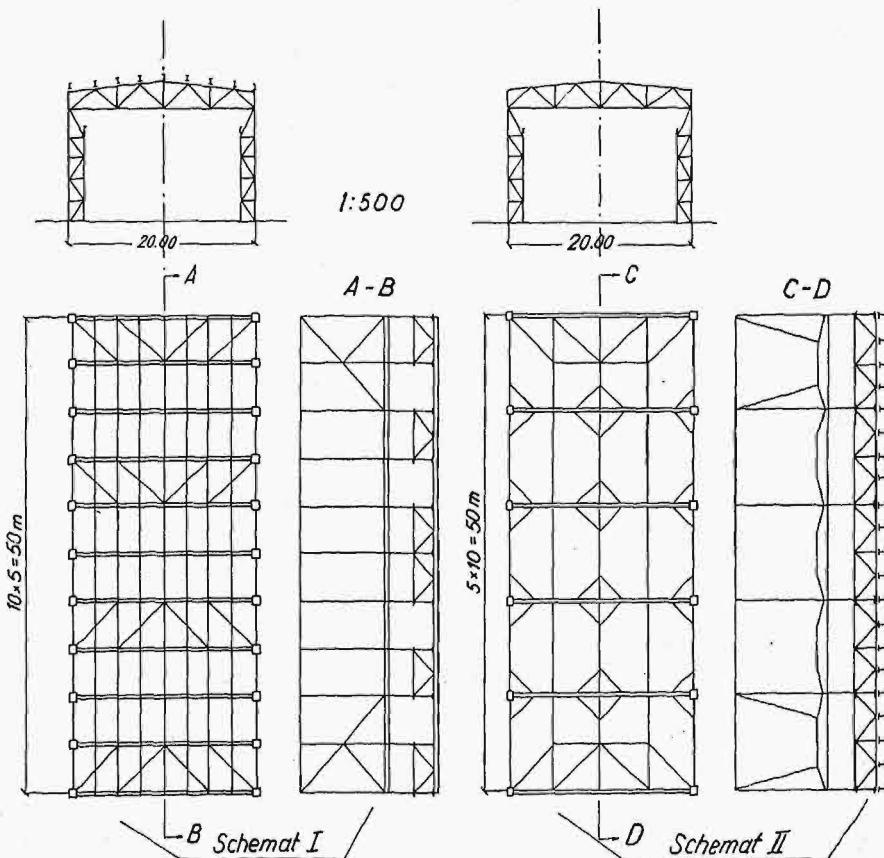
$$\lambda = \sqrt{\frac{\beta_0 \cdot B \cdot b \cdot \Psi'}{\alpha}}$$

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.

Należy jednak zaznaczyć, że próby tego autora dotyczą rozwiązania omawianego zagadnienia przeważnie w płaszczyźnie przekrycia, t. j. bez uwzględnienia zmiennej wysokości słupów, wspierających przekrycie. Dla przykładu przytoczymy liczby następujące: w hali fabrycznej o wymiarach w planie 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 rozstępu dźwigarów poprzecznych i ponadto od wysokości hali, wydaje się przeto słuszniejszym stosowanie, przy ustaleniu ekonomicznego podziału na pola konstrukcji przemysłowych, zasady przyjętej przy podziale na przęsła otworów mostowych. Zasada ta w odniesieniu do konstrukcji przemysłowych miałaby brzmienie następujące:

Koszt słupów w jednym szeregu poprzecznym powinien być zbliżony do kosztu jednego pola przekrycia dachowego.

O ile budowla należy do typu szkieletowych, t. j. posiada szkielet stalowy do utrzymania wypełnienia izolacyjnego ścian podłużnych, słusznym będzie 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 uwzględnienie, przy doborze przekrojów, drobnych odchylenia w siłach i obciążeniach, działających na zasadniczo jednakowe elementy konstrukcji. Rzecz zrozumiała, że dla każdego kompletu podobnych elementów należy zbadać i wyznaczyć w projekcie najniekorzystniejsze działanie sił i obciążeń, natomiast po ich wyznaczeniu zaleca się rozdzielić ten komplet przed doбором przekrojów na grupy o siłach wewnętrznych zbliżonych do 10% i zastosować identyczny przekrój według maximum siły dla całej grupy. Jeszcze lepszy wynik praktyczny daje zachowanie dla danej grupy elementów identycznych wymiarów zewnętrznych przekroju poprzecznego przy odpowiedniej modulacji grubości w częściach składowych tego przekroju; mamy tu na myśli naprzykład modulację grubości kątownika bez zmiany szerokości jego pólka.

Ostateczna oszczędność w kosztach konstrukcji przy ujednostajnieniu przekrojów wyrazi się nie tylko w zamówieniu większej ilości stali o jednakowym 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 ujednostajnieniu i przeto potaniu połączeń jednej grupy elementów z drugą, naprzykład słupów z kratownicami i t. d.

Ponieważ koszt konstrukcji stalowej składa się zasadniczo z kosztów materiału, przerobu w zakładach przetwórczych oraz montażu w terenie, widzimy, iż ujednostajnienie przekrojów poprzecznych w projektowanej konstrukcji spowoduje obniżkę ceny jednostkowej we wszystkich trzech składowych tej ceny, co w konsekwencji opłaca pewnąwyżkę ciężaru własnego konstrukcji, powstałą z tytułu ujednostajnienia i pozwoli na skrócenie czasu wykonania, t. j. na szybsze rentowanie się budowli. Dodatkowo 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 spawek, lecz również na dogodnym i łatwo dostępnym ich rozmieszczeniu. Ta część opracowania projektu 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 należycie ocenić omawiane wykończenie pracy konstruktorskiej, gdyż wzrost ilości ton konstrukcji zmontowanych dziennie będzie realnym skutkiem przemyślnych połączeń.

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

Niedocenie znaczenia drugiego stadium w ogólnym terminarzu urzeczywistnienia budowli wpływa bardzo ujemnie tak na koszt wykonania jednostki ciężaru konstrukcji w zakładach przetwórczych, 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 oszczędność w kosztach wykonania i montażu, lecz nawet skróci łączny czas trwania dwóch ostatnich stadiów realizacji budowli.

JERZY MUTERMILCH

531 . 254

Belki zginane siłami poziomymi

Siły równoległe do osi belki, działające mimosrodowo, wywołują w belce oprócz sił osiowych, ściskających lub rozciągających, także momenty zginające. Analiza pracy belki przy tego rodzaju obciążeniu stanowi przedmiot poniższych rozważań. Sprawy sił osiowych, jako nie nasuwającą wątpliwości, pomijamy zupełnie, poza tym

ograniczmy się do rozpatrywania belki podpartej swobodnie w dwóch punktach.

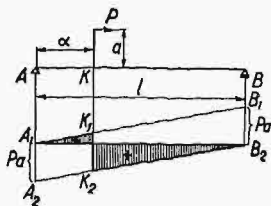
Belka swobodnie podparta AB (rys. 1) jest obciążona w dowolnym punkcie K poziomą siłą P (ogólnie: siłą równoległą do osi belki), działającą w odległości a od osi belki.

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 przesuwają 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:

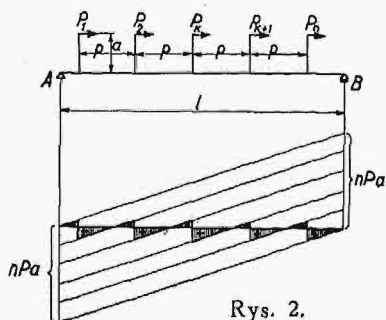
$$B = -A = \frac{nPa}{l}.$$

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 ustawimy 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:

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

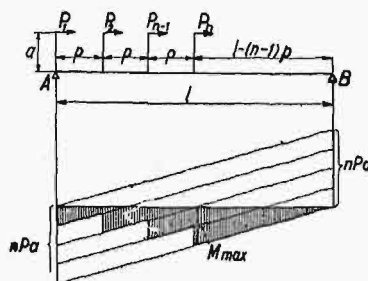
Reakcja:

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

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 mimośrodowo 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):

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

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 , odpowiadająca max. max. M , określa się z równania:

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

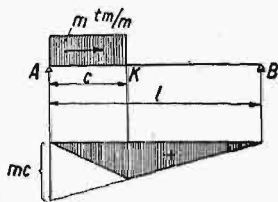
Stąd

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

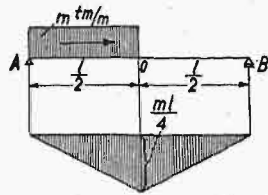
Podstawiając tę wartość we wzór na M_{\max} , otrzymujemy:

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

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:

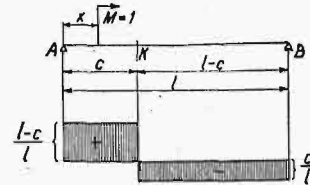
$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{ml}{4} \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{ml^2}{16}.$$

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 mi-
mośrodkowo, 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 wpływową dla obciążenia momentami można również otrzymać, jako krzywą różniczkową odpowiedniej linii wpływowej dla obciążenia pionowego.

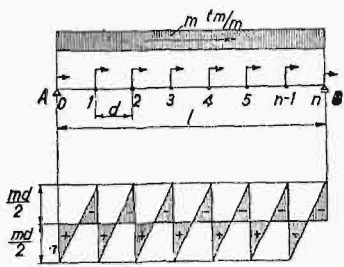
Rozpatrywaliśmy dotychczas siły zaczepione bezpośrednio do belki. Rozważmy obecnie działanie poziomego obciążenia ciągłego, przenoszącego się na belkę tylko w pewnych punktach, które będziemy nazywali węzłami.

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

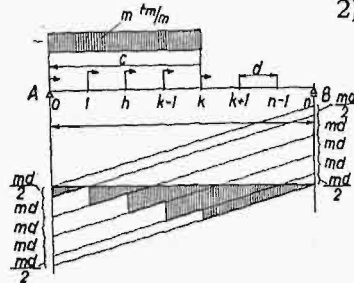
Jeżeli obciążenie ciągłe m tm/m zajmuje całą rozpiętość belki, to w węzłach o i n działają momenty $\frac{md}{2}$, w innych zaś węzłach momenty md ,

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 nieskończonej wielkiej liczbie przedziałów momenty zginające w belce stają się równe zero, 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 o i k działają momenty $\frac{md}{2}$, w węzłach $1, 2, \dots, (k-1)$ 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) $\frac{c}{l} \leq \frac{1}{2}$

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

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

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

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

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

Stąd

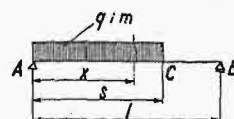
$$k = \frac{n+1}{2}$$

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

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 t/m.

W przypadku działania pociągu hamującego, mamy wprawdzie 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:

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

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

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

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

Jeżeli $\alpha > 0,414$, to wykres momentów nie posiada 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 $x = s$.

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

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

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

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

Stąd

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

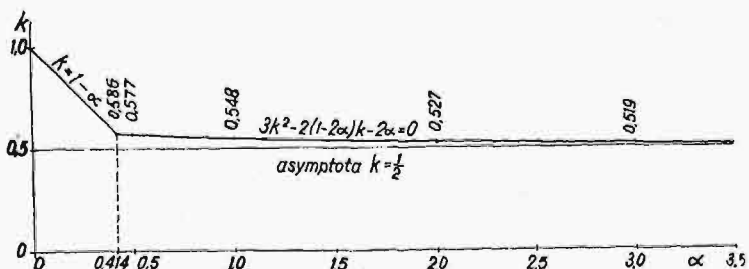
Gdy α dąży do ∞ , to k dąży do $\frac{1}{2}$ (wartość tę otrzymujemy, dzieląc licznik i mianownik przez α i biorąc stosunek pierwszych pochodnych licznika i mianownika przy $\alpha = \infty$). Wynik ten zgadza się z tym, jaki otrzymano poprzednio, rozpatrując belkę obciążoną tylko ciągłym obciążeniem m tm/m. Jeżeli zaś k dąży do $\frac{1}{2}$, 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 $\frac{ql^2}{8}$.

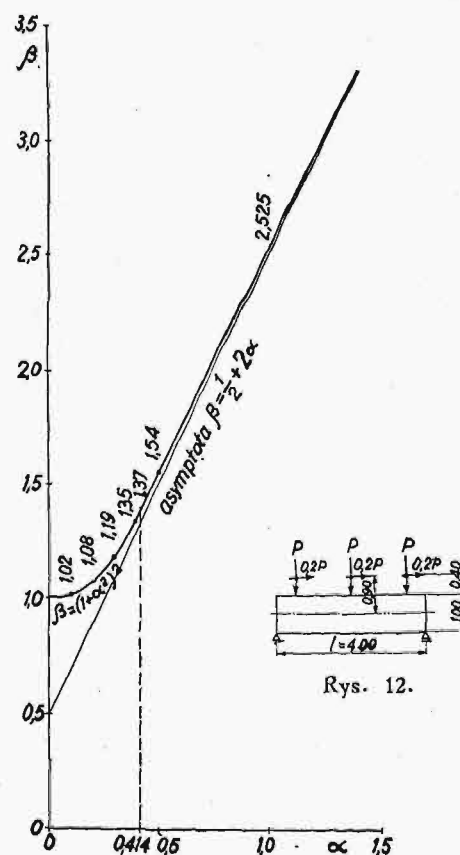
Wykres zależności k od α przedstawia na odcinku, gdzie $\alpha \leq 0,414$, linię prostą o równaniu $k = 1 - \alpha$, dalej zaś krzywą zbliżającą się asymptotycznie do prostej poziomej $k = \frac{1}{2}$.

Wykres zależności β od α przedstawia na odcinku, 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 $\beta = (1 + 0,045^2)^2 \cong 1,005$, 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.

RADZIMIR PIĘTKOWSKI

624 . 131

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 poddając je badaniom laboratoryjnym, można przewidzieć nie tylko wielkość osiadania gruntu pod projektowanym obciążeniem, ale nawet wykresić 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 osiadzie 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 wodociągowych 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 przerwaniami 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 ilowatych lecz o dużej ściśłości, 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 pożądaną 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 znacznie mniejsze 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

624.93:727.6/7 (438 Kraków)

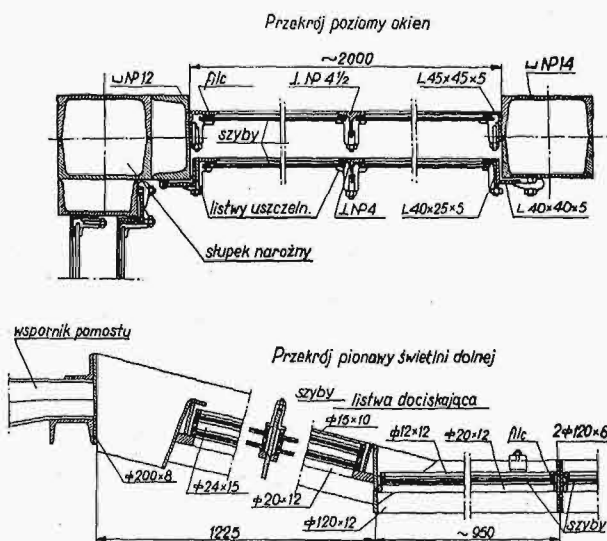
Konstrukcja stalowa świetlni dachowych Muzeum Narodowego w Krakowie

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-

blachownic 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 m po środku, złożone z dwóch połówek dwuteownika N 24, połączonych kratą z kątowników. Rozstaw wiązarów ok. 2,15 m.



Rys. 1.



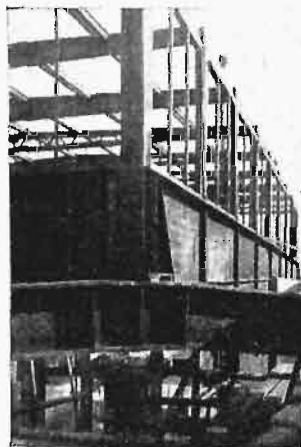
Rys. 2.

rożnikowe 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 wspominałem, pomiędzy słupkami podtrzymującymi wiązary dachowe, znajdują się okna. Szczegóły oraz przekroje słupków i okien są pokazane na rysunku.



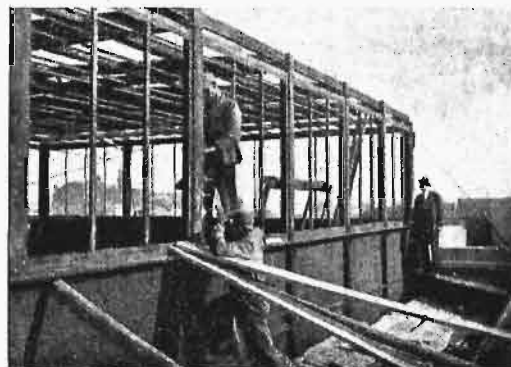
Rys. 3.

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.

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-

mej 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.

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

Ciężar 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 SZELAŃGOWSKI

539 . 384 : 539 . 413

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 próbie 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

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

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

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

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

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

gdzie

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

i

$$z = x + i y,$$

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

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

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

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

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

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 uwidoczony 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).

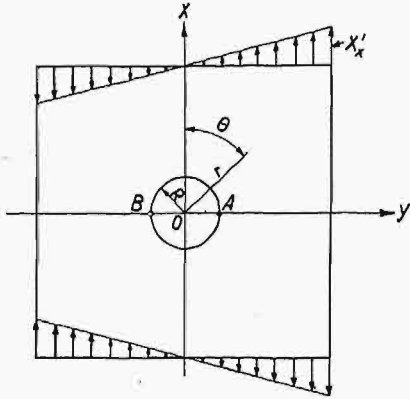
Wprowadźmy zarazem do przekształceń zmienną ζ w postaci

$$\zeta = \xi + i\eta = lgr + i\theta, \dots (1)$$

oraz

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

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



Rys. 1.

nym punkcie rozpatrywanego elementu będzie można wyrazić następującym wzorem:

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

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⁾

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

otrzymamy

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

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

Ponadto na podstawie związku, że

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

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

$$\frac{2(U_1 + iP_1)}{h^2} = k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2} (e^{2\xi} + e^{2\xi_1}). \dots (5)$$

⁶⁾ Ibid 3).

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 zgodne ze wzorem

$$\left[\frac{2(U_2 + iP_2)}{h^2} \right]_{\xi=\alpha} = - \left[k \frac{e^\zeta - e^{\zeta_1}}{2} (e^{2\xi} + e^{2\xi_1}) \right]_{\xi=\alpha}, (6)$$

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

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

Z drugiej strony jednak mamy następującą zależność⁷⁾:

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

gdzie $\Phi(\zeta)$ jest funkcją, której część rzeczywista jest równa $P_2 + Q_2$, zaś $F(\zeta)$ jest to funkcja dowolna, 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:

$$(P_2 + Q_2)_{\xi=\alpha} = \frac{1}{i} (2(U_2 + iP_2) -$$

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

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 $\Phi(\zeta)$, zatem

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

$$F(\zeta) = \frac{i}{2} R^2 \frac{d\Phi(\zeta)}{d\zeta} + \frac{2U_2 + i(P_2 - Q_2)}{h^2} = \frac{kR^4}{2} e^{-3\zeta} (1 - 4R^2 e^{-2\zeta}).$$

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

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

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

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

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

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.

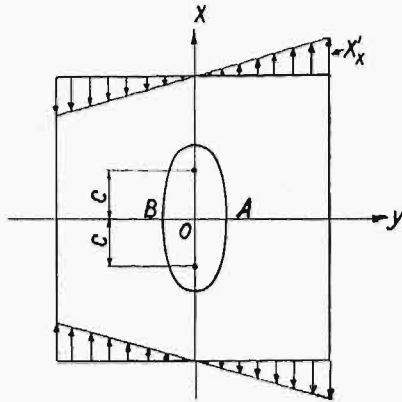
Wprowadźmy następnie do powyższego zagadnienia funkcję $f(\zeta)$, określoną wzorem

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

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

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

i

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

Wyłączając 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

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

⁹⁾ Ibid 3).

przy czym jest również

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

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

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

gdzie

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

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

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

Ponieważ jest jednak¹⁰⁾

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

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

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

oraz

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

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

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

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.

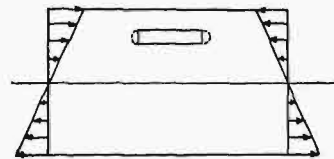
Ponieważ dla otworu kołowego powyższy stosunek jest równy jedności, więc można powiedzieć, że dla otworu w kształcie łuku elipsy, której wiel-

kość 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 tworzywa.

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'a*¹¹⁾.

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 ścisnięciem. 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 tworzywa.

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 osobliwych, powstają, już praktycznie rzecz biorąc, bardzo duże naprężenia, które są powodem późniejszego pęknięcia samego tworzywa.



Rys. 3.

Tutaj więc, niezależnie od miejscowego wzmocnienia elementu, należałoby unikać ostrych krawędzi otworu przez zastosowanie w nim końcowych wycięć kształtu półkolistego (rys. 3), co dotychczas, np. w przypadku przebijania blach pionowych poprzecznic mostów stalowych, nie było stosowane.

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

LUDWIK TYLBOR

624. 32 (438 Włocławek)

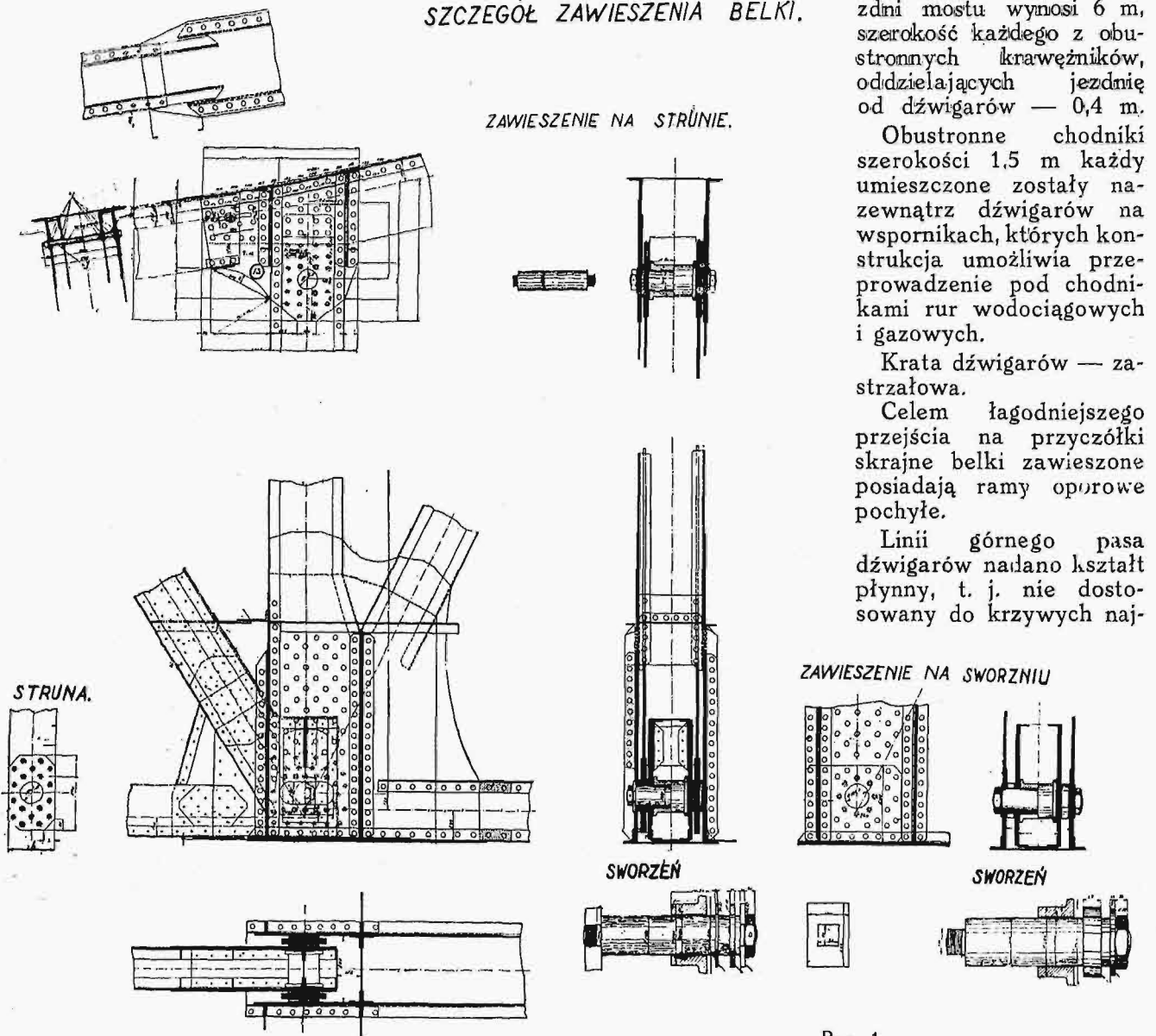
Budowa mostu drogowego imienia Marszałka Edwarda Śmigłego Rydza przez Wisłę we Włocławku

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.



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 zawieszono posiadają ramy oporowe pochyłe.

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

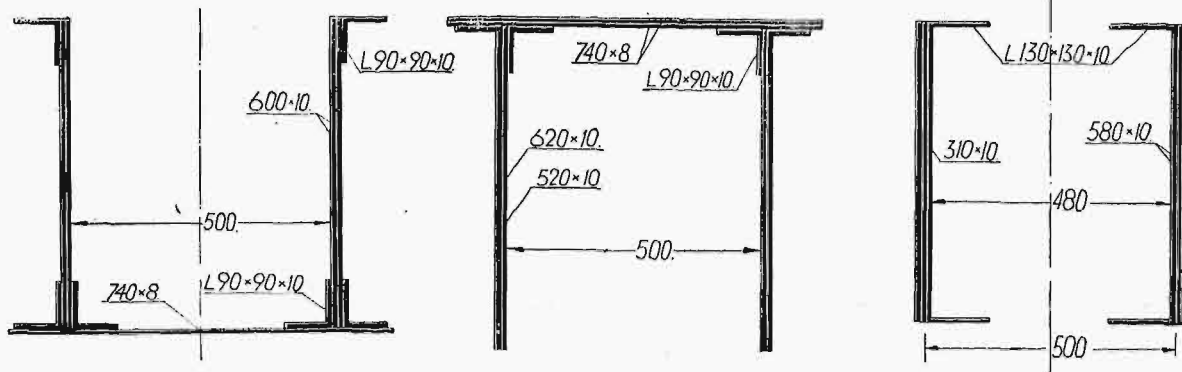
Rys. 1.

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

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

Charakterystyczne przekroje pasów i krzyżulców uwidoczniono na rys. 2.

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



Rys. 2.

Błach poziomych w pasach stosowano najwyżej dwie, starając się umiejscowić materiał w blachach pionowych, które w połączeniu z blachami węzłowymi gwarantują korzystniejszy rozkład naprężeń, niż blachy poziome.

Pasy górne połączone na całej długości wiatrownicami, pasy dolne łączone są tylko w przedziałach ściskanych, — w pozostałej części mostu, wiatrownicami są niecki.

Ramy oporowe na filarach posiadają wysokość 20 m.

Na rys. 3 uwidoczniono przekrój ramy nogi, na rys. 1 szczegół zawieszenia belek. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 7,50 m, całkowita szerokość mostu pomiędzy poręczami — 11,50 m. Żebra mostu zostały wykształcone w postaci belek poprzecznych i podłużnych, a powstałe w jezdni otwory prostokątne przekryto żelazem nieckowym.

Niecki o strzałce 80 mm posiadają warstwę betonu, pokrywającą krawędzie niecek na grubości 5 cm.

Na warstwie betonu spoczywa izolacja, zabezpieczona warstwą chudego betonu grubości 4 cm. Nawierzchnia na moście — asfaltowa.

Chodniki na moście posiadają płytę żelazo-betonową grubości 8 cm, pokrytą warstwą asfaltu grubości 3 cm.

Ustrój niosący mostu wykonano ze stali 37, struny do zawieszenia belek — ze stali 55.

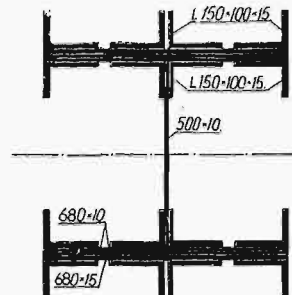
Największe ugięcie wspornika od obciążenia ruchomego wynosi 1/435 długości wspornika, największe ugięcie w środku rozpiętości belki dwuwspornikowej — 1/1330 tejże rozpiętości.

Całkowity ciężar konstrukcji stalowej mostu wynosi ok. 3300 t.

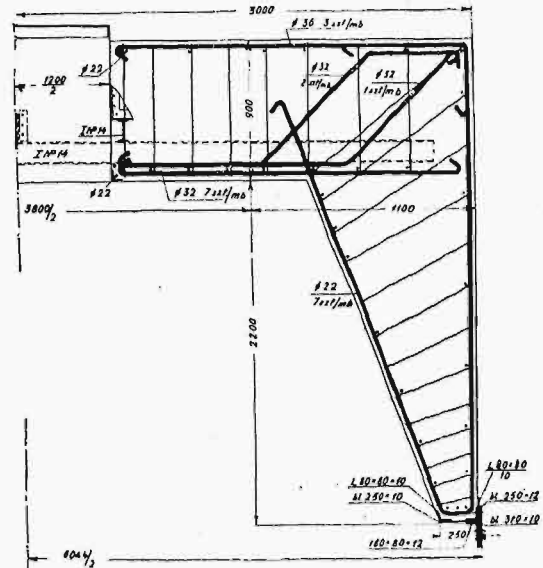
Charakter uwarstwień gruntu w korycie rzeki i terenie zalewowym uwidoczniono na przekroju

żółty grubości od 8 m na lewym brzegu do 2—3 m na brzegu prawym. Pod warstwą piasku znajdują się nieprzerwane złoża piasku gruboziarnistego oraz żwiru z kamieniami grubości średnio ok. 2 m. Warstwy żwiru spoczywają na złożach zwięzłych glin grubości 1,60 m, przerywanych warstwami piaszczystych warstwek wodonośnych oraz węgla brunatnego, nasyconego wodą. Pod złożami glin na głębokości około 30 m poniżej zera wodowskazu, zalegają warstwy drobnego białego piasku wodonośnego, w których wytrysk wody osiąga poziom około 9 m ponad zero wodowskazu.

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



Rys. 3.

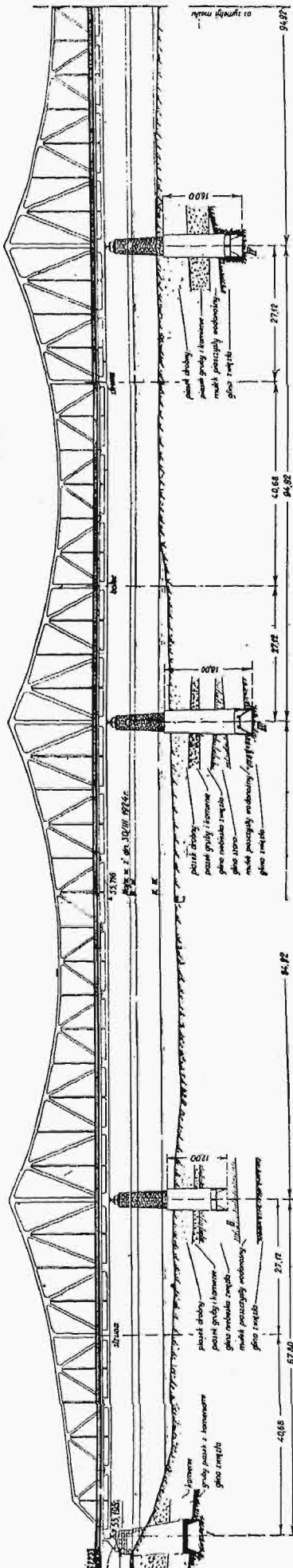


Rys. 4.

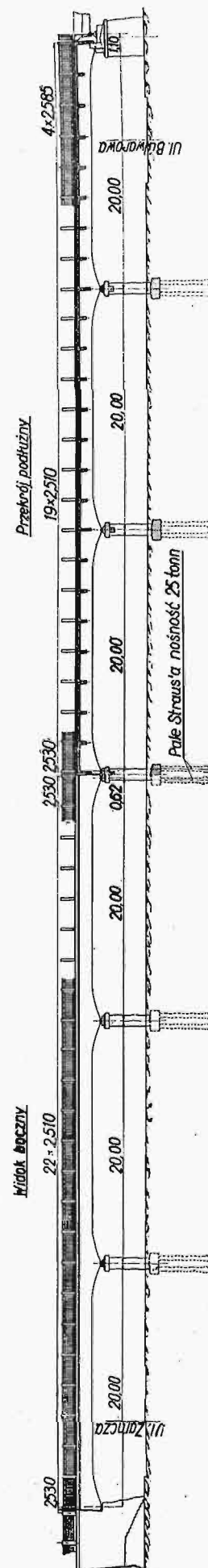
zbyt ryzykowne nie tylko z uwagi na głębokość zabijania, lecz i ze względu na obecność w warstwach żwiru kamieni. Konieczność przejścia przez

Wykaz materiałów dla wiaduktu.

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



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 wykonaną została w połowie wysokości każdego filaru (warstwa rozdzielcza).

Filary rzeczne od strony górnego biegu rzeki zaopatrzone zostały w izbicy. 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 poziomowi 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 półczystym.

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 uwidocznił 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.

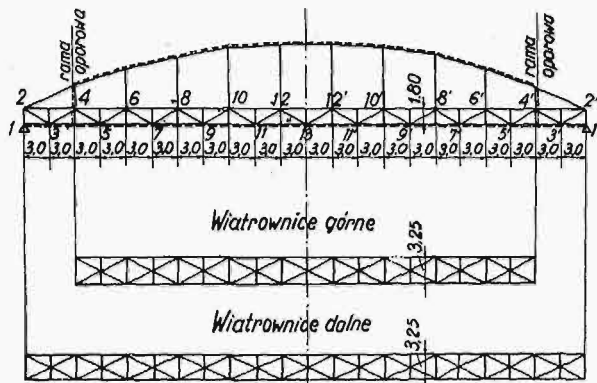
WŁADYSŁAW WACHNIEWSKI

624.32 (438 Skoczów)

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

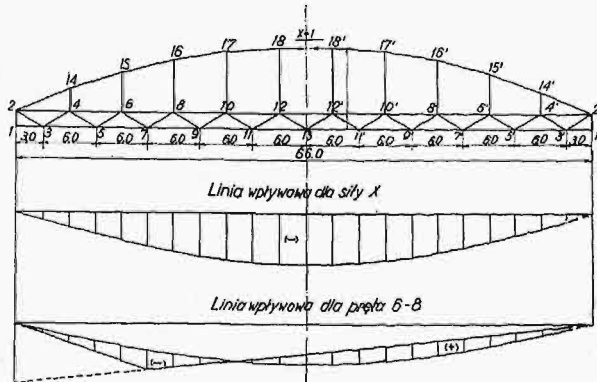
Granica Polski z Czechosłowacją podzieliła m. Cieszyn na dwa miasta: Cieszyn polski i Cieszyn czeski. Stworzyło to szereg niedogodności, między innymi tę, że sieć wodociągowa polskiego Cieszyna była zasilana wodą z zagranicy.

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. Rozpór poziomy łuku od obciążenia pionowego jest przejęty kratową belką usztywniającą,

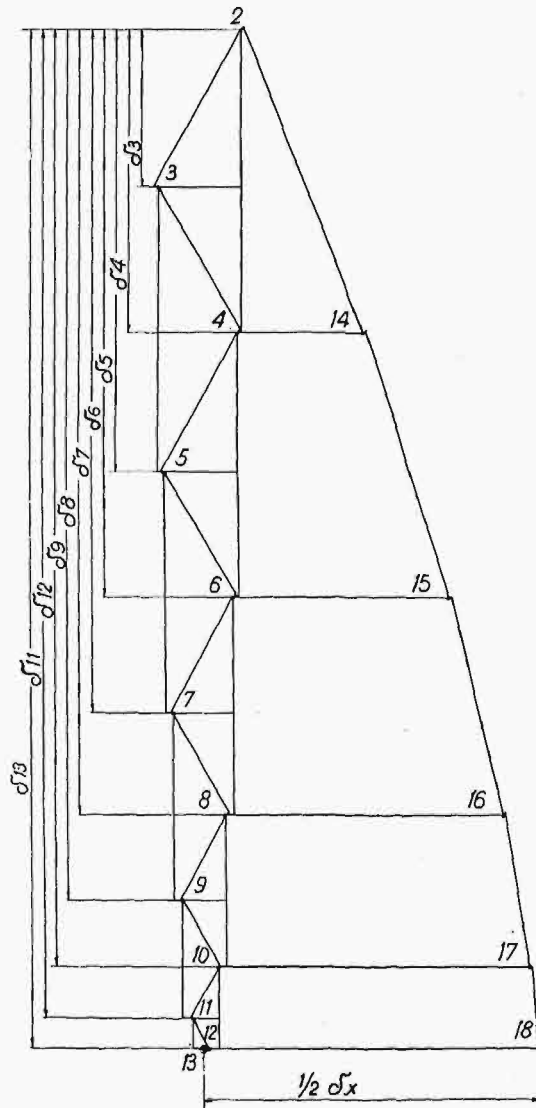


Rys. 1.

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.



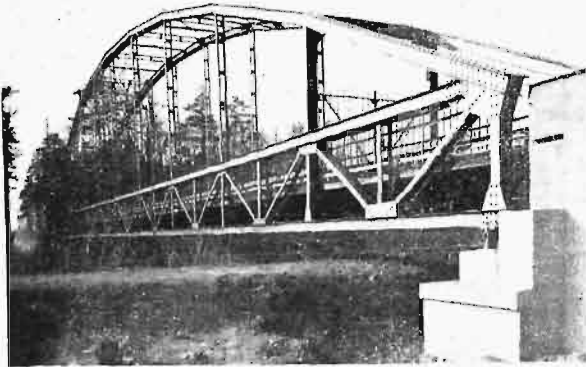
Rys. 3.

Szkic akwaduktu pokazany jest na rys. 1. Dźwigary główne zaprojektowano w układzie belki *Langerowskiej*. Układ ten, stanowiący połączenie tu-

przezo układ jest zewnątrz 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.

Linie wpływowe pozostałych prętów układu — otrzymujemy sumując algebraicznie rzędne linii wpływowej η'_0 odpowiedniego pręta dla podstawowego układu statycznie wyznaczalnego z rzędnymi linii wpływowej wielkości X , pomnożonymi przez współczynnik μ_i .

$$\eta_i = \eta'_0 + \mu_i X.$$



Rys. 5.

(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 wykonano 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 wewnętrznych 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.

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/m. Projekt, konstrukcję

i montaż wykonały Zjednoczone Górnosląskie Huty Królewska i Laura.

ZBIGNIEW WASIUTYŃSKI

624 . 093 . 4

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.

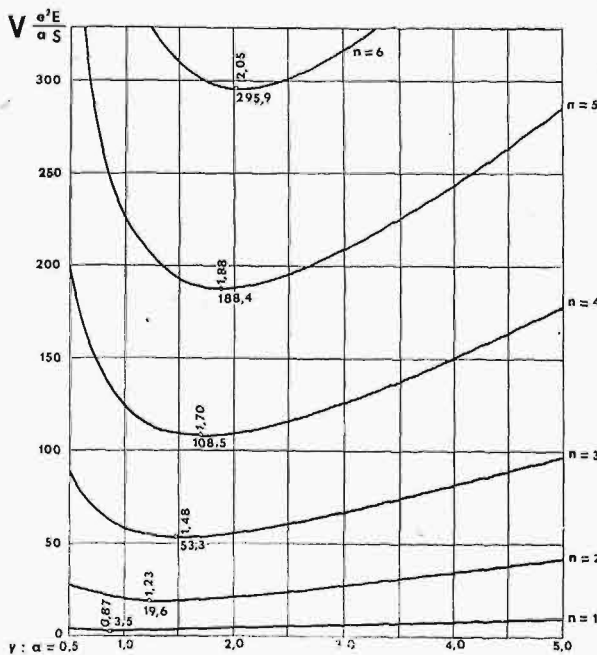
2. Przy danym układzie prętów, stosunek wysokości do rozpiętości kratownicy maleje wraz ze zwiększaniem ilości pól (rys. 13, 14). Natomiast stosunek wysokości kratownicy do długości pola, wzrasta jednocześnie ze zwiększeniem ilości pól (rys. 11, 12).

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.

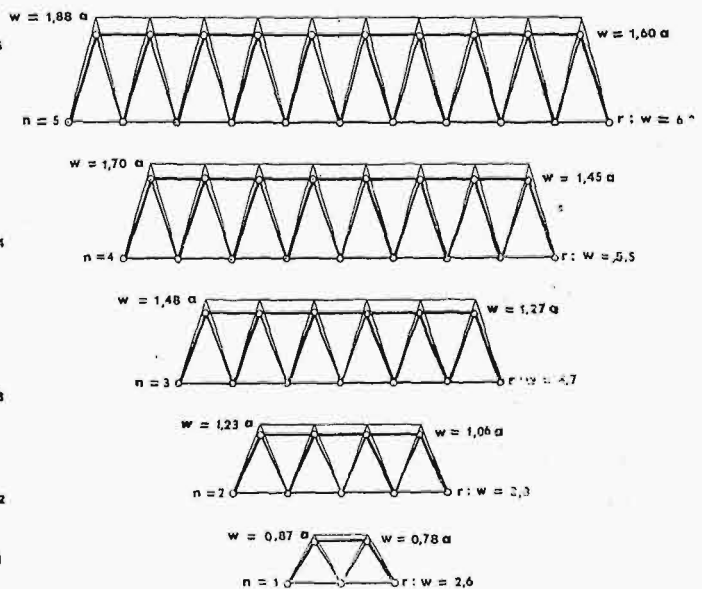
4. Najmniejszą sztywność mają kratownice o polach prostokątnych, większą o polach trójkątnych, następnie kratownice Dütz'a, pochyłe półkrzyżulcowe, a największą proste półkrzyżulcowe. Sztywność dwóch ostatnich typów może być, przy właściwej wysokości kratownic, o $\frac{1}{4}$ większą od największej 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 nadmier- nie ani potencjałów, ani objętości stali.

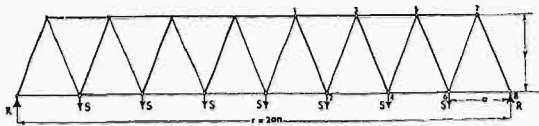
Kratownice trójkątne równoramienne.



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

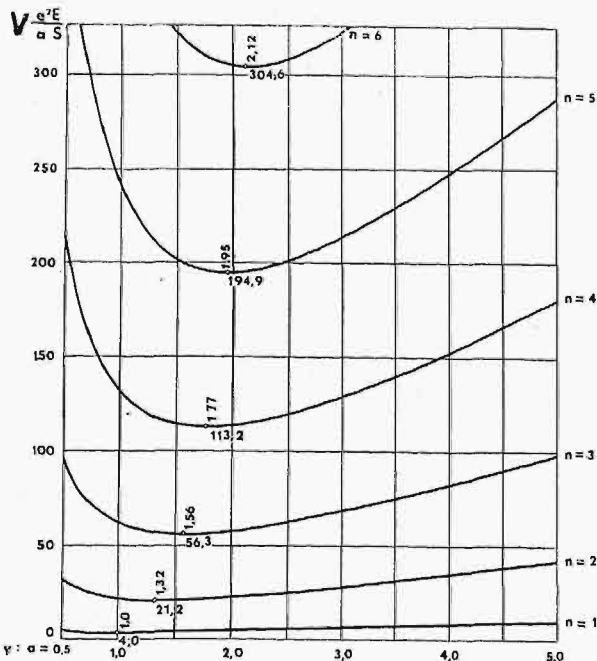
mamy:

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

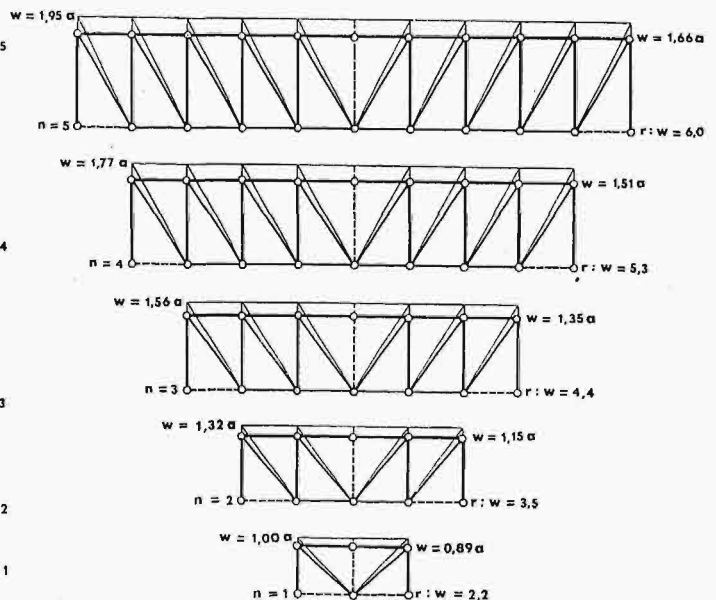
stąd obliczamy:

$n =$	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

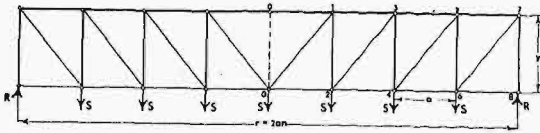
Kratownice o polach prostokątnych.



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

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

siła w przecie $2k$, $2k + 2$ 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

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

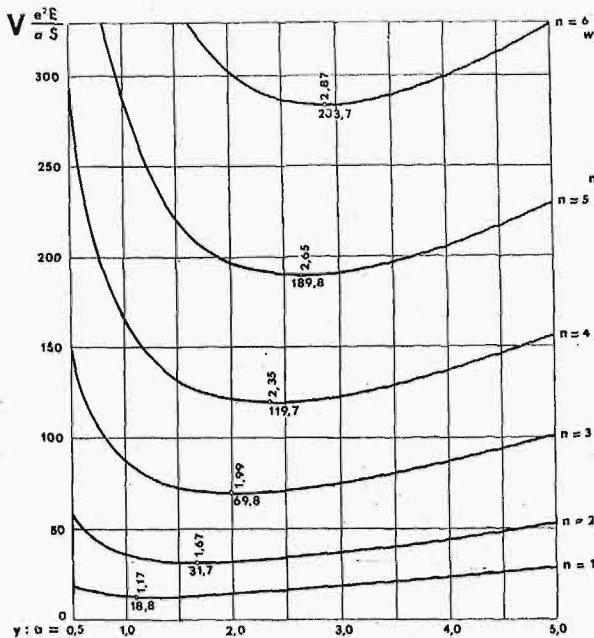
Warunek minimum objętości $\frac{\partial V}{\partial w} = 0$ daje:

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

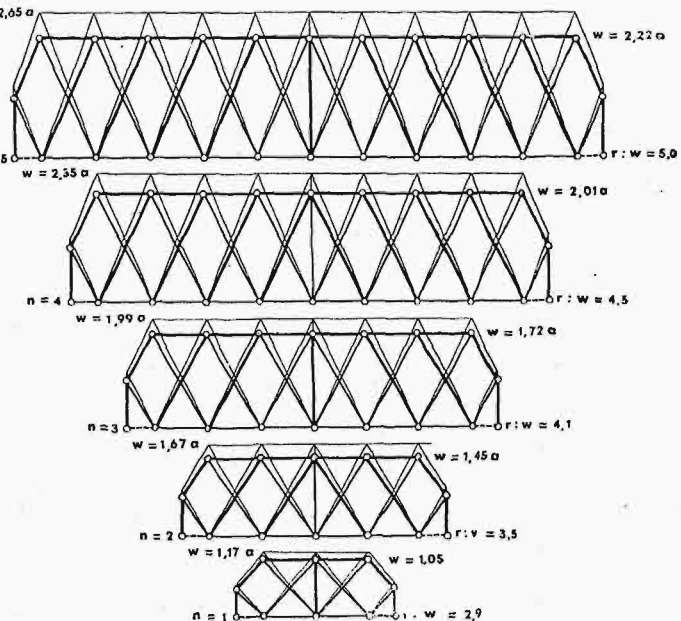
Obierając tak, jak w poprzednim przypadku, $u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$; $u_s = 3,0$; mamy przy

$n =$	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

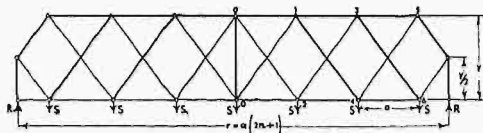
Kratownice Dütz'a.



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).



Oznaczenia: węzły pasa górnego $2k-1$, $k=0, 1, 2, \dots, n$,
 węzły pasa dolnego $2k$, $k=0, 1, 2, \dots, n$,
 węzły nad podporami $2n+1$,
 długości pól pasa dolnego a ,
 rozpiętość kratownicy $r = a(2n+1)$,
 wysokość kratownicy w ,
 obciążenia węzłów pasa dolnego S ,
 współczynnik ustrojowy pasa górnego u_g ,
 współczynnik ustrojowy pasa dolnego u_d ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców wznoszących się od lewej do prawej w prawej połowie kratownicy u_k ,
 współczynnik ustrojowy krzyżulców opadających od lewej do prawej w prawej połowie kratownicy u_k' ,
 współczynnik ustrojowy słupów u_s ,
 naprężenie równej wytrzymałości eE .

Przypadek 1.

Ilość pól pasa dolnego n jest nieparzysta.

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

$$N_{2k-1, 2k+1} = -\frac{Sa}{4w} [2n(n+1) - 2k(k+1) + 1 + (-1)^k],$$

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

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

$$N_{2k, 2k+2} = \frac{Sa}{4w} [2n(n+1) - 2k(k+1) - 1 + (-1)^{k+1}].$$

siły w krzyżulcach rozciąganych

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

siły w krzyżulcach ściskanych

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

siła w słupie środkowym $-\frac{1}{2} S$,

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

Potencjał pasa górnego

$$\Pi_g = \frac{a^2 S}{12w} (n+1)(4n^2+2n+3),$$

potencjał pasa dolnego

$$\Pi_d = \frac{a^2 S}{12w} (n+1)(4n^2+2n-3),$$

potencjał wszystkich krzyżulców opadających, wraz z potencjałem skrajnych półkrzyżulców

$$\Pi_k = \frac{Sa^2}{8} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2}\right) (2n^2+3),$$

potencjał wszystkich krzyżulców wznoszących się, wraz z potencjałem skrajnych krzyżulców

$$\Pi_k' = \frac{Sa^2}{8} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2}\right) (2n^2+4n+3),$$

potencjał słupów

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

potencjał całej kratownicy w założeniu równej wytrzymałości wszystkich prętów

$$\Pi = \frac{aS}{12} \left[3\frac{w}{a} 2n^2 + 4n + 5 \right] + \frac{a}{w} (8n^3 + 18n^2 + 10n + 9).$$

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

$$\left(\frac{w}{a}\right)_{\min \Pi} = \sqrt{\frac{8n^3 + 18n^2 + 10n + 9}{3(2n^2 + 4n + 5)}}.$$

Stąd obliczamy:

$n =$	1	3	5
$(w/a)_{\min \Pi} =$	1,168	1,993	2,649
$(w/r)_{\min \Pi} =$	0,39	0,28	0,24
$\Pi : (aS) =$	6,42	34,87	94,92

Zmienność potencjałów kratownicy Dütz'a o pasach równoległych, w zależności od ich wysokości i od ilości pól, pokazano na wykresie 5.

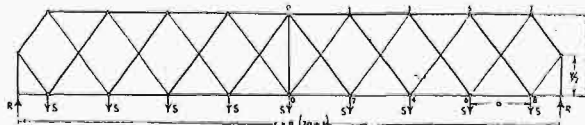
Objętość kratownicy z uwzględnieniem współczynników ustrojowych

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

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

Obierając tak, jak w poprzednich przypadkach $u_g = 2,0$, $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$; $u_k' = 3,0$; $u_s = 3,0$ obliczamy:

$n =$	1	3	5
$(w/a)_{\min V} =$	1,051	1,722	2,215
$(w/r)_{\min V} =$	0,35	0,25	0,20
$V \frac{eE}{aS} =$	30	152	417



Przypadek 2.

Ilość pól pasa dolnego n jest parzysta.

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

$$N_{2k-1, 2k+1} = -\frac{Sa}{4w} [2n(n+1) - 2k(k+1) + 1 + (-1)^{k+1}],$$

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

$$N_{2k, 2k+2} = \frac{Sa}{4w} [2n(n+1) - 2k(k+1) - 1 + (-1)^k],$$

siły w krzyżulcach opadających

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

siły w krzyżulcach wznoszących się

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

siła w słupie środkowym $\frac{S}{2}$.

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

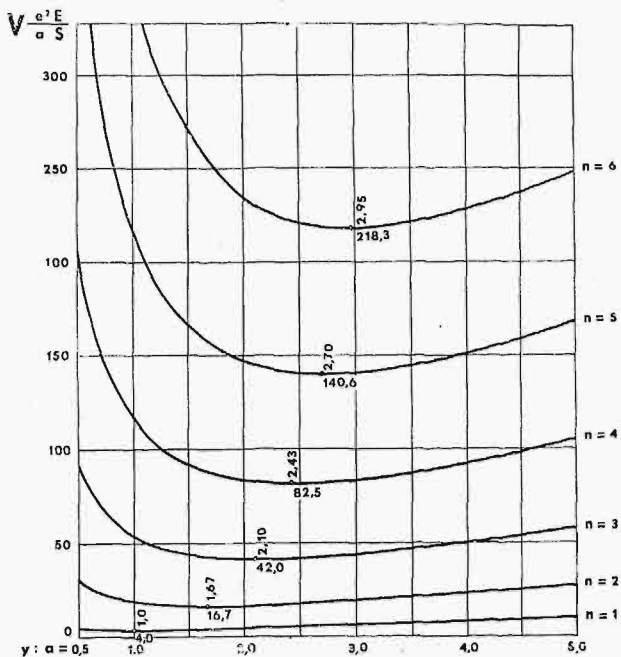
$$V = \frac{a^2 S}{eE} \left[\frac{n}{6w} (4n^2 + 6n + 5) u_g + \frac{n}{6w} (4n^2 + 6n - 1) u_d + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 4n + 1) u_k + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{w} + \frac{w}{a^2} \right) (2n^2 + 1) u'_k + (n + 1) \frac{w}{a^2} u_s \right].$$

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

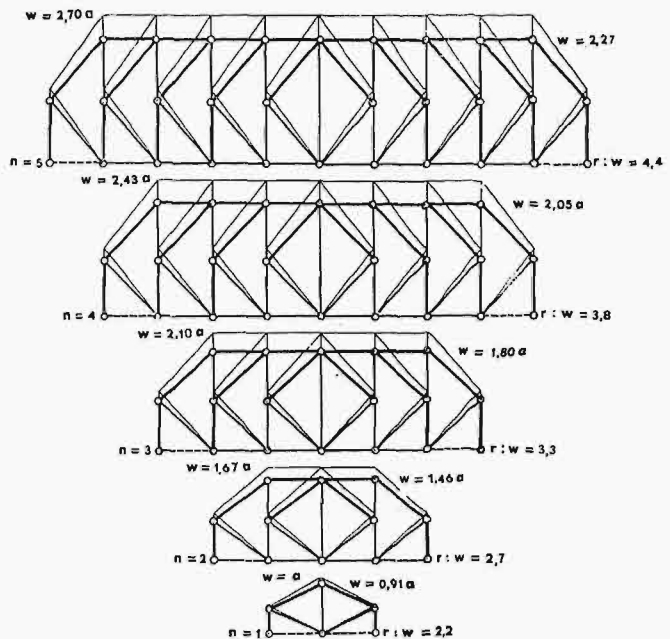
Obierając jak poprzednio $u_g = 2,0$; $u_d = 1,5$; $u_k = 2,0$; $u'_k = 3,0$; $u_s = 3,0$; obliczamy:

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

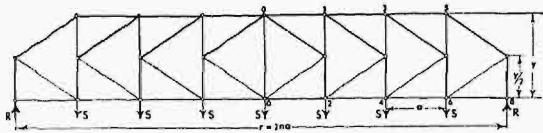
Kratownice półkrzyżulcowe proste.



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:

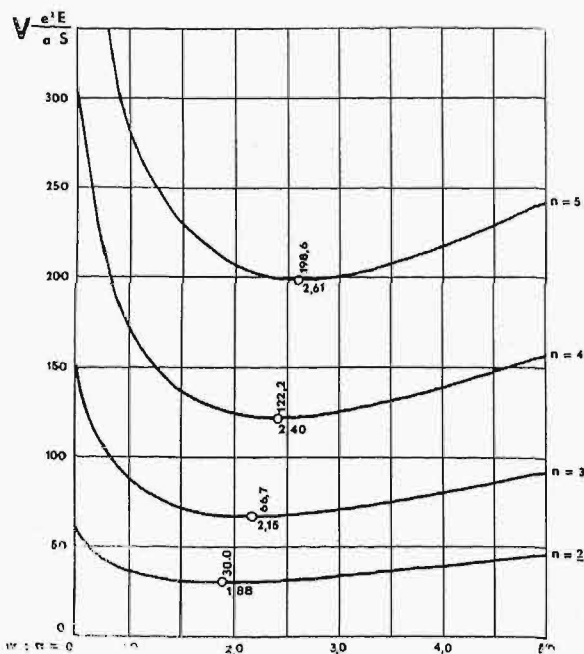
$$\left(\frac{w}{a} \right)_{\min \Pi} = \sqrt{\frac{n(n+1)(4n-1)}{3(n^2+1)}}.$$

Stąd obliczamy:

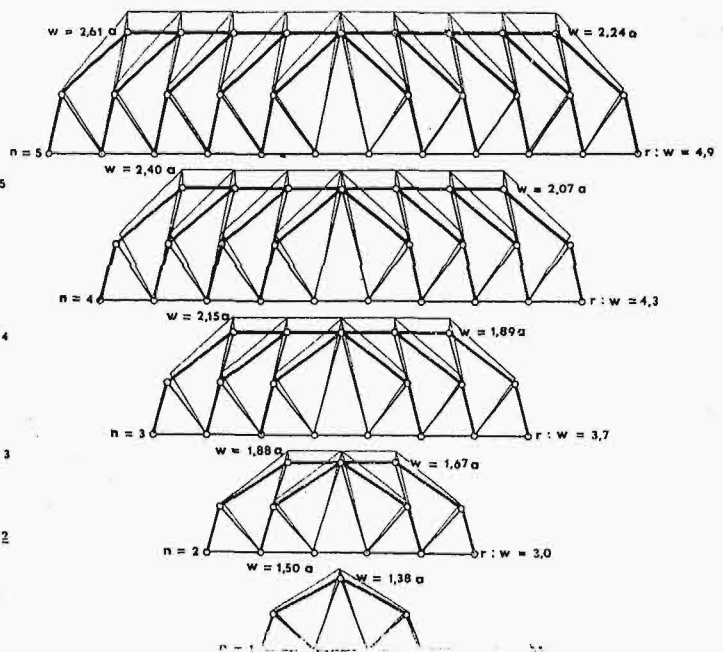
n	1	2	3	4	5	6
$(w/a)_{\min \Pi}$	1,000	1,673	2,098	2,425	2,703	2,950
$(w/r)_{\min \Pi}$	0,50	0,42	0,35	0,30	0,27	0,25
$\Pi : (aS)$	2,00	8,36	20,98	41,22	70,28	109,15

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 cienkie) i kratownice o najmniejszych objętościach (linie grubsze).

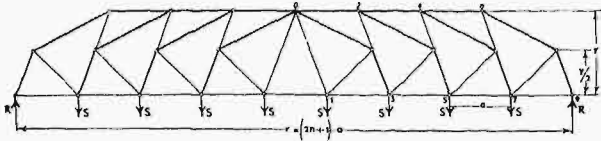
$$V = \frac{aS}{12eE} \left[2 \frac{a}{w} n(n-1)(4n+1)(u_g + u_d) + 12 \frac{a}{w} n^2(u_k + u_k') + 3 \frac{w}{a} n^2(u_k + u_k') + 3 \frac{w}{a} (n^2 + 1)u_s + 3 \frac{w}{a} (n^2 + 3)u_s' \right]$$

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

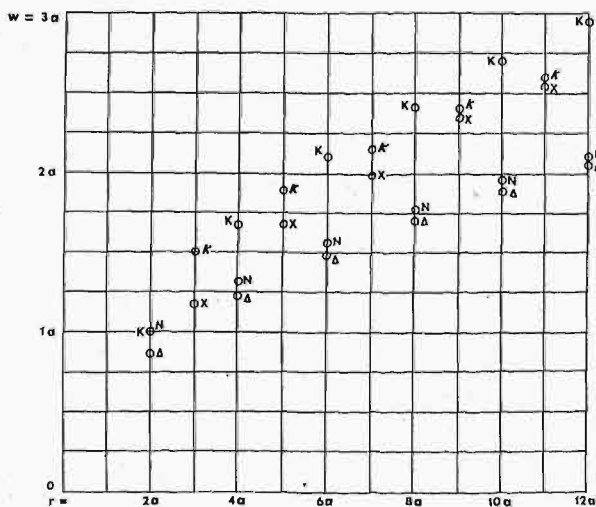
$$\left(\frac{w}{a}\right)_{\min V} = \sqrt{\frac{2n(n-1)(4n+1)(u_g + u_d) + 12n^2(u_k + u_k')}{3n^2(u_k + u_k') + 3(n^2 + 1)u_s + 3(n^2 + 3)u_s'}}$$

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'



Rys. 11. Zależność wysokości od rozpiętości kratownicy o największych sztywnościach.

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

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

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

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

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

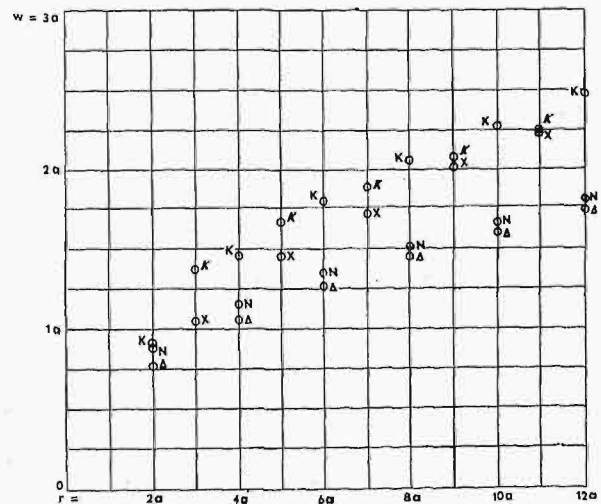
$$N'_0 = S \frac{w-z}{w^2} \sqrt{w^2 + \frac{a^2}{4}},$$

siły w krzyżulcach nad podporami

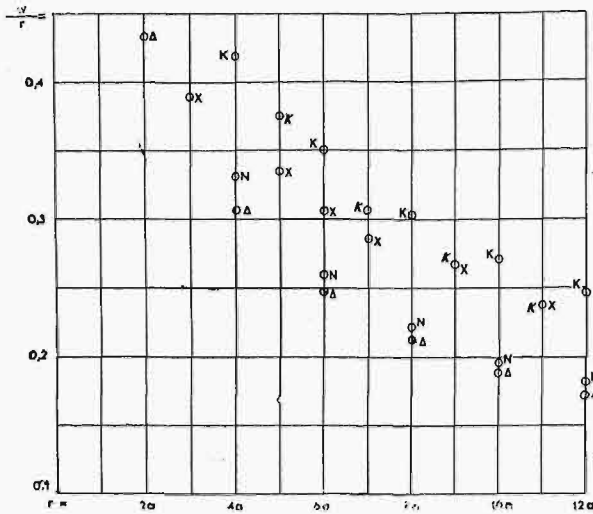
$$N'_{2n+1} = -Sn \sqrt{1 + \frac{a^2}{4w^2}},$$

siły w skrajnych polach pasa dolnego

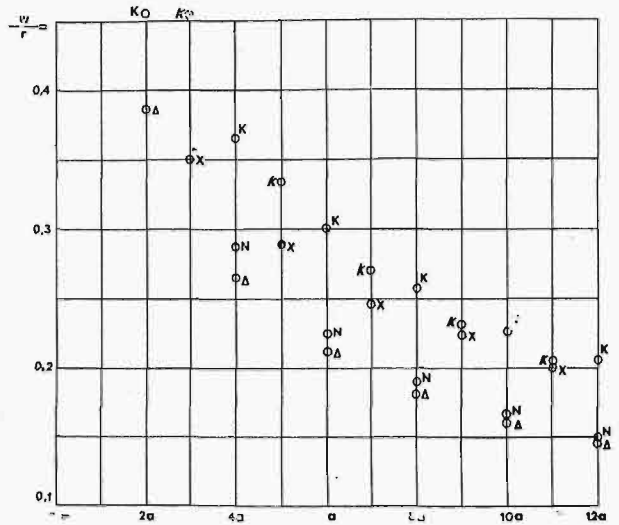
$$N_{2n-1, 2n+1} = S \frac{an}{2w}$$



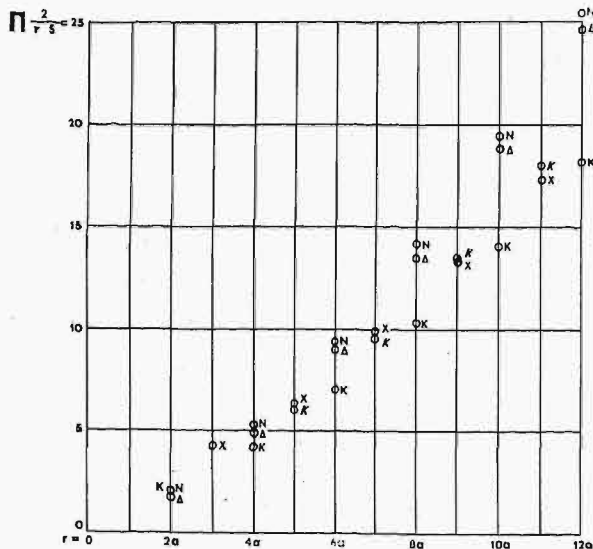
Rys. 12. Zależność wysokości od rozpiętości w kratownicach o najmniejszych objętościach tworzywa.



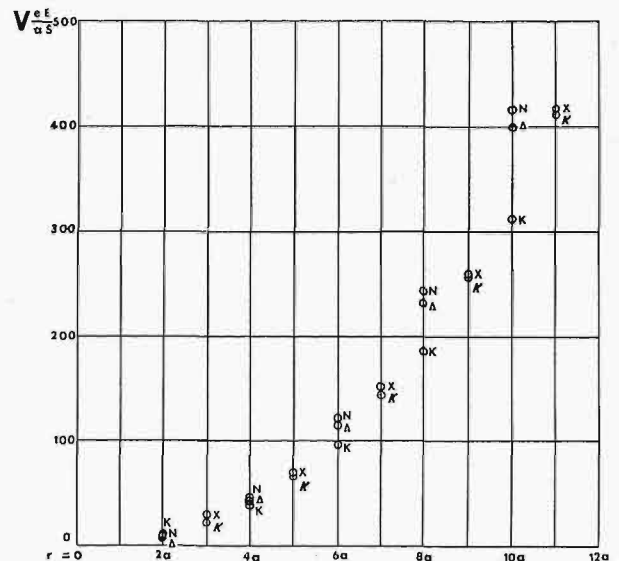
Rys. 13. Zależność stosunku wysokości do rozpiętości, od rozpiętości kratownic o największych sztywnościach.



Rys. 14. Zależność stosunku wysokości do rozpiętości, od rozpiętości kratownic o najmniejszych objętościach tworzywa.



Rys. 15. Zależność potencjałów od rozpiętości kratownic o największych sztywnościach.



Rys. 16. Zależność najmniejszych objętości od rozpiętości kratownic.

Oznaczenia: Δ kratownice trójkątne równoramienne,
 X kratownice Dütz'a,
 K kratownice półkrzyżulcowe pochyle,

N kratownice o polach prostokątnych,
 K kratownice półkrzyżulcowe 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

531 . 224 . 4

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, pozostawał 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, był 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:

- a) wyboczenie sprężyste w sensie matematycznym,
- b) wyboczenie sprężyste w sensie fizycznym.

II. Wyboczenie niesprężyste:

- a) wyboczenie niesprężyste w sensie matematycznym,
- b) 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.

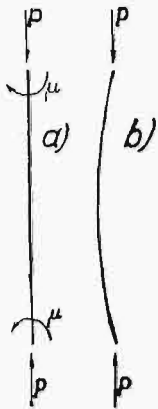
¹⁾ Engineering Record, 14 March, 1908.

²⁾ Der Eisenbau, 1913.

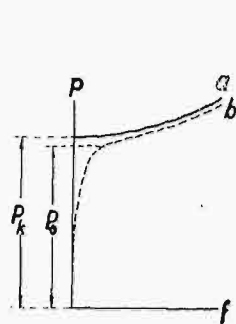
¹⁾ W. Wierzbicki. Istota wyboczenia prętów prostych. Przegląd Techniczny, 1930.

Ia. Schemat wyboczenia sprężystego w sensie matematycznym rozumiemy tu w sposób następujący:

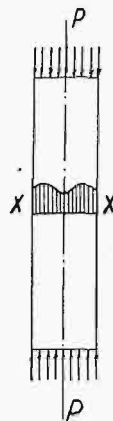
Mamy pręt AB wykonany z materiału sprężystego i obciążony siłami podłużnymi, działającymi wzdłuż osi (rys. 1) lub względem tej osi symetrycznymi (rys. 3). Pręt znajduje się w pewnej przestrzeni matematycznej, t. j. takiej, w której nie ma wahań temperatury, wstrząsów i t. d.



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 począwszy, będzie miało miejsce to ostatnie zjawisko, jest siłą krytyczną (nazywaną w tym wypadku nieraz siłą Eulerowską).

Zależność między wielkością siły podłużnej w przecie, 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⁾.

Momenty 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:

$$V < T \dots \dots \dots (1)$$

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 przecie ścisiskanym, 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:

$$V > T \dots \dots \dots (2)$$

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 nieznaną. W ten sposób granica między zjawiskiem wyboczenia w sensie fizycznym, a ścisaniem mimośrodkowym 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. *Timoszenki*⁶⁾ 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 stałego 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:

$$\tau_{max} = \pm \frac{1}{2} \sqrt{4\tau_0 + \sigma_x^2} \dots (3)$$

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 mimośrodki. 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).

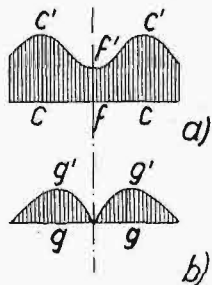
Przykładów tego rodzaju, co trzy przytoczone wyżej, można podać więcej. Przykłady te pozwalają twierdzić, że są przypadki, gdy przy ściśle osiowym działaniu sił podłużnych (ściślej, przy działaniu sił symetrycznych względem osi podłużnej pręta ściskanego) może, po przekroczeniu przez naprężenie granicy sprężystości, wytworzyć się taki stan rzeczy, że pręt prosty ściskany osiowo, stanie się układem geometrycznym zmiennym, a równowaga jego niestateczna.

Będzie to właśnie przypadek wyoboczenia 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 wyoboczenia sprężystego w sensie matematycznym.

II b. Wyoboczenie niesprężyste w sensie fizycznym jest odpowiednikiem wyoboczenia sprężystego, rozumianego w tym samym sensie⁷⁾. Przedstawiamy je sobie w sposób następujący:

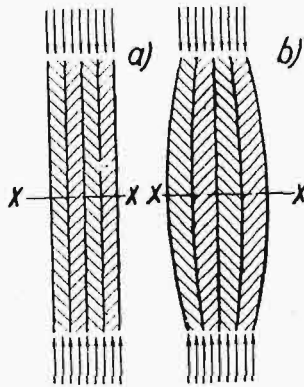
Bierzemy pręt ściskany siłą, zaczepioną z mimośrodkiem. Jeżeli przy małych, nie dających się zmierzyć wartościach mimośrodów, w pręcie powstają naprężenia, przekraczające granicę sprężystości, wówczas nie możemy już stosować do obliczenia odkształceń pręta równań teorii sprężystości. Wyobraźmy sobie 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.



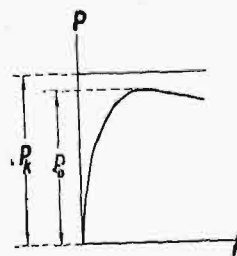
Rys. 4.



Rys. 5.



Rys. 6.



Rys. 7.

⁶⁾ S. Timoszenko. Kurs teorii uprugosti, t. I, 1914, str. 143.

⁷⁾ W. Wierzbicki. O sposobach rozumienia terminu „wyoboczenie”. Prace Akademii Nauk Technicznych, 1934.

Do powstania dużych odchyżeń 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 nieznaną.

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

624 . 014 . 2 : 725 . 2/2 (438 Warszawa)

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 strony 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.

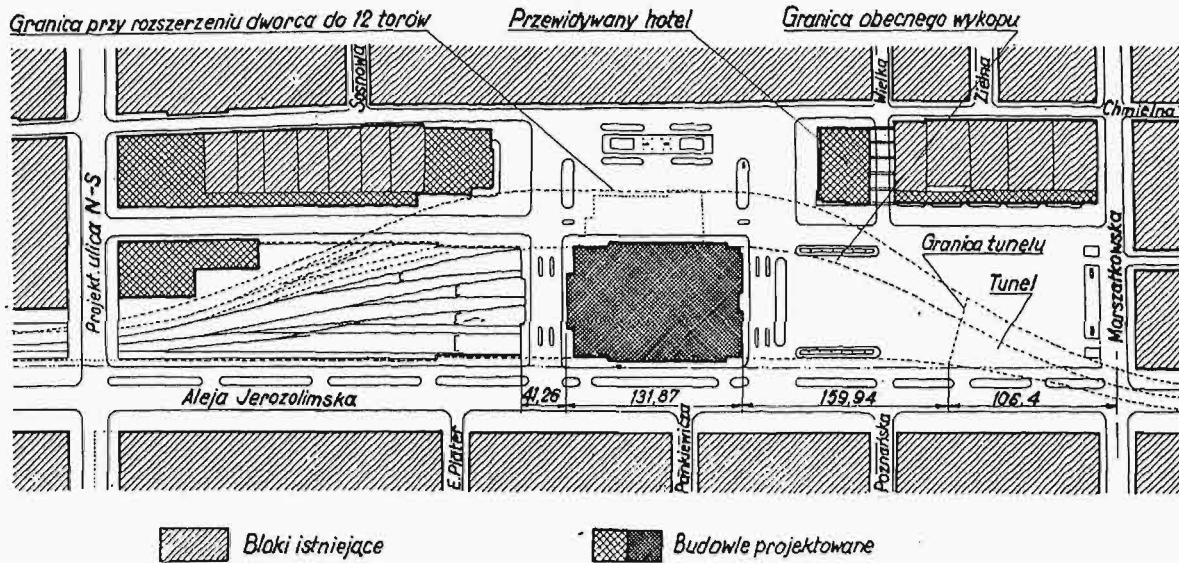
Przed przystąpieniem do wykonania szczegółowego projektu opracowano 2 szkicowe projekty konstrukcji przykrycia: wariant żelbetowy i wariant stalowy. Jakkolwiek wariant żelbetowy okazał się tańszy o 10% od stalowego, to jednak Podkomisja Budowy Dworca Głównego wybrała do wykonania konstrukcję stalową 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 przerwy 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.

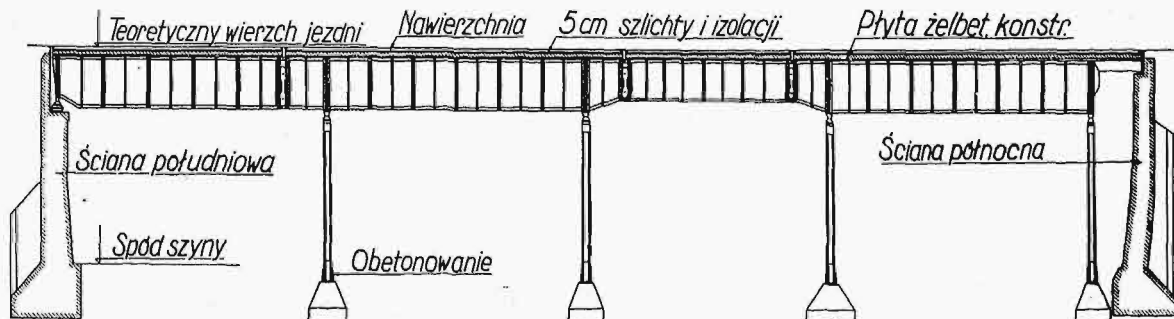
Na całej swej długości przykrycie podzielone jest trzema dylatacjami na 4 odcinki długości 43,73 m, 43,73 m, 50,62 m i 21,86 m.

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 sprężystie 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 podtrzymania 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 prostym do dźwigarów — na południowej ścianie oporowej.

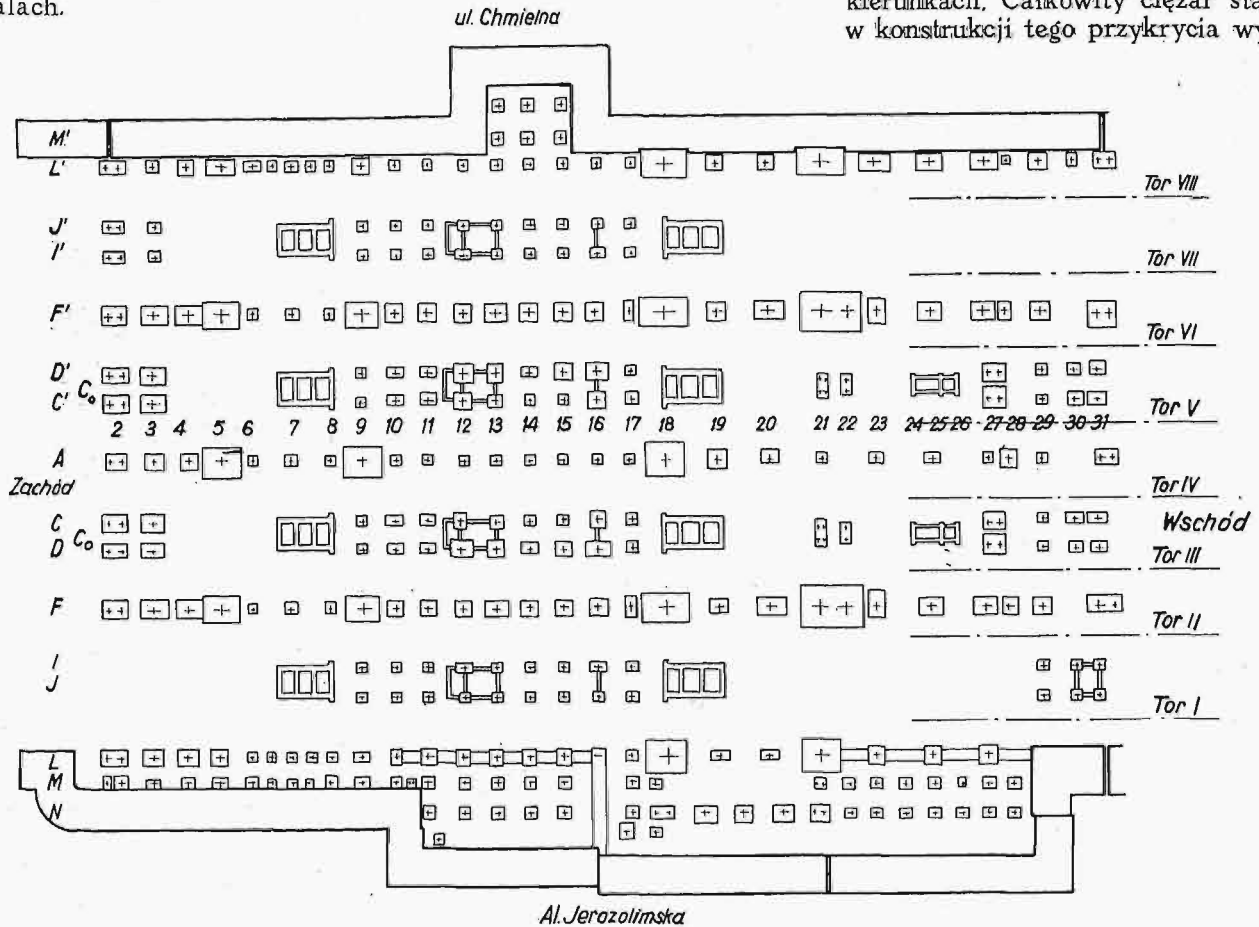
5) Słupy żelazne nitowane z blach i kątowników o przekrojach zamkniętych i otwartych (przekroje

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 dokoła 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 wbijane (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.

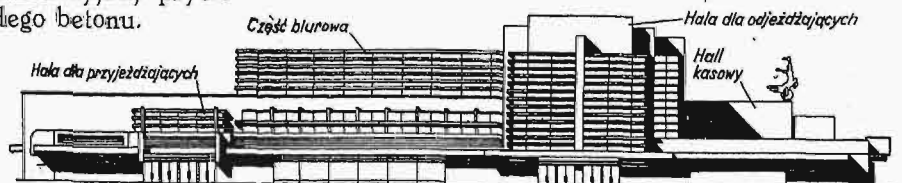
Ponad tą warstwą betonu przewidziana była izolacja od wody w postaci blachy ołowianej grubości 0,2 mm, pomiędzy dwiema warstwami papy, nad tym gładź cementowa grubości 2 cm i wreszcie jezdnia z asfaltu grubości do 8 cm.

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.

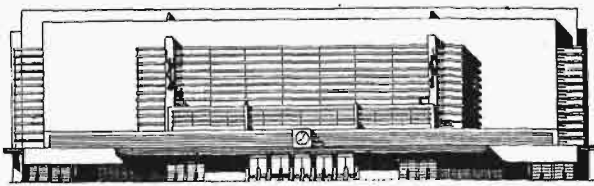
Przykrycie to stanowi strop nad 8-ma torami wybiegającymi na zachód od Dworca i ciągnie się w kierunku torów na długości 41,26 m, licząc od dylatacji przy gmachu Dworca do otwartego wykopu (rys. 1).



Rys. 4. Elewacja południowa (od Al. Jerozolimskiej).

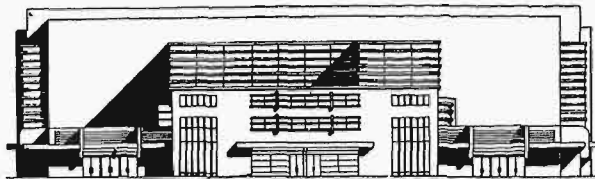
Przykrycie to dzieli się szwem dylatacyjnym prostopadłym do torów na 2 części — zachodnią o długości 32,2 m, stanowiącą właściwe przykrycie i wschodnią o długości 9,06 m, która oprócz przykrycia, dźwigającego jezdnię, obejmuje jeszcze po-

łożoną niżej galerię do przejazdu wózków bagażowych.



Rys. 5. Elewacja wschodnia.

Zasady konstrukcji i obliczeń takie same jak przykrycia na wschód od Dworca.



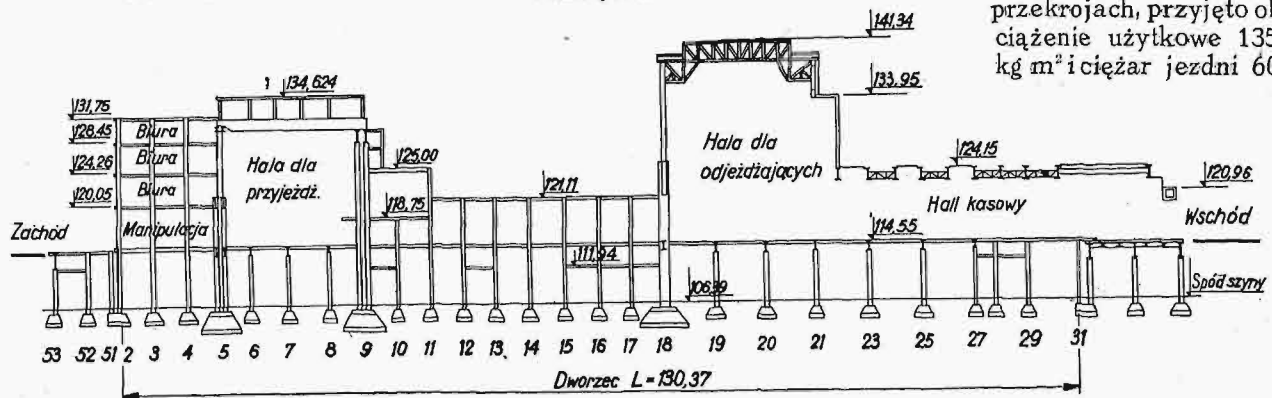
Rys. 6. Elewacja zachodnia.

Całkowity ciężar stali wynosi 780 tonn; ponieważ przykrycie obejmuje 3 400 m², więc na 1 m³ 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

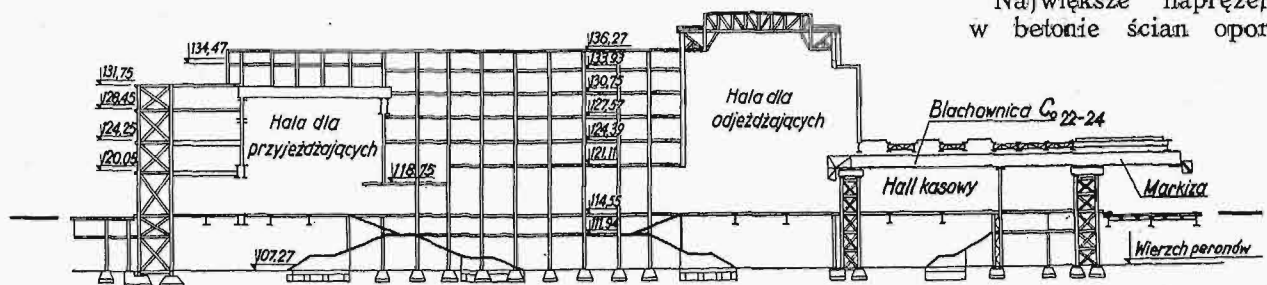


Rys. 7.

Przy obliczaniu tak stateczności, jak również i naprężeń w poszczególnych przekrojach, przyjęto obciążenie użytkowe 1350 kg m² i ciężar jezdni 600

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 na-

prężeń w poszczególnych przekrojach, przyjęto obciążenie użytkowe 1350 kg m² i ciężar jezdni 600

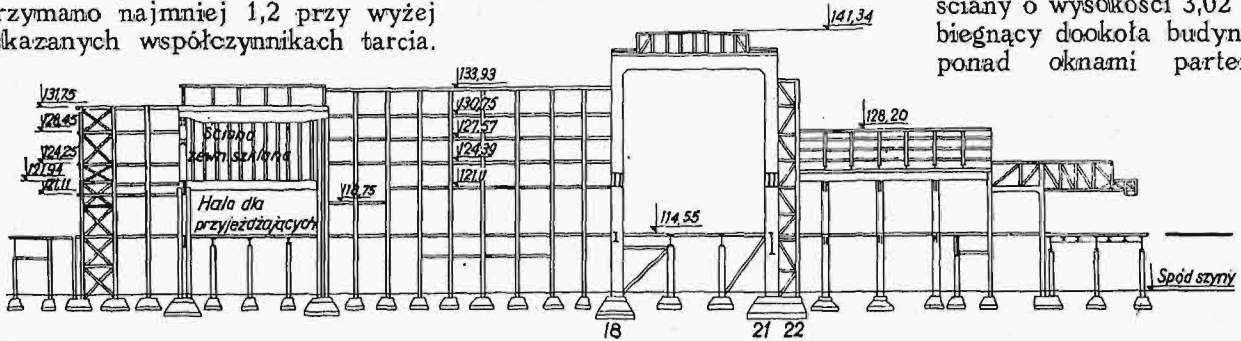
kg/m². Kąt naturalnego stoku ziemi przyjęto 35°. Współczynnik tarcia betonu po betonie przyjęto 0,7, zaś betonu na gruncie bez pali 0,35, z palami 0,4.

Największe naprężenia w betonie ścian oporo-

wych na ściskanie nie dochodzi do 4 kg/cm² zaś rozciąganie nie przekracza 1 kg/cm². Współczynniki pewności na wywracanie są większe od 1,5 przy normalnej pracy ścian oporowych

Współczynnik pewności na zsuwaniu w ich podstawie fundamentowej otrzymano najmniej 1,2 przy wyżej wskazanych współczynnikach tarcia.

Przekrój F-F

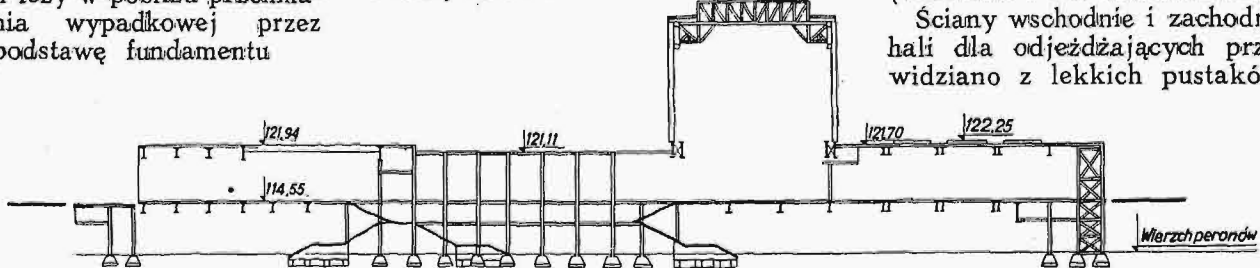


Rys. 9.

Pale pod fundamenty ścian oporowych przewiduje się tylko w tych typach, w których największe ciśnienie na grunt jest większe od 2,5 kg/cm².

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



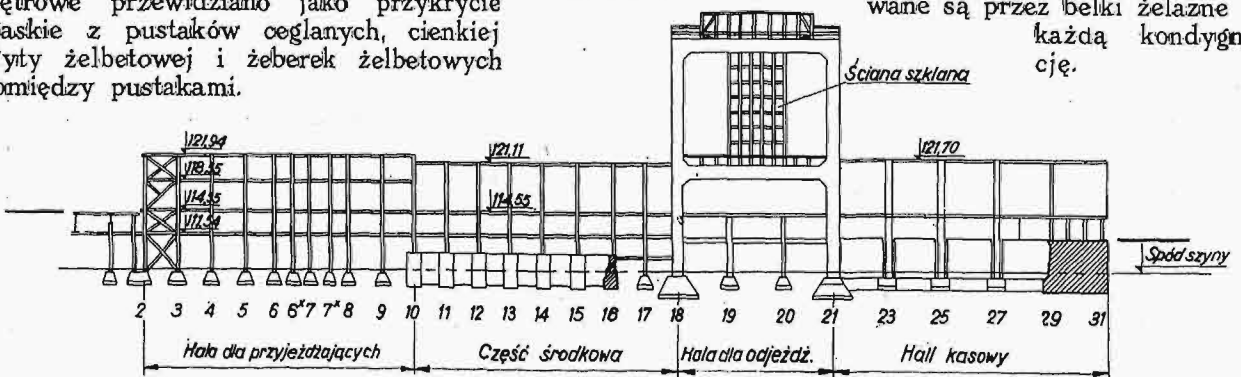
Rys. 10.

Stropy.

Stropy dachowe nad halami dla odjeżdżających i przyjeżdżających (por. rys. 4) zaprojektowano podwójne w postaci płyt z lekkiego uzbrojonego 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.

W galeriach pod dworcem przyjęto stropy ceglano systemu Kleina, w galeriach zaś pod Al. Jerozolimskimi — w postaci płyty żelbetowej z żebrami.

Ściany.

Ściany elewacyjne budynku przewidziano z klinkieru, kamienia i w niektórych miejscach szklane (por. rys. 4, 5, 6). Kamieniem licowany 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.

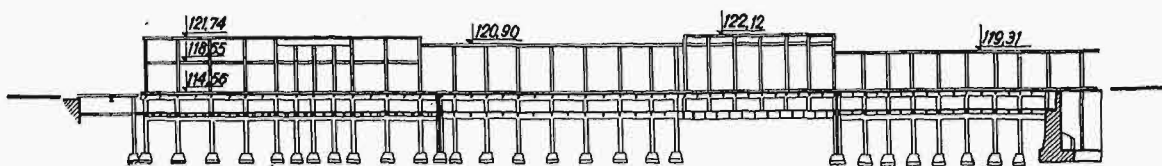
Ściany wewnętrzne budynku przyjęto z klinkieru, cegły, lekkich betonów i żelbetu w zależności od pomieszczeń i przeznaczenia.

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, 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.

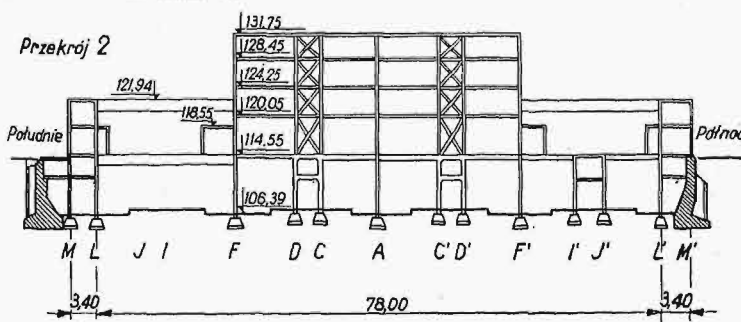
W szeregu 5 powyżej podłogi I piętra (rys. 14) siły poziome przenoszone są przez 2-przęstową ramownicę kratową 5 FAF', która te siły przekazuje na niżej położoną ramownicę 2 kondygnacyjową 5 FAF' o 3 słupach.

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 rygle 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 sztywniej konstrukcji stropów. Pozostałe, nie przytoczone tutaj konstrukcje obejmują belki stropowe, podciągi 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 restauracje 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 skrajnie 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 zwykle 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 przeciążenia 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, podciąg i słupy zaprojektowane są z kształtowników lub profili złożonych.

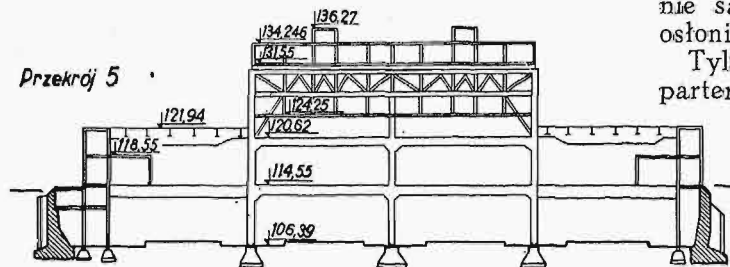
Hala dla odjeżdżających.

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.

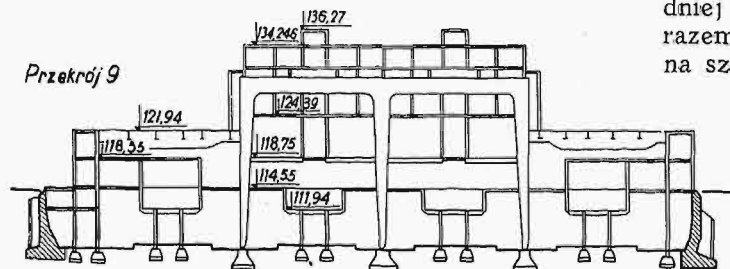
W szeregu 18 (rys. 18) usztywnienia pionowe powyżej stropu nad parterem zaprojektowane są w postaci krzyżujących się zastrzałów od L do F' i od F' do L', poniżej tego poziomu przewidziane są ramownice prostokątne 18 F—L i 18 F'—L' z 1 rygłem w stropie nad parterem, ze ściągami pod podłogą parteru i z 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).

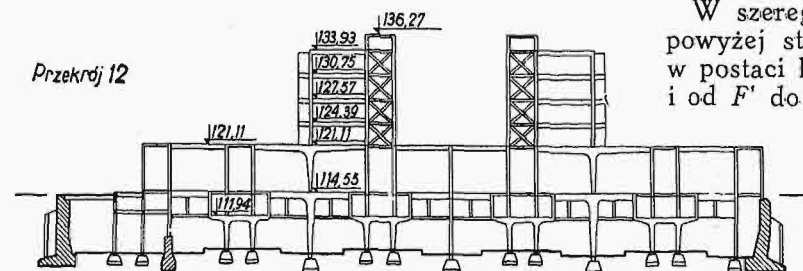
Stateczność w kierunku wschodnio-zachodnim zabezpieczona jest przez stężenia pionowe w szeregach L, L' i F, F' i stężenia poziome w dachu hali i w stropie nad parterem między szeregami 16 i 18.



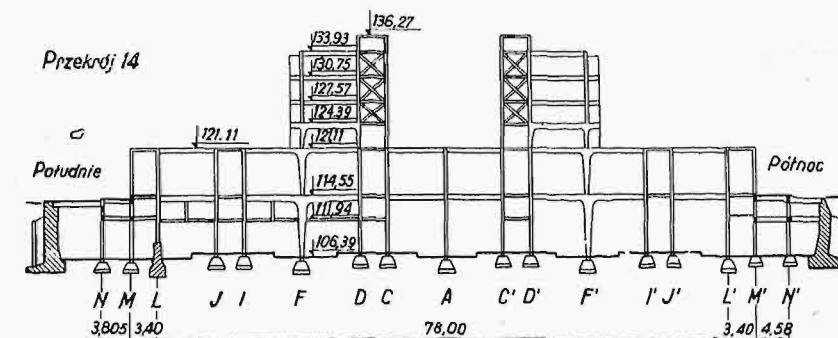
Rys. 14.



Rys. 15.

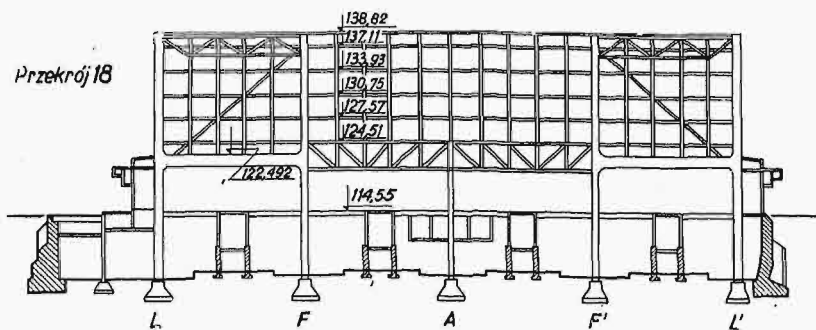


Rys. 16.

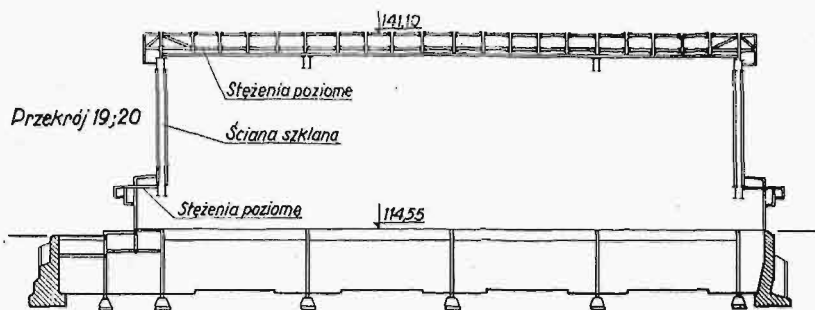


Rys. 17.

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 rygła w stropie dachowym, ściągę 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 przytoczone 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 JL , 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, 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 przytoczone wyżej stężenia za pośrednictwem sztywnych stropów.

W hallu kasowym zasługują na wyróżnienie dwuprzęsłowe blachownice ze wspornikami C^0 22—34 i C^{10} 22—34, które podtrzymują stropy części środkowej hallu i wysuniętą na 13 m poza budynek markizę, przykrywającą podjazd do Dworca (rys. 8).

Pozostałe nie przytoczone 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. Jerzolimskich.

Północna część żelbetowa.

Część ta obejmuje podziemie na północ od szeregu L'.

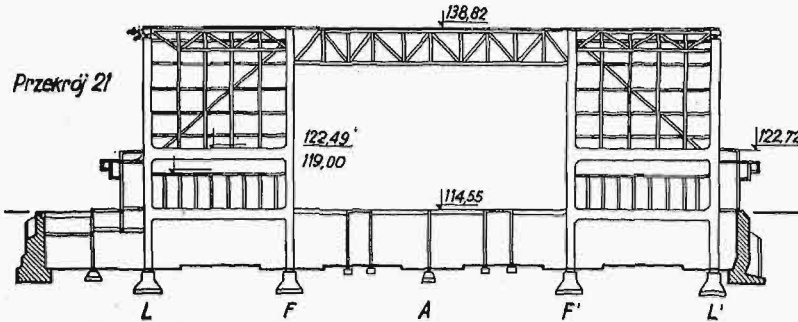
Pomiędzy szeregiem 12 i 16 znajduje się pomieszczenie dla kas przykryte z góry konstrukcją, obli-

1100 kg/cm² w zależności od charakteru i położenia elementu.

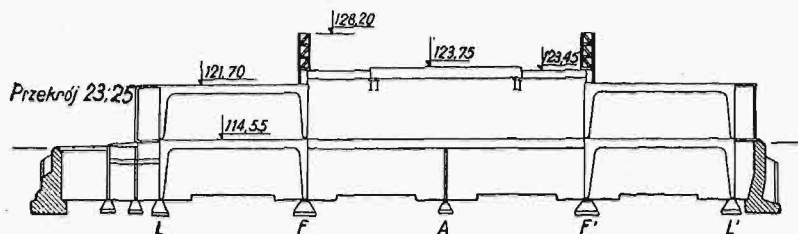
Naprężenia dopuszczalne obniżono również w bardzo cienkich wieszakach ze względu na obawę rdzewienia i w ryglach ramownic, ze względu na konieczność nadania ustrojowi konstrukcyjnej sztywności.

Objętości i ciężary.

Całkowita objętość dworca wynosi	261 000 m ³
Ciężar konstrukcyj stalowych	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 konstrukcji stalowej	244 300 m ³
Na 1 m ³ tej objętości przypada stali	18,8 kg.



Rys. 20.



Rys. 21.

czoną jak wyżej na ciężar jezdni. Między szer. 15 i 16 przewidziany jest otwór w ścianie oporowej dla połączenia z przejściem do stacji kolei podziemnej.

Obciążenia i dopuszczalne naprężenia.

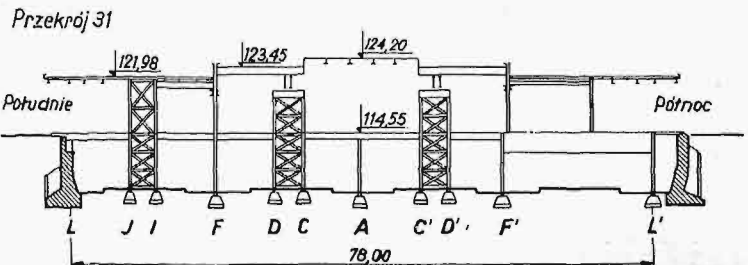
Obciążenia siłami zewnętrznymi oraz dopuszczalne naprężenia dla konstrukcyj żelbetonowych przyjęto na podstawie zawierzonych przez Min. Komunikacji przepisów do budowy Dworca Głównego w Warszawie, parcie wiatru na całej wysokości dworca przyjęto 120 kg/m².

Przy obliczaniu konstrukcyj stalowych opierano się głównie na przepisach M. R. P. z 1928 r. oraz najnowszych niemieckich.

Na podstawie tych ostatnich przepisów projektowane były w stropach belki ciągłe z kształtowników; przekrój tych belek przy odpowiednim skonstruowaniu 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 powstawać naprężenia dodatkowe od sztywności dużych węzłów, od temperatury, od przestrzennego działania sił i innych wpływów, nie poddających się z różnych względów ujęciu rachunkowemu, naprężenia dopuszczalne zmniejszono do 1200 i do



Rys. 22.

obliczeń statycznych i przeszło 600 rysunków konstrukcyjnych, z których wiele przekraczało 2 m² powierzchni. Kilkunastu pracowników, w tym 6 inżynierów pod zwierzchnim kierownictwem prof. Pszenickiego, pracowało nad konstrukcją z górą przez 2 lata.

Ta wielka ilość pracy konstruktorów w związku z różnorodnością konstrukcji objaśnia się zarówno koniecznością stworzenia najrozmaitszych pomieszczeń do różnych celów, jak i wielką fantazją artystyczną architekta s. p. prof. Przybylskiego, który 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.

PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH

Przyszły technik wojskowy w oświetleniu niemieckim.

Od dłuższego czasu niemiecka literatura fachowa zajmuje się omawianiem wartości techniki, jako czynnika zbrojeniowego i wojennego. Rozważania te przyjmują często charakter polemiczny, ponieważ jedni pragnęliby wysunąć w wojsku na pierwszy plan czynniki techniczne, podczas kiedy inni, zwolennicy systemu tradycyjnego, przyznają decydujące słowo strategii.

Jest rzeczą zupełnie zrozumiałą, że w kraju, znajdującym się na wysokim poziomie uprzemysłowienia, technika a z nią cały przemysł pragną dość do głosu, po skompromitowaniu się ideologii junkiersko-militarnej.

Czynniki kierownicze, nie wyłączając najwyższych, przyznają technice duże znaczenie. Sam *Führer* rzucił hasło uniezależnienia się gospodarki od zagranicy i zakreślił jej tym samym olbrzymie zadanie. Ale apostołowie nowej idei pragną dla techniki conajmniej już równorzędności ze strategią.

Kola wojskowe tkwią jeszcze w dawnych tradycjach i twierdzą, że wodzowi wystarcza dokładna znajomość strategii i stuprocentowe wyszkolenie w zakresie dowodzenia (*Mil. Wochenblatt* Nr. 24 r. 1936: *Feldherr, Organizator, Wehrwirtschaftler u. Techniker*).

Zwolennicy techniki wskazują jednakże na przyszłą wojnę totalną, która będzie się rozgrywała przede wszystkim na polu techniczno-gospodarczym. Zarówno w wojnie światowej, jak i przed nią Niemcy nie doceniali znaczenia techniki. Reprezentanci przemysłu nie orientują się dostatecznie w trudnych warunkach, jakie się wytwarzały skutkiem działań frontowych i izolacji Niemiec. Środki zaradcze spóźniały się zwykle z wielką szkodą dla armii. Zagranica lepiej się orientuje w nowej sytuacji. Płk. *de Gaulle* stwierdził na łamach *La France Militaire*, że zwycięstwo w przyszłej wojnie będzie zależało od tego, kto najlepiej zrozumie ducha swego czasu.

Dowódca powinien zatem, oprócz znajomości ściśle fachowych, posiadać przede wszystkim znajomość techniki. W nowej armii niemieckiej nie ma miejsca dla ekskluzywności, powodującej zawsze w jednej kategorii nieuzasadnione poczucie wyższości, w drugiej zaś — niższości (płk. *Jastrow* przyp. do *Konrada Menzla, Der totale Krieg* u. d. Technik).

Na takich przesłankach ma się montować nowy gmach niemieckiego szkolenia techników wojskowych. Transformacja tego wyszkolenia okazuje się tym konieczniejszą, że w miarę mechanizacji armii, zwiększając się kadry jednostek technicznych. Nowe wyszkolenie winno obejmować wszystkie szczeble drabiny służbowej od robotnika warsztatowego, przez inżyniera-oficera, aż do najwyższego technicznego urzędnika ministerialnego. Przekształcenie to jest konieczne, ponieważ żołnierz i technik posiadają w swych zawodach obok wielu cech wspólnych, sporo znamion przeciwnych.

Technika, której zadanie polega na formowaniu materii i na walce z siłami przyrody, będzie posiadała zawsze tendencje rewolucyjne i stanowi wskutek tego czynnik dynamiczny. Żołnierz natomiast zajmuje się elementem ludzkim i skłania się ku konserwatyzmowi. Jest on zatem czynnikiem statycznym. Przy wyszkoleniu wojskowym należy przede wszystkim łagodzić te przeciwieństwa i nie zapominać o wyszkoleniu ściśle technicznym. Ważne jest również zastosowanie selekcji, w celu wyeliminowania z ze-

spółu technicznego wszelkiej miernoty. Sprzęt wojskowy tworzyć winien oczywiście przedmiot osobliwej troski i pieczołowitości zarówno ze względu na jego wartość pieniężną, jak i z uwagi na to, że zaufanie do sprzętu wojennego tworzy kardynalną podstawę ducha i męstwa żołnierza.

Wybitna inicjatywa jednostek, szczególnie uzdolnionych, znajdzie w służbie wojskowej takie samo pole do pracy i rozwoju, jak w życiu cywilnym. Konieczne jest jednakże, aby inicjator był w możności przeprowadzania wszelkich doświadczeń i studiów.

Z nowego typu inżyniera-żołnierza wyciągnie armia i państwo maksimum korzyści. Uniezależni się przede wszystkim w dużej mierze od prywatnego przemysłu wojennego, którego cele nie pokrywają się w zupełności z interesem państwa. Jeżeli wyrazi się to chociażby tylko w potaniu inwestycji wojskowych, albo w skrupulatnym przestrzeganiu wytycznych ogólnie państwowej polityki gospodarczej w zakresie doboru surowców i materiałów, gra warta będzie stawki.

W życiu prywatnym zdolny inżynier znajduje zwykle lepsze warunki uposażeniowe, niż w służbie wojskowej. Dysproporcje zarobkowe może jednak złagodzić strona moralna, o ile oczywiście stanowiska techników wojskowych będą posiadać nieograniczone możliwości rozwoju. (*Wehrtechn. Monatshefte*, 1917, 2, *Wesemann: Der soldatische Ingenieur, ein neuer Ingenieur — Typ*).

Każdy technik, który w życiu cywilnym zdatny jest do kreślenia lub pracy fizycznej, nadaje się również do wojska. Chodziłoby jedynie o to, aby po ukończeniu służby wojskowej nie przerywać jego kontaktu ze sprawami obrotu krajowego. Zachodziłaby zatem konieczność stałych, periodycznych zaciągów do ćwiczeń, podczas których rezerwista mógłby na nowo wejść w sprawy wojskowe i zaznajomić się z wszystkimi ulepszeniami.

Przygotowanie do służby żołnierskiej rozpocząć się winno w szkołach zawodowych, a przede wszystkim w wyższych uczelniach technicznych, które posiadać muszą osobne wydziały techniki uzbrojeniowej. Wtenczas czynna służba wojskowa, w swych pierwszych etapach, byłaby praktycznym uzupełnieniem wiadomości, nabytych w szkole.

Zasięg wiedzy inżyniera wojskowego nie ogranicza się do znajomości własnej broni i sprzętu wojennego. Horyzonty jej muszą obejmować technikę uzbrojeniową całego świata. Dlatego też znajomość obcych języków odgrywa u technika wojskowego bardzo ważną rolę, gdyż umożliwiałaby mu kontrolę wszelkich zagranicznych zdobyczy i ulepszeń.

Wojsko posiada w zakresie wychowania narodowego olbrzymie znaczenie, wpaja ono bowiem w przyszłego obywatela najcenniejsze cnoty: posłuszeństwo i ducha poświęcenia.

Wszystkie rozważania literatury niemieckiej obracają się oczywiście w ramach postulatów państwa totalnego. Tym nie mniej posiadają one i dla nas dużą wartość, szczególnie jeśli uzupełnimy je świeżymi doświadczeniami z wojny hiszpańskiej.

Na terenie półwyspu iberyjskiego scierają się ze sobą zmechanizowane zastępy kilku państw europejskich. Europejskie sztaby generalne badają pilnie tok walk, w których postępy techniczne odgrywają bodaj że decydującą rolę. Ostateczny wynik tej wojny wpłynie też w dużym stopniu na przyszłe ustosunkowanie się siły zbrojnej do techniki.

St. W.

Stopy i stale stopowe w r. 1936.

Autor poświęca najwięcej uwagi nowym stopom żelaza, zawierającym znaczniejsze zawartości miedzi. W żeliwie dodatek miedzi umożliwia regulowanie głębokości odbielenia, zmniejsza skurcz żeliwa, a przy tym utrudnia tworzenie porów i pęcherzy, zwiększając płynność żeliwa. W stali o zawartości 0,5—2% Cu obserwuje autor wzrost wytrzymałości i odporności na korozję, co prawda kosztem ciągliwości. Autor stwierdza, że amerykański przemysł samochodowy zastosował na cały szereg części stal chromowo-miedziową. W szczególności, dzięki dużej odporności na zużycie zyskały sobie uznanie wały ze stali o składzie: 1,4—1,6% C; 0,8—1,2% Si; 0,55—0,8% Mn; 0,4—0,5% Cr; 1,5—2% Cu. Na wały zastosowano między innymi żeliwo o zawartości 3,3—3,65% C, 2,5—3% Cu i ok. 0,3% Cr obok niskich zawartości manganu i krzemu. Na tłoki użyto stal o składzie: 1,35—1,7% C; 0,6—1,0% Mn; 0,9—1,4% Si; 2,5—3,0% Cu; ok. 0,15% Cr. Za bardzo ciekawą uważa autor stal zaworową o składzie: 1,25—1,35% C; 0,25—0,5% Mn; 0,3—0,65% Si; 2,5—3,5% Cr; 14—17% W i 1,5—2% Cu. Żeliwo zawierające 2% Cu i ok. 0,2% Mo wyróżnia autor z racji dobrej odporności na zużycie. Należy żałować, że tak ciekawych i niezwykłych składów chemicznych nie uzupełnił autor danymi o obróbce cieplnej i własnościach wytrzymałościowych. Omawiając stale nierdzewiące podaje autor jako nowość stal o 16% Cr, 6% Ni i 4% Mn, oraz stale odporne na utlenianie w wysokich temperaturach, a ciekawe przez minimalną zawartość węgla i dużą zawartość krzemu. Poruszając sprawę regulowania ziarnistości pierwotnej stali, autor zwraca uwagę, że badania te przyczyniły się do poprawy równomierności jakości stopów żelaza, używanych w stalownictwie.

(*J. C. Vignos, Heat Treating and Forging* 23 (1937) Nr. 1, str. 25/26).

BIBLIOGRAFIA

Technologia chłodnicza środków spożywczych. Część I. Przechowywanie owoców. Dr. *D. J. Tilgner*, str. 60, wydawnictwo Komitetu Chłodnictwa, Warszawa, 1937, zeszyt 3.

W obecnej chwili, kiedy chłodnictwo u nas w kraju zaczyna robić postępy i społeczeństwo zrozumiało wreszcie, że bez chłodni nie może być prowadzona racjonalna gospodarka produktami żywnościowymi, odczuwa się dotkliwy brak literatury na powyższy temat w języku polskim.

Z tego powodu należy też z prawdziwą radością powitać pracę Dr. *D. J. Tilgnera* p. t. „Technologia Chłodnicza Środków Spożywczych”, część I. Przechowywanie owoców.

W tej krótkiej, ale bardzo treściwej książce autor przede wszystkim podkreśla najistotniejszą rzecz w technologii chłodniczej, a mianowicie, że chłodnia jako taka powinna przyjmować produkty wyłącznie pierwszej jakości w pierwszorzędnym opakowaniu. Jak prosta, a zarazem doniosła jest ta uwaga wiedzą tylko te osoby, które pracują w chłodniach i bezpośrednio stykają się z klientem. Nieraz bowiem klienci twierdzą, iż przywieziony towar bardzo wątpliwej jakości „odejdzie” w chłodni. Oczywiście rzecz, że twierdzenie takie jest absurdalne.

Z wyżej przytoczonego przykładu i z wielu innych powodów polecam gorąco tę książkę nie tylko osobom, mającym do czynienia z owocami, ale wszystkim tym, którzy w ogóle mają do czynienia z chłodniami.

W drugiej części autor podaje najkorzystniejsze warunki

klimatyczne do przechowywania jagód i owoców oraz maksymalny czas przechowywania przy najkorzystniejszych warunkach.

Wszystko razem wzięte stanowi zamkniętą pracę na temat przechowywania owoców i jagód i niewątpliwie w znacznej mierze przyczyni się do podniesienia standardu owoców w chłodniach.

Zadaniem ogółu powinno być rozpowszechnienie tej książki wśród jak najszerszych warstw producentów i kupców owocowych.

Inż. *P. Fott*

NEKROLOGIA

ś. P. INŻ. WŁADYSŁAW GLIŃSKI

Dnia 18 września r. b. zmarł w wieku lat 45 po krótkiej chorobie inż. mjr. *Władysław Gliński*, ur. 1892 r. w ami. Kurówce na Witebszczyźnie.

Po ukończeniu szkoły średniej w Rydze wstąpił na politechnikę w Rydze oraz zapisał się do stud. korporacji *Arkonia*, która, swym nastawieniem narodowym, najczęściej odpowiadała Jego patriotycznym uczuciom.



W 1914 r. wstąpił do szkoły kawalerii w Elizawetgradzie, a następnie do szkoły lotniczej.

W 1917 r. ś. p. *Gliński* był w 2 p. ułanów I Korpusu Polskiego w Bobrujsku, skąd po jego rozwiązaniu przediera się na Murmań.

Na Marmuniu walczył w szeregach aliantów, i odznaczył się zajmując Oneę i Archangielsk, a w styczniu 1919 r. wyjechał z legią oficerską do Francji do szkoły lotniczej w Istres, skąd w listopadzie został odkomenderowany do eskadry lotniczej w Krakowie.

Podczas wojny polsko-bolszewickiej został przydzielony do 17 p. ułanów, w którym pozostawał do końca wojny.

Po wojnie skończył wydział budownictwa Politechniki Lwowskiej — po czym został wykładowcą w Szkole Podchorążych Inżynierii w Warszawie, a następnie objął kierownictwo referatu budownictwa wojskowego M. S. Wojsk., na którym to stanowisku zastała go śmierć po powrocie z delegacji do Hiszpanii dla studiów budowniczo-fortyfikacyjnych i nad działaniem nowoczesnej broni burzącej.

Stowarzyszenie Techników, którego czynnym członkiem był od roku 1926, traci w zmarłym koledze dzielnego współpracownika na polu naukowym.

Ś. p. *Wł. Gliński* był wieloletnim sekretarzem Rady Naukowej i Wydziału Naukowo-Odczytowego w Stow. Techników, wielokrotnym delegatem Stow. Techników na międzynarodowe kongresy naukowo-techniczne, oraz współtwórcą wprowadzenia dziesiętnego systemu katalogowego do Biblioteki Stow. Techników. Brał czynny udział w Sekcji Polskiej Instytutu Międzynarodowego Bibliografii i Dokumentacji przy Stow. Techników Polskich w Warszawie i pełnił obowiązki przewodniczącego Sekcji Bibliograficznej.

Cześć Jego pamięci!

A. P.

ŻYCIE STOWARZYSZENIA TECHNIKÓW POLSKICH w WARSZAWIE Z SALI ODCZYTOWEJ.

Dn. 8.X. b. r. w sali Stowarzyszenia Techników inż. *Piotr Drzewiecki* wygłosił odczyt na temat: „**Wrażenia z wycieczki zagranicę, z wystaw oraz kongresów**”.

Prelegent podzielił się wrażeniami z Międzynarodowego Kongresu Wykształcenia Technicznego w Rzymie i z wycieczki po osuszonych błotach Pontyjskich, a następnie z Kongresu Centralnego Ogrzewania w Paryżu oraz z dwóch wystaw: Międzynarodowej Sztuki i Techniki w Paryżu i niemieckiej w Düsseldorfie.

W Międzynarodowym Kongresie Wykształcenia Technicznego w Rzymie brało udział 1500 przedstawicieli 27 państw. Polskę reprezentowała delegacja z 5 osób. Referaty wygłoszone na Kongresie podkreślały doniosłe znaczenie wykształcenia zawodowego młodzieży. Już nawet w szkołach ogólnokształcących konieczne jest wprowadzenie zajęć praktycznych, gdyż posiadają one duże wartości kształcące. Program gimnazjum ogólnokształcącego w Polsce uwzględnia zajęcia praktyczne w stopniu należyty. Mają one, między innymi, na celu zbliżenie młodzieży do świata współczesnej techniki, utrwalenie zamiłowania i szacunku do pracy ręcznej.

Rozwój szkół zawodowych w Polsce w ostatnich latach poczynił znaczne postępy, a liczba kształcącej się w nich młodzieży wzrasta w szybkim tempie. Kongres stanął na stanowisku, aby już przy wstępowaniu do szkoły średniej przeprowadzana była selekcja. Ze względu na duże nasilenie bezrobocia okres nauczania należy przedłużyć. Program szkół zawodowych powinien być elastyczny. Nasze szkoły zawodowe mają program sztywny i bardzo przeładowany przedmiotami ogólnokształcącymi. Szkoły zawodowe powinny kształcić jedynie w kierunku obranego zawodu.

W Anglii przeważa kształcenie zawodowe młodzieży w fabrykach, teorie uzupełnia się w szkołach wieczorowych. We Francji ciężar szkół zawodowych spoczywa na Izbach Przemysłowych. Tak samo i w Austrii. W Niemczech duży ciężar w utrzymaniu szkół zawodowych ponosi przemysł, a wykształcenie zawodowe opiera się zasadniczo na siedmioletniej szkole powszechnej. W Stanach Zjedn. A. Półn. w znacznym stopniu subsydiuje szkoły zawodowe rząd centralny, szkoły natomiast są utrzymywane przez stany i instytucje prywatne.

Przedstawiciele Ameryki na Kongresie byli zwolennikami poglądu, według którego człowiek powinien mieć dwa za-

wody, aby móc lepiej radzić sobie w życiu. Po zakończeniu Kongresu uczestnicy zwiedzili Instytut Wychowania Fizycznego w Rzymie i tereny osuszonych błot Pontyjskich o powierzchni 41 000 ha.

Na osuszonych terenach pobudowano cztery miasta i utworzono 2000 ferm.

Kongres Centralnego Ogrzewania obradował trzy dni. Pierwszy dzień był poświęcony zagadnieniom i sposobom przeprowadzania kanałów dymowych, drugi — t. zw. klimatyzacji. Trzeci dzień obradowano nad elektryfikacją gospodarstwa domowego i nad sposobami magazynowania ciepła.

Międzynarodowa Wystawa Sztuki i Techniki w Paryżu jest raczej wystawą sztuki. Wytworów techniki pokazano na niej stosunkowo mało. Z powodu kontyngentowania eksportu produktów przemysłowych, przemysł nie był zainteresowany w tym dziale wystawy. Do kilku tylko uwag o wystawie paryskiej ograniczył się Prelegent, gdyż będzie ona tematem następnego odczytu.

Wystawa w Düsseldorfie ma wybitnie charakter propagandowy. Obrazuje ona przejrzyście wysiłek dokonany w dziale surowców zastępczych i dalsze zamierzenia w tej dziedzinie.

Dnia 15.X. b. r. inż. *Kazimierz Jackowski*, dyr. Muzeum Techniki i Przemysłu, wygłosił odczyt p. t. „**Wystawy Krajowe czy Międzynarodowe**”.

Po przedstawieniu krótkiego zarysu historycznego wystaw, Prelegent podzielił się uwagami z Wystawy Krajowej w Berlinie i Międzynarodowej Sztuki i Techniki w Paryżu.

Wystawa w Berlinie ma charakter sprawozdawczy i wykazuje przejrzyście, co zdziały Niemcy w zakresie produkcji przemysłowej w ciągu 4-lecia. Doskonale zilustrowano dział przemysłu oryginalnymi zdjęciami przy pomocy ruchomych ksiąg fotograficznych. Uzupełniają ten dział w sposób celowy dobrze przemysłane krótkometrażowe filmy dźwiękowe.

Wśród eksponatów oryginalnych znajdują się: łódź podwodna, armaty, czolgi.

Dodatkowo przedstawiają się modele statków wojennych i handlowych, zbudowanych w ciągu ostatnich lat. Miasto Berlin wystąpiło z własnym pokazem, który miał charakter plastyczny i przekonujący.

Przemysł ludowy i chałupniczy miał oddzielne stoisko. Przemysł jednak tego rodzaju nie powinien stanowić części wystawy ciężkiego przemysłu, gdyż ginie przy nim nie zauważony.

Całość Wystawy wypadła pomyślnie. Na widzu Wystawa robi wrażenie nie bardzo pokojowe, a nawet wręcz niepokojące. Wystawa zajęła ok. 30 000 m².

Hasło wystawy paryskiej „Sztuka i technika” jest trochę bałamutne. Wystawcy nie liczyli się z tym. Przeważa na wystawie sztuka. Bardzo poważne miejsce zajął dział wystawy poświęcony nauce. Na pierwszy plan wysunął się Pałac Nauki. Przeszło sto pawilonów francuskich zorganizowano z prawdziwym rozmachem i talentem. Organizatorzy Wystawy umieli pogodzić wymagania uczonych i architektów z interesem przeciętnego widza. Imponuje dobrobyt Francji, a całość Wystawy, zdaniem Prelegenta, nic by nie straciła, gdyby ograniczyła się do 150 pawilonów francuskich. Bardziej celowe w założeniu są wystawy krajowe, które są wielką dźwignią w uświadamianiu społeczeństwa.

Skład Komitetu Honorowego dla uczczenia Jubileuszu 40-lecia pracy Prof. Andrzeja Pszenickiego:

Plk inż. Stanisław Arczyński
Inż. Aleksander Brandt
Prof. dr. inż. Stefan Bryła
Inż. Andrzej Chmieleński
Dr. inż. Alfons Chmielowiec
Inż. Aurelian Chrościelewski
Gen. bryg. Mieczysław Dąbkowski
Inż. Mikołaj Kuncewicz
Mgr. Marcin Krzymuski

Inż. Leszek Muszyński
Inż. Jerzy Nechay
Prof. inż. Wacław Paszkowski
Inż. Radzimir Piętkowski
Dr. inż. Wenczesław Ioniż
Inż. Leon Pszenicki
Inż. Władysław Skoczek
Inż. Wacław Strazyński
Dr. inż. Franciszek Szelański

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
Mjr. Sobiesław Załeski
Prof. dr. inż. Wacław Żencykowski

Skład Komitetu Wykonawczego:

Prof. dr. inż. Stefan Bryła (przewodniczący)
Inż. Andrzej Chmieleński (sekretarz)
Inż. Jerzy Ślewiński (skarbnik)
Plk. inż. Stanisław Arczyński

Dr. inż. Franciszek Szelański
Prof. dr. inż. Witold Wierzbicki
Prof. dr. inż. Wacław Żencykowski

TREŚĆ:

Prof. Andrzej Pszenicki.
Nowy gmach Biblioteki Jagiellońskiej w Krakowie, *St. Bryła*.
Stateczność stalowych mostów kolejowych ze względu na parcie wiatru, *A. Chmielowiec*.
Budowa mostu na Wiśle w przeciągu pięciu miesięcy, *A. Chrościelewski*.
Spawana konstrukcja stalowa gmachu Muzeum Śląskiego w Katowicach, *S. Kaufman*.
Szkielet stalowy hal targowych w Gdyni, *J. Kozielek*.
Z praktyki projektowania konstrukcji stalowych w budownictwie przemysłowym, *M. Kuncewicz*.
Belki zginane siłami poziomymi, *J. Mutermilch*.
Grunty jako element konstrukcji budowlanej, *R. Piętkowski*.
Konstrukcja stalowa świetlni dachowych Muzeum Narodowego w Krakowie, *J. Rasiński*.
Wpływ otworu kołowego lub eliptycznego na wielkość naprężeń w elemencie zginanym, *F. Szelański*.
Budowa mostu drogowego imienia Marszałka Śmigłego-Rydza przez Wisłę we Włocławku, *L. Tylbor*.
Akwadukt przez rzekę Wisłę dla wodociągów miasta Cieszyna o rozpiętości teoretycznej 66 m, *W. Wachniewski*.
Wysokości kratownic o pasach równoległych, *Z. Wasiutyński*.
Wyboczenie jako fakt i jako schemat, *W. Wierzbicki*.
Projekt konstrukcyj Dworca Głównego w Warszawie i terenów przyległych, *W. Żencykowski*.
Przeгляд pism technicznych.
Bibliografia.
Nekrologia.
Przeгляд Czasopism.

SOMMAIRE:

Le professeur dr. A. Pszenicki.
Le nouveau bâtiment de la Bibliothèque des Jagellons à Cracovie, par M. le prof. *S. Bryła*.
La stabilité des ponts métalliques ferroviaires par rapport à poussée du vent, par M. *A. Chmielowiec*.
La construction d'un pont sur la Vistule dans l'espace des 5 mois, par M. *A. Chrościelewski*.
La charpente soudée du bâtiment du Musée Silésien à Katowice, par M. *S. Kaufman*.
L'ossature des halles centrales à Gdynia, par M. *J. Kozielek*.
Sur l'élaboration des constructions métalliques industrielles, par M. *M. Kuncewicz*.
Les poutres droites flechées par les forces horizontales, par M. *J. Mutermilch*.
Le solde de fondation en qualité d'un élément de construction, par M. *R. Piętkowski*.
La construction métallique des verrières du Musée National à Cracovie, par M. *J. Rasiński*.
L'influence des trous circulaires et elliptiques sur les tensions dans des éléments flechées, par M. *F. Szelański*.
La construction d'un pont routière sur la Vistule, par M. *L. Tylbor*.
L'aqueduc sur la Vistule pour la conduite d'eau de Cieszyn, par M. *W. Wachniewski*.
La hauteur des poutres en treillis parallèles, par M. *Z. Wasiutyński*.
Le flambage comme un fait et comme un schéma, par M. le prof. *W. Wierzbicki*.
La construction de la Gare Centrale à Varsovie, par M. le prof. *W. Żencykowski*.
Revue documentaire.
Bibliographie.
Nécrologie.
Revue des journeaux.