
WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

STEFAN BRYŁA

MOSTY STALOWE W ŚWIETLE II MIĘDZYNARODOWEGO KONGRESU MOSTÓW I KONSTRUKCYJ INŻYNIERSKICH W BERLINIE

Wraz z całokształtem konstrukcji stalowych ulegają i stalowe mosty ewolucji i postępowi, odpowiednio do techniki tak teoretycznej, jak i konstrukcyjnej. Nowe poglądy, nowe metody pracy znajdują oddźwięk i zastosowanie; poglądy inne starzeją się i odchodzą. Czasem wynika to z chwilowej zmiany poglądów, użyjmy słowa „mody”, częściej—i to z reguły—jest to konsekwencją logiczną rozwoju techniki, który dąży do ustrojów coraz to doskonalszych. To dążenie do lepszego polega na dążeniu do konstrukcji lepszej, więc silniejszej, tańszej i piękniejszej.

W dziedzinie konstrukcji inżynierskich dążenie to widzimy od ich zaczątków. Jeżeli np. porównamy pierwsze mosty żelazne z mostami dzisiejszymi, to zauważymy różnice właśnie w tych kierunkach.

Mosty dzisiejsze są silniejsze, wytrzymalsze od pierwszych mostów żelaznych. Pochodzi to nie tylko stąd, że dzisiejsze stale stosowane w ich budowie posiadają własności wytrzymałościowe i sprężystościowe bez porównania wyższe od pierwszych mostów żelaznych—i nie tylko stąd, że obciążenia dzisiaj przychodzące wymagają konstrukcyj silniejszych. Pochodzi to także stąd, że i statyka budowli od tego czasu zrobiła gigantyczny krok naprzód, i że również ogromnie posunęło się doświadczalne zbadanie materiałów konstrukcyjnych, że wreszcie metody wykonania konstrukcji stalowych posuwają się stale na przód. Ten postęp teorii, doświadczeń i metod pracy spowodował zarazem, że mosty dzisiejsze są stosunkowo znacznie tańsze: możemy je bowiem obliczyć dokładniej, lepiej

rozmieścić materiał, a udoskonalone metody pracy i systemy mostów pozwalają na zmniejszenie ilości materiału, tym samym zaś na odpowiednią ekonomię. Wreszcie staramy się dzisiaj przy projektowaniu mostów uwzględnić nie tylko moment wytrzymałości i ekonomii, ale i moment estetyki. Szarmonizowanie mostu z otoczeniem, estetyczne uwydatnienie działających sił i kształtów konstrukcji, podkreślenie w kształcie mostu jego głównego zadania, uwydatnienie siły i piękna celowej i odpowiednio ukształtowanej budowli inżynierskiej, — to podstawa estetyki mostów, to zasada, na której budując można uzyskać most prawdziwie piękny.

Wszystkie te sprawy były poruszane na Kongresie Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich w Berlinie w r. 1936 — oczywiście w rozmaity sposób.

Momentowi ostatniemu: estetyce mostów, poświęcono na tym kongresie stosunkowo mało miejsca. Sprawa ta bowiem była szeroko omawiana na kongresach poprzednich, zwłaszcza na kongresie organizacyjnym w Wiedniu 1928 r. i na I Kongresie w Paryżu w r. 1932. Jednakowoż i w toku dyskusji i w rezolucjach poświęcono tej sprawie w Berlinie uwagę, co prawda prawie wyłącznie pod kątem konstrukcyj spawanych. Jednogłośnie i na wszystkich odpowiednich posiedzeniach przejawione zdanie wypowiadało się w tym sensie, że stalowe konstrukcje spawane przedstawiają znacznie większe walory estetyczne od nitowanych. Jeżeli bowiem chodzi o podkreślenie siły, jednolitości i monolityczności, wreszcie dostosowanie konstrukcji do kształtu i linii, pożądaných ze stanowiska statyki i estetyki, to spawanie przedstawia tu także możliwości, jakich konstrukcja nitowana dać nie może. Przy zespojeniu elementów konstrukcji uzyskuje się jeden kształt, jedną jednolitą belkę, staje się ona monolitem, gdy konstrukcja nitowana zawsze składa się z poszczególnych prętów łączonych nitami, niejako gwoździami. Odpowiedni punkt rezolucji kongresu Berlińskiego mówi wyraźnie:

„Formy konstrukcyjne uzyskane przy pomocy połączeń spawanych mają charakter jednolity i elegancki, który sprawia, że wygląd ich jest ładniejszy”.

„Stalowe konstrukcje spawane pozwalają wogóle na doskonałe dostosowanie się do wymagań estetyki i nadają często budowli charakter monolityczny”.

Należy tu zaznaczyć, że w Niemczech lansuje się przechodzenie na konstrukcje blachownicowe dla coraz większych rozpiętości, m. in. również pod kątem estetyki, o czym niżej.

Sprawa estetyki mostów to jednak tylko strona ich zewnętrzna. Zazwyczaj czynnikiem decydującym jest ich wytrzymałość i ekonomia. Wytrzymałość ich polega na racjonalnie przyjętym układzie statycznym, odpowiednim dostosowaniem naprężeń dopuszczalnych do obciążeń, wreszcie na odpowiednim sposobie łączenia poszczególnych elementów w dźwigary. Nie wspominam oczywiście o czynnikach drugorzędnych.

Nie było na Kongresie żadnych rewelacji w kierunku wynajdywania nowych mostowych ustrojów konstrukcyjnych. Zwrócono uwagę tylko na niektóre, stosowane rzadko, albo stosowane od niedawna. Należą tu w pierwszym rzędzie belki bezprzekątniowe (Vierendeel'a), które propagują zwłaszcza Belgijczycy. Za ich przykładem mosty te jednak znajdują zwołna zastosowanie w coraz to nowych państwach. Mosty te wprowadzono na kilka lat przed Wielką Wojną¹⁾ nie znalazły jednak większego zastosowania w konstrukcji nitowanej; natomiast spawanie pozwoliło na ich pewne rozpowszechnienie, ułatwiło bowiem wykonanie węzłów kłopotliwych w wykonaniu nitowanym. Belgijczycy twierdzą, że mosty bezprzekątniowe są racjonalniejsze, tańsze i łatwiejsze od mostów o kracie trójkątnej. Czy i do jakiego stopnia słusznie, pokaże czas. Narazie danych na to jest zbyt mało.

Równoległe do rozwoju belek bezprzekątniowych w Belgii zaznaczył się w Niemczech kierunek propagujący blachownice, a więc dźwigary o ściance pełnej. Uzasadniają je względami estetycznymi, częściowo strategicznymi, oraz wykonawczymi. Blachownice widziane z bliska nie są bynajmniej piękne, natomiast widziane z oddali robią wrażenie mocy i znaczą się wybitnie na tle otoczenia, a poziomy ich kierunek odzwierciadla bieg drogi. Z drugiej strony Niemcy są zdania, że spawanie, na które z powodów, o których niżej, przechodzą coraz bardziej, odpowiednie jest dla mostów blaszanych, niż dla kratowych, które zostały dotychczas mniej zbadane. I jeden i drugi pogląd są jeszcze dziś względne. Niemniej Niemcy, zasypujące swoją literaturą

¹⁾ Por. aut. Mosty żelazne o belce bezprzekątniowej. Czasopismo Techniczne 1913.

techniczną cały świat, a w każdym razie całą Europę, zdołali ją pod tymi względami w znacznym stopniu zasuggestować, a mosty blaszane zaczyna się dzisiaj stosować do stumetrowych rozpiętości.

Na jeden jeszcze typ ustrojowy mostów zwrócił uwagę kongres, mianowicie na mosty stalowe ze współdziałającym pomostem żelbetowym. I tutaj w Polsce rzucona została myśl pierwsza, niestety, na skutek niezrozumienia ówczesnego naczelnika Wydziału Budowy Mostów w byłym Ministerstwie Robót Publicznych nie wprowadzona w życie. Jeszcze w roku 1930 wykonałem projekt mostu na rzece w Równem, gdzie zaproponowałem taki właśnie ustrój. Ministerstwo bało się jednak tych nowinek, podobnie jak w tym czasie zaczęło się obawiać spawania, mimo, że w roku 1928/9 samo wybudowało most na Słudwi pod Łowiczem — i projekt ten mostu w Równem pozostał niewykonany. Dopiero w pięć lat po tym myśl ta została zastosowana przy budowie mostu pod Spałą, wykonanego w roku bieżącym. Ostatnio zaś wprowadzono tę zasadę przy opracowaniu typów stalowych mostów blaszanych drogowych dla rozpiętości 5 — 16 m wykonanych przez Radę Stalową. Rezolucja kongresu mówi o mostach tego typu:

„Współdziałanie sztywnej konstrukcji stalowej z betonem zostało uwzględnione i zbadane w konstrukcjach mostowych i budowlanych. Praktyczne doświadczenia z wykonanymi budowlami uzasadniły ten sposób obliczenia, a budowle mostowe dadzą się niejednokrotnie wykonać ekonomicznie przy uwzględnieniu współdziałania między dźwigarami stalowymi a żelbetową płytą pomostów”.

Jest bardzo wskazane, aby inżynierowie mostowi polscy tę rezolucję przeczytali, aby przeczytali ją uważnie, a następnie nie wysuwali wątpliwej wartości argumentów przeciw ich stosowaniu. Jest też wskazane, aby i tu przejawiała się w Polsce większa wiara i większe zaufanie do projektów polskich. Nie sztuka brać pomysły z zagranicy i stosować je u nas w kilka lat po tym. Inżynierowie polscy jednak tylko wtedy stać będą w pierwszym rzędzie inżynierów świata, jeżeli będą myśleć i tworzyć, a nie tylko naśladować i iść za innymi.

Największą może część obrad kongresu w sprawach mostowych poświęcono spawaniu. Poświęcono mu cały dzień

obrad w całości, a przejawilo się ono we wszystkich posiedzeniach, poświęconych konstrukcjom stalowym. Wynika to choćby z uwag omówionych wyżej. Spawanie bowiem staje się w bardzo szybkim tempie metodą, która ogarnia cały zakres budownictwa *żelaznego*, zastępując tak nitowanie w konstrukcjach *stalowych*, jakoteż odlewy *żeliwne*. Oczywiście dotyczy to i mostów.

Jeżeli jeszcze na Kongresie Paryskim w r. 1932 wysuwano tam wiele wątpliwości i domagano się badań i doświadczeń, to dziś badania te i doświadczenia mamy. Nie wspominam o tym, że spawanie pozwala na konstrukcje znacznie lżejsze i tym samym w miarę odpowiedniego wyposażenia warsztatów tańsze (u nas 5 — 15%), ale i pod względem zachowania się spoin pod wpływem obciążeń dynamicznych, tak dotychczas nieraz kwestionowanego, mówią jednomyślnie uchwały kongresu:

„Wytrzymałość na zmęczenie spoin stykowych przy odpowiednim wykonaniu jest co najmniej równa wytrzymałości na zmęczenie połączeń nitowanych”.

Rezolucja zaznacza w dalszym ciągu, że wytrzymałość na zmęczenie spoin innych, jest mniejsza, niż stykowych, jednakowoż ogólna tendencja idzie właśnie w kierunku stosowania spoin stykowych, jako dominującego typu połączeń spawanych.

Nie można zapomnieć wreszcie o tym, że spawanie konstrukcyj stalowych, to nietylko kwestia ekonomii i postępu techniki. Bo jeżeli warsztaty niemieckie, jak się okazało na kongresie i przy zwiedzaniu ich podczas kongresu przechodzą w bardzo szybkim tempie na spawanie pod egidą i za silnym poparciem Rządu, to jednym z głównych momentów jest również i wzgląd na obronę państwa. Jeżeli kwestia przyzwyczajenia może odgrywać pewną rolę w ustosunkowaniu się do starego czy nowego systemu konstrukcji, to pod kątem obrony państwa musi się wysuwać na pierwszy plan system najkorzystniejszy. Tu nie może być porównania między nitowaniem a spawaniem. Przy odbudowie mostów, szybkiej budowie wszelkich konstrukcyj stalowych, hangarów, garaży, schronów, przy zastępowaniu kłopotliwych w wykonaniu i nie bardzo wytrzymałych odlewów żeliwnych spawanie jest poza

wszelką możliwością konkurencji. Nie potrzeba tu dopasowywać prętów na milimetry, czy centymetry, nie potrzeba wiercić dokładnie otworów na nity i martwić się, czy naprędce odmierzone długości się zgadzają; nie potrzeba formować odlewów w formach. Postęp robót jest prosty, łatwy i szybki, a konstrukcja mocna w tym stopniu, w jakim się pragnie ją mieć. Zresztą pod tym samym kątem i w stopniu jeszcze szybszym przechodzi na spawanie Rosja Sowiecka, której nowe warsztaty konstrukcyjne wogóle nie znają nitów i nitarek. Nie sądzę, by nam pomiędzy Niemcami i Rosją wolno było o tym nie pamiętać.

STANISŁAW KOZIERSKI

Inżynier Komunikacji

II-GI MIĘDZYNARODOWY KONGRES MOSTÓW
I KONSTRUKCYJ INŻYNIERSKICH (1/X — 11/X. 1936 R.
W BERLINIE I W MONACHIUM)

(Sprawozdanie ogólne z przebiegu kongresu)

II-gi Międzynarodowy Kongres Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich odbył się w październiku 1936 r. w *Berlinie* i w *Monachium* ściśle według ustalonego z góry i starannie opracowanego programu. Kongres ten zorganizował niemiecki komitet, powołany w tym celu przez Rząd Rzeszy Niemieckiej, z Dr. Inż. *F. Todt'em*, naczelnym inspektorem do spraw drogowych Rzeszy Niemieckiej, jako przewodniczącym, w ścisłym porozumieniu i przy współpracy Międzynarodowego Zrzeszenia Budowy Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich, którego stałą siedzibą jest *Zurych*.

Poprzedni — I-szy Międzynarodowy Kongres Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich — odbył się w roku 1932 w *Paryżu*. Co prawda już dużo wcześniej, bo w r. 1926, obradował właściwy pierwszy wogóle Kongres Mostów w *Zurychu*, zwołany z inicjatywy profesora Dr. Inż. *Rohn'a* w *Zurychu*, oraz w roku 1928 w *Wiedniu* właściwy drugi z kolei Kongres Międzynarodowy Mostów, przy udziale około 600 delegatów z różnych państw, a w tym i z *Polski*; dopiero jednak w roku 1929 ukonstytuował się formalnie stały Międzynarodowy Komi-

tet Kongresów Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich z siedzibą w Zurychu.

Skład obecny Międzynarodowego Komitetu Kongresów Mostów, któremu zawdzięczamy inicjatywę Kongresu Berlińskiego i techniczną przygotowawczą pracę organizacyjną, która dała tak pozytywne wyniki, bo zdołała w okresie obecnego największego światowego kryzysu zainteresować z górą 1.000 fachowców do opracowania i zgłoszenia na kongres aż 90 referatów, prawie wyczerpujących zobrazowanie stanu obecnego i najnowszych postępów na całym świecie w zakresie mostów i budowli inżynierskich, oraz do przyjazdu do Berlina w celu wzajemnej wymiany wyników swych badań teoretycznych i zdobyczy fachowego doświadczenia, jest następujący:

Prezes: Profesor Dr. Inż. A. Rohn, przewodniczący Państwowej Rady Oświaty Publicznej w Szwajcarii — w Zurychu.

Vice-prezysi: Sir T. H. Beare — Profesor Uniwersytetu w Edynburgu.

Dr. Inż. M. Klönne — z Dortmundu.

Inż. G. Pigeaud — Inspektor Dróg i Mostów w Paryżu.

Dr. Inż. G. Caffarelli — Poseł do Parlamentu Italii oraz Sekretarz Faszystowskiego Syndykatu Inżynierów w Rzymie.

Generalni sekretarze — Prof. Dr. L. Karner — z Politechniki w Zurychu.

Prof. Dr. M. Ritter — z Politechn. w Zurychu.

Doradcy techniczni — Radca Dr inż. F. Bleich — z Wiednia.

Inż. F. Campus — Profesor Uniwersytetu w Leodium.

Inż. L. Cambournac — Naczelny Inżynier Kolei „Chemins de Fer du Nord” z Paryża.

Dr. W. Petry — Prezes Niemieckiego Związku „Deutscher Beton-Verein” z Obercassel.

Sekretarz Inżynier-doradca P. E. Soutter — Generalny Sekretarz Związku „Schweiz. Ingenieur und Architekten-Verein” z Zurychu.

W składzie Międzynarodowego Komitetu Kongresów Mostowych, jak widzimy z podanych wyżej nazwisk, nie mamy

nikogo z Polski, chociaż niewątpliwie mamy w Polsce inżynierów, którzy ze względu na swoje zasługi w dziale budowy mostów, nie tylko w Polsce lecz i za granicą, a specjalnie w zakresie stalowych mostów spawanych, oraz w ustalaniu i redagowaniu pierwszych na świecie przepisów projektowania i wykonywania mostów spawanych, mogliby z pożytkiem dla nowoczesnej techniki mostów zająć poczesne miejsce wśród grona wybitnych fachowców mostowych wyżej wymienionych.

Autor niniejszego sprawozdania miał możność podczas kongresu, przy kontakcie osobistym z p. sekretarzem inż. *Sutter*, zaznaczyć i podkreślić zasługi Polski w technice mostów spawanych, i spodziewać się należy, że niewątpliwie w najbliższej przyszłości i Polska będzie miała swego oficjalnego przedstawiciela w Międzynarodowym Stałym Komitecie Kongresów Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich.

Według zamierzeń pierwotnych II-gi Międzynarodowy Kongres Mostów i Konstrukcyj Inżynierskich miał się odbyć w roku 1936 w *Rzymie*. Wobec tego jednak, że Italia w końcu roku 1935 zrzekła się organizacji kongresu, wyznaczonego na rok 1936, skorzystano z propozycji Rządu Rzeszy Niemieckiej zwołania kongresu do *Berlina*. Po przyjęciu przez Stały Komitet Międzynarodowy Kongresów Mostowych tej propozycji Rząd Rzeszy Niemieckiej zwrócił się z oficjalnymi zaproszeniami do całego szeregu państw, ustalając termin zwołania kongresu na 1 października 1936 r. Zorganizowanie kongresu w *Berlinie* Rząd Rzeszy powierzył Dr. Inż. *F. Todtowi*, Naczelnemu Inspektorowi do Spraw Drogowych Rzeszy Niemieckiej.

Do Komitetu Honorowego Kongresu, zwołanego do *Berlina*, należał cały szereg przedstawicieli Rządu Rzeszy Niemieckiej, a pomiędzy innymi: Minister Rzeszy *Hess*, Zastępca Kanclerza Rzeszy, Minister Spraw Zagranicznych von *Neurath*, Minister Poczty oraz Komunikacji von *Eltz-Rübenbach*, który podczas uroczystego otwarcia kongresu w dniu 1 października powitał w imieniu Rządu Rzeszy Niemieckiej członków kongresu; oprócz tego kongres odbył się pod patronatem Związków Hut i Wytwórni Konstrukcyj Stalowych w Niemczech, Związku Fabryk Cementu itd.

Niemiecki Komitet Wykonawczy Kongresu stanowili:

Prezes — Dr Inż. *F. Todt*,

Generalny sekretarz — Dr inż. *Klönne*,

Sekretarze: Radca Ministerialny *Schütte* — z Berlina.

Dr Inż. *W. Petry* — z ramienia Związku „*Deutscher Beton Verein*”,

Dr Inż. *Klöppel* — z ramienia Związku „*Deutscher Stahlbau - Verband*”,

oraz, oprócz tego, dwóch inżynierów, oddelegowanych w tym celu przez inż. *F. Todt'a* z Inspektoratu do Spraw Drogowych, jak również ośmiu przedstawicieli Ministerstwa Komunikacji, Zarządu Państwowych Kolei Niemieckich, delegatów Politechnik Berlińskiej i Drezdeńskiej; do grona członków Komitetu wykonawczego należeli, pomiędzy innymi, też i znany specjalista fachowiec z zakresu stalowych konstrukcyj spawanych Dr inż. *Schaper* oraz Dyrektor Dr inż. *Kommerell*, autor najnowszych niemieckich przepisów projektowania i wykonywania stalowych konstrukcyj spawanych i stalowych mostów spawanych.

Według specjalnej listy, wydanej przed zamknięciem Kongresu, zgłosiło swój udział w Kongresie 1,329 osób, a w tym 237 pań, z których tylko dwie: Polka i Austriaczka — w roli inżynierów mostowych.

Na liście członków Kongresu figurowali przedstawiciele 40 państw, a mianowicie:

I) *Z Europy*: 1) Albania, 2) Austria, 3) Belgia, 4) Bułgaria, 5) Czecho-słowacja, 6) Dania, 7) Estonia, 8) Finlandia, 9) Francja, 10) Gdańsk, 11) Grecja, 12) Hiszpania, 13) Holandia, 14) Italia, 15) Jugosławia, 16) Litwa, 17) Luksemburg, 18) Łotwa, 19) Niemcy, 20) Norwegia, 21) Polska, 22) Rumunia, 23) Szwajcaria, 24) Szwecja, 25) Turcja, 26) Węgry, 27) Wielka Brytania.

II) *Z Azji*: 28) Chiny, 29) Indie Brytyjskie, 30) Indie Holenderskie, 31) Japonia.

III) *Z Afryki*: 32) Afryka Południowa, 33) Egipt.

IV) *Z Ameryki*: 34) Brazylia, 35) Kuba, 36) Meksyk, 37) Paragwaj, 38) Stany Zjednoczone A. P., 39) Urugwaj.

V) *Z Australii*: 40) Australia Wschodnia.

Z Polski figurowały na liście członków Kongresu 42 osoby, w tym 19 oficjalnych delegatów: czterech profesorów Politechniki Warszawskiej (Prof. Bryła, Huber, Paszkowski i Psze-

nicki), Delegaci Ministerstwa Komunikacji i Spraw Wewnętrznych oraz inżynierowie Warszawskiej Dyrekcji Kolejowej.

Program techniczny kongresu obejmował następujące kwestie techniczne, podzielone na osiem (8) grup:

Temat I: Plastyczność stali. Jej określenie. Metody uwzględniania plastyczności stali przy projektowaniu i obliczaniu konstrukcji, a specjalnie ustrojów statycznie niewyznaczalnych.

Temat II: Naprężenia oraz współczynniki bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych z punktu widzenia konstruktora.

Temat III: Praktyczne zagadnienia przy wykonywaniu stalowych konstrukcji spawanych:

1) Wpływ sił dynamicznych oraz sił zmiennych na konstrukcje spawane.

2) Uwzględnianie wpływów termicznych przy projektowaniu i wykonywaniu konstrukcji spawanych.

3) Metody badania spoin.

4) Wyniki obserwacji praktycznych, uzyskanych przy wykonywaniu konstrukcji spawanych.

Temat IV: Nowoczesne tendencje przy projektowaniu i wykonywaniu mostów żelbetowych i w ogóle konstrukcji inżynierskich z żelbetu.

Temat V: Prace teoretyczne i laboratoryjno-badawcze, dotyczące szczegółów stalowych konstrukcji zarówno nitowanych, jak i spawanych.

Temat VI: Zastosowanie betonu i żelbetu przy wykonywaniu robót hydrotechnicznych.

Tematy VII i VIIa — Zastosowanie stali przy budowie mostów i w budowlach inżynierskich.

VIIb — Zastosowanie stali przy robotach hydrotechnicznych.

Temat VIII: Badania gruntów.

Przed kongresem wydano drukiem zgłoszone na kongres referaty, dotyczące podanych wyżej tematów. Ogółem zgłoszono 90 referatów, z których najwięcej, bo z górą 25, omawiało kwestie, związane z projektowaniem i wykonywaniem stalowych konstrukcji spawanych.

Najwięcej referatów zgłosili inżynierowie niemieccy, pod-

czas gdy Polacy opracowali trzy referaty: jeden z teorii plastyczności stali — Dr Inż. *Freudenthal*, oraz dwa referaty z zakresu konstrukcyj spawanych — Profesor Politechniki Warszawskiej Dr inż. *Bryła*.

Tytuły polskich referatów były następujące:

- 1) Ogólna teoria plastyczności. Pola linii odkształceń — Dr inż. *A. Freudenthal*.
- 2) Projektowanie i wykonywanie konstrukcyj spawanych — Dr inż. *S. Bryła*.
- 3) Zdobycze doświadczenia przy wykonywaniu konstrukcyj spawanych w Polsce — Dr inż. *S. Bryła*.

Wszystkie referaty zostały ogłoszone drukiem w trzech językach kongresowych: angielskim, francuskim i niemieckim. Komplet referatów w każdym z tych języków złożył się na obszerny tom, bogato ilustrowany i bardzo starannie wydany, obejmujący około 1,600 stron druku. Referaty były rozesłane przed kongresem lub też były doręczane członkom kongresu, którzy zapisali się na kongres po ustalonym terminie 15 września 1936 r., podczas kongresu. Każdy z uczestników kongresu wybierał sobie komplet referatów, zredagowany w jednym z wymienionych wyżej języków.

Przy tej okazji należy zaznaczyć, że niektórzy z członków Kongresu życzyli sobie otrzymać referaty, zredagowane w tym języku, w jakim zostały one nadesłane przez autorów. Niestety jednak było niemożliwe zadośćuczynić temu, zdaje się zresztą słusznemu, żądaniu członków kongresu, gdyż wszystkie trzy komplety referatów były w solidnej oprawie, uniemożliwiającej przegrupowanie wydrukowanych kompletów. Wydanie referatów w postaci oprawnego tomu przyczyniło również dużo kłopotów członkom kongresu przy powrotnym przekraczaniu granic państw, których władze celne żądały opłacenia wysokiego cła, przewidzianego w taryfach celnych na książki oprawne, sprowadzane z zagranicy.

W myśl regulaminu kongresu referaty, zgłoszone na kongres, nie były odczytywane ani nawet nie były streszczane w krótkości przez autorów. Wyznaczono specjalnych generalnych referentów do każdego z poszczególnych tematów kongresu i referenci ci w krótkich i zwięzłych przemówieniach charakteryzowali ogólne tendencje autorów referatów, zaliczo-

nych do danej grupy tematów, i otwierali ogólną dyskusję. w której brali udział liczni fachowcy różnych państw, a w tym w dużej mierze inżynierowie Polacy.

Do najciekawszych technicznie i najbardziej ożywionych zaliczyć należy dyskusję, w której uczestniczyli Polacy, a więc kilkakrotnie profesor *Bryła*, następnie profesor *Huber*, inżynier *Chmielowiec* z Politechniki we Lwowie, dyrektor inż. *Toruń* z Warszawy, inż. *Pogany* z Krakowa, inż. *Freudenthal* i inni.

Głównym tematem tych dyskusyj była teoria plastyczności stali oraz wymiana poglądów i wyników badań teoretycznych i laboratoryjno-badawczych oraz spostrzeżeń z praktyki wykonywania stalowych konstrukcyj spawanych w mostach i w szkieletach stalowych budynków spawanych, które są w dziale konstrukcyj inżynierskich stosowane może najwięcej w Polsce (specjalnie w szkieletach większych budynków i gmachów użyteczności publicznej), a w Niemczech zarówno w szkieletach budynków i gmachów publicznych, jak i przy bardzo licznych mostach drogowych i kolejowych. Przy tej sposobności zaznaczyć należy, że w roku 1928/9 Polska przodowała bezwzględnie w propagowaniu mostów spawanych; wykonano wtedy z inicjatywy prof. *Bryły* i przy przychylnym poparciu ówczesnego Ministra Robót Publicznych inż. *Moraczewskiego* pierwszy w Europie drogowy most spawany (kratowy) na rzece Słudwi pod Łowiczem i zredagowano pierwsze przepisy projektowania i wykonywania stalowych mostów spawanych, ogłoszone w swoim czasie w najbardziej poczytnym i rozpowszechnionym na całym świecie francuskim technicznym piśmie „*Le Genie Civil*”, wydawanym w Paryżu.

Obecnie skonstatować należy, że w zastosowaniu stalowych konstrukcyj spawanych dla mostów, zarówno drogowych, jak i kolejowych, najbardziej przodują Niemcy, czego przykładem może być otwarty w dniu 5 października 1936 r. podczas kongresu, nawet w obecności specjalnie zaproszonych przez Rząd Rzeszy Niemieckiej członków kongresu, most kolejowy, całkowicie spawany zarówno w warsztacie konstrukcyjnym, jak i na montażu na miejscu robót na szlaku linii kolejowej pomiędzy *Stralsundem* a wyspą *Rugia*; przeszła tego mostu mają następujące rozpiętości: 52 m + 29 m + 52 m i zastosowano tutaj dźwigary główne w postaci wysokich blachownic.

Zauważyć należy, że i prace badawczo-laboratoryjne stoja obecnie w zakresie stalowych konstrukcyj spawanych najwyzej w Niemczech, gdzie, dzięki znacznym subwencjom i poparciu Rządu, istnieją jak np. specjalnie w Dahlem pod Berlinem bogato wyposażone pracownie, specjalizujące się w badaniu konstrukcyj spawanych; istnieje również analogiczna miejska pracownia badawcza w Dreźnie, wyposażona w nowoczesną aparaturę *Roentgen'a* do badania wykonanych spoin. Niezależnie od tego *Siemens-Schukert Werke* w Berlinie prowadzą w *Siemenstadt* również bardzo aktualne prace badawcze z zakresu spawania. Naczelnym inżynierem konstrukcyj spawanych i laboratorium badawczego w *Siemens-Schukert Werke* w Berlinie jest znany specjalista-fachowiec spawania inż. *Karl Meller*, który brał udział w kongresie i nawet w wyjątkowo uprzejmy sposób ułatwił podczas kongresu pewnej grupie Polaków — uczestników kongresu — zwiedzenie instalacyj spawalniczych firmy *Siemens-Schukert*. Tu podkreślić należy, że najbardziej aktualna, ogłoszona drukiem w Lipsku w roku 1935, książka z zakresu elektrycznego spawania pod tytułem: „*Taschenbuch für die Lichtbogenschweissung*” została również zredagowana przez inż. *Meller'a*. W książce tej znajdujemy bardzo pochlebną dla Polaków wzmiankę, że w roku 1885 została opatentowana w Niemczech przez wynalazców *von Bernardos'a* oraz Polaka Stanisława *Olszewskiego* metoda spawania z zastosowaniem łuku elektrycznego, tzw. w Niemczech metodą *Bernardos'a*.

Podczas omawiania referatów, oraz w trakcie dyskusji ustalono, że i na Węgrzech, we Francji, w Italii, w Belgii oraz w całym szeregu państw innych, jak w Holandii, Jugosławii, Norwegii, Finlandii, Rumunii, Szwajcarii, Danii, Szwecii i Austrii, a nawet w Egipcie, stalowe konstrukcje spawane są stosowane coraz częściej zarówno przy wykonywaniu mostów stalowych, jak i szkieletów wielkich budynków i gmachów publicznych.

Na specjalne zaznaczenie zasługuje wzmianka w referacie radcy budowlanego z Budapesztu — Dr. inż. *Algyay-Huberl'a*, że zastosowanie spawania przy wykonywaniu stalowych kesonów mostu „*Horthy-Miklos'a*” dało oszczędność 25% na wadze, w porównaniu z kesonem stalowym nitowanym. Referat ten podaje rysunki i fotografie tego, o ile wiadomo, pierwszego na

świecie wykonanego spawanego kesonu stalowego; ciężar stali na jeden metr kwadratowy rzutu kesonu wyniósł w tym wypadku zaledwie 180 kgr. Oszczędność w cenie kesonu spawanego wypadła 10 — 12% w odniesieniu do wagi kesonu nitowanego.

Referat Inż. *Algyay-Hubert'a* ustala również, że w projekcie mostu drogowego z dźwigarami kratowymi o rozpiętości 35 m i przy szerokości 6 m ciężar własny alternatywy spawanej wyniósł 57 ton w porównaniu z 66 tonami analogicznego mostu nitowanego. Pewien typ dźwigarów kratowych, systemu *Langer'a*, dał na Węgrzech jeszcze większą oszczędność na wadze, gdyż wobec ciężaru alternatywy nitowanej — 60 ton — ciężar alternatywy spawanej wypadł 45,5 ton.

We Francji spawanie w mostach stalowych jest stosowane przeważnie przy wzmacnianiu dźwigarów nitowanych dawnej konstrukcji.

W Italii z najnowszych konstrukcyj stalowych spawanych zasługuje na specjalne zaznaczenie spawany całkowicie szkielet nowego Dworca Centralnego we Florencji, gdzie zastosowano opisane szczegółowo w referacie Dr. inż. *A. Fava* — Naczelnego inspektora Kolei Państwowych w Italii — dźwigary całkowicie spawane w postaci blachownic o rozpiętości około 30 metrów, o wysokości maksymalnej 1,84 m i o osi w postaci linii łamanej.

W Belgii stosowane jest spawanie dla mostów przeważnie systemu *Vierendeel'a*, dla znacznych nawet rozpiętości, bo dochodzących dla mostów drogowych stalowych do 90 m (most nad kanałem *Alberta* w *Harcourt*, wykonany w r. 1936).

W stalowych szkieletach budynków są stosowane w Belgii bardzo często kompletnie spawane ramownice.

W Jugosławii stosowane jest spawanie przy wykonywaniu drogowych mostów kratowych, nawet i przy większych rozpiętościach.

Ogółem w przeciągu sześciu dni trwania obrad kongresu w Berlinie, a mianowicie: 1, 2, 3, 5, 6 i 7 października, odbyło się 9 posiedzeń technicznych, na których dyskutowano tematy i zagadnienia, poruszone w 90 referatach kongresowych oraz wygłaszano odczyty i demonstrowano przezrocza i filmy z najciekawszych robót mostowych i budowlanych z różnych państw.

Na każdym z tych dziewięciu posiedzeń przewodniczyli specjalnie zaproszeni delegaci różnych państw, a pomiędzy innymi i Polacy: na 2-gim z kolei posiedzeniu, podczas obrad nad tematem II kwestii naprężeń oraz współczynników bezpieczeństwa konstrukcyj żelbetowych—przewodniczył prof. *Huber*, na posiedzeniu zaś 4-ym z kolei, podczas obrad nad tematem III praktyczne zagadnienia przy wykonywaniu stalowych konstrukcyj spawanych—vice przewodniczącym był dyr. *Toruń*.

Przewodniczącymi pozostałych 8 posiedzeń technicznych byli kolejno:

1-go posiedzenia inż. *E. S. Andrews* — Prezes Stowarzyszenia „Institution of Structural Engineers” — z Londynu;

3-go posiedzenia technicznego—na którym wygłaszano odczyty i demonstrowano przezrocza i filmy z robót przy budowie mostów i konstrukcyj inżynierskich, zarówno stalowych, jak i żelbetowych, był Austriak — inż. *Zelisko* — Radca Ministerialny Ministerstwa Handlu i Komunikacji z Wiednia;

4-go posiedzenia technicznego — omawiającego temat III zagadnienia z zakresu spawania konstrukcyj stalowych — był Francuz inż. *Suquet* — Dyrektor Szkoły „L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées” — z Paryża;

5-go posiedzenia technicznego — na którym dyskutowano temat IV—nowoczesne tendencje w obliczaniu i konstruowaniu mostów i budowli inżynierskich z żelbetu, był Duńczyk — inż. *A. Englund* — Profesor Politechniki w Kopenhadze;

6-go posiedzenia technicznego — podczas którego wygłoszono szereg odczytów z opisem wyjątkowo interesujących mostów i budowli inżynierskich w Niemczech, we Francji, w Belgii, w Austrii i w Italii — był Włoch, *A. Fava* — Naczelny Inżynier Kolei Państwowych w Rzymie;

7-go posiedzenia technicznego — poświęconego tematowi V i VII teorii i studiom badawczym z zakresu szczegółów spawanych i nitowanych konstrukcyj stalowych oraz zastosowaniu stali w budownictwie wodnym — był Niemiec, Dr Inż. *Gährs* — Dyrektor z Ministerstwa Komunikacji w Berlinie;

8-go posiedzenia technicznego, na którym omawiano temat VI zastosowanie betonu i żelbetu w budownictwie wodnym — był Belgijczyk, *P. de Heem* — Naczelny Dyrektor Dróg i Mostów w Brukseli;

9-go posiedzenia technicznego, przeznaczonego na omówienie tematu VIII, Badanie gruntów i fundamentów — był Amerykanin, *R. H. Sherlock* — Profesor Budownictwa Inżynierskiego z Uniwersytetu Stanu *Michigan w Ann Arbor*.

Widzimy więc, że Polacy znaleźli się wśród przedstawicieli 9-ciu państw (Anglia, Austria, Belgia, Dania, Francja, Italia, Niemcy, Polska i Stany Zjednoczone), wyróżnionych przez niemiecki Komitet organizacyjny, który decydował o wyborze przewodniczących poszczególnych posiedzeń technicznych kongresu.

Chociaż udział Polaków w opracowaniu referatów kongresowych i w dyskusjach nad referatami i wogóle nad tematami programu kongresu był bardzo aktywny (przemawiali profesorowie Warszawskiej Politechniki: Bryła i Huber, inż. Chmielowiec — docent Politechniki Lwowskiej, dr inż. W. Olszak z Cieszyna, dyr. Toruń i inni), jednak niewątpliwie Polska mogłaby zgłosić na kongres większą ilość referatów, gdyby w Polsce istniały także placówki techniczno-badawcze, jak instytuty spawania w Niemczech (w Berlinie przy Centralnym Laboratorium badania i materiałów budowlanych w Dahlem pod Berlinem i w Dreźnie z inicjatywy Zarządu miejskiego), instytuty, poświęcone badaniom fundamentów i gruntów, na wzór zainicjowanych przez prof. *K. Terzaghi* z Politechniki w Wiedniu, istniejących już od dłuższego czasu w Cambridge pod Bostonem w Stanach Zjednoczonych A. P. oraz przy Politechnice w Wiedniu¹⁾, instytut badawczy z zakresu budownictwa, jak t. zw. Biuro „*Securitas*” w Paryżu, jak słynne laboratorium badawcze „*Bureau of Standards*” w Waszyngtonie w Stanach Zjednoczonych i t. p.

Niewątpliwie również i otworzenie katedr i seminariów, poświęconych technice spawania na wzór katedry, którą objął w Politechnice w Charlottenburgu profesor dr inż. *Hubert* na semestr 1936/1937 oraz katedry spawania w Politechnice w Gdańsku, którą powierzono profesorowi *Behrens'owi*, mogłyby się przyczynić do stworzenia samodzielnych polskich pla-

¹⁾ Z zadowoleniem zaznaczyć należy, że z końcem 1936 r. powstała w Krakowie, przy Zakładzie Geologicznym U. Jag. „Stacja Doświadczalna dla badań gruntowych”. Jest to pierwsza placówka badawcza tego typu w Polsce.

cówek badawczych w zakresie nowoczesnej techniki spawania, której rozwój jest potrzebny Polsce zarówno ze względu na obronność państwa, jak i na możliwość konkurowania na rynkach zagranicznych w zakresie konstrukcyj stalowych spawanych; na kongresie udało się autorowi niniejszego uzyskać od przedstawicieli wytwórni konstrukcyj stalowych w Czechosłowacji informację, że np. będąca obecnie w budowie Kolej Trans-Perska (Trans-Irańska) sprowadza dla dworca kolejowego w Teheranie szkielec stalowy spawany oraz cały szereg stalowych konstrukcyj dla mostów z Czechosłowacji.

Na dobro mostowej techniki polskiej zapisać należy cztery aktualne referaty, które nie mogły być już umieszczone w komplecie 90 referatów kongresowych, lecz zostały podczas kongresu ogłoszone drukiem przez Międzynarodowy Związek Budowy Mostów o Konstrukcjach Inżynierskich w czwartym tomie wydawanych przez ten Związek prac techniczno-naukowych. Są to następujące bardzo aktualne dla inżynierów mostowych prace:

1) Dr inż. *A. Freudenthala* — Teoria łuków betonowych i żelbetonowych o wielkich rozpiętościach.

2) Inż. *E. Kuestera*—Mosty wiszące wieloprzęsłowe z kablami usztywniającymi.

3) Prof. dr inż. *A. Pszenickiego* i dr. inż. *F. Szelałgowskiego* — Badania nad wykonanymi połączeniami spawanymi. Przyczynek do kwestii wzmacniania mostów żelaznych z zastosowaniem spawania.

4) Prof. dr inż. *W. Wierzbickiego*—Zastosowania rachunku różnic skończonych w statyce budowlanej.

Z tematów technicznych, poruszanych na kongresie w prywatnych dyskusjach pomiędzy członkami kongresu, zasługuje na specjalne zaznaczenie stosowanie cementu glinowego przy robotach żelazo-betonowych.

W toku dyskusji na ten temat wyjaśniło się, iż w kilku już wypadkach, a specjalnie przy stosowaniu cementu glinowego dla kesonów żelazo-betonowych, o stosunkowo znacznym procencie uzbrojenia, skonstatowano komplikacje, spowodowane znacznym podwyższeniem temperatury betonu, a więc i prętów uzbrojenia, podczas twardnienia betonu. Wypadałoby z tej wymiany zdań na kongresie, że kwestia wystarczającej przyczep-

ności prętów uzbrojenia do betonu, w razie stosowania cementu glinowego do żelbetu, mogłaby nasuwać pewne wątpliwości.

Należałoby przed wyjaśnieniem szczegółowym tej sprawy powstrzymać się od stosowania np. na Wiśle kesonów żelbetowych z zastosowaniem cementu glinowego, co ma być zresztą faktem dokonany dla kesonów mostu na Wiśle w Płocku, gdzie kesony mają być ze stali. Wobec tego temat: „pryczepność na obwodzie prętów uzbrojenia w ustrojach żelbetowych, w których zastosowano cement glinowy” powinienby być przedmiotem referatu na następny kongres; niewątpliwie laboratoria badawcze w Polsce zajmą się tą aktualną i ciekawą teoretycznie kwestią, za przykładem politechniki w Zurychu, która, według zapewnienia prof. Ros'a, Dyrektora technicznego Laboratorium badania materiałów przy Politechnice w Zurychu, ma przeprowadzić odpowiednie próby. Kwestia ta mogłaby być nawet ciekawym tematem dla referatu polskiego na zapowiadany na kwiecień 1937 r. Kongres Badania Materiałów Budowlanych, który ma się odbyć w Londynie.

Techniczne posiedzenia Kongresu odbywały się w wielkiej sali audytorium fizycznego Politechniki w Berlinie (*Technische Hochschule - Charlottenburg*). Sala ta mogła pomieścić prawie 1000 (996) osób.

Na specjalne zaznaczenie zasługuje instalacja jednej z firm berlińskich, w postaci mikrofonu ze słuchawkami (ogółem było na sali 996 takich mikrofonów), dzięki czemu można było słuchać referatów i dyskusyj w dowolnym z trzech języków kongresowych: angielskim, francuskim i niemieckim. Tłumacze (niewidzialni na sali) tłumaczyli niezwłocznie przemówienia na jeden z dwóch języków (angielski i francuski, lub angielski i niemiecki, lub też niemiecki i francuski), w zależności od tego, w jakim języku przemawiał referent lub osoba, biorąca udział w dyskusji.

Sesja zamknięcia technicznych obrad kongresu odbyła się 7 października w wielkiej Sali Parlamentu Rzeszy Niemieckiej w gmachu *Krolloper* w Berlinie, i na sesji tej prezes „Międzynarodowego Zrzeszenia budowy mostów i konstrukcyj stalowych” — profesor dr. inż. *Rohn*, odczytał proponowane uchwały kongresu. Uchwały te zostały przedyskutowane przez obecnych na sesji zamknięcia i w ostatecznej formie zaaprobowane przez kongres.

Podajemy niżej najważniejsze z tych uchwał, dotyczące mostów i konstrukcyj stalowych, a specjalnie tematów III, V, VII a i VII b kongresu, wymienionych niżej.

Temat III. Praktyczne zagadnienia z zakresu stalowych konstrukcyj spawanych

1. Spawanie elektryczne poczyniło od czasu kongresu w Paryżu w r. 1932 znaczne postępy w wielu krajach i wykonano dużą ilość mostów kolejowych i drogowych z zastosowaniem spawania. W wielu państwach wydano specjalne, urzędowo obowiązujące przepisy, dotyczące stalowych konstrukcyj spawanych.

2. Zdobyte z doświadczenia praktycznego wyniki wykazały że zwykła stal budowlana, o małej zawartości węgla, w zupełności nadaje się do spawania; przy wysokowartościowych gatunkach stali również nie zachodzą, na zasadzie zdobytego dotychczas doświadczenia, żadne zastrzeżenia, o ile jednak dbać o to, by wysokowartościowa stal budowlana zawierała składniki, które nie wpływają na to, by przy spawaniu stała się ona kruchą i skłoną do tworzenia się rys.

3. Budowlane formy konstrukcyjne, które uzyskujemy dzięki stosowaniu spawania, umożliwiają nadanie projektowanym budowlom estetycznego wyglądu.

4. Konstrukcje spawane mogą naogół dać oszczędność na wadze około 15 — 20%, w porównaniu z obliczoną na te same obciążenia konstrukcją nitowaną.

Elementy konstrukcyj budowlanych takie jak: bardzo obciążone słupy, ramownice itp., mogą być skonstruowane bardziej celowo i racjonalnie przy zastosowaniu spawania.

5. Naogół należy stwierdzić, że spawanie wymaga dużej staranności przy wykonywaniu w warsztatach wytwórni, oraz stałej kontroli przy wykonywaniu na miejscu robót. Dobroć robót spawalniczych zależy zasadniczo od fachowego uzdolnienia spawacza; w tym celu niezbędnym jest długotrwałe szkolenie i kontrola personelu, wykonywującego spawanie. Wymaga to dużego doświadczenia, by zredukować do minimum naprężenia, wywołane przez skurcz. Specjalnie dotyczy to styków, wykonywanych przy montażu na miejscu robót.

6. Wyniki prób laboratoryjnych wykazały, że spoiny

stykowe są znacznie wytrzymalsze na zmęczenie od spoin pachwinowych; ustalono również laboratoryjnie i na zasadzie obserwacji z praktyki spawalniczej, że wytrzymałość na zmęczenie spoin stykowych, przy należyтым wykonaniu, jest conajmniej równoważnościowa ze zwykle stosowanymi w praktyce połączeniami nitowanymi. Jednakowo wysoką wytrzymałość na zmęczenie spawanych dźwigarów, o przekroju dwuteowym, uzyskać można, stosując różne odmiany połączeń spawanych pomiędzy środkiem a pasami poziomymi.

7) Wytrzymałość na zmęczenie spoin stykowych da się podnieść w znacznym stopniu przez wyżarzenie szlaki i przez powtórzenie spawania od wierzchołka spoiny oraz przez stopniowe równomierne przejście od spoiny do materiału macierzystego.

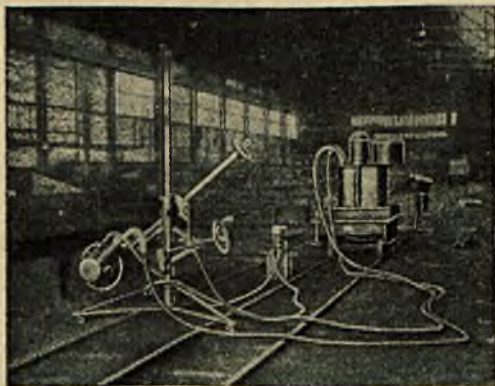
W pachwinowych spoinach i przy końcach spoin bocznych zmniejszona ich wytrzymałość na zmęczenie wymaga obniżenia naprężeń dopuszczalnych w materiale macierzystym. Przy budowlach, podlegających wpływom obciążeń dynamicznych, należy unikać spoin przerywanych i spoin szczelinowych. Przy spoinach pachwinowych należyte przetopienie spoiny jest bardzo ważne, wobec czego zalecać należy stosowanie przy wykonywaniu pierwszej warstwy spoin elektrod o średnicy od 3 do 4 mm. Stwarzając stopniowe przejście na powierzchni od materiału macierzystego do spoiny możemy znacznie powiększyć wytrzymałość na zmęczenie.

8. Spowodowane wpływami termicznymi, podczas spawania, naprężenia skurczowe są znaczne, o ile części konstrukcyjne budowli nie mogą brać udziału w skurczu. Jednak, przy wyłącznie statycznym działaniu obciążeń, są te naprężenia od wpływów termicznych prawdopodobnie bez znaczenia, wobec plastycznych własności materiału. Wykonane w dużej ilości doświadczenia na zmęczenie z blachownicami spawanymi wykazały, że wysokie naprężenia od skurczu nie są niebezpieczne nawet i w spoinach podłużnych. Jako środek zaradczy, by uniknąć lub zredukować do minimum naprężenia od skurczu, zalecić należy specjalnie stosowanie spoin o niewielkich wymiarach poprzecznych, umożliwienie częściom spawanym swobodnego ruchu podczas wykonywania spawania, by części te mogły przesuwać się przy występowaniu skurczu, oraz nieużywa-

nie do spawania elektrod o wysokiej pojemności cieplnej. Można oczywiście zredukować naprężenia od skurczu przez obranie odpowiednich kształtów konstrukcyjnych i specjalnie przez wykonywanie połączeń spawanych w pewnej celowo ustalonej kolejności.

9) Przy wykonywaniu blachownic spawanych należy stosować raczej profile o grubszych wymiarach przekrojów poprzecznych dla pasów, niż cienkie profile.

10. Należy zalecić, by wyjątkowo odpowiedzialne i ważne spoiny stykowe były badane za pomocą prześwietlenia z zastosowaniem promieni *Röntgena*. Spoiny podłużne badać należy w specjalnie obranych poszczególnych miejscach. Pożądanym jest, by grubsze spoiny stykowe były badane metodą



Rys. 1. Przenośna instalacja, stosowana w Niemczech przy prześwietlaniu spoin promieniami *Röntgena*.

(rys 1) prześwietlenia już po wykonaniu pierwszych warstw spoiny, gdyż rysy, spowodowane działaniem skurczu, występują już w pierwszych warstwach. Metoda magnetyczna przydaje się przy kontroli spoin podłużnych. Mechaniczne metody badania spoin (jak np. metoda *Schmuklera*) stosowane są w chwili obecnej coraz rzadziej.

Do tych uchwał dodać należy, że w warsztatach, wykonywujących dużo konstrukcyj spawanych, należy wprowadzać automaty do spawania, co jest już faktem dokonany w największych wytwórniach mostów, a pomiędzy innymi i w największej niemieckiej wytwórni mostów w *Gustavsburgu* obok

Moguncji (Mainz). Wytwórnę tę wytwarzającą rocznie około 50.000 ton mostów i konstrukcyj stalowych, miał możność zwiedzić autor niniejszego sprawozdania, dzięki wyjątkowej uprzejmości Dyrektora tej fabryki, należącej do Koncernu *Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg*, i członka kongresu inż. F. Eberharda.

Temat V. Teoria i prace laboratoryjno-badawcze, dotyczące szczegółów stalowych konstrukcyj spawanych i nitowanych.

Od czasu kongresu w Paryżu w roku 1932 przeprowadzono cały szereg badań teoretycznych i laboratoryjno-badawczych z zakresu szczegółów wykonania stalowych konstrukcyj spawanych i nitowanych. Pomiedzy innymi wyjaśniono sprawę konieczności poziomego usztywnienia środników wysokich blachownic; następnie ustalono przebieg pracy elementów konstrukcyjnych o osi łamanej jak np. uczynił to referent Włoch inż *Fava*, badając szczegółowo naprężenia i odkształcenia, za pomocą nowoczesnych przyrządów udoskonalonych, w dźwigarach w postaci blachownic o osi łamanej, które zastosowano przy wykonywaniu spawanego szkieletu stalowego nowego centralnego dworca kolejowego we Florencji.

Zajmowano się też szczegółowo wyznaczaniem naprężeń drugorzędnych i kwestią wytrzymałości na zmęczenie ustrojów konstrukcyjnych z połączeniami nitowanymi i spawanymi. Doświadczenia te pozwalają na lepsze orientowanie się, niż dotychczas, w stopniu dokładności obliczeń teoretycznych oraz na sprawdzenie stosowanych przy obliczeniach założeń teoretycznych; pozwala to na bardziej ekonomiczne i pewniejsze projektowanie mostów i budowli stalowych.

Temat VII a. Stosowanie stali w mostach i w ogóle w budownictwie

1. W ostatnich latach stosowanie stali w budowie mostów i w budowlach inżynierskich rozpowszechniło się coraz bardziej. Zwrócić należy uwagę na ujawniające się coraz wyraźniej tendencje w kierunku dbałości o estetykę mostów.

Cały szereg pięknych stalowych mostów, które wybudowano w ostatnich latach, dowodzi, że wymagania statyki, której metody zostały już opanowane w sposób wystarczający zu-

pełnie z punktu widzenia konstruktora, dają się całkowicie pogodzić z dążeniem do nadania mostom piękna estetycznego.

Za najbardziej estetyczny most w Niemczech powszechnie uważają most drogowy „*Mangfallbrücke*” na szlaku autostrady obok *Darching*. Sylwetkę tego mostu umieszczono na odznace kongresowej i wydano podczas kongresu specjalny znaczek pocztowy mostu.

2. Nowopowstałe formy budowlane wymagały rzecz oczywista ustalenia teorii obliczeń, któreby dawały możliwość ekonomicznego projektowania takich dźwigarów, jak np. ramownice, stosowane coraz częściej w budownictwie mostowym, itp.

3. W ostatnich latach stosowanie stali wzmożło się znacznie, dzięki coraz częstszemu projektowaniu konstrukcji stalowych spawanych. Obecna technika spawania konstrukcji stalowych pozwala na lepsze dostosowanie tych konstrukcji do wymagań estetyki i w wielu wypadkach umożliwia nadanie konstrukcjom stalowym wyglądu jednolitego zespołu, jakby z jednorodnego odlewu. Dalszy rozwój techniki spawania pozwoli jeszcze coraz częściej stosować stal przy budowie mostów i wykonaniu budowli inżynierskich.

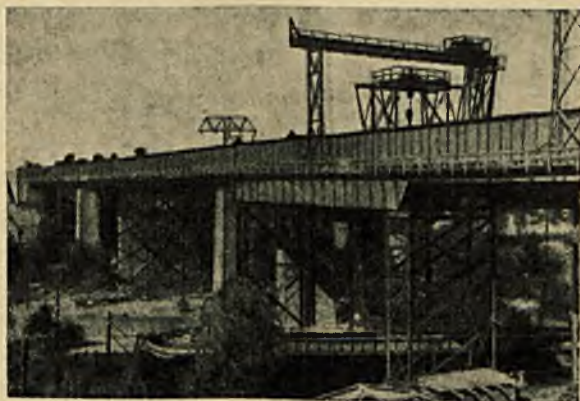
4. Zainteresować inżynierów i techników winno też specjalnie zastosowanie stali przy wykonywaniu dźwigarów płaszczynowych, które nadają się zarówno dla hal, jak i dla pomostów mostów stalowych, do czego w pierwszym rzędzie przyczyniło się stosowanie w tych wypadkach spawania. Spawanie pozwala nawet na skuteczną konkurencję mostów o nieznacznych rozpiętościach z mostami z żelazo-betonu.

Temat VII b. Zastosowanie stali w budownictwie wodnym.

W uchwałach, dotyczących tego tematu, zwrócono specjalną uwagę na metodę walki z korozją stali w tego typu budowlach i wskazano na możliwość uzyskania wodoszczelności stalowych konstrukcji spawanych, co może mieć znaczenie np. i w mostach — przy projektowaniu stalowych kesonów dla filarów i przyczółków mostów.

Reasumując wyniki kongresu w stosunku specjalnie do mostów stalowych można streścić je w trzech hasłach: *spawanie, estetyka i dążenie do stworzenia długotrwałego zatrudnienia dla bezrobotnych.*

Specjalnie w Niemczech, gdzie są obecnie mosty budowane masowo na całej sieci autostrad, która osiągnęła już w chwili obecnej długość przeszło 1.000 kilometrów i gdzie na jeden kilometr wypada przeciętnie po 1 moście, nie mówiąc o odcinkach w budowie, gdzie jest obecnie w wykonaniu w roku bieżącym więcej niż tysiąc mniejszych i większych mostów, są stosowane mosty przeważnie ze stali, gdyż fabryki cementu i przedsiębiorcy robót betonowych są intensywnie zaabsorbowani masową budową nawierzchni betonowych autostrad, udało się w Niemczech, dzięki głównie konkursom i alternatywom porównawczym, wykonać mosty bardzo ekonomicznie, estetycznie zaprojektowane i dające zatrudnienie hutom i przemysłowi metalowemu, dotkniętemu więcej, niż inne przemysły, kryzysem bezrobocia.



Rys. 2. Budowa mostu w Rüdersdorf - Kalkberge — pod Berlinem.

Zaznaczyć tu należy, że cały szereg mostów, jak np. most drogowy pod Berlinem na szlaku autostrady w *Rüdersdorf—Kalkberge*, został wykonany jako spawany nie tylko w wytwórni warsztatowej, lecz i na montażu. Załączona fotografia daje pojęcie o wykonywaniu montażu przęsła tego mostu, o długości 1000 m. Most ten rozpoczęty w grudniu 1935 r. ma być ukończony w grudniu 1936. Zawierać on ma 6400 ton stali ST. 37 i ST. 52. Dźwigary główne i szkielet pomostu są całkowicie spawane, zarówno w warsztatach, jak i na montażu na miejscu robót.

Huty niemieckie, w celu bardziej racjonalnego wykonania połączeń spawanych w blachownicach, których rozpiętości dochodzą nawet do 52 metrów, jak to zastosowano w dopiero co wykonanym i oddanym do użytku publicznego mostu kolejowego w dniu 5 listopada 1936 r. (o czym była mowa wyżej) walcują cały szereg profili specjalnych, jak dotąd jeszcze niewalcowanych w Polsce.

Podkreślić należy, że postępy techniki spawania wyeliminowały prawie zupełnie stosowanie w nowoczesnych mostach niemieckich takich typów mostów, jak łuki kratowe ze ścięgnem (typu zastosowanego np. na Wiśle na linii średnicowej w Warszawie), i wprowadziły przeważnie dźwigary w postaci dźwigarów z belkami wieloprzęsłowymi z zastosowaniem wysokich blachownic, lub też w postaci blachownic, o nawet bardzo znacznych rozpiętościach, dochodzących do 103 metrów, z górnym łukiem usztywniającym również w postaci blachownicy, jak np. w wiadukcie nad torami kolejowymi na szlaku autostrady w *Kaiserberg obok Duisburga*.

Po ukończeniu technicznych obrad kongresu w Berlinie odbył się cały szereg wycieczek do Drezna, z Drezna do Bayreuth, do Monachium i w okolice Monachium w celu zwiedzenia zarówno wykonanych, jak i będących w budowie, mostów na szlakach autostrad. Członkowie Kongresu, biorący udział w tych wycieczkach, mieli możliwość ocenić postępy techniki mostowej w Niemczech i podziwiać organizację i tempo wykonania tych mostów oraz entuzjazm inżynierów i personelu, zajętego przy wykonaniu tych robót. Tu zaznaczyć należy, że wyjątkowe szybkie tempo budowy zarówno autostrad, jak i wprost zawrotnej ilości mostów na szlakach autostrad w Niemczech, udało się uzyskać dzięki finansowaniu tych robót przez specjalny Bank „*Reichsautobahnen Bdarfs G. m. b. H.*”, który jest filią banku „*Deutsche Verkehrs — Kredit-bank — A. G.*” z siedzibą w Berlinie, przyczynia się do tego również i nadzwyczajnie sprężysta i fachowa organizacja tych robót przez Naczelnego Inspektora do Spraw Drogowych Rzeszy Niemieckiej Dr inż. *Todta*, który brał czynny udział w pracach kongresu, będąc prezesem Niemieckiego Organizacyjnego Komitetu Kongresu. Podkreślić należy, że Dr inż. *Todt* w sprawach budowy autostrad ma zupełne pełnomocnictwo Kanclerza Rzeszy i podlega tylko Kanclerzowi Rzeszy.

Podczas całego przebiegu kongresu i podczas wycieczek dał się specjalnie zauważyć powszechny szacunek oraz uznanie, zarówno wysokich sfer rządowych w Niemczech, jak i przedstawicieli społeczeństwa niemieckiego i prasy, dla fachowości i dla wiedzy technicznej, dzięki którym kryzys bezrobocia został w Niemczech jeżeli nie całkowicie zażegnany, to w znacznej mierze złagodzony.

Poza kwestiami czysto technicznymi, które kongres poruszył i przedyskutował ku korzyści fachowców, kongres ten niewątpliwie, jak to zaznaczyli przedstawiciele władz Rzeszy Niemieckiej i specjalnie Prezes Międzynarodowego Związku Kongresów Budowy Mostów i Budowli Inżynierskich prof. *Rohn*, przyczynił się do przerzucenia „mostów wzajemnego zrozumienia się” pomiędzy państwami, które brały udział w kongresie i do wzajemnego współdziałania w pracy nad krzewieniem postępu i pokojowego współżycia.

Najcharakterystyczniejszym tego wyrazem była wymiana depesz pomiędzy Przewodniczącym Międzynarodowego Związku Budowniczych Mostów prof. *Rohn'em*, a Kanclerzem Rzeszy Niemieckiej w chwili, gdy kongres dobiegał końca, a mianowicie w dniu 10 października. Profesor *Rohn* wysłał do p. Kanclerza Rzeszy Niemieckiej z pociągu, wiozącego z powrotem uczestników kongresu z wycieczki w okolice Monachium do *Berchtesgaden* — letniej rezydencji Kanclerza Rzeszy — depeszę treści następującej:

„Przed zamknięciem dziesięciodniowego Kongresu Międzynarodowego Związku Budowy Mostów i Budowli Inżynierskich uważam dla siebie za nakaz i jednocześnie za przyjemny obowiązek, w imieniu tego Związku i specjalnie jego 600 zagranicznych uczestników kongresu, złożyć wyrazy wdzięczności za wszystkie z niemieckiej strony zarządzenia, które się przyczyniły do wybitnego powodzenia tego kongresu. Specjalnie wyrażam swą wdzięczność w imieniu wymienionego wyżej Związku Inżynierów za okazję, którą mu dano szczegółowo obejrzeć drogi oraz budowle inżynierskie Rzeszy.

Wykonanie tych budowli spotkało się z ogólnym największym uznaniem, jako synteza ożywienia gospodarczego oraz stworzenie warsztatów pracy dla bezrobotnych.

W imieniu Międzynarodowego Związku Budowy Mostów i Budowli Inżynierskich podpisał *Rohn*".

Jeszcze wieczorem tego dnia otrzymano następującą odpowiedź:

„Dziękuję specjalnie Międzynarodowemu Związkowi Budowy Mostów i Budowli Inżynierskich za wyrazy powitania, które Pan, Wielce Szanowny Profesorze, mi zakomunikował. Byłoby moim życzeniem, by ubiegłe dni wykazały wszystkim uczestnikom kongresu, że nowa Rzesza Niemiecka dokłada wszelkich swych sił, by stwarzać dzieła Ładu, Porządku i Pokoju. W tej intencji witam wszystkich uczestników w chwili obecnej już dobiegającego do końca kongresu. Podpisał *Adolf Hitler*".

Odczytanie tego telegramu wywołało bardzo ożywione oklaski wszystkich obecnych na Sesji ostatecznego zamknięcia kongresu w Monachium.

Profesor *Rohn* oświadczył, że kongres jest specjalnie wdzięczny za tak życzliwe i przyjazne wyrazy powitania. Po zawiadomieniu przez profesora *Rohn'a* obecnych, że następny kongres odbędzie się w roku 1940 w mieście, które będzie w najbliższej przyszłości ustalone, Prezes Kongresu, Naczelny Inspektor do spraw drogowych Rzeszy Niemieckiej Dr inż. *Todt*, ogłosił kongres za zamknięty.

Podkreślić też należy, że zamknięcie kongresu odbyło się w dniu 11-ym października 1936 r. w Wielkiej Sali Kongresu w Deutsches Museum w Monachjum.

W swym przemówieniu pożegnalnym na sesji zamknięcia przedstawiciel *Polski* — dyrektor inż. *Toruń*, wysunął, jako propozycję polską, zainicjonowaną przez autora niniejszego sprawozdania i wysunięta zresztą na sesji zamknięcia technicznych obrad kongresu w Berlinie też i przez delegację angielską, by najlepsze referaty były wyróżnione na przyszłym kongresie przez przyznanie specjalnych medali lub dyplomów honorowych, podkreślając jednocześnie w imieniu Delegacji Polskiej wyrazy wdzięczności za gościnność i serdeczność gospodarzy Kongresu i Władz Nowej Rzeszy Niemieckiej, którą nazwał warsztatem pracy i pokoju.

CIEKAWSZE REFERATY O MOSTACH STALOWYCH NA KONGRESIE MOSTÓW I KONSTRUKCJI W BERLINIE.

OPRACOWAŁA INŻ. MARIA KUBASZEWSKA.

Wpływ obciążeń zmiennych na połączenia spawane. *Prof. Kommerell.*

Od kongresu paryskiego, tj. od roku 1932 obliczenie i projektowanie konstrukcyj spawanych opierało się na przepisach, których podstawą były doświadczenia statyczne nad tymi konstrukcjami. Po szeregu doświadczeń z połączeniami spawanymi, pracującymi pod obciążeniami dynamicznymi, do przepisów niemieckich wprowadzono szereg poprawek.

Dla spoiny niezmiernie ważną rzeczą jest kierunek działania siły. Gdy zaczęto stosować spawanie w budownictwie stalowym, z ogromnym niedowierzaniem odnoszono się do tzw. szwów czołowych (kierunek siły prostopadły do szwu). Liczne doświadczenia dynamiczne wykazały, że obawy te były niezasadne.

Wytrzymałość spoiny na zmęczenie jest zależna od:

a) dobroci wykonania, np. szew czołowy porowaty (rys. 1a) posiadał wytrzymałość 10 kg/mm^2 , podczas gdy dobrze wykonany szew (rys. 1b)— 18 kg/mm^2 .



Rys 1a

Wytrzymałość pierwotna $\rho U_Z = 10 \text{ kg/mm}^2$

Wytrzymałość statyczna $\sigma_B = 34 \text{ kg/mm}^2$

Wytrzymałości statyczne tych szwów mało się różniły między sobą. Wynosiły one odpowiednio 34 kg/mm^2 i $37,5 \text{ kg/mm}^2$.

b) od obróbki szwu po jego wykonaniu, np. szew przed obróbką posiadał wytrzymałość 12 kg/mm^2 , po obróbce zaś 18 kg/mm^2 . Wytrzymałości statyczne w obu przypadkach były jednakowe, mianowicie 38 kg/mm^2 .

Należy zaznaczyć, że szwy w kształcie litery V dawały lepsze rezultaty od szwów X, te ostatnie bowiem wykazywały wytrzymałość tylko 10 kg/mm^2 .


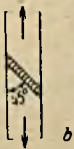


Rys 1b

Wytrzymałość pierwotna $\rho U_Z = 18 \text{ kg/mm}^2$

Wytrzymałość statyczna $\sigma_B = 37,5 \text{ kg/mm}^2$

Ciekawe wyniki dały doświadczenia prof. Grafa nad czołowymi szwami V. Okazało się, że szew po poprawieniu za pomocą spawania zwiększył wytrzymałość z 12 kg/mm^2 do 18 kg/mm^2 , przy czym szwy pod kątem 45° do styku wykazały lepsze wyniki (rys. 2).

		
szew powtórnie spawany	$\rho u = 12 \text{ kg/mm}^2$	$\rho u = 17 \text{ kg/mm}^2$
szew nie spawany powtórnie	$\rho u = 18 \text{ kg/mm}^2$	$\rho u = 22 \text{ kg/mm}^2$

Rys 2

W obu przypadkach pęknięcie nastąpiło na brzegu.

Wytrzymałość na ściskanie szwów czołowych można przyjąć taką, jak materiału rodzimego, tj. 24 kg/mm^2 .

Szwy boczne.

Rozkład sił jest dla szwów bocznych mniej korzystny, ponieważ na początku szwu zmieniają one kierunek, powodując gięcie części łączonych.

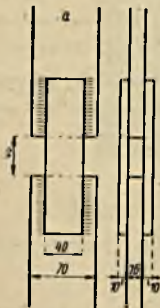
To też różnica wytrzymałości na zmęczenie szwów bocznych w porównaniu z wytrzymałością statyczną jest jeszcze



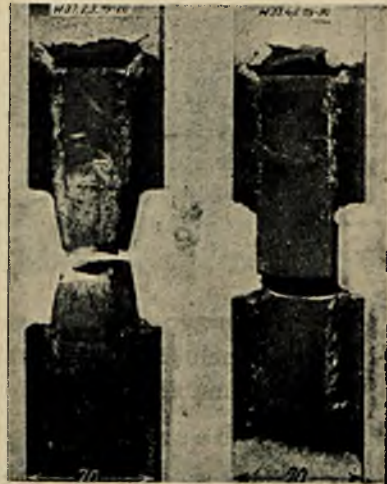
Rys. 3. Szew powtórnie nie spawany.
Szwy w kształcie V pod obciążeniem



Rys. 4. Szew powtórnie spawany.
Szwy w kształcie V pod obciążeniem powtarzanym.



Rys 5



Rys 5b

Na prawo próbka zerwana pod obciążeniem statycznym, na lewo pod obciążeniem zmiennym (zmęczenie)

większa niż szwów czołowych, np. $8,5 \text{ kg/mm}^2$, podczas gdy wytrzymałość statyczna na rozciąganie wynosi $41,2 \text{ kg/mm}^2$.

Doświadczenia dynamiczne wykazały nadto, że próbka pęka nie na szwie wówczas, gdy stosunek naprężenia w szwie do naprężenia w pręcie wynosi $\rho : \sigma = 0,5$, co oznacza, że pole przekroju szwu było dwa razy większe od pola przekroju próbki, czyli $F_s = F_p$. Skoro $\rho : \sigma = 1$ pękł szew.

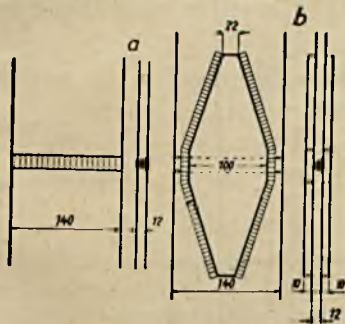
Analogiczne wyniki dały doświadczenia, wykonane w Dahlen i Dreźnie, mianowicie przy stosunku $F_p : F_s = 0,40 — 0,83$ pękały próbki lub nakładki, a nie szwy.

Odchylenie kierunku siły, działającej na próbkę, wzrasta wraz z szerokością nakładki, to też korzystniej jest używać kilku wąskich nakładek zamiast jednej szerokiej, względnie niezbędny przekrój regulować grubością blachy.

Doświadczenia wykonane nad blachownicami, wyjaśniły również sprawę przerywania szwów bocznych. Szwy przerywane między środkiem a nakładką posiadają mniejszą wytrzymałość od szwów ciągłych, co tłumaczy się nagłymi zmianami kierunku siły przy przejściu z materiału rodzimego na szew.

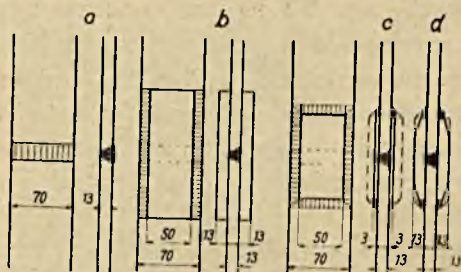
Połączenie szwów czołowych z bocznymi.

Na rys. 6 widzimy połączenie blach szwem czołowym oraz bocznym przy użyciu nakładki. Wytrzymałość spadła z 13 kg/mm^2 do 10 kg/mm^2 , próbka pękała na brzegu szwu bocznego.



Rys 6. Próbkę dla doświadczeń na zmęczenie spawane elektrycznie, stal ST. 37, szwy powtórnie spawane.

Na rysunku 7 widzimy szwy bez obróbki (a), dające wytrzymałość 12 kg/mm^2 oraz odpowiednio obrobione (d) o wytrzymałości 18 kg/mm^2 .



Rys 7. Próbkę dla doświadczeń na zmęczenie, spawane gazem, szwy powtórnie nie spawane.

Naprężenia dopuszczalne.

Aby nie wprowadzać zbyt wielkiej różnorodności w naprężeniach dopuszczalnych wobec istnienia różnego rodzaju szwów, ustalono uzależnienie ich od stosunku $M_{min} : M_{max}$ i powiązanie z naprężeniami dopuszczalnymi dla zwykłego gięcia. (1400 kg/mm² dla stali ST. 37 i 2100 kg/mm² dla stali ST. 52).

Dla obliczenia przekroju będzie więc:

$$\sigma = \gamma \frac{M_{max}}{W} = \sigma_{dop.}$$

gdzie

$$\gamma = a + b \frac{M_{min}}{M_{max}} \gg 1$$

oznacza współczynnik dynamiczny, przez który należy pomnożyć M_{max} w celu prowadzenia dalszych obliczeń, jak dla zwykłego gięcia (statycznego). Współczynniki a i b otrzymuje się z wykresu w zależności od $\sigma_{dop.}$. Dla mostów spawanych ze stali ST, 37. $\gamma = 1 \times 0,3 \frac{M_{min}}{M_{max}}$.

Dla przekrojów w pobliżu szwów wprowadza się współczynnik zmniejszający i wówczas wzór przybiera postać:

$$\sigma = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{M_{max}}{W} = \sigma_{dop}$$

Projektowanie i wykonanie konstrukcji spawanych.

Otrzymane z doświadczeń rezultaty dają wyraźne wskazówki, jak należy projektować połączenia spawane. Przy obciążeniach dynamicznych należy baczyć, aby kierunek siły w danym elemencie nie zmieniał się przy przejściu do szwu. Elementy rozciągane winno się spawać bez użycia nakładek.

Przepisy niemieckie uwzględniają w dużej mierze wyniki doświadczeń dynamicznych zwłaszcza w dziedzinie obróbki szwów, ich układzie i naprężeniach dopuszczalnych.

Wytrzymałość na zmęczenie połączeń nitowanych.
Prof. O Graf.

Badania wykazały, że amplituda drgań, jaką może wytrzymać połączenie nitowane, przy obciążeniu zmiennym (naprzemian ściskanie i rozciąganie) jest znacznie większa od amplitudy przy samym tylko rozciąganiu. Spostrzeżenie to jest bardzo doniosłe. Przyczyną tego zjawiska jest fakt, że przy ścisnaniu siły przenoszą się w sposób, pokazany na rys. 8 i 9.



Rys. 8.

Rys. 9.

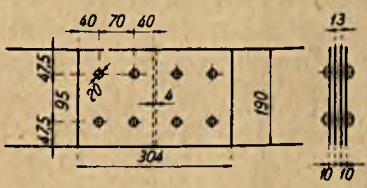
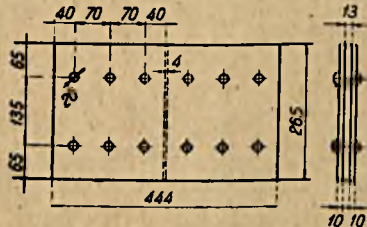
W przypadku rozciągania siły działają na brzegach otworu nitu, podczas gdy przy rozciąganiu — wzdłuż jego osi.

Należało więc zbadać, czy wytrzymałość połączenia nitowanego o różnych stosunkach $\sigma : \sigma_1 : \tau$ (σ — naprężenie rozciągające; σ_1 naprężenie ścisające; τ — naprężenie ścinające) inaczej wpływa na przemian rozciąganie i ściskanie niż powtarzanie samego tylko rozciągania.

Z tablicy (rys. 10), w której zestawiono wyniki doświadczeń, widzimy, że wytrzymałość połączenia przy rozciąganiu i ścisnaniu wyniosła $2 \times 14 = 29 \text{ kg/mm}^2$ i $2 \times 13,5 = 27 \text{ kg/mm}^2$,

podczas gdy przy samym tylko rozciąganiu odpowiednio 20 kg/mm² i 18 kg/mm². Należy również zaznaczyć, że połączenie o dwóch rzędach nitów okazało się bardziej wytrzymałe od trójrzędowego.

Doświadczenia na zmęczenie połączeń nitowanych

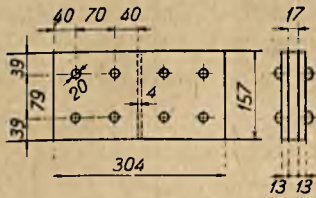
Typ połączenia nitowanego $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,9 : 0,8$	Wytrzymałość na zmęczenie przy obciążeniu powtarzanym (250.000 zmian)	
	rozciąganie σ_z kg/mm ²	$\pm \sigma = -\sigma$ σ_w kg/mm ²
	20	14,5
	18	13,5

Rys. 10.

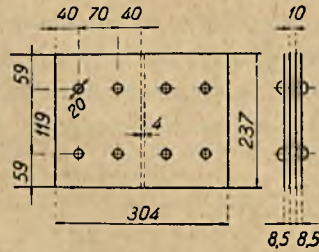
Ważną jest rzeczą przy projektowaniu połączenia nitowego zmniejszyć grę nitów do minimum.

Następnie zbadano próbki, pokazane na rys. 11 i 12 o stosunkach $\sigma : \sigma_1 = 1 : 1,5$ i $\sigma : \sigma_1 = 1 : 2,5$, przy czym $\sigma : \tau$ w obu przypadkach wynosiło 1 : 0,8. otrzymano:

	dla blachy 17 mm.	dla blachy 10 mm.
granice plastyczności	35,6 kg/mm ²	39,6 kg/mm ²
naprężenie rozciągające	52,4 kg/mm ²	54,0 "
wydłużenie	26,4%	25,8%
zwężenie przekroju	65%	59%



Rys. 11.



Rys. 12.

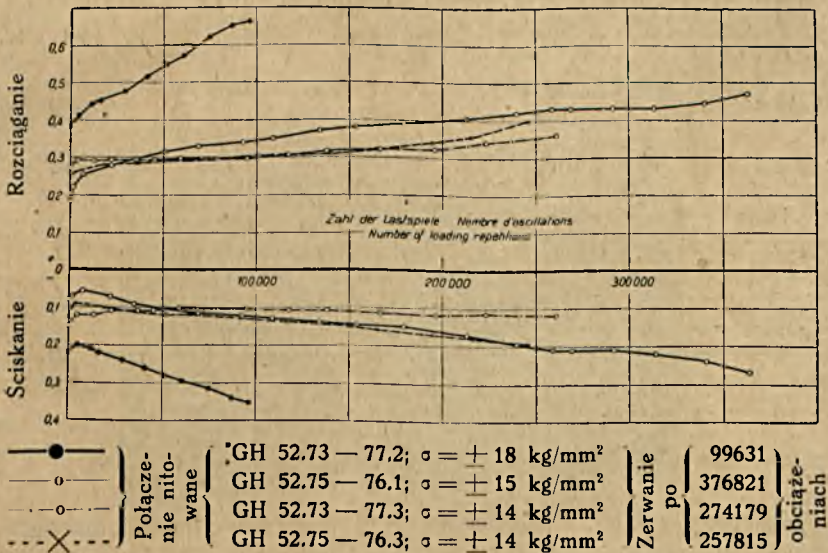
Otrzymanie w danym przypadku daleko lepszych wyników niż poprzednio należy przypisać specjalnie starannemu przygotowaniu próbek. Sposób prowadzenia doświadczeń był jednakowy w obu przypadkach,

Przy przemiennym rozciąganiu i ściskaniu liczba zmian obciążenia na minutę wynosiła 6 do 10, przy samym tylko rozciąganiu 9 do 10 obciążeń na minutę. Dolną granicę obciążenia przyjęto $\sigma = 0,5 \text{ kg/mm}^2$.

Z wyżej wymienionych doświadczeń należy jeszcze omówić: odkształcenie, wytrzymałość i zniszczenie połączenia.

A) Odkształcenia.

Górna część wykresu, dotyczącego próbki 5 (rys. 13) oznacza wydłużenie przy rozciąganiu—dolna skrócenie przy ściskaniu.

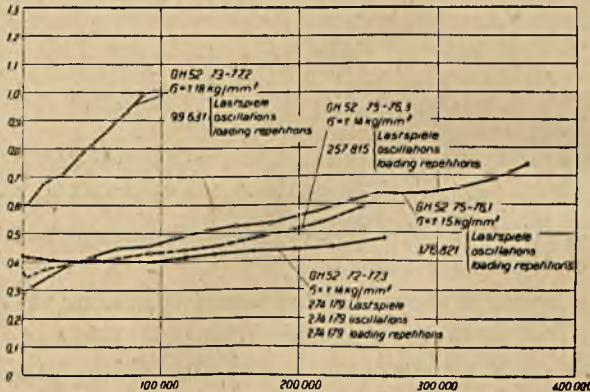


Zmęczenie przy obciążeniu zmiennym (ściskanie — rozciąganie)

$$\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,5 : 0,8$$

Rys. 13.

Z wykresu widać, że odkształcenie, znacznie zmalało przy spadku obciążenia z 18 kg/mm² do ± 15 kg/mm², malejąc jeszcze bardziej przy spadku obciążenia do ± 14 kg/mm² (rys. 14). Jest to wykres sumaryczny.



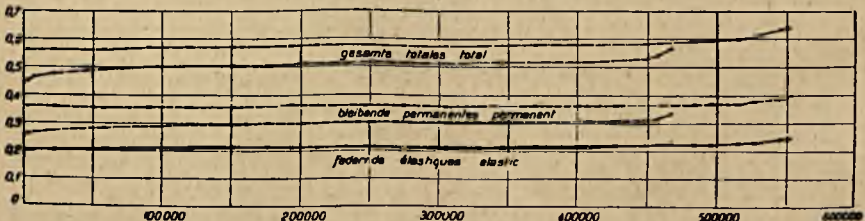
Wykres naprężeń próbek o dwóch szeregach nitów $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,5 : 0,8$

Rys. 14.

Wykresy na rysunku 15 i 16 dotyczą próbki 6.

Z wykresów tych wynika, że wydłużenia próbki pod obciążeniem zmiennym (ściskanie i rozciąganie) są dość duże, co może spowodować zerwanie połączenia. Przy projektowaniu i wykonywaniu połączeń nitowanych należy na to zwracać

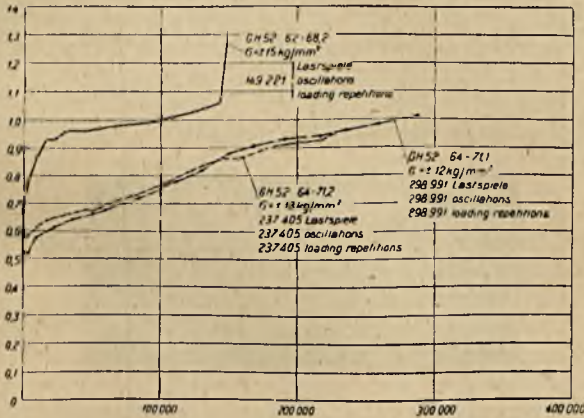
Połączenie nitowane	$\left\{ \begin{array}{l} \text{o — GH. 52. 73—77,1; } \sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,5 : 0,8; \\ \sigma_{uz} = 0,5 \text{ kg/mm}^2; \sigma_{oz} = 21,5 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{x — GH.52. 62—68,4; } \sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 2,5 : 0,8; \\ \sigma_{uz} = 0,5 \text{ kg/mm}^2; \sigma_{oz} = 17,6 \text{ kg/mm}^2 \end{array} \right\}$	Zerwanie po	$\left(\begin{array}{l} 481700 \\ 563600 \end{array} \right)$	obc. powt.



Rys. 15. Wykres naprężeń próbek o dwóch szeregach nitów.

szczególną uwagę. Zmiany długości połączenia zależą od wielkości siły tarcia między powierzchnią nita i otworu, od siły

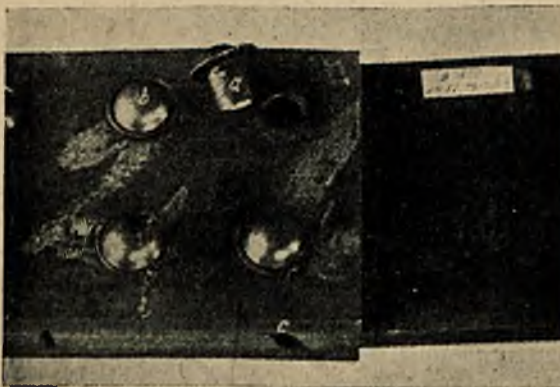
przywierania oraz od wielkości otworu w stosunku do przekroju nitu (gra nitów). Istnieją specjalne sposoby przygotowywania nitów i otworów, dzięki którym można zmniejszyć do minimum niebezpieczeństwo nadmiernych wydłużeń i skróceń połączeń.



Rys. 16. Wykres naprężeń próbki o dwóch szeregach nitów
 $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 2,5 : 0,8$.

B) Wytrzymałość połączeń nitowanych.

Doświadczenia wykazały, że a) próbki wytrzymują bez pęknięcia znacznie większą amplitudę drgań przy obciążeniu zmiennym (na przemian ściskanie i rozciąganie) niż przy samym tylko rozciąganiu, b) że wytrzymałość na zmęczenie po-



Rys. 17. Połączenie nitowane. $\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,5 : 0,8$.

łączenia nitowanego jest większa przy stosunku $\sigma:\sigma_1:\delta = 1:1,5:0,8$ niż przy stosunku $1:2,5:0,8$.

C) Zerwanie połączenia nitowanego.

Próbka pęka na ostatnim rzędzie nitów (rys. 17), w punkcie c, przy czym pęknięcie powstaje na brzegu otworu. W danym przypadku próbka pękła w punktach a i b, co oznacza, że została przekroczona granica wytrzymałości nitów na zginanie.

Nity w tym samym rzędzie, które na zewnątrz nie wykazywały żadnych pęknięć, przecięto (rys. 18) i zauważono pęk-



Rys. 18. Przekrój podłużny przez nity.

$\tau = \pm 14 \text{ kg/mm}^2$; $\sigma:\sigma_1:\tau = 1:1,5:0,8$. 257815 zmian obciążenia do zerwania, pęknięcie w punkcie C rozpoczęło się u krawędzi dziury nita.

nięcia r_z (od naprężeń rozciągających) i r_d od (naprężeń ściskających).

Próby te charakteryzują graniczną wytrzymałość połączeń nitowanych.

Współpraca płyty betonowej z dźwigarami stalowymi w jezdni mostowej.

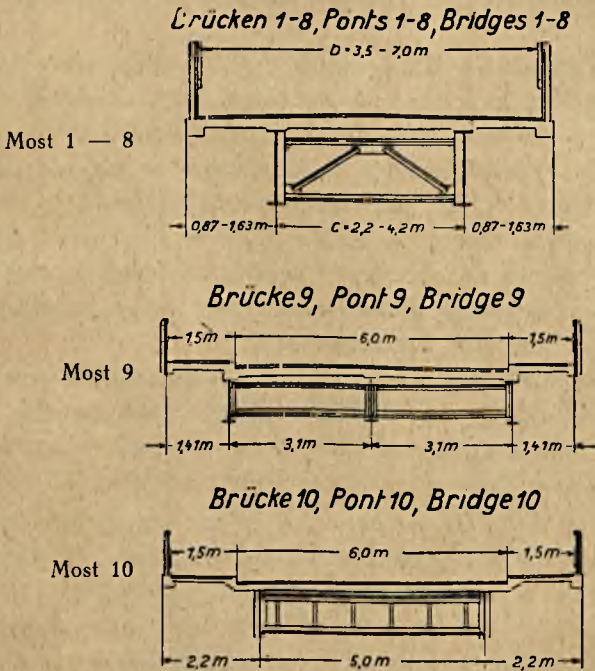
R. C. Kolm.

W Szwecji coraz częściej stosuje się dla mostów drogowych typ jezdni, składający się z belek stalowych i płyty betonowej. W celu określenia współpracy tych elementów w ostatnich czasach wykonano szereg pomiarów na istniejących mostach. Obciążenie stanowiły samochody o danych wymiarach i naciskach na osie. Naprężenia w belkach stalowych mierzono w kilku miejscach za pomocą przyrządów do pomiaru naprężeń i odkształceń. Należy zaznaczyć, że pewne odchylenia od rzeczywistych mogły wynikać częściowo wskutek

tego, że obciążenie nie odpowiadało ściśle obciążeniu praktycznemu, częściowo wskutek wpływu temperatury, bowiem doświadczenia wykonywano w terminach z góry określonych ze względu na konieczność zamknięcia ruchu.

Pomiary wykonywano u góry i u dołu belek, sprawdzając je kilkakrotnie i przyjmując jako rezultat średnią z tych dwóch wielkości. Wiek płyt betonowych wahał się w szerokich granicach. W kilku przypadkach próbę obciążenia dokonywano w stosunkowo krótkim czasie po ukończeniu płyty, w innych dopiero po kilku miesiącach. Sprężystość betonu była więc różna. Nic więc dziwnego, że wyniki badań są dalekie od ścisłości laboratoryjnej.

Niektóre z badanych mostów są statycznie wyznaczalne, inne są to belki ciągłe (tabl. I). Przekroje poprzeczne widzimy na rys. 19.



Rys. 19.

Dźwigary główne stanowią belki walcowane szerokostopowe lub blachownice spawane.

W tablicy I mamy wartości naprężeń odczytanych oraz obliczonych w dwóch założeniach: 1) belka i płyta nie współpracują pod obciążeniem, 2) istnieje ścisła współpraca między nimi, przyczem płyta współpracuje na całej swej szerokości. Współczynnik sprężystości przyjęto w tym przypadku $n = 10$, zgodnie z przepisami szwedzkimi.

Z tablicy I widzimy, że dla mostów 1—7 zmierzone wartości naprężeń są mniejsze od obliczonych w założeniu drugim. Przyczyną może tu być niezgodność z rzeczywistością przyjętego współczynnika sprężystości.

Pewne odchylenie wykazuje most 3. Zmierzone naprężenia są większe od obliczonych w założeniu współpracy między dźwigarami a płytą. Naprężenie u dołu belki różni się około 10%, podczas gdy górne równa się średniej wartości z obliczenia według dwóch założeń. Prawdopodobnie w danym przypadku nie było ścisłej współpracy z powodu złego przywierania płyty do dźwigarów.

Wyniki pomiarów dla mostów 8—10 wahają się znacznie, co jest dowodem, że płyta nie współpracuje z dźwigarami tak, jak przyjęto w obliczeniach. Jeżeli chodzi o most 8, to należy zaznaczyć, że doświadczenia wykonywano w krótkim czasie po zabetonowaniu płyty, przy czym temperatura była stosunkowo niska, płyta przeto posiadała inny współczynnik sprężystości, niż przyjęto do obliczeń. Nadto, zarówno w moście 8, jak i 10, płyta prawdopodobnie nie współpracuje na całej szerokości, jak to przyjęto w założeniu 2.

Dokonane pomiary nie wyjaśniły wielkości sił przyczepności płyty do dźwigarów, ani też wpływów zakotwienia. Dla rozwiązania tego zagadnienia należałoby użyć większego obciążenia. Również niejasnym pozostał wpływ odkształceń i drgań.

Momenty dodatnie wywołują w płycie naprężenia ściskające, momenty ujemne — naprężenia rozciągające. Po przekroczeniu granicy wytrzymałości na rozciąganie płyta przestaje współpracować z dźwigarami. Wobec tego dla zapewnienia tej współpracy należy baczyć, aby naprężenia w betonie nie przekraczały określonej granicy.

Doświadczenia wykazały, że istnieje niebezpieczeństwo pęknięcia płyty w miejscach ujemnych momentów, co zachodzi zwłaszcza w belkach ciągłych w pobliżu podpór. Według prze-

TABLICA I.

Nr. mostu	b metr. patrz rys. 19	c metr. patrz rys. 19	RODZAJ OBCIĄŻENIA	N a p r e ̄ z e n i a w k g / c m ²																			
				w założeniu że płyta z dźwigarami nie współpracuje						w założeniu współpracy między dźwigarem i płytą						Pomiar w punkcie							
				1		2		3		1		2		3		1		2		3			
				g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.	g.	d.		
1	3,5	2,2		-289	+289	-	-	-	-	-47	+230	-	-	-	-	+0	+209	-	-	-	-		
2	5,0	3,3		-540	+540	-	-	-	-	-77	+421	-	-	-	-	-21	+313	-	-	-	-		
3	6,0	3,6		+139	-139	-332	+332	-	-	+11	-107	-25	+255	-	-	+55	-98	-3	+217	-	-	-	
				-434	+434	-	-	-	-	-	-	-33	+333	-	-	-	-	-229	+357	-	-	-	-
4	6,0	3,5		-549	+549	-	-	-	-	-60	+410	-	-	-	-	-14	+367	-	-	-	-	-	
				-225	+225	-	-	-	-	-	-	-25	+177	-	-	-	-6	+178	-	-	-	-	-
				-	-	+484	-484	-	-	-	-	-	-	+117	-388	-	-	-	-	+92	-382	-	-
				-	-	+200	-200	-	-	-	-	-	-	+49	-162	-	-	-	-	+39	-160	-	-
5	4,5	2,8		-507	+507	+217	-217	-	-	-63	+405	+52	-198	-	-	-26	+374	+52	-161	-	-	-	
				+131	-131	+216	-216	-	-	+16	-105	+52	-198	-	-	+16	-79	+52	-162	-	-	-	-
6	4,5	2,5		-705	+705	-	-	-	-	-84	+570	-	-	-	-	-74	+566	-	-	-	-	-	
				-	-	-895	+895	-	-	-	-	-	-79	+697	-	-	-	-	-75	+640	-	-	-
7	5,0	3,0		-945	+945	-	-	-	-	-112	+710	-	-	-	-	-23	+709	-	-	-	-	-	
				-	-	-996	+996	-	-	-	-	-	-	+748	-	-	-	-	-48	+795	-	-	-
8	7,0	4,2		-600	+600	+314	-314	+229	-229	-61	+490	+48	-261	+23	-187	-130	+516	+172	-287	+95	-221		
				-435	+435	+619	-619	-400	+400	-44	+356	+95	-518	-40	+326	-73	+382	+125	-505	-105	+331		
9	patrz rys. 19	patrz rys. 19		-219	-219	+55	-55	+29	-29	-15	+141	+7	-40	+2	-19	+5	+135	+2	-47	+2	-35		
				+39	-39	+59	-59	-254	+254	+3	-25	+7	-42	-18	+164	-1	-36	+5	-58	-5	+127		
10	patrz rys. 19	patrz rys. 19		-407	+407	-	-	-	-	+19	+270	-	-	-	-9	+231	-	-	-	-	-		
				-317	+317	-	-	-	-	+20	+212	-	-	-	-	-16	+165	-	-	-	-	-	

g=góra d=dół

pisów szwedzkich wkładki płyty oblicza się w założeniu, że współpraca między płytą a dźwigarami nie istnieje. Ponieważ jednak w rzeczywistości współpraca ta ma miejsce, przeto w płycie powstają naprężenia rozciągające i pęknięcia, których nie można uniknąć. Wiadomem jest już obecnie, że należy stosować dla płyt w pobliżu podpór więcej żelaza, niż wypada z obliczenia.

Postęp w zastosowaniu stali w Belgii w latach 1932—1936.

Prof. F. Campus i inż. A. Spoliansky.

W Belgii w latach 1932—1936 r. (ściślej od 1930 r.) budownictwo stalowe posunęło się szybkim krokiem naprzód, co wyraziło się w budowie szeregu poważnych obiektów, jak budynki szkieletowe, mosty drogowe systemu Vierendel'a spawane całkowicie lub częściowo i wiele innych,

Wspólną cechą charakterystyczną tych budowli, wynikającą z przystudiowania analogicznych obiektów istniejących, są sztywne węzły, stosowane w celu najlepszego wyzyskania cennych zalet ciągłości elementów konstrukcyjnych.

Od r. 1896 prof. A. Vierendel stale pracował nad zagadnieniem zastąpienia trójkątnych belek kratowych przez belki bezkrzyżulcowe. Pierwsze projekty o najrozmaitszych kształtach są już dzisiaj zarzucone. Przed r. 1931 powstało szereg mostów tego typu, lecz na podstawie doświadczenia, nabytego przy budowie mostu Lanaye (1931—1932; rozpiętość 10 + 68 m. + 10 spawany w fabryce, nitowany na miejscu) oraz mostu przez dolinę Heren (rozpiętość 57,5 m całkowicie spawany) zbudowano w ciągu 3 lat w Belgii i w innych krajach więcej mostów drogowych typu Vierendel'a niż w okresie 1896—1933.

Zachęciło to konstruktorów do zastosowania belki Vierendeel'a do mostów kolejowych o dużej rozpiętości. Były to mosty nitowane z wyjątkiem mostu przez Mozelę w Liège, częściowo spawanego.

Most Lanaye według projektu prof. A. Vierendeel'a był nitowany. Firma, której powierzono roboty, zaproponowała zastosowanie spawania dla części łączonych w fabryce, co dało następujące korzyści

1) oszczędność pracy przy nitowaniu ręcznym oraz dzięki zastąpieniu złożonych przekrojów pasa górnego, słupków i be-

lek poprzecznych przez belki walcowane szerokostopowe Grey'a. Pas górny składał się z dwóch teowników, spojenych ze sobą.

2) zmniejszenie ciężaru własnego o około 10%. Nie jest to oszczędność maksymalna; w następnych konstrukcjach do-



Rys. 20a. Most przez kanał Alberta koło Herental.

chodziła ona bowiem do 25%. Przyczyną były tu trudności, z jakimi spotkał się konstruktor podczas projektowania, a w dodatku w Belgii nie wyrabiano wówczas szerokostopowych profili.



Rys. 20b. Most przez kanał Alberta koło Herental.

3) zmniejszenie kosztów budowy, co prawda niewielkie, co tłumaczy się koniecznością wykonania przedwstępnych studiów, badań laboratoryjnych oraz przystosowania budowy do nowych wymagań. Obecnie zmniejszenie kosztów w porówna-

niu z konstrukcjami nitowanymi ocenia się na około 15%. Fakt ten wpłynął na zarzucenie w Belgii nitowania dla mostów drogowych.

Przyjęcie projektu mostu Lanaye spotkało się z dużymi trudnościami, zasadniczy jednak pomysł autora został zachowany, a mianowicie konstrukcja spawanych węzłów, której korzyści wykazały doświadczenia, wykonane w 1933 r. na ukończonym moście. Następnym 5 mostów drogowych tego samego typu posiada już konstrukcję bardziej jednolitą, jeżeli chodzi o układ wiatrownic, belki jezdni itp.



Rys. 21.

Doskonale wyniki zastosowania spawania do mostu typu Vierendeel'a utorowały drogę budowie całkowicie spawanego mostu kolejowego o rozpiętości 57,5 m przez kanał Alberta koło Herenthal, który stał się wzorem dla tego rodzaju konstrukcyj (rys. 20a i 20b i rys. 21). W ciągu ostatnich lat w Belgii zbudowano 31 mostów tego typu.

Mosty stalowe w Danii.

Prof. A. Engelund.

W wielu krajach istnieje tendencja stosowania dla dźwigarów głównych mostów nawet o dużej rozpiętości belek o ściance pełnej zamiast kratowych. Częściowo można to usprawnić dążeniem do uzyskania jak najprostszycch kształtów, natomiast przesadą jest twierdzenie, że główną rolę odgrywa „moda”.

Z doświadczenia, nabytego w ciągu ostatnich 10 lat, można przedstawić stan budownictwa mostowego w Danii w ogólnym zarysie następująco.

Do rozpiętości 35 m ilość materiału dla dźwigara o ściance pełnej jest taka sama, jak dla kratowego. Dla rozpiętości 60 — 70 m mostów belkowych i 120 — 140 m rozpiętości mostów łukowych ścianka pełna jest cięższa od kratownicy, koszt natomiast jest jednakowy, gdyż robocizna belki o ściance pełnej jest tańsza z powodu łatwiejszego wykonania. Utrzymanie wobec mniejszej powierzchni również kosztuje taniej.

Dla należytej oceny korzyści, wynikających z zastosowania dźwigarów o ściance pełnej należy rozpatrzyć ilość nitów i ich ciężar na tonę konstrukcji stalowej oraz powierzchnię zewnętrzną, przypadającą na 1 tonę konstrukcji.

Dane dla mostów duńskich są następujące: (patrz tabl. na str. 735)

Najczęściej stosowano typ mostu łukowego z belką stężającą. W celu uproszczenia konstrukcji i zmniejszenia kosztów odrzucono słupki i zastąpiono krzyżulcami. Ten rodzaj dźwigarów ma następujące zalety:

a) obciążenie pasa dolnego jest prawie stałe, dzięki czemu można użyć belkę walcowaną I i uniknąć w ten sposób nitów. Załamania pasa górnego mogą być umieszczone w dowolnym miejscu.

b) elementy są obciążone dużym ciężarem własnym tak, że obciążenie ruchome wywołuje w nich bardzo małe naprężenie. Można je wykonać I-ówek, stosunkowo lekkich, dzięki czemu unika się dużej ilości nitów.

c) wynikiem występowania małych sił w krzyżulcach jest łatwość wykonania konstrukcji węzłów, czy to za pomocą nitowania, czy spawania. Z porównania pktów 3 i 4 (z tablicy) widzimy, że układ paraboliczny jest lepszy od łukowego.

Rodzaj mostu	Rozpiętość mostów	Ciężar własny ton/m	Ilość nitów na 1 tonę	Ciężar własny nitów na 1 kg	Powierzchnia m ² na 1 tonę
1. Dźwigary o pasach równoległych ze słupkami i krzyżulcami	36,0	0,78	204	45	10
2. Belka o ścianie pełnej	32,9	0,86	87	38	8
3. Mosty paraboliczne z krzyżulcami bez słupków z elementami walcowanymi	67,0	0,47	65	21	12
4. Mosty łukowe z belką stężającą	67,6	1,03	190	48	12
5. Mosty belkowe ciągłe o pasach równoległych ze słupkami i 4 rodzaje krzyżulców	64,5	1,10	154	38	12
6. Mosty o pasach równoległych ze słupkami i krzyżulcami	70	1,75	150	48	13
7. Belki o ścianie pełnej	60	1,86	75	40	6,5

Mosty stalowe w Austrii.

Dr. Ing. F. Glaser.

Od kongresu paryskiego, tj. od 1932 r. datuje się w Austrii silny wzrost ruchu budowlanego, dzięki wprowadzeniu programu rządowego zwalczania bezrobocia, co zaznaczyło się wybitnie w budownictwie stalowym.

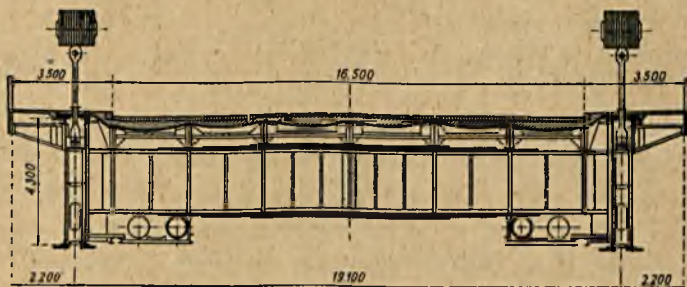
Na pierwszy plan wysuwa się budowa mostu drogowego przez Dunaj, czwartego z kolei pod względem rozpiętości (241 m) mostu wiszącego w Europie. Z pośród trzech nagrodzonych projektów zatrzymano się ostatecznie na moście łańcuchowym, który odpowiadał zarówno wymaganiom żeglugi, gospodarczym,

jak i estetycznym. Rozpiętość środkowego przęsła mostu wynosi 241,2 m, przęsła skrajnych po 65 m. Wysokość usztywniającej belki 4,30 m (rys. 22). W przekroju poprzecznym (rys. 23) most posiada jezdnię o szerokości 16,5 m oraz dwa chodniki



Rys. 22. Most wiszący przez Dunaj w Wiedniu.

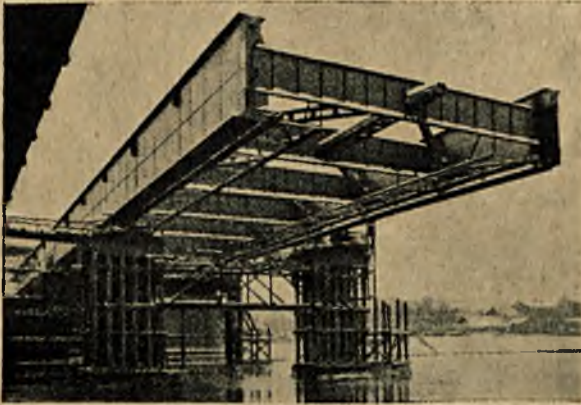
po 3,5 m umieszczone na wspornikach. Rozstaw dźwigarów — 19,1 m. Duża szerokość jezdni była uwarunkowana koniecznością przeprowadzenia dwutorowej linii tramwajowej oraz podziałem jezdni cięższego i lżejszego ruchu samochodów i pojazdów.



Rys. 23. Przekrój poprzeczny mostu wiszącego przez Dunaj w Wiedniu.

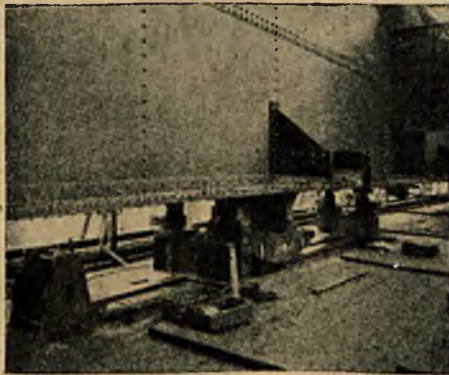
Przed przystąpieniem do budowy należało przesunąć istniejący stary most o 26 m w dół rzeki, co uczyniono w rekordowym czasie, bowiem ruch pieszy po tym moście został zamknięty zaledwie na trzydzieści godzin, kołowóz zaś na 48 godzin. Stary most służył jako konstrukcja pomocnicza do budowy nowego.

Natychmiast po przesunięciu starego mostu rozpoczęto budowę belki usztywniającej na specjalnych rusztowaniach,

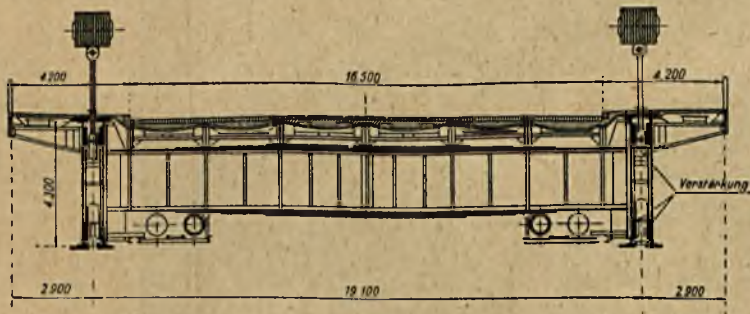


Rys. 24. Montaż belki usztywniającej.

przy czym posiłkowano się również istniejącymi podporami. Rys. 24 i 25 przedstawia montaż belki usztywniającej wraz z belkami poprzecznymi i wiatrownicami.

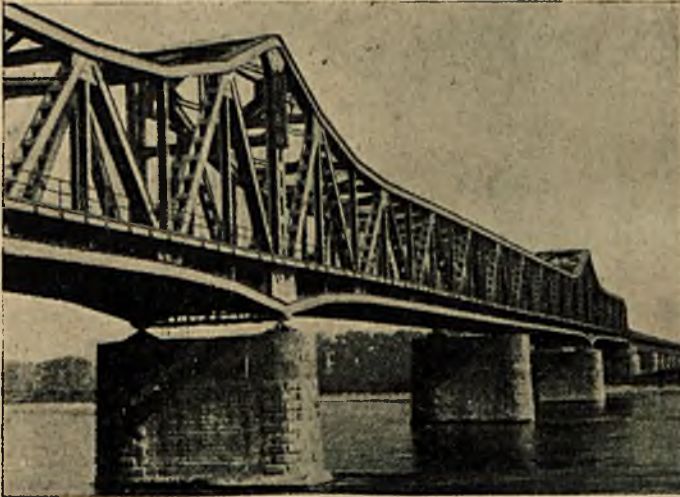


Rys. 25. Most przez Dunaj w Wiedniu w trakcie budowy.



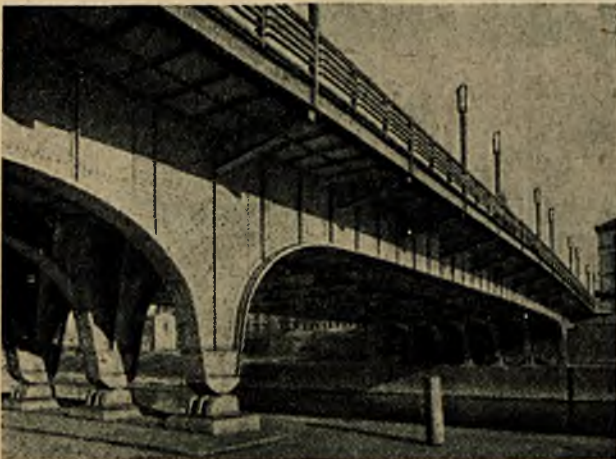
Ry . 26. Wzmocnienie belki usztywniającej.

W trakcie robót, podczas budowy pylonów, okazało się, że grunt jest mniej wytrzymały od tego, jaki otrzymano z wierceń próbnych. Doprowadziło to do przeprojektowania konstrukcji



Rys. 27. Kolejowy most klatowy spawany przez Dunaj.

kcji stalowej, zwłaszcza belki usztywniającej, której zadaniem było przeniesienie siły poziomej, równej 7000 ton. Na rys. 26 widzimy w przekroju poprzecznym wzmocnioną belkę usztywniającą.



Rys. 28. Kolejowy most przez kanał w Wiedniu.

Drugą ciekawą konstrukcją stalową, wykonaną w ostatnich czasach jest czteroprzęsłowy most kratowy przez Dunaj o rozpiętości $79,60 + 79,70 + 79,30 + 79,60$, składający się z dwóch belek ciągłych rys. 27. Jest to konstrukcja spawana o ciężarze 7000 ton. Na rys. 28 widzimy most kolejowy o rozpiętości 80 m typu belki o ścianie pełnej.

Kilka konstrukcji stalowych, wykonanych we Francji w latach 1932 — 1936.

Plk. Icze.

Lata 1932 — 1936 były okresem stabilizacji po kryzysie ekonomicznym, który odbił się na wszystkich gałęziach przemysłu, a zwłaszcza na przemyśle stalowym.

Aktywność konstruktorów francuskich w dziedzinie budownictwa stalowego przejawia się w poszukiwaniach i rozwoju nowych sposobów budowy, zdążających do wybitnego zmniejszenia kosztów i do jak najlepszego wykorzystania materiału.

Z pośród nowych metod na pierwszy plan wysuwa się spawanie łukiem elektrycznym doprowadzone już obecnie do pewnego stopnia doskonałości. Otworzyło ono nowe możliwości w budownictwie stalowym.

Wymaganie lekkości konstrukcji bez zmniejszenia jej wytrzymałości doprowadziło do coraz szerszego stosowania stali wysokowartościowych. W wielu przypadkach nawet użycie drogich stali nierdzewiejących okazało się korzystne.

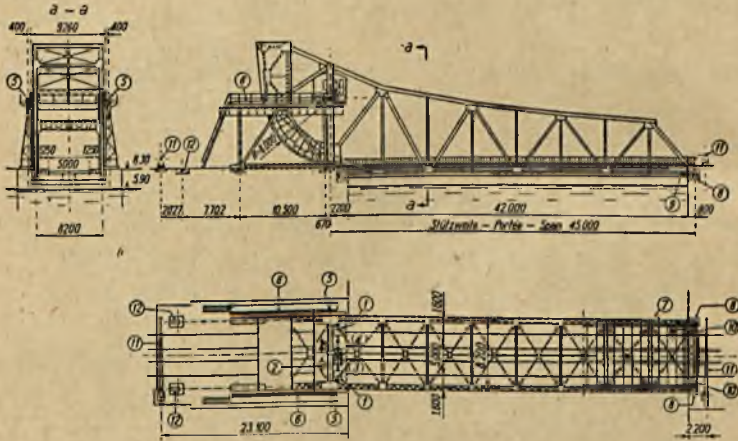
Z licznych mostów ostatnio zbudowanych we Francji na szczególną uwagę zasługują następujące:

A) Mosty nitowane.

a) most z w d z o n y kolejowo - drogowy w Dunkierce, składający się z:

- 1) skrzydła podnoszonego stanowiącego 2 dźwigary kratowe o zmiennej wysokości i rozstawie 8,20 m. Światło mostu 7,5 m (5,0 m tor i dwa chodniki po 1,25 m), rozpiętości 45 m.
- 2) ramienia przeciwwagi złożonego z 2 segmentów kratowych, połączonych ze sobą za pomocą konstrukcji stalowej.
- 3) przeciwwagi.

Urządzenie do podnoszenia mostu o napędzie elektrycznym umieszczone na specjalnym pomoście wykonano według patentu Dayde. Czas potrzebny do podniesienia lub opuszczenia mostu przy wietrze 50 kg/m^2 wynosi zaledwie 100 sekund (rys. 29).



Rys. 29. Most zwodzony w Dunkierce.

b) most Moissac na drodze żelaznej Bordeaux — Sete przez rz. Sète w miejscu starego mostu, który wskutek silnej powodzi został zniszczony. Jest belka ciągła 3 przęsłowa o zmiennej wysokości i rozpiętości $95,7 + 120 + 95,7$. Dźwigary kratowe w kształcie V mają rozstaw $9,5 \text{ m}$ i wysokość nad filarami $18,5$, nad podporami skrajnymi $8,5$ pośrodku środkowego przęsła $10,5 \text{ m}$ (rys. 30).



Rys. 30. Most Moissac.

Ze względu na trudności terenowe nie można było montować mostu na stałych rusztowaniach, lecz gotowe połowy dźwigarów, wykonane na brzegu, nasuwano na podpory za po-

mocą urządzenia elektrycznego, uwzględniając oczywiście strzałkę ugięcia, co przy tak znacznych rozpiętościach odgrywa dużą rolę.

Dla uniknięcia dodatkowych naprężeń w elementach dźwigarów, zaopatrzone je czasowo w dodatkowe wzmocnienia. Połączenie dwóch połówek mostu winno być tak wykonane, aby siły wewnętrzne, jakie powstaną w elementach konstrukcji odpowiadały ściśle obliczeniowym. W tym celu końce dźwigarów obniżano odpowiednio tak, że pasy w części środkowej przyjęły położenie poziome i zostały połączone nitami, po czym most ustawiono na podporach. Całkowity ciężar mostu wyniósł 2714 ton.



Rys. 31. Most łączący molo z portem La Rochelle Pallice.

c) wiadukt łączący molo z portem La Rochelle — Pallice składa się z 2 serii sześcioprzęsłowych belek ciągłych o długości całkowitej $l = 840 (6 \times 70 \times 2)$ oraz 6 dźwigarów pojedynczych, ustawionych (w linii łamanej) w łuku o długości 280 m (rys. 31). Rozpiętość w świetle między dźwigarami wynosi 13 m, w tym 2 chodniki po 1,5 m oraz 10 m linia kolei dwutorowej. Dźwigary główne stanowią kratę o pasach równoległych wysokości 9,50 m ze słupkami i krzyżulcami głównymi i dodatkowymi.

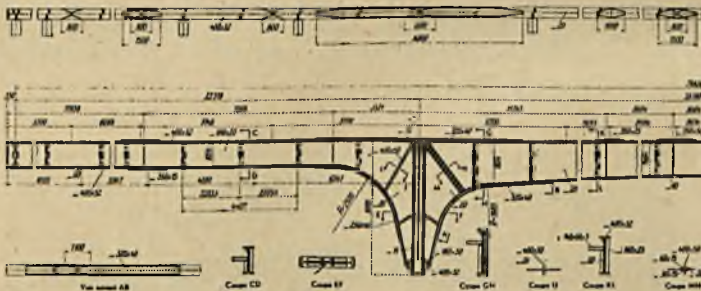
Jezdnia składa się z belek poprzecznych rozstawionych co 7 m i stężonych. Oprócz stężeń poprzecznych pasa górnego stosowano wiatrownice w płaszczyźnie pasów górnego i dolnego.

Całkowity ciężar dźwigarów (12 przęseł) wyniósł 5600 ton. Montaż odbywał się przez nasuwanie gotowych dźwigarów.

B) Mosty spawane.

W budownictwie mostowym w ciągu ostatnich 4 lat rozwinęło się bardzo spawanie. Nawet ci konstruktorzy, którzy z początku zajęli stanowisko negatywne lub wyczekujące, zostali przekonani co do korzyści, wynikających z tej metody połączeń elementów stalowych.

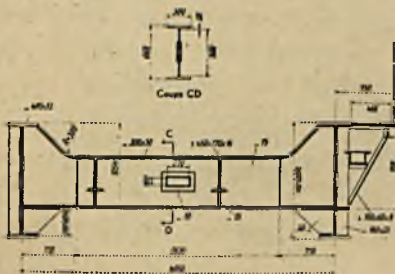
Z pośród licznych mostów spawanych wykonanych ostatnio we Francji najcelowsze są 3 następujące:



Rys. 32. Most „Porte de la chapelle” w Paryżu.

1) Most kolejowy „Port de la Chapelle” w Paryżu (rys. 32). Dla ulepszenia warunków ruchu zastąpiono istniejący stały most przez most spawany usytuowany ukośnie do osi rzeki pod kątem około 41° . Składa się on z dwóch oddzielnych mostów jednotorowych, 3 przęsłowych o rozpiętości $22,3 + 35,2 + 22,3$.

Dźwigary główne o rozstawie 4,05 m są połączone belkami poprzecznymi. Szczegóły konstrukcyjne widzimy na rys. 33.



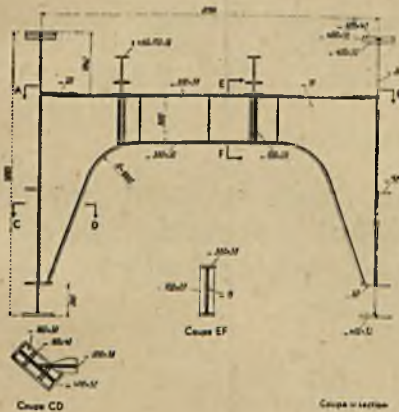
Rys. 33. Przekrój poprzeczny mostu „Porte de la chapelle”.

Wobec tego, że tor znajduje się na krzywej, belki poprzeczne jezdni przymocowano w linii łamanej do belek po-

przecznym. Chodniki umieszczono zewnątrz dźwigarów głównych. Dla odwodnienia mostu urządzono układ rur i rynien, prowadzących do kanałów odpływowych, umieszczonych pod chodnikami.

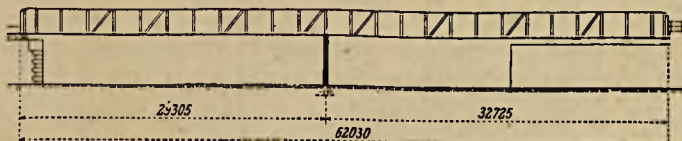
Dźwigary środkowe składają się z blachy pionowej grubości 20 mm, do której u góry i u dołu są przypojone na styk nakładki o szerokości 400 mm, grubości 52 mm. Niektóre szwy zostały wykonane w kształcie X, zgodnie z przepisami z 1935 r.

Wysokość środnika dźwigarów głównych środkowego przęsła wynosi 1,32 m, na podporach dochodzi do 1,51 m. W przęsłach skrajnych wysokość jest stała i równa się 0,91 m. Co 2,2 m blachy pionowe są usztywnione po obu stronach przypojonymi nakładkami, przy czym zewnętrzne są nieco przesunięte względem wewnętrznych.



Rys. 34. Usztywnienie poprzeczne.

Usztywnienie poprzeczne mostu stanowią blachy fasonowe o grubości 15 mm z nakładkami 300×30 (rys. 34), przypojone do dźwigarów głównych. Wiatrownice wykonano z walcowanego profilu I NP 45. Zarówno w fabryce, jak i na budowie stosowano wyłącznie spawanie.



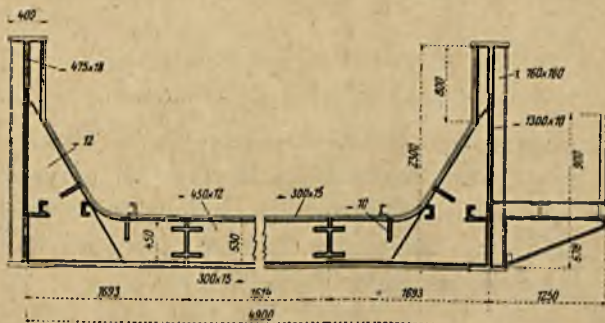
Rys. 35.
Widok
ogólny
mostu w
Soissons.

2) Ukośny most kolejowy w Soissons na północnych kolejach żelaznych. Jest to belka ciągła o rozpiętości $2 \times 62,95$ m i rozstawie dźwigarów 4,9 m. Nazewnątrz dźwigarów umieszczone są chodniki na wspornikach. Środkowa podpora przegubowa spoczywa na łożysku całkowicie spawanym (rys. 35 i 36).



Rys. 36. Szczegóły konstrukcyjne mostu w Soissons.

Dźwigary główne składają się z blach pionowych 10 i 18 mm, do których przypocone są nakładki o szerokości 400 mm i grubości 25 mm, 35 mm i 52 mm, zależnie od wielkości momentu gnącego.



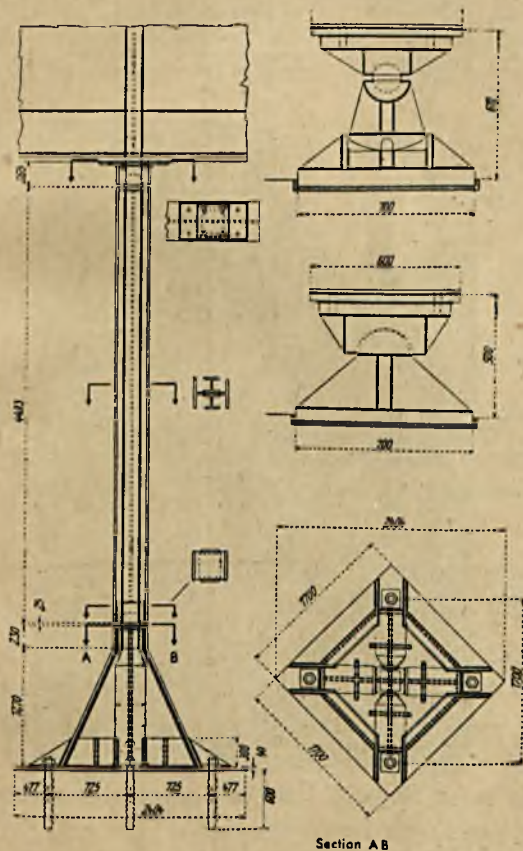
Rys. 37. Przekrój poprzeczny mostu w Soissons.

Na rys. 37 widzimy stężenia poprzeczne dźwigarów, a na rys. 38 konstrukcję podpory przegibnej i łożysko.

3) Most w Neuilly całkowicie spawany składa się z dwóch łuków 2 przegubowych o rozpiętości 67 m i 82 m, co

było uwarunkowane względami terenowymi. Obydwa łuki są identyczne podano przeto opis łuku 82 metrowego.

Jezdnia spoczywa na słupkach rozstawionych w odległości 3,22 m, opartych na 12 łukach bezprzegubowych. Przekrój

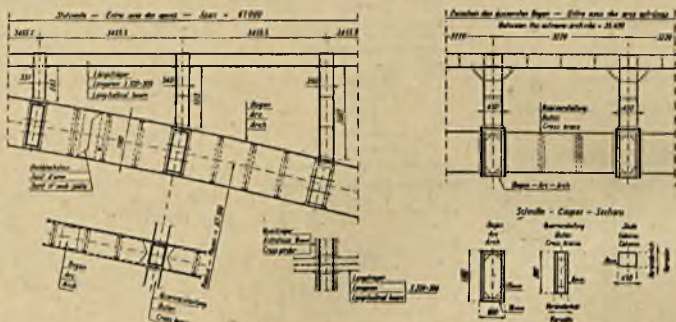


Rys. 38. Podpora przegibna i łożysko mostu w Soissons.

łuku skrzynekowy o wymiarach $1,18 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$ otrzymano, spawając ze sobą 4 blachy pod kątem prostym, przy czym od wewnątrz dano — co 1 m usztywnienia z blach w kształcie trójkątów (rys. 39). Łuki połączone między sobą beleczkami skrzynekowymi zaopatrzonymi od wewnątrz w przepony, podobnie jak łuki. Beleczki te o wysokości 0,98 m składają się z 2 blach pionowych o grubości po 8 mm i 2 nakładek po 10 mm.

Słupki mają również przekrój skrzynekowy, złożony ze spo-

jonych ze sobą czterech blach o grubości po 8 mm i szerokości w jednym kierunku 0,45 m, w drugim zaś 0,32 m do 0,39 m. Słupki, rozstawione co 3,45 m, opierają się na specjalnych odlewach stalowych, przypojonowanych do łuku.



Rys. 39. Most w Neuilly.

Belki podłużne jezdni oparte na słupkach, są to profile walcowane I w wymiarach 320 mm × 300 mm. Między słupkami znajdują się stężenia poprzeczne z blach o grubości 8 mm.

Nowe mosty stalowe w Szwecji.

Maj. E. I. Nilsson.

W ostatnich latach zbudowano w Szwecji dużo mostów stalowych (drogowych i kolejowych) ciekawych bądź to pod względem architektonicznym, bądź też pod względem sposobu wykonania.

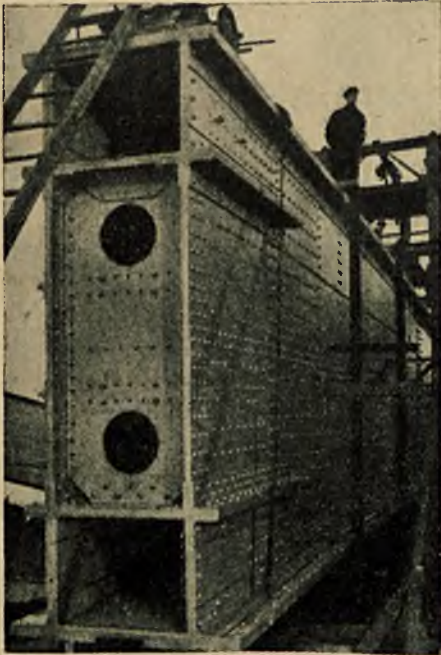
Należy podkreślić, że w Szwecji do konstrukcji stalowych używa się w szerokich granicach spawanie.



Rys. 40. Most przez jezioro Mälär w Sztokholmie.

Z mostów drogowych już wykończonych lub będących obecnie w budowie można przytoczyć następujące:

1) Most łukowy przez jezioro Mälär w Sztokholmie (rys. 40). Składa się on z dwóch łuków o rozpiętościach 168 m i 294 m i szerokości $2,5 + 19,0 + 2,5 = 24$ m, przy czym chodniki są umieszczone na wspornikach. Całkowita długość mostu, łącznie z wiaduktami doprowadzającymi wynosi 601,5 m.

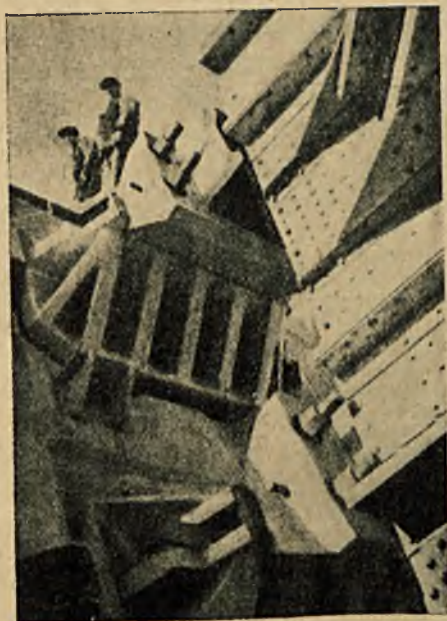


Rys. 41. Przekrój przez łuk.

Jezdnia żelbetowa złożona z belek podłużnych, poprzecznych i płyty, wznosi się 30 m nad poziomem wody normalnej. Każde przęsło składa się z dwóch dźwigarów łukowych, dwuprzegubowych o rozstawie 18 m i przekroju dwuskrzynkowym. Wysokość w zworniku i wezłowie — odpowiednio 2,0 m i 4,0 m dla mniejszego przęsła, 2,5 m i 4,6 m dla większego.

Na rys. 41 i 42 widzimy przekrój dźwigara i łożysko na przyczółku.

Stężenie podłużne stanowią wiatrownice w kształcie litery K. Strzałka łuku wynosi $1/8,2$. Stal użyto dla łuku ST. 52; dla części łączących (wiatrownic i słupków) ST. 44.

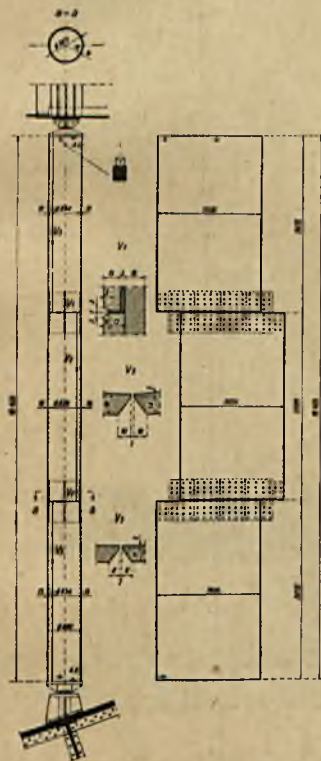


Rys. 42. Łożysko mostu [na przyczółku.

Rys. 43. Widok słupów i wie-
townic.



Pomost składa się z belek poprzecznych nitowanych, rozstawionych co 12,9 m i dziesięciu spawanych belek podłużnych. Wiatrownice poziome z blach spawanych w kształcie odwróconej litery T są przynitowane w węzłach. Jezdnię podtrzymują częściowo spawane słupki o przekroju kołowym średnicy 600 — 700 mm (rys, 43 i 44).



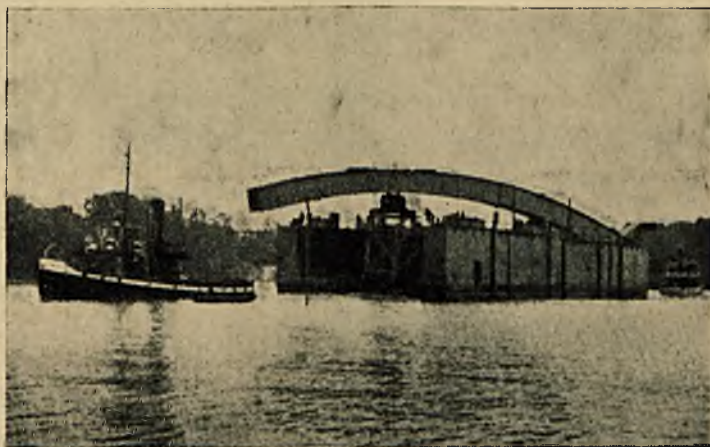
Rys. 44. Konstrukcja słupów podtrzymujących jezdnię.

Montaż mostu był bardzo ciekawy. Segmenty łuków o długości około 13 m odpowiadającej długości przedziału i ciężarze maksymalnym 65 ton po przywiezieniu na miejsce budowy umieszczono na stałych rusztowaniach i znitowane (rys. 45a i 45b).

Następnie połówki dźwigarów nasunięto czasowo na podpory i przymocowano wiatrownice, po czym końce łuku wzniesiono do odpowiedniej wysokości na pomocniczą wieżę i znitowano (rys. 46a).



Rys. 45a. Widok mostu w czasie montażu.



Rys. 45b. Widok mostu w czasie montażu.

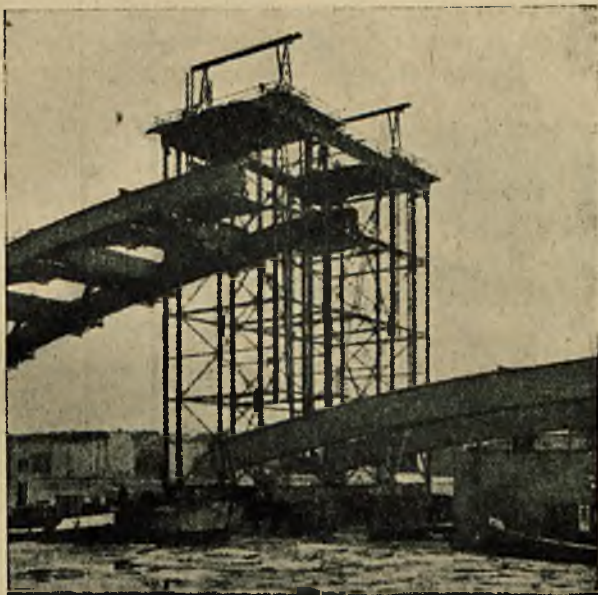
Do montażu słupów i jezdni posilkowano się zórawiem, jak to widzimy na rys. 46b.

Całkowity ciężar mostu wyniósł 7000 ton, w tym 2000 ton spawanych.

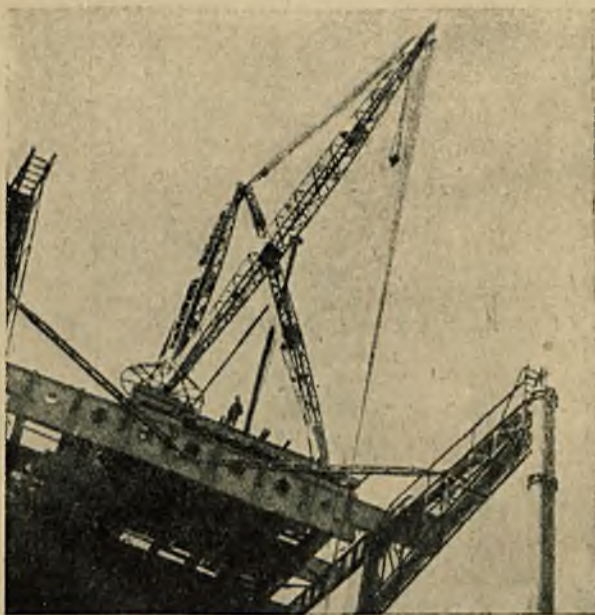
2) Most Poalsund, łączący wyspę Lärigholm z Sötermalm jest całkowicie spawany o długości całkowitej wraz z wiaduktami 276,6 m i szerokości 24 m.

Środkowe przęsło stanowi łuk o rozpiętości 56 m.

Konstrukcja jezdni jest podobna do jezdni mostu, opisa-

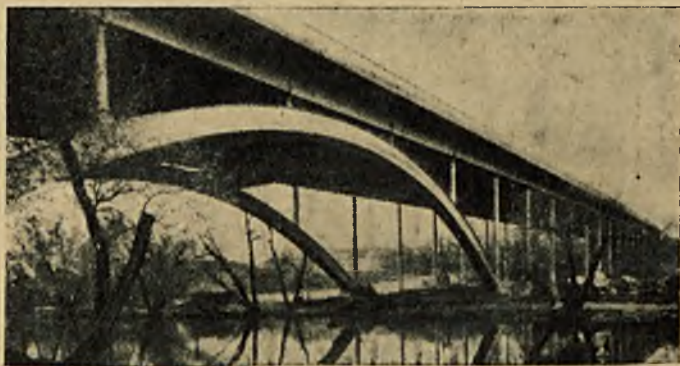


Rys. 46a. Wieża pomocnicza.



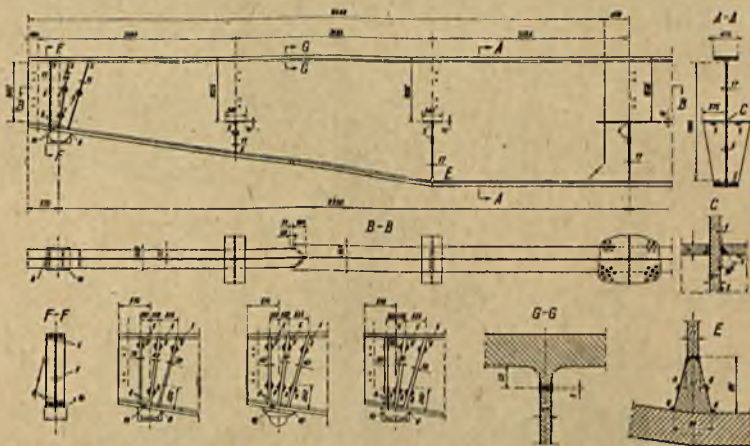
Rys. 46b. Żóraw.

nego poprzednio, z tą różnicą, że ilość belek podłużnych wynosi 7. Most ten jest ciekawy ze względu na konstrukcję i wykonanie łuków i belek poprzecznych.



Rys. 47. Widok ogólny mostu Poalsund.

Spawane w fabryce belki poprzeczne o długości 19,5 m i wysokości 1,13 do 2,06 m składają się z blachy pionowej 17 mm i nakładek 450×60 mm pośrodku belki i 300×60 mm na końcach (rys. 48).

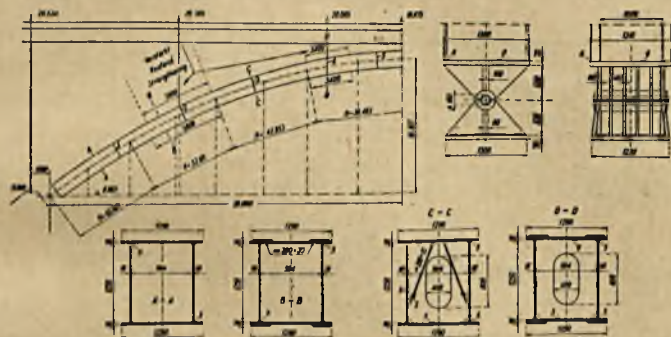


Rys. 48. Konstrukcja belki poprzecznej.

Dźwigiary główne, które stanowią paraboliczne łuki dwuprzegubowe o przekroju skrzynkowym (rys. 49) spawano z segmentów (4 dla połowy łuku) na specjalnych rusztowaniach.

Spoiny połączeń poziomych i pionowych wykonana w kształcie litery V.

Usztywnienia wewnętrzne łuków są rozstawione co 6 m. W miejscach występowania największych momentów dodano nakładki.



Rys. 49. Konstrukcja dźwigarów głównych.

Całkowity ciężar konstrukcji wyniósł 1100 ton. Stal użyto ST 52 i ST 44.

3) Most Ś-go Eryka. W ubiegłym roku rozpoczęto przebudowę starego mostu św. Eryka w Sztokholmie.

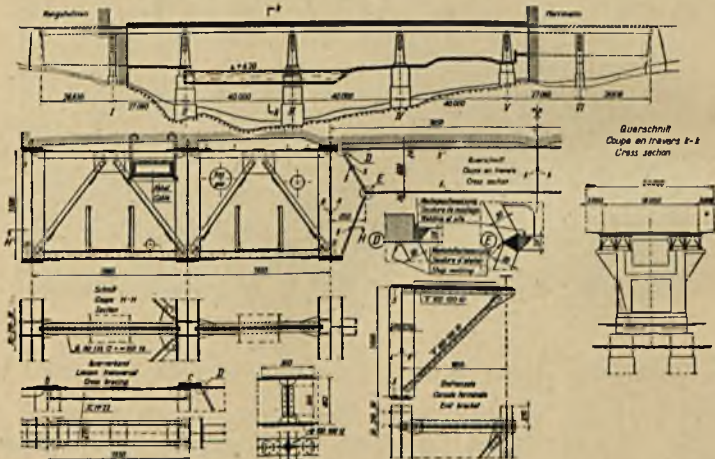
Most ten, zbudowany zaledwie przed trzydziestu laty, składał się z trzech przęseł łukowych o rozpiętości 3×40 m i dwóch skrajnych przęseł kratowych po 26,7 m. Szerokość użyteczna mostu wynosiła 18 m.



Rys. 50. Nowy most św. Eryka w trakcie budowy.

Wobec silnego wzrostu ruchu zaszła konieczność poszerzenia go do 24 m i przystosowania do zwiększonego obciążenia. Należało przewidzieć również dwa tory dla kolei podmiejskiej pod jezdnią ruchu kołowego. Most po przebudowie widzimy na rys. 50.

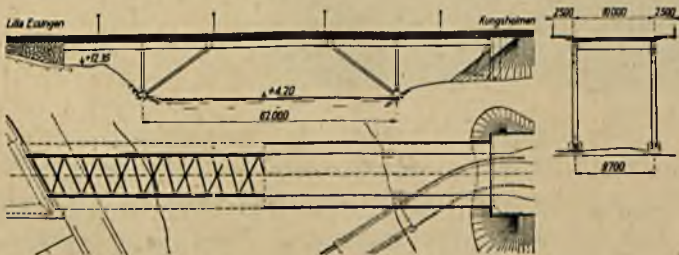
Fundamenty podpór wzmocniono przez zastrzyknięcie cementu. Po zabetonowaniu stalowych podpór starego mostu i poszerzeniu go za pomocą wsporników (rys. 51) zmontowano nową konstrukcję stalową, składającą się z sześciu dźwigarów (belki ciągłe) i belek poprzecznych całkowicie spawanych.



Rys. 51. Szczegóły konstrukcyjne mostu św. Eryka.

Srodniki belek podłużnych posiadają wysokość 2,0 m, do nich przypoiono nakładki u góry i u dołu.

Budowę wykonano w trzech etapach. W pierwszych dwóch usunięto starą jezdnię i wbudowano zewnętrzne belki podłużne i wiatrownice oraz prowizorycznie zabetonowano jezdnię. Podczas tych robót ruch pieszy odbywał się kolejno na jednym tylko chodniku. W trzecim etapie robót, t. j. podczas budowy środkowego pasa jezdni, ruch skierowano wzdłuż ukończonych części bocznych jezdni. Stara konstrukcja służyła jako budowla



Rys. 52. Mały most Essing.

pomocnicza przy montażu i została usunięta po ustawieniu nowych przęseł.

Do wykonania dźwigarów użyto stal ST 48, części drugorzędne wykonano ze stali ST 44. Ciężar własny mostu wyniósł 1100 ton, podczas gdy stary most ważył 1600 ton.

4) Mały most Essing o rozpiętości środkowego przęsła 62,0 m i długości całkowitej 109 m składa się z dwóch dźwigarów (belki ciągłe) w rozstawie 9,7 m (szerokość jezdni 10,0 m), przy czym chodniki 2,5 m są umieszczone na wspornikach (rys. 52). Ciężar konstrukcji spawanej wyniósł 240 ton.

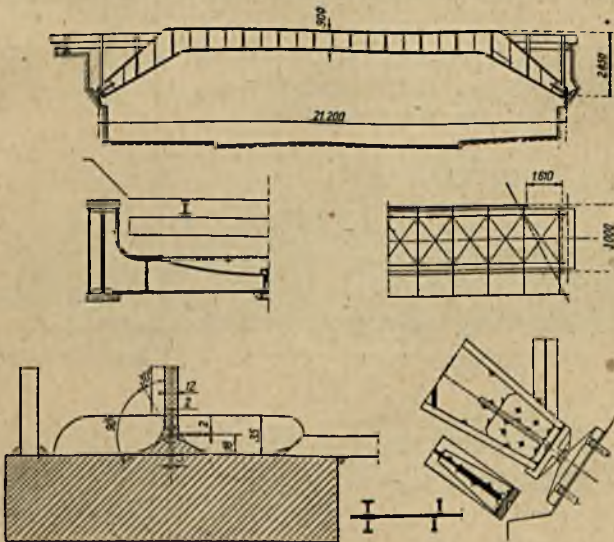
Zastosowanie stali w budownictwie mostowym.

Dr. Inż. G. Schaper.

W Niemczech ostatnio w związku z realizacją planu budowy sieci autostrad wykonano szereg mostów stalowych spawanych i nitowanych o dużych rozpiętościach. Włożono wiele starań dla scharmonizowania konstrukcji mostów z otoczeniem i trzeba przyznać, że w wielu przypadkach projektujący osiągnęli bardzo dodatnie efekty. Oto kilka przykładów.

I. Mosty ramowe.

Na rys. 53 widzimy ramę dwuprzegubową, całkowicie spawaną, o rozpiętości 21,2 m. Belka górna posiada wysokość stałą w celu pozostawienia odpowiedniej wysokości przejazdu.



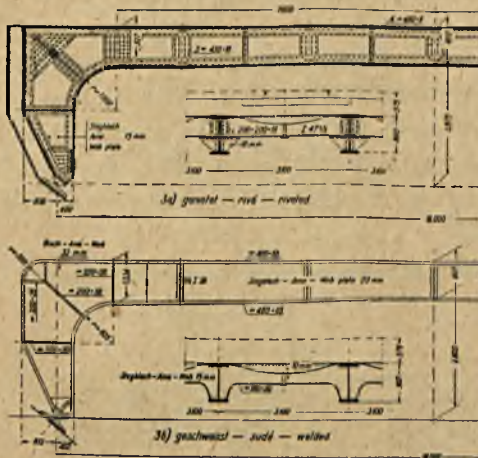
Rys. 53.

Do części zagiętej rygla przymocowane są słupki, podtrzymujące jezdnię. Blachy pionowe są spawane w miejscach momentów zerowych. Stopy ramy są usztywnione. Na przekroju poprzecznym widzimy ustrój jezdni. Zagięcia ramy nie wymagały specjalnej konstrukcji. Wogóle cała budowa odznacza się ogromną lekkością i prostotą. Wiadukt wykonano za pomocą spawania w fabryce w całości przewieziono na miejsce i ustawiono na uprzednio przygotowanych podporach.



Rys. 54.

Rys. 54 przedstawia wiadukt drogowy nad koleją żelazną i autostradą. Jest to ramownica dwuprzegubowa o rozpiętości (w części nad autostradą) 33 m, stanowiąca pod względem estetycznym piękne rozwiązanie w danych warunkach terenowych.



Rys. 55. Dwuprzegubowa ramownica: nitowana (u góry) i spawana (u dołu).

Następne dwa przykłady ramownic dwuprzegubowych, nitowanej i spawanej, widzimy na rys. 55. W ramownicy nitowanej blachy rygla i nogi ramy spotykają się pod kątem prostym, przy czym nakładki górne są w tych miejscach przerywane z wyjątkiem jednej, która przekrywa styk. Styki blach rygla i stopy jest wzmocniony obustronnie blachami fasonowymi o grubości 30 mm i kątownikami. Ścianka pionowa rygla i stopy są również odpowiednio wzmocnione.

Porównanie ramownicy nitowanej i spawanej wypada stanowczo na korzyść tej ostatniej i to zarówno pod względem estetycznym, jak i ekonomicznym. Obydwa mosty wykonano ze stali ST 37 dźwigar nitowany waży 19,4 tony, spawany zaś tylko 4,3 tony. Nakładki górna i dolna o wymiarach 460×65 mm biegną bez przerw, łącząc się ze sobą spoiną w kształcie litery V w dwóch tylko miejscach. Blacha pionowa na podporach jest wzmocniona obustronnie nakładkami grubości 10 mm. (Obecne przepisy obliczeń umożliwiają dalej idące uproszczenie przez zastosowanie w tym miejscu grubszego średnika zamiast obustronnego wzmocnienia). Dla uniknięcia wygięcia blachy pod wpływem dużych sił ściskających nakładki są znitowane ze średnikiem, co, oczywiście odpadłoby, w razie zastosowania grubszego średnika.

II. Mosty łukowe z belką usztywniającą.

W ostatnich latach w Niemczech zbudowano dużą ilość t. zw. mostów Langera (od nazwiska konstruktora, inżyniera

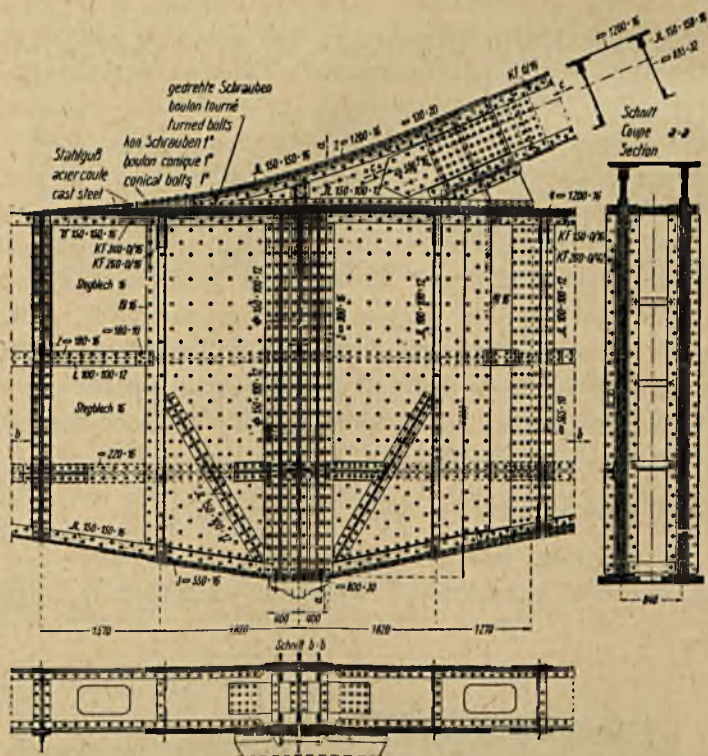


Rys. 56.

austriackiego), składających się z łuku z belką usztywniającą typu belki o ściance pełnej. Jeden z przykładów widzimy na rys. 56.

Jest to most nitowany, którego środkowe przęsło posiada rozpiętość 120m, boczne są przedłużeniem belki usztywniającej i stanowią belki ciągle dwuprzęsłowe o rozpiętości 33,4×26,0 m.

Ścianka pionowa skrajnych przęseł posiada wysokość 3,2 m, zaś podwójna ścianka przęseł, graniczących z łukiem, wysokość zmienia od 3,2m do 4,8 m. Na rys. 57 i 58 widzimy konstrukcję węzła dźwigarów i część przekroju poprzecznego.

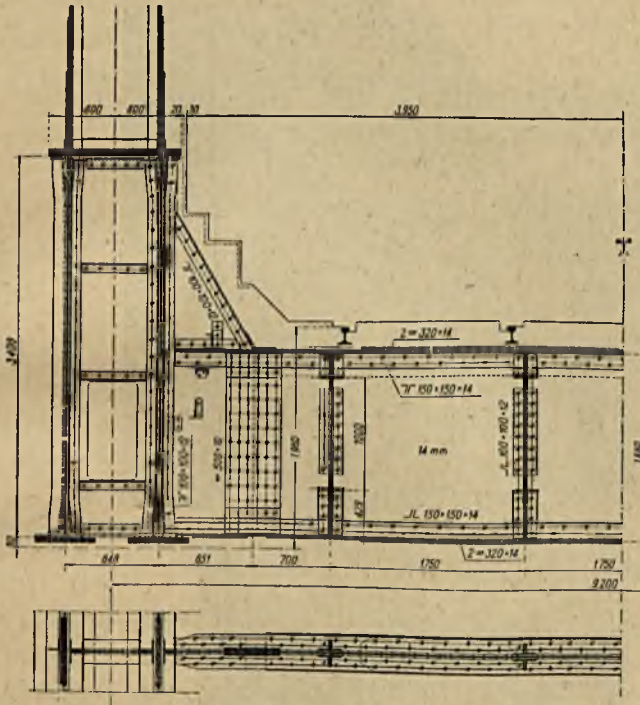


Rys. 57. Węzeł dźwigara głównego.

Rys. 59 przedstawia wiatrownice, rys. 60 stężenia poprzeczne.

Przykład całkowicie spawanego łuku z belką usztywniającą o rozpiętości 103 m widzimy na rys. 61.

Węzły leżą na paraboli. W przekroju poprzecznym belka poprzeczna posiada jedną blachę pionową, łuk zaś jest dwu-

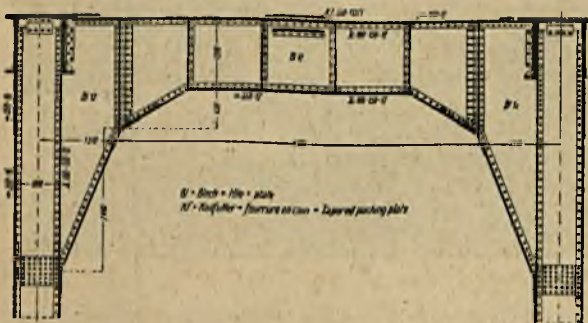


Rys. 58.

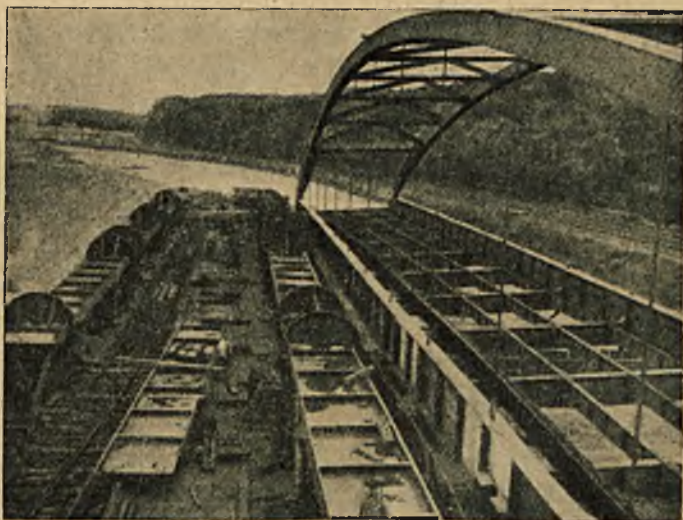


Rys. 59.

ściankowy. Obok gotowej konstrukcji widzimy części, będące w budowie, które są tak ułożone na rusztowaniach, aby spawanie mogło być wykonywane w położeniu poziomym.



Rys. 60.



Rys. 61.

III. *Belki o ścianie pełnej.*

Budowa sieci autostrad wywołała niejednokrotnie konieczność przejścia szerokich dolin w okolicach górystych i pagórkowatych. Najodpowiedniejszym rozwiązaniem w tych przypadkach było stosowanie belek ciągłych o ścianie pełnej. Rozpatrzmy kilka przykładów.

Przykład 1. Belka ciągła o rozpiętości $90 + 108 + 90$ i rozstawie dźwigarów 12,5 m.



Rys. 62.

Pod względem estetycznym rozwiązanie bez zarzutu. Podpory środkowe są to słupy żelbetowe o wysokości 68 m,

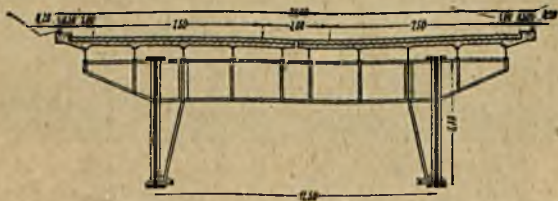
umieszczone na wspólnym fundamencie, u góry połączone rygłem, rys. 63.

Szerokość użyteczna jezdni wynosi 21,4 m, w tym dwa



Rys. 63.

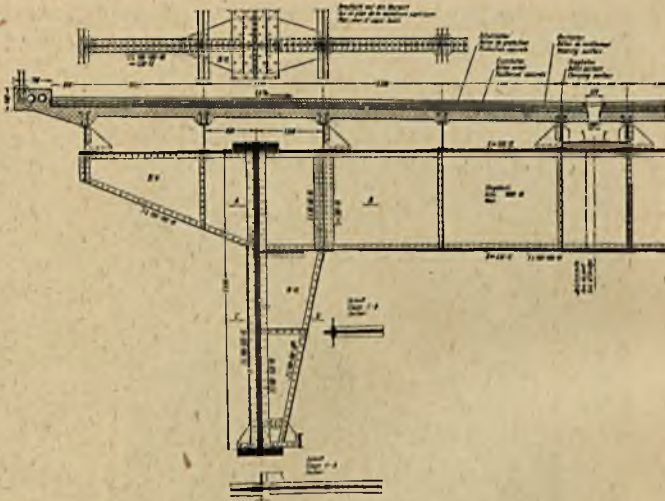
tory po 7,5 m, wolny pas międzytorowy 3,0 m, pasy ochronne po 1,0 m, rys. 64.



Rys. 64.

Jeźdnię stanowi płyta żelbetowa, spoczywająca na belkach podłużnych I—50. Belki poprzeczne, rozstawione co 6,0 m, są to ramy, których konstrukcja pokazana jest na rys. 65.

Dźwigary główne i belki poprzeczne wykonano ze stali ST. 52, inne części ze stali ST. 37. Wobec wielkiej wysokości i wybranego typu wiaduktu montaż odbywał się bez rusztowań.



Rys. 65.

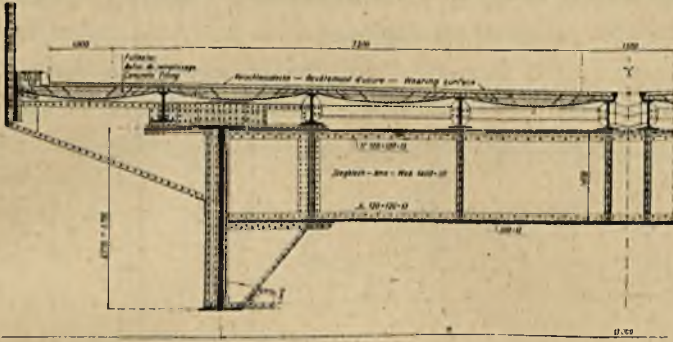
Przykład 2. Sprzyjające warunki topograficzne i stosunkowo niewielkie wymagane wzniesienie wiaduktu nad doliną, wynoszące 43 m ułatwiło zadanie. Wiadukt o długości 365,4 m został podzielony na 7 części, przy czym środkowe przęsło posiada rozpiętość 63,8 m, reszta po 40,6 m, rys. 66.



Rys. 66.

Jezdnia składa się z belek podłużnych o przekroju I—45, rozstawionych co 2,37 m, do których jest przymocowane żelazno nieckowe, wypełnione betonem. Belki poprzeczne o rozstawie 5,8 m, są częściowo przymocowane do dźwigarów głównych bezpośrednio, częściowo za pośrednictwem wsporników (rys. 67).

Ilość blach poziomych dźwigarów głównych o przekroju 700×16 zmienia się w zależności od wielkości momentów.



Rys. 67.

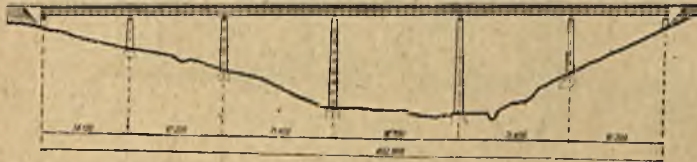
Na uwagę zasługują tu podpory, które wykonano w kształcie ram o przekroju skrzynkowym (rys. 68).



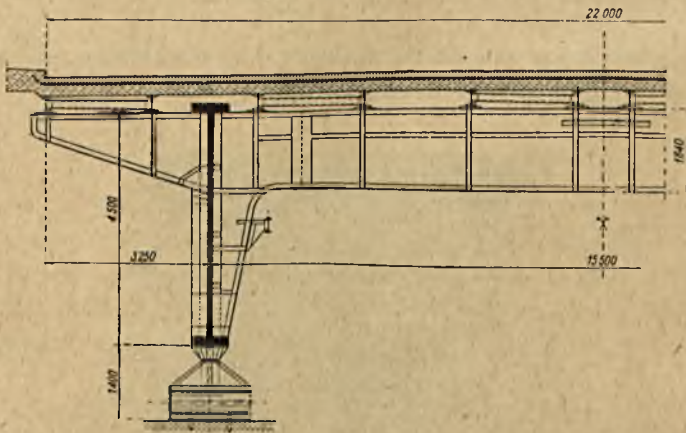
Rys. 68.

Nogi ramy zwężają się ku dołowi. Rygiel o wysokości 3,2 m posiada przekrój analogiczny.

Przykład 3 (rys. 69 i 70). Sześcioprzęsłowa belka ciągła o całkowitej rozpiętości 402,9 m, spoczywa na 5 masyw-



Rys. 69.



Rys. 70. Belka poprzeczna na podporze.

nych filarach. Jeźdnię żelbetową podtrzymują belki podłużne, które są połączone ruchomo z belkami poprzecznymi. Dla przenoszenia poziomych sił od hamowania zastosowano specjalne połączenia.

III. Mosty kratowe.

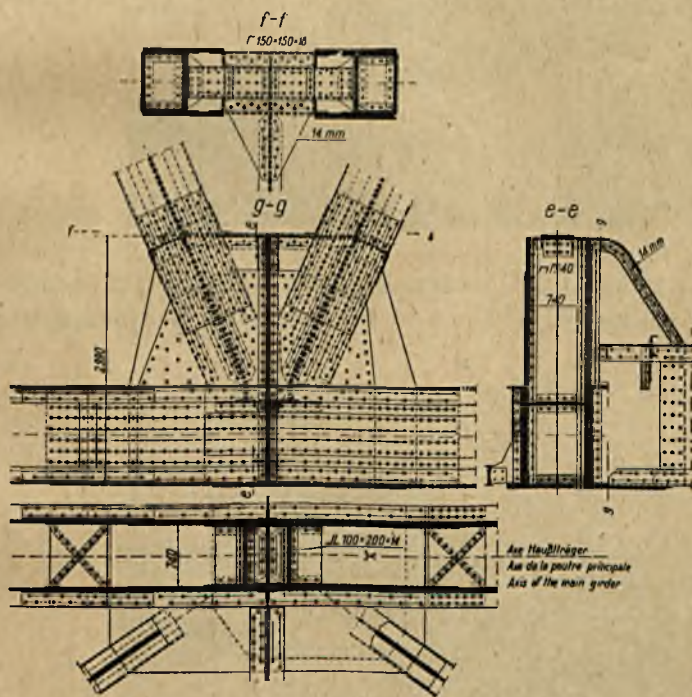


Rys. 71.

Przykład 1. Dwuprzęsłową belkę ciągłą o długości 292 m i wysokości 16,5 m o kracie trójkątnej bez słupków widzimy na rys. 71.

Są to dwa mosty obok siebie: kolejowy i drogowy, rozstawione w odległości 4,0 m. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 10 m.

Ciekawe jest przymocowanie belek poprzecznych dla mostu kolejowego (rys. 72).



Rys. 72.

O ile kratownica posiada słupki, to moment zginający belkę poprzeczną, przenosi się na słupki. W kratownicy bez słupków należało to zagadnienie rozwiązać w inny nieco sposób. Moment zginający przenosi się tu za pośrednictwem blachy o wysokości 299 m na tężniki poprzeczne, skąd przez blachy węzłowe na dolne wiatrownice.

Przykład 2 (rys. 73) przedstawia most kratowy trójpierzysłowy o rozpiętości 212,2+66,0+178,7 M i wysokości dźwigarów głównych 16 m.

Szerokość mostu składa się z jezdni 8,5 m oraz dwóch chodników po 2,0 m. Do wykonania dźwigarów głównych użyto stal ST. 52, do innych części ST. 37.



Rys. 73.

Przykład 3. Nitowana kratowa belka ciągła, pięcio-prześłowa o długości 456 m i wysokości 5,2 m pod autostradę (rys. 74).



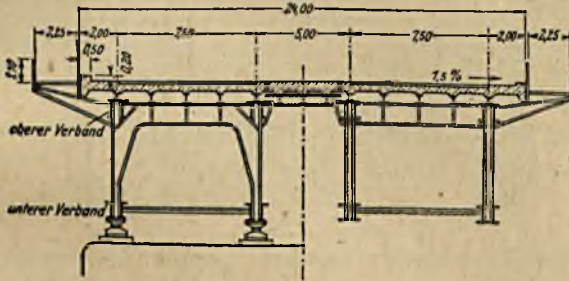
Rys. 74.

Przedłużeniem mostu kratowego jest belka o ścianie pełnej nad torem kolejowym i drogą kołową. Ta część jest całkowicie spawana.

Jak widać z przekroju poprzecznego (rys. 75) obydwie tory są przeprowadzone na oddzielnych dźwigarach.

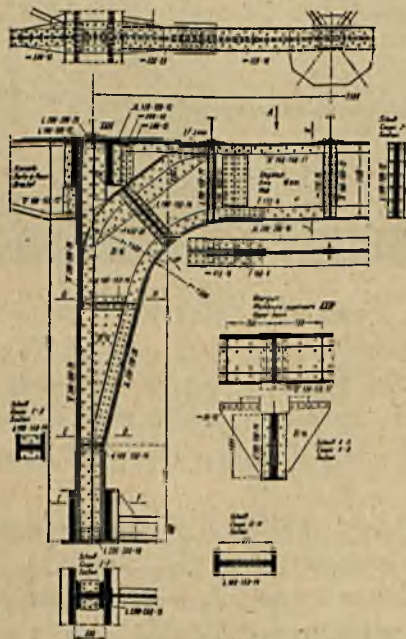
Płyta żelbetowa, spoczywająca na belkach podłużnych (ciągłych) posiada wydzieloną za pomocą dylatacji podłużnej

część środkową (międzytorze). Belki podłużne są połączone ruchomo z belkami poprzecznymi i wspornikami. Po jednej stronie jezdni pozostawiono chodnik dla pieszych, po drugiej zaś dla rowerzystów. Rozstaw dźwigarów głównych wynosi 7,5 m, długość wsporników 4,5 m.

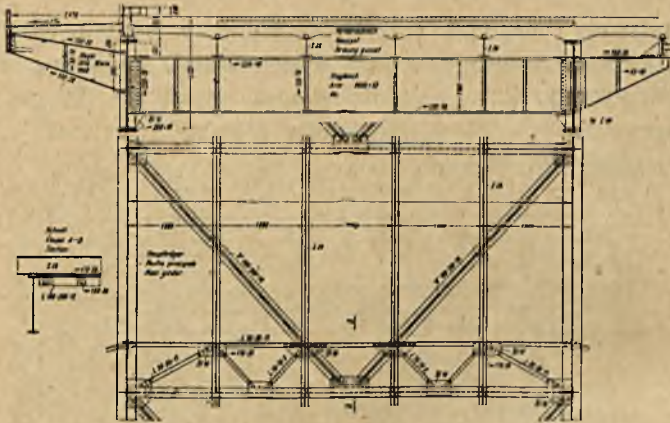


Rys. 75.

Dla przeniesienia sił podłużnych w płaszczyźnie pasów górnego i dolnego są wykonane specjalne wiązania. Siły z górnego węzła przenoszą się na podpory za pośrednictwem silnych ram (rys. 76)



Rys. 76.



Rys. 77.

Na rys. 77 widzimy przekrój poprzeczny części spawanej. Przykład 4 (rys. 78). Na rys. 78 widzimy most o całkowitej długości 857 m. Składa się on z przęśła środkowego

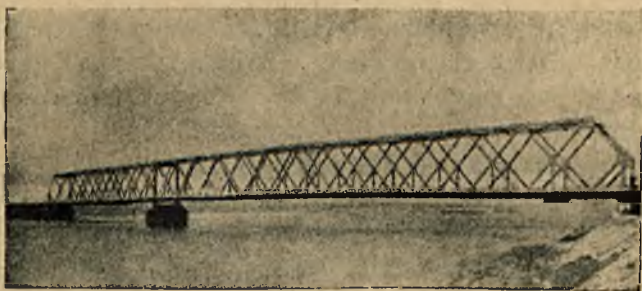


Rys. 78.

250 metrowego i przęśła skrajnych po 125 m rozpiętości, sześciu przęśła kratowych po 45 m oraz wiaduktu doprowadzającego o rozpiętości 87 m. Wysokość wież—40 m (nad poziomem wody normalnej). Szerokość mostu stanowi jezdnia 11-metrowa dwa pasy po 1,0 m i dwa chodniki po 2,15 m, umieszczone na wspornikach.

Przykład 5. Belka ciągła dwuprzęsłowa o rozpiętości 256+154 m i wysokości 24 m (rys. 79).

Po obu stronach znajdują się wiadukty doprowadzające. W przekroju poprzecznym most składa się z jezdni 12 m dwóch pasów 1,5 m dla ruchu kołowego, chodników o szerokości po 2,75 m, umieszczonych na wspornikach. Krata romboidalna zo-



Rys. 79.

stała wzmocniona dodatkowymi słupkami. Dla przeniesienia sił podłużnych służą górne i dolne wiatrownice, które za pośrednictwem ram przenoszą siły na podpory.

INŻ. W. TRYLIŃSKI

NAWIERZCHNIA DROGOWA Z PŁYT BETONOWYCH SZEŚCIOKĄTNYCH SYSTEMU INŻ. W. TRYLIŃSKIEGO.

Nawierzchnia drogowa z płyt betonowych sześciokątnych po raz pierwszy została ułożona w 1933 r. na próbnym odcinku o długości 290 m w Nowym Dworze przy finansowej pomocy samorządu powiatu warszawskiego.

Następne lata wykazały bardzo szybki wzrost ilości wykonanej nawierzchni:

w 1933 r.	1.450 m ²
w 1934 r.	14.000 m ²
w 1935 r.	56.000 m ²
w 1936 r.	250.000 m ²

W 1936 r. do wyrobu płyt zużyto przeszło 10.000 ton cementu.

W powiecie warszawskim, który zainicjował stosowanie nawierzchni, dotychczas ułożono jej koło 15 km. Najdłuższy odcinek — 15,6 km. wybudowano w 1936 r. na drodze państwowej z Kobrynia do Pińska między Drohiczyńem i Janowem Poleskim.

Nawierzchnia z płyt betonowych sześciokątnych znalazła szerokie zastosowanie również na ulicach miejskich: w 1936 r. układano ją w 20 miastach.

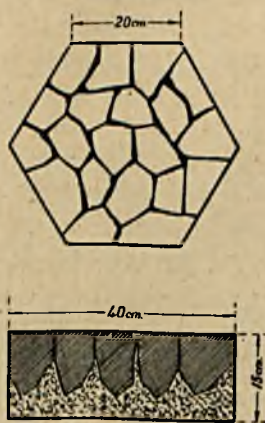
Zasadniczym elementem nawierzchni jest płyta betonowa o kształcie sześciokąta foremnego o średnicy 0,4 m (rys. 1).

Na dno formy żeliwnej układa się ręcznie tłuczeń kamienny o wymiarach 6 — 12 cm., szczeliny między ziarnami tłucznia zalewa się zaprawą cementową 1 : 2,5, po czym formę wypełnia się betonem.

Płyty wyrabia się pod dachem na stołach, posługując się formami żeliwnymi i podkładkami drewnianymi o specjalnym kształcie. Urządzenia te są proste i koszt całkowity zainstalowania wytwórni wynosi zaledwie około 3 zł. na jedną płytę dziennej produkcji.

Przy budowie nawierzchni układa się płyty stroną uzbrojoną tłuczniem do góry. Czteroletnie doświadczenie wykazało, że pod najcięższym nawet ruchem górna powierzchnia płyt

Rys. 1



ściiera się równomiernie i nie zauważa się wykruszania zaprawy cementowej z pomiędzy kamieni.

Po bokach nawierzchnię ogranicza się płytami w kształcie inful (rys. 2), na zakończeniach jezdni używa się połówek

Rys. 2



Rys. 3



Rys. 4



(rys. 3), a na zakrętach wstawia się co kilka rzędów płyty o kształcie klinowym (rys. 5), wyrabiane w specjalnych formach.

Rys. 3.



Na ulicach miejskich przy obramowaniu studzienek kanalizacyjnych i innych urządzeń wystających na powierzchnię stosuje się poza infułami i połówkami także kliny (rys. 4).

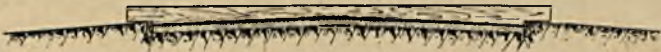
Przystępując do układania nawierzchni, największą uwagę należy zwrócić na dokładne przygotowanie podłoża; w tym



Pierwsze płyty w Nowym Dworze w 1933 r.

celu na gładko splantowanym gruncie rozsypuje się warstwę piasku 3—10 cm i starannie wyrównuje się ją przy pomocy specjalnego szablonu (rys. 6), wałuje się lekkim wałem i ubija się polewając wodą; dobrze przygotowane podłoże ma wygląd

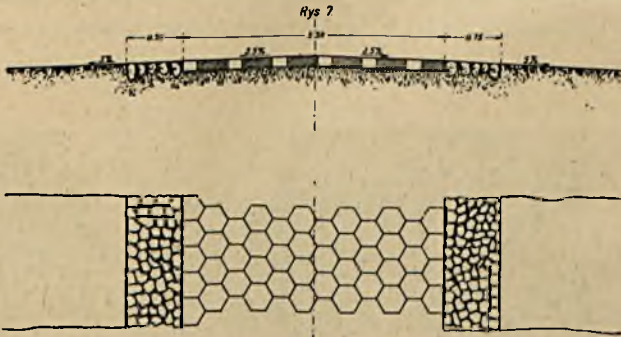
Rys. 6.



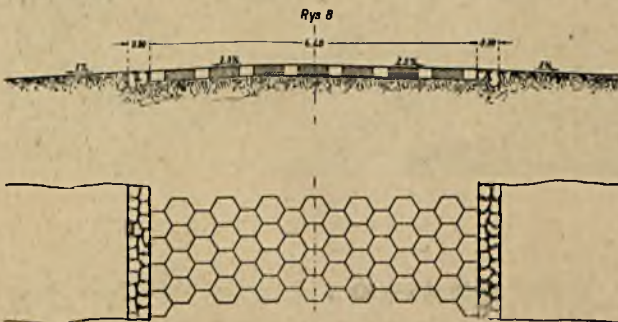
klepiska, a podszwa przy stapaniu nie powinna pozostawiac na nim sladu.

Ukladanie plyt na tak przygotowanym podlozu nie nastrecza zadnych trudnosci, wykonuja ta robotę wyłacznie robotnicy niewykwalifikowani.

Stosowane są różne przekroje nawierzchni. Najoszczędniejszy o szerokości gładkiej nawierzchni 3,5 m z obustronnym obrukowaniem poboczy po 0,75 m (rys. 7) przy stosowaniu na



Polesiu okazał się niepraktyczny, ponieważ furmanki trzymają się środka, a szybki ruch samochodowy jest spychany na brukowane pobocza. Obecnie stosuje się jako minimalny przekrój o szerokości gładkiej nawierzchni 4,4 m (rys. 8) z obustronnym obrukowaniem po 0,3 m, zastępującym wtopione krawężniki.



Przy większym ruchu budowano gładką nawierzchnię szerokości 5 m z obrukowaniem po 1 m; właściwsze jednak jest



Droga z Warszawy do Pułtuska w 1934 r.



Ulica Kościuszki we Włocławku. Zamiana bruku na jezdnię z płyt betonowych w 1935 r.

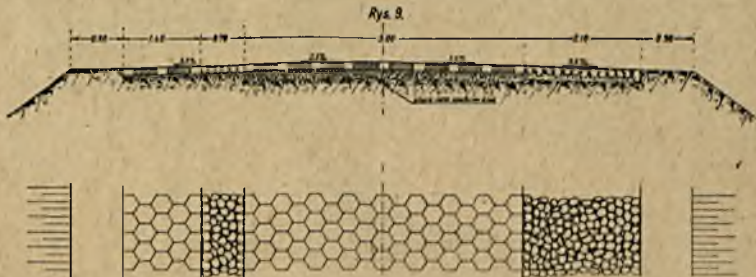
zwiększenie tej szerokości do 5,6 m, przy jednoczesnym zmniejszeniu obrukowania poboczy do 0,7 m.

Zasługują na uwagę chodniki z płyt betonowych sześciokątnych zastosowane na drodze Królewskiej z Warszawy do Wilanowa i na drodze państwowej na przedmieściu Kobrynia



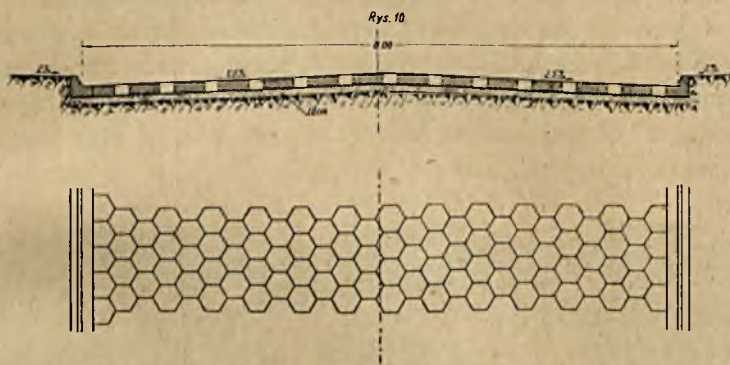
Rynek w Ciechocinku w 1936 r.

(rys. 9). Chodniki takie układa się w jednej płaszczyźnie z jezdnią i mogą one służyć jako ścieżki dla rowerzystów, a w razie masowych przemarszów brak wystających krawężników nie kępuje ruchu na drodze.



Na ulicach miejskich nawierzchnię układa się również na dokładnie splantowanej i ubitej warstwie piasku (rys. 10). Krawężników można użyć normalnych lub lepiej dostosowanych do płyt krawężników w kształcie kątownika, jak uwidoczniiono na rysunku.

Po ułożeniu nawierzchni należy sprawdzić dokładnie przy pomocy łąty każdą płytę i po wyrównaniu zalać spoiny między płytami gorącym asfaltem lub zaprawą cementową. Gdy na-



wierzchnię układa się połową szerokości, pozostawiając drugą dla ruchu, dogodniej jest stosować asfalt. Zalewanie spoin zaprawą cementową kosztuje taniej w przybliżeniu o 1 zł. na



Ul. Unii Lubelskiej w Brześciu nad Bugiem w 1936 r.

1 m², nawierzchnia otrzymuje wygląd jednolitej mozaiki, lecz zaprawa cementowa musi tężać co najmniej dwa tygodnie i konieczne jest kierowanie ruchu objazdem.

Nawierzchnia z płyt betonowych sześciokątnych najbardziej jest zbliżona do drobnej kostki ułożonej na zaprawie cementowej, a ponieważ nie potrzebuje twardego podłoża, prawie trzykrotnie jest od niej tańsza. Jest gładka a nieśliska i pod tym względem najwięcej jest zbliżona do nawierzchni betonowej.

Kształt sześciokątny płyt ma tę zaletę, że w nawierzchni unikamy najniebezpieczniejszych spoin podłużnych, jak również spoin długich, nieuniknionych przy użyciu płyt kwadratowych.



Płyty betonowe na wystawie betoniarskiej w Warszawie w grudniu 1936 r.

Nawierzchnia z płyt betonowych wytrzymuje bardzo wielkie obciążenie ruchem: na odcinkach podwarszawskich przy 5-metrowej szerokości obciążenie ruchem wynosi 1000—1500 ton dziennie, w Łucku na ulicy Jagiellońskiej nawierzchnia 8-metrowej szerokości drugi rok wytrzymuje ruch koło 4000 ton, a w Brześciu nad Bugiem na ulicy Unii Lubelskiej—koło 2500 ton dziennie.

Zbliżony do koła kształt sześciokątny, stosunkowo duże wymiary (1000 cm^2) i waga (35 kg.) płyt zapewniają nawierzchni stateczność; ciśnienie koła o wadze 1 tony na grunt nie przekracza $0,4 \text{ kg/cm}^2$, czyli dwukrotnie mniej niż pod stopą ludzką.

Nawierzchnia z płyt betonowych najlepiej kalkuluje się w stosunku do innych nawierzchni przy wysokiej cenie kamienia. Na kilometr jezdni o szerokości 5 m przy płytach zużywa się koło 800 ton kamienia, gdy na budowę zwykłej szosy—2300 ton; przy cenie tłucznia kamiennego 13—15 zł za tonę, jaką mamy na przykład we wschodniej części Polesia, oszczędność na kamieniu wynosi koło 20,000 zł, suma ta pokryje koszt 200 ton cementu i zwiększonej robocizny i w ostatecznym wyniku kilometr drogi z płyt kosztuje o kilka tysięcy zł taniej niż zwykła szosa.

Materiały potrzebne do wyrobu płyt posiadamy w Polsce w nieograniczonych praktycznie ilościach: piasek i żwir znajdują się prawie wszędzie na miejscu, na tłuczeń można używać kamieni narzutowych i odpadków od wyrobu kostki kamiennej, zdolność produkcyjną polskich cementowni można zwiększyć kilkakrotnie. Przy wyrobie płyt i układaniu z nich nawierzchni zatrudnia się wielką ilość robotników wyłącznie niewykwalifikowanych.

W okresie wzmożonego budownictwa drogowego w związku z hasłem motoryzacji kraju nawierzchnia z płyt betonowych sześciokątnych powinna znaleźć szerokie zastosowanie.

INŻ. SOBCZAK.

UWAGI DO ARTYKUŁU „NIEDOMAGANIA ORGANIZACJI ZARZĄDÓW DROGOWYCH” W NR 112 „WIADOMOŚCI”.

1) *Rejestracja materiałów.*

W powiecie nowotomyskim rejestrację dostaw i zużycia materiałów drogowych przeznaczonych do konserwacji, sporządza się miesięcznie kilometrami. Drogomistrzom pozostawia się pewną ograniczoną swobodę w rozmieszczaniu materiału na długości 1 km. Stan taki uważam za zupełnie słuszny. Materiały przeznaczone do budowy nowych dróg wykazywane są hektometrami, a to celem orientowania się w każdej chwili w rozmieszczeniu tegoż na odcinku przeznaczonym do budowy, dowóz bowiem często odbywa się z różnych stron, po różnych cenach i przez dłuższy okres, a więc nie może być do-

konywany w porządku ciągłym. Rejestrację kilometrami uważam tutaj za niewskazaną. Ogólnie biorąc sama rejestracja jest rzeczą prostą i moim zdaniem nie warto o niej szerzej dyskutować.

2) i 3) Uważam, iż przyzmy sprawiedliwie ułożone o wymiarach $1 \times a \times 0,55$, lub wogóle $am \times bm \times 0,55$ m nie powinny budzić specjalnych zastrzeżeń. Przyzmy takie dają się dobrze układać tylko z kamienia surowego i dostatecznie grubego. Kamień drobny musi być układany w przyzmy o przekroju trapezowym lub trójkątnym. Tłukaczom można z powodzeniem wydawać do wytluczenia po pewnej ilości m^3 (pryzm) kamienia surowego i zapłatę obliczać według ilości wytluczonych przyzm. Obawy, że robotnik wydanego mu kamienia nie wytlucze a wyniesie go lub rozrzuci nie ma, gdyż tłuczka odbywa się zwykle większą partią ludzi pod stałym nadzorem dróżnika. Nigdy się też taka rzecz nie zdarza. „Przyboju” wogóle nie brać pod uwagę, a raczej stawkę płacy utrzymywać wyższą. Tak samo nie uwzględniać „przyboju” tłucznia w księgach obrotu materiału, gdyż dokładność przemierzania i przeliczania jest b. względna i nie jest warta *nakładu pracy*, który w związku z koniecznością wykazywania w sprawozdaniach wartości (rzecz mocno teoretyczna) ogromnie musiałby się podnieść. Kwestii nadmiaru w przyzmach surowego materiału kamiennego (owe 0,55 zamiast 0,5) nie kwestionowałbym przy materiale polnym zbieranym lub kopanym w ziemi, gdyż podczas tłuczki zawsze część tego materiału odpadnie, jako zupełnie zwietrzały i nieodpowiedni do budowy. Zupełnie dobre i dokładne wysortowanie materiału przez, co parę dni zmieniających, niewykwalifikowanych robotników jest niemożliwe.

4) Magazyn z materiałem zużywającym się, dobrze jest mieć w pobliżu biura Zarządu Drogowego. Magazyny - składowe na różne grubsze narzędzia drogowe, jak taczki, wózki, tor kolejowy itd. bywa często dogodniej mieć w kilku różnych miejscach powiatu, przez co można uzyskać zmniejszenie przewozów tych narzędzi.

5) Zaopatrzenie emerytalne dróżników winno być uregulowane w drodze ustawowej.

6) Programy kursów dla dróżników winny być opracowane *jednolicie* przez centralne władze drogowe i podanie or-

ganom drogowym niższym do wiadomości. Nadmienić tu jednak odrazu należy, iż dróżnicy winni być często kontrolowani przez swych przełożonych, t. zn. drogomistrzów i kierownika Zarządu Drogowego, gdyż nawet najlepszy dróżnik przy braku kontroli demoralizuje się, staje się pracownikiem niesumiennym i niedbałym. Dla zagwarantowania tej kontroli, kierownik Zarządu Drogowego winien mieć możliwość wyjazdu na kontrolę w każdej chwili, t. zn. winien mieć na to czas i środek lokomocji. To samo odnosi się do drogomistrzów. Trzeba stwierdzić, że przy rozpowszechnionym obecnie zwyczaju prowadzenia robót we własnym zarządzie i lokomocji rowerami, tej możliwości kontroli nie ma.

7) Przyjmowanie na drogomistrzów tylko techników uznałbym za pożyteczne, gdyż przez to stan dróg może tylko skorzystać, a służba drogowa zyskać na powadze. Dzisiaj pracownik drogowy jest kopciuszkiem, którym każdy pomiata.

Całą gospodarkę drogową prowadzi właściwie kierownik administracji ogólnej (starosta, burmistrz, wójt) według swojego upodobania i swoich pomysłów. Technicy drog. nie mają ani ćwierci tego znaczenia i samodzielności, jak np. lekarze, lek. weterynaryjni itd. W moim przekonaniu stan ten odbija się niekorzystnie na gospodarce drogowej. O inicjatywie ludzi nie mających prawa decyzji, można powiedzieć, iż powoli całkowicie ona zanika, ustępując miejsca zniechęceniu.

8) Środki lokomocji winny być przepisowe, i to: dla kierownika Zarządu Drogowego — samochód, dla drogomistrzów — motocykle. Względy motoryzacji kraju również tego wymagają.

9) Przy ciągłych zmianach robotników trudno jest stosować normy dla wszelkich robót przy budowie dróg. Byłoby dobrze mieć normy pracy (ale i płacy) dla bardziej typowych robót, wiele jednak musi zostać do rozstrzygnięcia praktyce i doświadczeniu kierownictwa.

10) Pożądane.

RECENZJE

Apolinary Przybylski. Ulice i mosty Warszawy. Nakładem autora. Warszawa, 1936 r.

Autor, znany w szerokich kołach członków Stowarzyszenia Techników w Warszawie ze świetnych odczytów wypowiedzianych z wielkim talentem

oraz z kilku monografij wydał monografię o historii budowy ulic i mostów w Warszawie.

Temat, zdawałoby się, może ciekawy tylko dla fachowca i to takiego, który interesuje się przeszłością miasta, nie wzbudzający jednak zaciekawienia wśród szerszych sfer technicznych.

Gdy się weźmie do ręki książkę A. Przybylskiego, czyta się ją z nieślabnącą ciekawością i zainteresowaniem od początku do końca: na podstawie sumiennego wprost benedyktyńskiego przestudiowania wielu archiwów, autor podał historię budowy ulic i mostów w Warszawie w zajmującej i bynajmniej nie suchej formie; z opisów wyłania się stan urządzeń komunikacyjnych w Warszawie w różnych czasach z wyrazistością nadzwyczajną, odzwierciedlony jest nie tylko stan techniki drogowej, ale jednocześnie podkreślony jest stan polityczny Warszawy w różnych jej epokach.

Wielką zasługą autora jest napisanie tej książki obrazującej historię rozwoju pewnego działu techniki w Warszawie i zaszczyt mu ona przynosi.

Książka wydana została nakładem autora, gdyż, niestety, nie znalazły się środki na to ani w instytucjach, któreby winny popierać tego rodzaju wydawnictwa, ani w Zarządzie m. Warszawy, który przedewszystkiem powinien dbać o tego rodzaju wydawnictwa.

Niech te słów kilka uznania zasługi Apolinarego Przybylskiego będzie podniętą dla Niego do dalszej owocnej pracy na polu piśmiennictwa technicznego.

M. N.

„Technische Eigenschaften der natürlichen Gesteine und der Hochofenschlacke und ihre Bewertung für Strassenbauzwecke nach Forschungsergebnissen in verschiedenen Ländern”.

Ostatnio ukazała się w Niemczech nowa książka R. Vespermanna, poświęcona przeglądowi badań i kryteriów stosowanych w poszczególnych krajach przy ocenie technicznych własności materiałów kamiennych i żużla wielkopieczowego przeznaczonych do celów drogowych. („Technische Eigenschaften der natürlichen Gesteine und der Hochofenschacke und ihre Bewertung für Strassenbauzwecke nach Forschungsergebnissen in verschiedenen Ländern”, Von Magistratsbaurat i. R. Vespermann. Mit vielen Tabellen. Kartoniert Rm. 8.50. Union Deutsche Verlagsgesellschaft Berlin S. 112).

Książka ta stanowi niejako uzupełnienie i wartościową całość z poprzednio wydaną przez tegoż autora pracą pod tytułem: „Materiały kamienne twarde i miękkie pochodzenia naturalnego oraz materiały sztuczne (żużel wielkopieczowy) w nowoczesnym budownictwie drogowym” („Verwendung von Hart-Weich-sowie künstlichen Gesteinen bei neuzeitlichem Strassenbau”. Union Deutsche Verlagsgesellschaft, Berlin SW 19. Rm. 2).

W ośmiu rozdziałach swej książki („Technische Eigenschaften”), zawierających 112 str. druku porusza autor następujące zagadnienia:

Rozdział I. Znaczenie badań materiałów kamiennych dla techniki drogowej.

Rozdział II. Podstawy i sposoby badań materiałów kamiennych w poszczególnych krajach.

Rozdział III. Opis metod i zestawienie wyników badań amerykańskich, angielskich, francuskich, szwedzkich i niemieckich.

Rozdział IV. Ogólne własności materiałów kamiennych. Skład mineralogiczny i chemiczny. Struktura i jej znaczenie.

Rozdział V. Techniczne własności naturalnych materiałów kamiennych (twardych i miękkich) i żużla wielkopieczowego.

Rozdział VI. Wymagania techniki drogowej stawiane materiałom kamiennym stosowanym do poszczególnych celów drogowych.

Rozdział VII. Ocena wartości materiałów kamiennych na podstawie podziału grupowego i liczbowych norm jakości.

Rozdział VIII. Wnioski i zakończenie.

R. Vespermann, doskonala znawca problemów związanych z zagadnieniem materiałów kamiennych, znajdujących zastosowanie w budownictwie drogowym, zebrał b. duzo cennego materiału ilustrującego metody, poglądy na badania oraz sposoby użytkowania uzyskiwanych wyników badań w poszczególnych krajach.

Do najciekawszych należą ostatnie rozdziały pracy. Autor omawia istniejące obecnie w różnych krajach normy i przepisy będące podstawą do oceny jakości materiału kamiennego w zastosowaniu do poszczególnych rodzajów nawierzchni.

Uzasadnia wreszcie potrzebę stworzenia właściwej oceny wartości materiałów kamiennych w oparciu o normy liczbowe (Güteziffern) dla poszczególnych własności materiałów kamiennych w uwzględnieniu rodzaju nawierzchni i warunków ruchu.

Inż. W. Skalmowski.

PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

I. Zagadnienia finansowe, ekonomiczne i organizacyjne gospodarki drogowej.

1. *Engineering News — Record* — Nr 2 — 9 lipca 1936 r. *Projekt Ustawy o mostach dochodowych w Stanach Zjednoczonych został odrzucony przez prezydenta Roosevelta.*

30 czerwca 1936 r. prezydent *Roosevelt* odrzucił projekt ustawy, która miała na celu przeznaczanie z federalnych kredytów drogowych sum na kasowanie mostów dochodowych (toll-bridges).

W projekcie odrzuconej ustawy przewidywano możliwość asygnowania z federalnych subwencji na cele drogowe 50% kosztu dowolnego mostu dochodowego, wybudowanego po 3 marca 1927 r., a to w celu skasowania opłat za przejazd przez takie mosty, poczynając najpóźniej od 1 lipca 1938 r.

W motywach swego veto prezydent zaznaczył, że mosty dochodowe wybudowały zarządy drogowe poszczególnych stanów w założeniu, że opłaty będą przeznaczone na amortyzację kosztu budowy i finansowania tych mostów i że opłaty te będą obowiązywały aż do chwili, gdy nastąpi kômpletna

amortyzacja kosztu tych mostów. Wobec tego, uważać należy za nieuzasadnione przeznaczać kredyty z drogowych funduszy federalnych na skasowanie opłat na mostach dochodowych.

Prezydent *Roosevelt* nie zgodził się również na projekt ustawy, w myśl której mosty, należące do instytucji użyteczności publicznej, miały być zwolnione od podatków stanowych, miejskich oraz lokalnych.

2. Die Strasse. Nr 15. 1-szy zeszyt sierpniowy 1936 r. *Opinia prasy belgijskiej o budowie autostrad w Niemczech.*

Pismo belgijskie „L'Automobile Belge” z dn. 5 czerwca 1936 r., ogłosiło wyczerpujące sprawozdanie o budowie autostrad w Niemczech. Artykuł ten uważa budowę niemieckich autostrad za najbardziej „gigantyczną” pracę techniczną, wykonywaną obecnie w Europie. Specjalnie podkreślono w tym artykule, że przystąpiono do robót przy budowie autostrad w Niemczech po przeprowadzeniu przez Kanclerza Rzeszy Niemieckiej obrad i konferencji z najbardziej wybitnymi inżynierami w Niemczech. Obrady te trwały zaledwie jeden miesiąc.

Jednym pociągnięciem pióra Kanclerz Rzeszy usunął wszelkie przeszkody i sprzeciwy zarówno władz państwowych, jak i urzędników państwowych, które hamowały realizację tego gigantycznego programu budowy autostrad w Niemczech. Po ustaleniu zasad finansowania tych robót i po ustaleniu typu nawierzchni dla tych autostrad przystąpiono niezwłocznie do realizacji budowy autostrad, których program obliczono na siedem lat. Program ten jest w chwili obecnej wykonywany w przyspieszonym tempie.

Dla charakterystyki wykonywanych robót artykuł podaje następujące szczegóły: w chwili obecnej buduje się 80 dużych mostów, o ogólnej długości 15 kilometrów, wśród tych mostów są objekty o długości 400 metrów, a nawet niektóre 1.000. metrów długie i 70 metrów wysokie. Dla wtkonania tych mostów należy dostarczyć 70.000 ton stali i 95.000 ton żelaza różnego gatunku. Oprócz tego aż do wiosny 1936 r., wykonano na tych autostradach 1.300.000 m³ betonu i 700.000 m³ żelazobetonu.

W celu przyspieszenia tempa robót stosowane są przy budowie następujące maszyny: 2.200 lokomotyw, 40.000 wagonów, 1.000 walców drogowych i 300 bagrów (pogłębiarek) mechanicznych. Pod wrażeniem otwarcia ruchu na wykończonym odcinku autostrady: *Kolonia—Duesseldorf* i zwiedzenia wykończonych już innych odcinków autostrad w Niemczech, autor artykułu podkreśla rolę autostrad w przyspieszonym tempie motoryzacji i w powiększeniu intensywności ruchu pojazdów mechanicznych na drogach w Niemczech.

Budowa autostrad w Niemczech wymaga asygnowania zaledwie 40% ich kosztu, gdyż 35% stanowi oszczędność na zapomogach i zasiłkach dla bezrobotnych, a 25% wraca do kas rządowych w postaci podatków.

W zakończeniu swego artykułu autor uważa za konieczne rozpocząć budowę sieci autostrad i w Belgji, by zwalczać skutecznie bezrobocie, ożywić życie gospodarcze i przyczynić się do polepszenia czynników, wpływających na większą obronność państwa na wypadek wojny.

3. Revue Générale des Routes. Nr 130, Październik. *Wielkie roboty drogowe w programie zwalczania bezrobocia.*

Ustawa z dn. 18 sierpnia 1936 r., w sprawie wielkich robót, by zwalczać i zapobiegać bezrobociu, pozwoliła na otwarcie specjalnych kredytów przez poszczególne departamenty Ministerstw we Francji.

Artykuł podaje informacje o kredytach, które w tym celu przydzielono we Francji Ministerstwu Robót Publicznych i Ministerstwu Spraw Wewnętrznych.

I. Ministerstwo Robót Publicznych.

Dekret, ogłoszony w piśmie „*Journal Officiel*” z dn. 2 września 1936 r., upoważnił Ministerstwo Robót Publicznych przeznaczyć na zwalczanie bezrobocia przed 31 grudnia 1936 r. kredyty w sumie 700 milionów franków. Z tej sumy 450 milionów franków przeznaczono na drogi państwowe:

1) Budowa dróg państwowych	199.000.000 fr.
2) Budowa i naprawa mostów	40.000.000 „
3) Inwestycje na dawnej i nowej sieci dróg państwowych	191.000 000 „
4) Kasowanie przejazdów w jednym poziomie z liniami kolejowymi	20.000.000 „
Razem	450.000.000 fr.

II. Ministerstwo Spraw Wewnętrznych.

Dekretem z dnia 17 września 1936 r. Minister Spraw Wewnętrznych został upoważniony do asygnowania, przed d. 31 grudnia 1936 r., w wykonaniu ustawy z dn. 18 sierpnia 1936 r., kredytów w sumie ogólnej 200.000.000 franków, z przeznaczeniem ich na:

1) subwencje dla zarządów departamentów w celu wykończenia dróg gminnych, oraz na skasowanie myta na mostach, gdzie jeszcze opłaty za prawo przejazdu istnieją	78.000.000 fr.
2) subwencje dla zarządów departamentów na naprawę, oraz konserwację dróg departamentowych i dróg gminnych, z wyjątkowo insensywnym ruchem kołowym	62.000.000 fr.
3) subwencje dla związków, utworzonych w celu usprawnienia komunikacji w obrębie osiedli źle zaprojektowanych	60.000.000 fr.
Razem	200.000.000 fr.

Wykonanie tego programu robót przyczyni się niewątpliwie do skutecznej walki z bezrobociem oraz ożywi życie gospodarcze.

Wypada więc, że na roboty drogowe przeznaczono we Francji $450 + 200 = 650$ milionów franków, nie licząc dotacji z budżetu na ten sam cel w sumie 245 milionów franków na rok 1936.

II. Ogólne zagadnienia techniczne z zakresu budowy i utrzymania dróg.

1. Die Strasse. Nr 15. 1-szy zeszyt za sierpień 1936 r. *Okólnik w sprawie wykonania robót przy budowie autostrad w Niemczech.* Berlin W. 8. 3 lipca 1936 r.

Nr 1. Odwodnienie podłoża.

Generalny inspektor do spraw drogowych w Niemczech 2224 — 1.

Przy gruntach mało przepuszczalnych lub wogóle zupełnie nieprzepuszczalnych dla wody niezbędnym jest przy wykonywaniu podłoża odwodnienie podłoża.

W wykopach należy w tych wypadkach dbać o to, by wykop na poboczach był wykonywany na początku robót, gdyż to umożliwi odpływ wody z powierzchni podłoża. Jednak przy nieznacznym spadku poprzecznym i niewyrównanej powierzchni podłoża przez odpowiednie ubijanie lub wałowanie często następuje zawilgocenie podłoża. W tych razach należy przystąpić do wykonywania nawierzchni dopiero po odpowiednim wysuszeniu podłoża.

Wobec tego jednak, że i podczas wykonywania betonowych nawierzchni winno być umożliwione odwodnienie przez ułożenie poprzecznych sączków o średnicy 5 cm, któreby odprowadzały wodę, powstałą z opadów atmosferycznych.

Po wykończeniu nawierzchni, gdy drenaż ten jest już zbyteczny, należy zagłębienia, zbierające wodę odprowadzaną przez te drewny wypełnić piaskiem, i w ten sposób uniedostępnić dopływ wody w zbytecznych już wtedy rurach drenarskich.

2. Die Strasse. Nr. 15. 1-szy zeszyt za sierpień 1936 r. *Budowa dróg na gruntach błotnistych.*

Pismo amerykańskie „*Civil Engineering*” podaje opis stosowanych w Ameryce metod przy budowie dróg na gruntach błotnistych. Metody, opisane w tem piśmie, są stosowane od 10 lat, i pozwoliły w wielu wypadkach wybudować drogi samochodowe na przecięciu z terenami błotnistymi. Naogół metody amerykańskie są prawie identyczne, jak i metody, stosowane w analogicznych wypadkach przy budowie autostrad w Niemczech.

Dużą wagę zwracają inżynierowie drogowi w Stanach Zjednoczonych A. P. na dokładne studia terenowe w celu ustalenia głębokości dostatecznie wytrzymałego gruntu pod warstwą błota. W tym celu stosowany jest maszt w postaci rury, wbijanej jednocyndrowym motorem benzynowym, by ustalić głębokość błota i jednocześnie umożliwić wyjęcie próbek gruntu w stanie niewzruszonym.

Przy budowie dróg na terenach błotnistych w Ameryce zdejmują górną warstwę trawy i korzeni roślinnych bądź na całej szerokości nasypu budowanej drogi, bądź też poprzestają na zerwaniu trawy na pasie podłużnym o pewnej szerokości. Następnie są zakładane ładunki, powodujące wybuchy, na osi nasypu, by wzdłuż osi dróg doprowadzić nasyp do wytrzymałego gruntu. Po tych wybuchach stosowane są dalsze wybuchy ładunków, umieszczanych poza obrębem skarp nasypu, by zapewnić dostateczną stateczność skarp bocznych nasypu. Stosowano również w Ameryce i jednocześnie wybuchy w 3-ch miejscach (na osi nasypu i z obu boków wykończonego nasypu), by w ten sposób odrazu spowodować osiadanie nasypu do wytrzymałego gruntu, jednak ta metoda niezawsze dawała pożądane wyniki.

Trzecia metoda polegała na wykonywaniu częściowo nasypu w środku drogi z zastosowaniem min wybuchowych od czoła wykonywanego nasypu.

Stosowano w tych wypadkach w przybliżeniu 0,20 do 0,30 kilograma materiałów wybuchowych na 1 metr kwadratowy podlegającego wytlóczeniu gruntu błotnistego. Ładunki umieszczono w rurach o średnicach 5 cm.

VII. Ruch na drogach, sygnalizacja drogowa, oświetlenie dróg i zadrzewienie.

1. Die Strasse Nr. 15. 1-szy zeszyt za sierpień 1936 r. *W sprawie motoryzacji i ruchu drogowego w Polsce*. (3¼ str. Artykuł p. Curt Krolla).

Zagadnienie motoryzacji interesuje w Polsce intensywnie zarówno sferę rządową, jak i fachowców oraz wogóle opinię publiczną.

Czynnikami, wpływającymi na to zainteresowanie są przede wszystkim postęp motoryzacji w krajach sąsiednich, a specjalnie w Niemczech oraz dążenie do znalezienia właściwego rozwiązania kwestii motoryzacji w Polsce, która jednak w przeciągu ostatnich dziesięciu lat nie poczyniła postępów.

Statystyka ilości pojazdów motorowych w Polsce za okres od 1926 do 1926 r. najlepiej charakteryzuje stan obecny postępów motoryzacji w Polsce.

	samocho- dów oso- bowych	samocho- dów cięż- zarowych	moto- cykli	pojazdów mo- torowych in- nych typów
1926 r. (I/1)	11800	2800	3000	2050
1927 r.	13600	3000	3000	70
1928 r.	18300	3500	3700	100
1929 r.	24500	4800	4600	300
1930 r.	30300	6700	5900	400
1931 r.	31300	7400	8600	600
1932 r.	22200	5800	8000	700
1933 r.	19600	5600	8200	800
1934 r.	20700	5500	8300	800
1935 r.	19900	4900	8300	1050
1936 r.	19600	5000	8400	1080

Artykuł omawia chronologicznie próby zorganizowania w Polsce krajowych wytwórni samochodów i zaznacza, że umowy z samochodowymi firmami włoskimi, szwajcarskimi, angielskimi i amerykańskimi — jak dotąd nie stworzyły krajowego przemysłu samochodowego; zaznaczono w artykule również, że krajowa produkcja ropy naftowej mogłaby wystarczyć na 60.000 samochodów, podczas gdy produkcja benzolu i spirytusu mogłaby zapewnić materiały pędne dla dalszych 40.000 samochodów. Ujawniają się tendencje do wprowadzenia gazu drzewnego, jako materiału pędnego, co mogłoby obniżyć o 2/3 koszt paliwa dla samochodów.

W zakończeniu artykułu autor zaznacza, że w ostatnich czasach firma „Lilpop, Rau i Löwenstein” zawarły z firmą „General Motors” układ, na mocy którego mają być montowane w Polsce samochody marki „Chevrolet” i „Buick”.

Zauważyć się daje również tendencja do stworzenia produkcji krajowej samochodów ciężarowych przy współdziałaniu ciężkiego przemysłu na Śląsku.

2. *Verkehrstechnische Woche* Nr 33. 12 sierpnia 1936 r. *Używane samochody na rynku pojazdów motorowych w Niemczech.*

Ważną rolę w postępach motoryzacji w Niemczech odgrywają używane samochody.

Zdarza się bardzo często, że osoba, która dopiero co otrzymała po raz pierwszy upoważnienie do prawa jazdy samochodem, kupuje taki używany samochód.

Wobec coraz większego wzrostu wydawanych świadectw na prawo jazdy i kierowania samochodem, zauważyć się daje coraz większy popyt na używane samochody.

Na zasadzie danych oficjalnych, które ogłosiły *Prusy*, podajemy niżej dane o intensywności transakcji kupna używanych i nowych samochodów w latach 1932, 1933, 1934 i 1935.

Samochody osobowe:

	1932 r.	1933 r.	1934 r.	1935 r.
Kupno używanych samochodów	128.000	124.000	134.000	169.000
Kupno nowych samochodów	41.000	82.000	131.000	170.000

Samochody ciężarowe:

(bez motocykli o 3 kołach)

Kupno używanych samochodów	31.000	28.000	31.000	36.000
Kupno nowych samochodów	7.000	12.000	24.000	34.000

Zauważyć należy, że w roku 1935 ilości nabytych samochodów nowych i używanych są prawie jednakowe.

3. *Revue Générale des Routes* Nr 129 — Wrzesień 1936. *Wypadki śmiertelne na drogach kołowych we Francji.*

Minister Spraw Wewnętrznych ogłosił dane statystyczne, zebrane przez Zarząd Centralny Policji „*La Direction de la Sureté Générale*” o ilości wypadków śmiertelnych na drogach kołowych we Francji w ciągu 1925 r.

Wypadki z winy kierowców	2425
Wypadki z winy przechodniów pieszych	1161
Wypadki z winy defektów motorów	119
Wypadki spowodowane złym stanem dróg	
lub warunkami meteorologicznymi	421
Wypadki z powodów bliżej nieustalonych	289
Razem	4415

W roku 1934 zanotowano 4.737 czyli, że w roku 1935 lista wypadków śmiertelnych zmniejszyła się o 322.

Jeżeli porównać procent wypadków śmiertelnych w odniesieniu do ilości pojazdów na drogach (samochody osobowe, samochody ciężarowe i motocykle), to można ustalić, że w przeciągu ostatnich dziesięciu lat procent ten stale się zmniejsza.

Podajemy niżej ilość wypadków śmiertelnych w okresie 1925 — 1935 w odniesieniu do 100.000 pojazdów mechanicznych:

1925 — 240 wypadków	1931 — 188 wypadków
1926 — 222 "	1932 — 190 "
1927 — 197 "	1933 — 186 "
1928 — 207 "	1934 — 184 "
1929 — 218 "	1935 — 164 "
1930 — 204 "	

Wypada więc, że bezpieczeństwo ruchu stale wzrasta na drogach we Francji i kierowcy coraz bardziej stosują się do wymagań Kodeksu Drogowego.

4. Revue Générale des Routes Nr 130. Październik 1936. *Przymus zamykania przejazdów drogowych w jednym poziomie z torami kolejowymi.*

Minister Robót Publicznych we Francji wydał okólnik do Zarządu Kontroli eksploatacji technicznej, by zbadano warunki, w jakich są zamykane i otwierane szlabany (bariery) na różnych liniach kolejowych w miejscach skrzyżowania dróg kołowych z torami kolejowymi.

W wyniku tej ankiety wydano obecnie zarządzenie do komitetu wszystkich linii kolejowych we Francji, by, na wzór przepisów, obowiązujących na linii P. L. M. (*Paris — Lyon — Méditerranée*), bezwzględnie zamykano bariery (szlabany) za każdym razem, gdy będzie zgłoszony sygnał zbliżania się jakiegokolwiek pociągu do przejazdu.

5. Bitumen Nr 8. Październik 1936. *Ilość pojazdów motorowych w Niemczech na 1 lipca 1936 r.*

Na 1 lipca 1936 r. zarejestrowano w obrębie Rzeszy Niemieckiej 2.474.591 pojazdów mechanicznych. Z tej liczby przypadało na:

1) Motocykle	1.184.081 = 47,8%
2) Samochody osobowe	945.085 = 38,2%
3) Samochody ciężarowe i cysterny	270.992 = 11,0%
4) Traktory	47.428 = 1,9%
5) Autobusy	15.567 = 0,6%
6) Pojazdy innych kategorii	11.438 = 0,5%

IX. Jezdnie z kamieni naturalnych

1. Revue Générale des Routes Nr 130. Październik 1936 r. *Ceny kostki kamiennej dla bruków — dostarczanej dla Zarządu Miejskiego w Paryżu.*

W chwili obecnej ceny granitowej kostki dla bruków w Paryżu są następujące:

	Stacja wysyłkowa:	Na składzie:
1 tysiąc kostek	— 2300 fr.	3.050 fr.
1 tona	— 202 fr.	262 fr.
Kostka z granitu dla bruku mozaikowego:		
1 tysiąc kostek	— 289 fr.	399 fr.
1 tona	— 170 fr.	235 fr.

W umowach, zawieranych z dostawcami, przewidziano, że Zarząd Miejski ma prawo obniżyć tę cenę w granicach do 20%, o ile dostarczana kostka nie będzie ściśle odpowiadała warunkom technicznym i wymiarom, przewidzianym w ofertach.

X. Jezdnie betonowe, klinkierowe i z kamieni sztucznych

1. Die Betonstrasse Nr 10. Październik 1936 r. *Ubijanie betonowych nawierzchni drogowych w Holandii.*

Przy budowie dróg południowej Holandii stosowano przy wykonaniu nawierzchni betonowych ubijanie betonu, posługując się pneumatycznymi ręcznymi ubijaczkami. Przy betonowaniu dolnego podłoża tej drogi używano maszynę z szeregiem młotków, spadających na powierzchnię betonu. Jak wykazały sześciany próbne po 28 dniach wytrzymałość na zgniecenie dolnego betonowego podłoża, wykonanego w podany wyżej sposób, wynosiła 800 — 1000 kgr/cm² podczas gdy beton w górnej części nawierzchni betonowej wykazywał wytrzymałość na zgniecenie, nie przekraczającą 800 kgr/cm²; beton w dolnym podłożu był o składzie 325 — 350 kgr/m³, podczas gdy beton w górnej części nawierzchni miał skład 400 — 430 kgr/m³.

Stosunek cementowo-wodny w obu wypadkach wyniósł 0,35 — 0,40. Próbkę z dolnej warstwy były sześcianami o krawędzi 12 cm, a krawędzie sześciennych próbek górnej warstwy miały po 6 cm.

By uniknąć niejednakowej wytrzymałości betonu górnej i dolnej warstwy zaczęto stosować następnie maszyny specjalnego typu, w których połączono działanie ubijanek w postaci młotków z ubijaczkami w postaci opadającej periodycznie belki. Jednak i w tym wypadku trudno było ustalić właściwy stosunek wodo-cementowy, gdyż w górnej warstwie beton wypadł stosunkowo bardzo suchy.

Zaczęto stosować następnie do ubijania betonu, przy wykonywaniu nawierzchni betonowych, maszyny typu t. zw. *Dinglera*, w którym belka ubijająca beton nie opada pod wpływem własnego ciężaru, lecz przez działanie mechanizmu z mimośrodem była gwałtownie przyciskana do powierzchni betonu. W tym wypadku udało się, przy zgniataniu próbnych sześcianów z krawędziami po 6 cm, uzyskać wytrzymałość na zgniecenie 800 — 1000 kgr/cm².

Stosowano w jednym wypadku również jeszcze i następującą metodę ubijania betonu. Beton ubijano młotkami pneumatycznymi i następnie przeciągano wzdłuż powierzchni betonu ciężką belkę; w tym wypadku dolne podłoże wykonano w postaci dwóch warstw, tak że całość nawierzchni betonowej składała się z trzech warstw betonu: dwóch dolnych i jednej górnej. Próbne sześciany, o krawędzi 9,5 cm, z dolnej warstwy wykazały wytrzymałość na zgniecenie 688 kgr/cm², 766 kgr/cm² i 689 kgr/cm²; próbki sześciennie, o krawędzi 6 cm z górnej warstwy dały wyniki 625 kgr/cm², 681 kgr/cm² i 940 kgr/cm².

XIII. Mosty i przepusty drogowe.

1. *Revue Générale des Routes* Nr 127 — lipiec 1936 r. *Most wiszący na wyspie „L'île D'Orléans” pod miastem Quebec w Kanadzie.*

Wyspa „L'île d'Orléans” — 25 kilometrów długa i 8 kilometrów szeroka — znajduje się na rzece Ś. Wawrzyńca; krańcowy jej cypel znajduje się w odległości 10 kilometrów od miasta *Quebec*. Wyspa ta liczy 4.000 mieszkańców. By ułatwić komunikację tej wyspy z brzegiem rzeki, gdyż do chwili obecnej posługiwano się w lecie promem, a w zimie saną po lodzie, zbudowano most wiszący pomiędzy wyspą a prawym brzegiem rzeki; całkowita długość tego mostu wynosi około 4420 metrów.

Most ten składa się: 1) z przęseł bezpośrednio nad korytem rzeki i stanowiących most wiszący, o środkowym przęśle 322,75 m w świetle i o długości 722 metry pomiędzy skrajnymi zakotwieniami kabli; 2) z dwóch seryj przęseł z dźwigarami o kracie trójkątnej systemu *Warrena* i o rozpiętości każdego z tych przęseł po 45 metrów — przy ogólnej długości tej serji przęseł 400 metrów od strony wyspy i 275 metrów od strony brzegu rzeki; 3) z 2 wiaduktów żelazo-betonowych, w postaci przęseł o rozpiętości po 18 metrów i przy długości każdego z tych 2 wiaduktów po 1800 metrów i wreszcie 4) z nasypów o długości w przybliżeniu po 800 metrów, z każdej strony mostu — od wyspy i od brzegu,

Jezdnia mostu w obrębie przęseł systemu wiszącego ma szerokość 6 metrów z 2 chodnikami z boku po 1,50 metra. Szkielet jezdni stanowią profile stalowe teowe (T) spawane ze sobą; próżnie pomiędzy żebrami spawanych teowników wypełnia beton. Kable przęśla wiszącego mają średnicę po 0,24 metra. Szczegółowy opis tego mostu podaje w marcu 1935 r. techniczne czasopismo londyńskie, wydawane przez Stowarzyszenie „*Institution of Civil Engineers*” — *London*.

2. *Engineering News Record* Nr 2 — 9 lipca 1936 r. *Modernizacja nawierzchni jezdni mostu zwodzonego w Bridge-Port w Stanach Zjednoczonych* A. P. (1³/₄ str. + 2 fot. + 3 rys.).

W mieście *Bridgeport* (w Stanie *Connecticut*) wybudowano w r. 1919 na szlaku drogi „*Boston Post Road*” na rzece „*Poquonock River*” drogowy most zwodzony, dwuskrzydłowy, o rozpiętości 140' = ∞ 42,7 m i szerokości 56' = ∞ 17,08 m.

Pierwotnie każde ze skrzydeł tego mostu było na całą szerokość mostu jedynolitą konstrukcją stalową, jednak w r. 1930, wobec znacznej szerokości mostu i trudności w odpowiednim stężeniu dźwigarów mostu, które ulegały podczas podnoszenia mostu skręcaniu, podzielono każde ze skrzydeł na dwie połowy.

Pomimo to jednak drewniana jezdnia pokryta płytami asfaltowymi, o grubości 1¹/₂" = ∞ 3,7 cm stale ulegała uszkodzeniom i odkształceniom podczas otwierania i zamykania zwodzonego przęśla mostu. Zdecydowano się wobec tego, zostawiając bez zmiany dawne kratowane belki poprzeczne, zmienić belki podłużne na dużo lżejsze ze stali krzemowej i z ułożeniem na szkielecie z tych belek podłużnych specjalnego pomostu z aluminium w postaci połączonych ze sobą zapomocą koryt aluminiowych, na których ułożono płyty asfaltowe o grubości 1¹/₄" = ∞ 3,1 cm. Dzięki takiej rekonstrukcji używano lekkiego pomostu, który nie podlega odkształcaniu podczas otwierania zwo-

dzonęgo przęsła i który pozwolił na powiększenie obciążenia użytkowego tego mostu.

Waga zmodernizowanego pomostu wynosi: 46,2 funty ang./kw. stopę ang., z czego 30 funtów ang./kw. stopę przypada na płyty z aluminium i z asfaltu, a reszta 16 f. ang./kw. st. na wagę belek podłużnych ze stali krzemowej.

3. Engineering News Record Nr 2 — 9 lipca 1936 r. *Stalowy wiadukt łukowy w Cleveland, przy budowie którego decydowały względy estetyczne.* (art. inż. J. R. Burkey — 4³/₄ str. + 9 fot. + 8 rysunków).

W grudniu 1935 r. ukończono w Cleveland, w Stanie Ohio, budowę stalowego wiaduktu łukowego, któremu przyznał nagrodę estetyczną za rok 1935 Instytut „The American Institute of Steel Construction”.

Wiadukt ten przecina rzekę „Rocky River” oraz część miejskiego parku miasta Cleveland. Wiadukt ten składa się z czterech stalowych łuków dwuprzegubowych, z jazdą górą, oraz z obustronnych dojazdów w postaci przęseł z dźwigarami belkowymi w postaci blachownic.

Dwa środkowe przęsła są symetryczne i mają rozpiętość po 256' = ∞ 78,1 m pomiędzy osiami filarów. Boczne luki, w dostosowaniu do miejscowych warunków topograficznych, są nie symetryczne i mają rozpiętość po 236,7' = 72,2 m.

Od strony wschodniej dojazd składa się z jednego przęsła z dźwigarami belkowymi w postaci blachownic, o rozpiętości 57,8' = 17,6 m, a od strony zachodniej z czterech przęseł belkowych tegoż typu, lecz o rozpiętości po 38,6' = 11,7. Całkowita długość wiaduktu wynosi 1206,9 stóp ang. = 368,1 m przy szerokości jezdni drogowej 40' = 12,2 m, obok której mamy z każdej strony chodniki po 5' = ∞ 1,52 m szerokie.

Wzniesienie jezdni, ponad dnem rzeki, wynosi we wschodnim przęśle łukowym 131' = ∞ 40 m, strzałka łuku wynosi 97' = 29,6 m.

Podstawy filarów, przyczółki, płyta jezdni drogowej, oraz płyty chodników, wykonano z żelazo-betonu. Nawierzchnię jezdni drogowej wykonano z klinkieru o wysokości 3" = ∞ 7,5 cm. Fundamenty filarów wykonano przeciętnie na głębokości około 20 stóp = ∞ 6,10 m poniżej powierzchni gruntu.

Na podstawach filarów, na których opierają się łuki wiaduktu, ustawiono bardzo estetyczne słupy ze stali, o przekroju skrzynkowym, zmniejszającym się stopniowo ku górze. Zwrócono również specjalną uwagę na projekt balustrady, ze stali spawanej, która robi wrażenie bardzo estetyczne, wobec umiejętnego połączenia motywów balustrady z formami architektonicznymi pilonów, podtrzymujących latarnie nad filarami, oraz parapetów na każdym z końców wiaduktu. Całkowity koszt budowy tego wiaduktu, rozpoczętego w listopadzie 1934 r. i ukończonego w grudniu 1935 r., wyniósł 535.472 dolarów = ∞ 2.800.000 złotych.

4. Engineering News Record Nr 2 — 9 lipca 1936 r. *Ukończono montaż bezprzegubowego łuku stalowego o rekordowej rozpiętości w New-Yorku* (1/2 str. + 1 fotografia).

8 lipca 1936 r. ukończono montaż głównego przęsła mostu „Henry Hudson Bridge” na rzece Harlem River w New-Yorku. Przeszło to o rozpię-

tości $800' = 24,4$ m jest największym na świecie przęsłem łukowym bez przegubów. Montaż prowadzono z dwóch stron i ostatni element o długości $2\frac{1}{2}' = 0,76$ m w zworniku łuku założono, posługując się poziomymi prasami hydraulicznymi, przymocowanymi do wsporników, połączonych z dźwigarami. Podczas montażu każda z dwóch części łuków opierała się na przyczółkach i na specjalnej czasowej podporze z profili stalowych. Podpory te były ustawione odpowiednio w odległości $100' = 30,5$ m, $190' = 57,9$ m od przyczółków. Oba łuki wykonano ze stali krzemowej; mają one przekrój skrzynkowy o wymiarach $12\frac{1}{2}' \times 3\frac{1}{2}' = 3,8 \times 1,1$ m i rozstaw dźwigarów $50' = 15,25$. Strzałka łuków wynosi $120' = 36,6$ m i w sroku przeszła mamy wolne światło dla żeglugi, wynoszącą $140' = 42,7$ m. Z obu stron głównego przeszła mamy stalowe wiadukty dojazdowe po $300' = 91,5$ m. długości. Koszt tego mostu wynosi 83.000.000 dolarów.

Amortyzacja kosztu tego mostu będzie uskuteczniiona przez wprowadzenie opłat za przejazd (będzie więc to most typu „toll-bridge”, t. j. most dochodowy).

5. Engineering News Record Nr 6 — 6 sierpnia 1936 r. *Najdłuższy most w Europie na ukończeniu* (z 1 fotografią).

Nowy most kolejowo-drogowy nad cieśniną *Storstrømmen*, pomiędzy duńskimi wyspami: *Zealand* (na której znajduje się *Kopenhaga*) i *Falster*, jest w chwili obecnej na ukończeniu według programu, który przewidywał trzy lata na budowę. Długość tego mostu przekracza dwie mile angielskie (≈ 3.200 m) i wobec tego będzie to najdłuższy most w Europie.

Most ten będzie posiadał jezdnię drogową $18\frac{1}{2}$ stóp angielskich ($\approx 5,64$ m) szeroką, jednotorowy chodnik dla pieszych — o szerokości $8' = 2,44$ m, oraz jeden tor normalnotorowej linii kolejowej. Dwustronny spadek, licząc od środka mostu, wznosi 7% ; pod dźwigarami w środku mostu przewidziano światło około $83' = 25,9$ m dla żeglugi. Jak wskazuje dołączona do artykułu fotografia, trzy środkowe przęsła mają odpowiednio następujące rozpiętości: $340'$, $450' + 340'$; posiadają one dźwigary w postaci łuków ze ściągiem i z jazdą dołem.

Na dojazdach do środkowych 3 przęseł mamy 47 przęseł z dźwigarami wspornikowymi i z jazdą górą. Przęsła dojazdowe mają kolejno rozpiętości po $190'$ i $204'$ ($57,95$ m i $62,2$ m) i ustawiono w nich dwa dźwigary — blachownicze, o wysokości $12' = 3,66$ m i o rozstawie $24' = 7,32$ m.

Łuki górne trzech środkowych przęseł mostu, przeznaczonych dla żeglugi, są to hlachownice łukowe o wysokości $3' = 0,91$ m. Usztywniające dźwigary — blachownice dolne — w tych trzech przęsłach mostu są $12' = 3,66$ m wysokie i ustawiono je w odległości $40' = 12,2$ m od osi. Belki poprzeczne mają wysokości $4' = 1,22$ m. Większa część z 30.000 ton stali dla tego mostu w postaci wysokowartościowej stali, t. zw. „*Chromador Steel*” została wykonana, dostarczona i zmontowana przez firmę „*Dorman Long and Co*” z *Middlesbrough* w Anglii. Koszt całkowity tego mostu wyniesie 6.000.000 dol. $\approx 32.000.000$ złotych; finansuje budowę tego mostu rząd duński.

6. Die Bautechnik—Der Stahlbau Nr 16 — 14 sierpnia 1936 r. *Katastrofale zawalenie się mostu kolejowo-drogowego nad Masned Sund pod Kopenhagą w Danii* (1/3 str. + 1 fotografia),

Na szlaku linii kolejowej z Kopenhagi na południe wybudowano z górá 50 lat temu żelazny most, który był przeznaczony zarówno dla ruchu kolejowego, jak i dla ruchu kołowego. Składał się on z dwóch stałych przęseł kratowych z dźwigarami o rozpiętości po 65,8 (z jazdą dołem) i ze środkowego przęsła obrotowego (2×23 m). Zamierzano go w najbliższym czasie przebudować, jednak 12 grudnia 1935 r. południowe przęsło stałe zostało przez zderzenie ze statkiem uszkodzone w odległości 7 m od swego łożyska stałego (obok przęsła obrotowego). Uderzenie było tak silne, że przęsło o wadze 170 ton zostało zesunięte w zatokę, podczas gdy przeciwniegi koniec uszkodzonego przęsła pozostał na łożysku ruchomem. W miejscu zderzenia ze statkiem części pasa dolnego oraz ramy oporowej zostały uszkodzone i częściowo nawet całkowicie przecięte (pas dolny). Wobec zamierzonego w najbliższej przyszłości przerwania ruchu z mostu tego na most objazdowy zaniechano naprawy uszkodzonego przęsła. Zdecydowano jedynie usunąć z zatoki zatopione przęsło, stanowiące przeszkodę dla żeglugi.

W okresie od 18—21 stycznia 1936 r. obcięto koniec zatopionego przęsła, który zagłębił się w dnie zatoki, zapomocą cięcia autogenem; co wykonano, posługując się pracą nurków; podniesiono kranem pływającym, o nośności 25 t, część obciętego przęsła, która się zagłębiła w dnie zatoki.

Następnie podniesiono kranem pływającym odpowiedniej nośności pozostałą część przęsła i umieszczono koniec przęsła nad filarem na wałkach. Część przęsła, stanowiącą 17/20 całkowitej rozpiętości 65,8 m uszkodzonego przęsła, przesunięto w kierunku osi mostu na brzeg, posługując się prasami hydraulicznymi i szeregiem lin stalowych. Gdy środek ciężkości przesuwanej części przęsła wypadł nad przyczółkiem umieszczono koniec przęsła od strony brzegu na wałkach i przesunięto przęsło dalej na nasyp, posługując się ruchomym kranem.

28 stycznia 1937 r. usunięto całkowicie uszkodzone przęsło z zatoki na nasyp.

7. Die Bautechnik Nr 36 — 18 sierpnia 1936 r. *Most „Sulzbachtalbruecke” obok miejscowości Denkendorf na szlaku autostrady „Stuttgart — Ulm”* art. dr inż. K. Schaechterle z Berlina (16 stron + 28 rys. + 35 fotografii).

W styczniu 1936 roku ukończono budowę jednego z najpiękniejszych mostów stalowych na szlaku autostrady Stuttgart—Ulm w Niemczech.

Most ten t. zw. „Sulzbachtalbruecke”, przecina głęboką dolinę rzeki Sulzbach na wysokości 42 m nad jej najniższym w tym miejscu punkcie wiaduktem stalowym o długości 370 metrów. Wiadukt ten posiada 7 przęseł o rozpiętościach:

40,60 m + 52,20 + 58,00 m + 63,80 + 58,00 m + 52,20 + 40,60 m.

Zastosowano w tym wiadukcie przęsła z ciągłymi belkami wieloprzęsłowymi (blachownicami z jazdą górą), opartymi na wahadłowych ramowni-

cach stalowych. Wysokości stalowych ramownic wynoszą odpowiednio: 10,18 m; 22,68 m; 31,91 m; 31,91 m; 23,8 m i 12,19 m.

Skrajne końce dźwigarów opierają się na żelbetowych przyczółkach o przekroju skrzynkowym. Szerokość jezdni mostu, liczona pomiędzy poręczami balustrad zewnętrznych, wynosi 19,60 m; z tej szerokości przeznaczono $2 \times 7,50$ m na dwie jednokierunkowe jezdnie i 1,50 m w środku na pas rozdzielczy.

W przekroju poprzecznym zastosowano dwa dźwigary, o rozstawie 13,0 metrów; takż rozstaw posiadają i nogi (słupy) ramownic. Odstęp pomiędzy belkami poprzecznymi wynosi 5,8 m. Fundamenty pod słupy ramownic wykonano w postaci żelbetowych filarów o kształcie cylindrycznym z podstawą w postaci koła o średnicy 10,0 m. Fundamenty wykonano w wykopach pod osłoną ścian cylindrycznych ze szpuntali stalowych; wykopy dla fundamentów wykonano zapomocą bagrowania, posługując się ekskawatorami.

Wiadukt ten obliczono na obciążenia dla mostów I klasy (według niemieckich norm *DIN—1072*), a więc na 24-tonowy walec parowy, 12-tonowy samochód ciężarowy i na obciążenie tłumem ludzi $0,5 \text{ t/m}^2$, z zastosowaniem współczynników dynamicznych (według *DIN—1073*) od 1,25 do 1,30.

Ciążar pomostu jezdnego z cylindrycznymi nieckami o grubości 8 mm, przyspawanymi do belek podłużnych w postaci dwuteowników N 45, o rozpiętości 2,37 m, usztywnionymi specjalnymi przyspawanymi płaskownikami o przekroju 140×10 mm i z dospawanymi do nich podłużnymi płaskownikami 80×10 mm, wynosi z betonem i warstwą wyrównawczą zaledwie 470 kg/m^2 . Całkowity ciężar ustroju nosącego wynosi 17,8 t/m, co daje 8,9 t m na każdy z głównych dźwigarów w postaci blachownic, o zmiennej wysokości, wahającej się w granicach od 2,77 m do 3,70 m w środku rozpiętości, co dla największej rozpiętości przęśla daje stosunek $h/f=1/17,2$.

Dźwigary główne wykonano ze stali ST 52, pozostałe zaś części konstrukcyjne, jak pomost i ramownice ze stali ST 37. Największe ugięcie 33 metry wysokich ramownic wahadłowych przy wietrze 250 kg/m^2 wypadło z obliczenia 7,7 cm.

Konstrukcja stalowa wykonana została jako nitowana, chociaż w ramownicach wahadłowych i w nieckach pomostu zastosowano i spawanie. Ugięcie dźwigarów od ciężaru własnego wynosiło 30, 32, 36 i 53 mm i wobec tego dźwigarom tym nadano odpowiednią strzałkę konstrukcyjną. W przyczółkach i filarach wykonano 5.800 m^3 betonu i zastosowano około 100 ton uzbrojenia z prętów okrągłych. Filary i przyczółki wykonywała firma „Ph. Holzmann” z Frankfurtu nad Menem.

Konstrukcję stalową wykonywało siedem firm, montaż oddano do wykonania 2 firmom.

Ogółem w stalowej konstrukcji wiaduktu zastosowano 3965 ton stali, z czego 1.000 ton stali ST 52 dla głównych dźwigarów, 700 ton stali ST 37 dla ramownic wahadłowych, 600 ton ze stali ST 37 dla niecek i 230 ton odlewów stalowych ze stali STG 52/81; reszta wypada na belki poprzeczne i podłużne oraz tężniki.

Całkowity koszt tego mostu wyniósł 2.500.000 Rm.

Ciążar konstrukcji stalowej bez niecek cylindrycznych wypada 340

kgr/m² użytkowej powierzchni jezdni (całkowita długość mostu × odległość w świetle pomiędzy poręczami balustrady).

Ciążar konstrukcji stalowej, z uwzględnieniem niecek, wynosi 420 kgr/m² użytkowej powierzchni jezdni, obliczonej jak wyżej.

Koszt 1 m² rzutu poziomego mostu 350 Rm.

Koszt jednostkowy na 1 m³ obudowanej objętości 12,4 Rm.

Montaż konstrukcji stalowej trwa 9 miesięcy.

Autorem projektu był dr inż. *K. Schaechterle*.

8. Die Strasse Nr 15. 1-szy zeszyt z sierpnia 1936 r. *Mosty na niemieckiej drodze alpejskiej* (Art. Hugo Olsena). (4³/₄ str. + 5 rys. + 6 fotograf.).

Przy budowie niemieckiej drogi alpejskiej na odcinku *Inzell-Jettenberg* obok miejscowości *Bad Reichenhall* wykonano w ostatnich latach cały szereg pięknych mostów, które pod względem technicznym zasługują na specjalne zaznaczenie.

Pierwszym z tych mostów jest most: *Pfannlochbruecke* obok miejscowości *Mauthäusl*; most ten składa się z trzech żelbetonowych sklepień. Rozpiętość w świetle tych sklepień wynosi po 17 m, i opierają się one na dwóch stosunkowo cienkich filarach o wysokości 24 metrów. Filary i przyczółki tego mostu posiadają fundamenty, oparte na skale.

Jezdnia tego mostu ma szerokości 9 m; z obu stron jezdni mamy chodniki odpowiednio po 0,25 m i 0,80 m szerokie. Jezdnia posiada nawierzchnię z szabru z powierzchnią odpowiednio osmołowaną. Przestrzeń pomiędzy pachwinami sklepień wypełniono chudym betonem. Strzałki sklepień o rozpiętości 17,8 m wynoszą po 6,69 m; szerokość sklepienia wynosi 9,9 m. Grubość sklepienia w zworniku 0,40 m, w obsadach 0,95 m. Sklepienia wykonano, jako łuki zamocowane w przyczółkach i w filarach. Największe naprężenie w zworniku (od ciężaru własnego, obciążenia ruchomego, temperatury i skurczu) wynoszą + 29,9 kgr/cm² i — 14,1 kgr/cm², w obsadach + 32,3 kgr/cm² i — 14,7 kgr/cm². Dzięki sprężystym odkształceniom wysokich filarów, przy jednostronnym obciążeniu ruchomym, największe naprężenia w zworniku dochodzą do + 34,8 kgr/cm² i — 19,7 kgr/cm².

Jako uzbrojenie zastosowano na 1 m sklepienia dwustronne uzbrojenie w postaci 3 prętów o średnicy 18 mm w zworniku i 3 pręty o średnicy 20 mm. Największe naprężenia w murze filarów wyniosły + 23,5 kgr/cm² i — 3,9 kgr/cm², wobec czego w filarach nie zastosowano uzbrojenia.

Największe ciśnienie na grunt wypadło 7,9 kgr/cm² w filarach i 8,7 kgr/cm² w przyczółkach.

Kostkowa wytrzymałość czasowa betonu dla filarów i przyczółków po 28 dniach, przy składzie betonu 250 i 300 kgr/cm³ i przy zastosowaniu zwykłego portland-cementu wynosiła 297 i 516 kgr/cm². Beton, zastosowany dla sklepień, wykazał po 7 dniach wytrzymałość kostkową 333 kgr/cm².

Przy betonowaniu filarów stosowano szalowania ślizgowe i posługiwano się pneumatycznymi ubijakami.

Szalowanie sklepień wykonano jako łuki trójprzegubowe.

Po upływie 3 tygodni rozszalowano środkowe sklepienie i dopiero na-

stępnie dwa boczne. Ściany pachwinowe zabetonowano po rozszalowaniu sklepień; w ścianach pachwinowych zastosowano uzbrojenie w celu przejęcia naprężeń od temperatury i od skurczu. Zewnętrzne powierzchnie betonu sklepień i pachwin pozostawiono w stanie surowym bez okładziny.

Most „Hoellenbachbruecke”.

Tuż obok mostu „Pfannlochbruecke” wybudowano most „Hoellenbachbruecke” o trzech przęsłach w postaci sklepień żelbetowych o rozpiętości w świetle około 16 metrów i opierających się na dwóch filarach o wysokości 15 metrów. Trasa drogi na moście wypada na łuku o promieniu 70 metrów, wobec czego filary mają przekroje w postaci trapezów. Szerokość jezdni wynosi 9 metrów, spadek poprzeczny jezdni wynosi 5%. Sklepienia posiadają grubość 0,40 m w zworniku i 0,70 m w obsadach; są to łuki zamocowane odpowiednio w filarach i w przyczółkach. Największe naprężenia w zworniku wypadły $+ 31,9 \text{ kg/cm}^2$ i $- 18,8 \text{ kg/cm}^2$; a w obsadach $+ 30,4 \text{ kg/cm}^2$ i $- 14,7 \text{ kg/cm}^2$.

Uzbrojenie obustronne sklepień składa się z 4 prętów o średnicy 16 mm (na 1 mb. sklepienia).

Filary i przyczółki oparto na skale. Największe ciśnienie na grunt w filarach wypadło $7,2 \text{ kg/cm}^2$, a w przyczółkach $6,1 \text{ kg/cm}^2$.

Most „Samerbruecke”.

Na odnodze drogi alpejskiej w *Wegschleid* do *Schneizelreuth* wybudowano nad strumykiem *Weissbach* most t. zw. *Samerbruecke*. Most ten na spadku 7% wykonano w postaci żelbetowego przęsła belkowego o rozpiętości 16,0 metrów, gdyż ze względu na niekorzystne warunki fundamentowania nie zastosowano w tym wypadku łuków ani sklepień. Przęsło to składa się z 2 dźwigarów żelbetowych o wysokości 2,6 m, szerokości 0,5 m i o rozstawie 5,8 m. Dźwigary główne łączy żelbetowa płyta o grubości 22 cm. i z naprężeniem w betonie 60 kg/cm^2 ; uzbrojenie tej płyty składa się z prętów, ułożonych na krzyż o średnicy po 18 mm. Jezdnia na tym moście ma szerokość 9,0 m.

Każdy z dźwigarów głównych, o ciężarze własnym $11,8 \text{ t/m}$ i o momencie gnącym w środku rozpiętości 559 t/m uzbrojono 13 prętami o średnicy 45 mm przy napięciu 1200 kg/cm^2 . Największa reakcja oporowa — 157 t. oddaje się na wahadłowe łożysko ze stali STC 35,6 i przy naprężeniu liniowym 8500 kg/cm^2 . Łożysko stałe składa się z płyt stalowych, zakotwionych przy pomocy prętów okrągłych w betonie. Zastosowano pomiędzy dźwigarami głównymi poprzeczne belki rozdzielcze o wymiarach $1,8 \times 0,5 \text{ m}$ z uzbrojeniem w postaci 9 prętów o średnicy 25 mm w środku przęsła i o uzbrojeniu 8 prętów o średnicy 25 mm nad oporami. Przyczółki betonowe są 14 m wysokie.

Największe ciśnienie na grunt nie przekracza $3,0 \text{ kg/cm}^2$. Nad dźwigarami zastosowano żelbetowe słupy balustrady; pomiędzy tymi słupami umieszczono poręcze z drzewa.

Most „Saalachbrücke”.

Z miejscowości *Schneizreuth* prowadzi dalej droga alpejska do *Untertjettenberg* i przecina ona rzeczkę *Saalach* mostem o trzech dużych żelbetowych przęsłach. Przęsła tego mostu są to 3 umocowane w obsadach sklepienia żelbetowe o rozpiętości w świetle 23,8 m, 24,70 m. i 28,20 m, przy grubości sklepień 0,60 m w zworniku i 1,0 m. w obsadach. Filary i przyczółki tworzą z kierunkiem rzeki kąt 60°.

Nizkie filary mają szerokość 3,5 m i opierają się na betonowych fundamentach, wykonanych pod osłoną szpuntali żelaznych. Filary i prawobrzeżny przyczółek wykonano na podłożu żwirowem, lewobrzeżny przyczółek na skale. Masywne ściany pachwinowe sklepień ograniczają jezdnię 9,0 m szeroką. Spadek jezdni w kierunku podłużnym wynosi 5%, a w poprzecznym 3%. Boczne chodniki mają odpowiednią szerokość 0,25 m i 0,80 m. Balustrada kamienna w postaci pełnego muru jest 0,60 m wysoka i 0,45 m szeroka. Przy obliczeniach statycznych sklepień uwzględniono w przekroju i balustradę. Największe naprężenia od ciężaru własnego, ciężaru ruchomego, temperatury i skurczu wynoszą w zworniku: + 42,6 kgr/cm¹ i — 16 kgr/cm³, a w obsadach + 52,6 kgr/cm² i — 55,4 kgr/cm². Uzbrojenie sklepień składa się z prętów okrągłych o średnicy od 20 mm do 36 mm.

By dostosować wygląd zewnętrzny tego mostu, o długości 120 metrów, do otoczenia — zastosowano dla sklepień i obu filarów oraz przyczółków okładzinę z granitu. Po zabetonowaniu sklepień i ścian pachwinowych bocznych wypełniono przestrzeń pomiędzy pachwinami chudym betonem z odpowiednio wykonanym odwodnieniem. Jezdnię drogi na moście stanowi bruk z kostki kamiennej na podłożu ze żwiru.

XIV. Kongresy, zjazdy drogowe, wystawy, sprawozdania, konkursy.

1. *Revue Generale des Routes et de Circulation Routière*. Nr 129— Wrzesień 1936 r. *II-gi Kongres Stowarzyszenia Międzynarodowego prób materiałów budowlanych*. (Londyn — 19 — 24 kwietnia 1937 r.).

Drugi Międzynarodowy Kongres badania materiałów odbędzie się w Londynie w okresie od 19 do 24 kwietnia 1937 r.

Kongres poprzedni (I-szy) odbył się w *Zurychu* we wrześniu 1931 r.

Organizację Kongresu w 1937 r. polecono Komitetowi, składającemu się z angielskiej ekspozytury Związku Międzynarodowego badania materiałów, oraz przedstawicielom najbardziej znanych instytucji technicznych Wielkiej Brytanii.

Do chwili obecnej zgłoszono już 150 referatów, które podzielono na 4-ry grupy:

1) metale, 2) materiały, pochodzenia organicznego, 3) materiały pochodzenia nieorganicznego, 4) zagadnienia ogólnej natury.

Wszelkich informacji sprawie tego kongresu udziela p. *M. K. Headlam-Morley*, sekretarz honorowy kongresu, w biurze Komitetu Brytyjskiego Międzynarodowego Związku badania materiałów, 28, *Victoria Street, London, S. W. 1*.

2. *Asphalt und Teer Strassenbautechnik.* Hr 43 — 21. X. 1936 r.
Międzynarodowy Kongres w sprawach ropy naftowej w roku 1937.

W okresie od 14 do 19 czerwca 1937 r. odbędzie się w Paryżu II-gi Międzynarodowy Kongres w sprawach ropy naftowej.

Zadaniem kongresu jest spowodowanie dyskusji w kwestiach: naukowych, technicznych, gospodarczych i administracyjnych, dotyczących ropy naftowej.

Prace Kongresu podzielono pomiędzy następujące sekcje:

- 1) Geologia i technika wiertnicza szybów naftowych.
- 2) Chemia fizykalna i rafinerje.
- 3) Sprzęt i instalacje, związane z wydobywaniem ropy naftowej.
- 4) Technika i zastosowanie produktów ropy naftowej.
- 5) Kwestje gospodarki i statystyka.

Prezesem Komitetu, organizującego ten kongres, jest P. Dyrektor *M. Ch. Bihoreau.*

Poprzedni kongres odbył się w roku 1932 w Londynie.

Obrady kongresu mają się odbywać w językach: angielskim, francuskim i niemieckim.

3. *Revue Generale der Routes.* Nr 130 — Październik 1936 r. *II-gi Kongres Związku Międzynarodowego Badania Materiałów Budowlanych.*

Kongres ten odbędzie się w Londynie w okresie od 19 do 24 kwietnia 1937 r. i będzie następnym z kolei po pierwszym kongresie, który obradował we wrześniu 1931 r. w Zurychu. Celem tych kongresów jest zrealizowanie współpracy międzynarodowej w zakresie badania materiałów i ich prób, oraz spowodowanie wymiany poglądów, wyników prac badawczych i zebranych spostrzeżeń praktycznych we wszystkich kwestiach, związanych z materiałami budowlanymi. Kongres w Londynie będzie miał doniosłość zarówno dla nauki, jak i dla przemysłu tym bardziej, że już upłynął długi okres czasu od chwili pierwszego kongresu.

Organizację tego kongresu polecono przeprowadzić Komitetowi Wykonawczemu, składającemu się z Komitetu brytyjskiego, z delegacji Związku Międzynarodowego Badania Materiałów, jak i z przedstawicieli najważniejszych instytucji technicznych, towarzystw naukowych oraz brytyjskich organizacji przemysłowych.

Tematy, które będą omawiane na kongresie, podzielono na cztery grupy, dotyczące:

- 1) metali, 2) materiałów pochodzenia nieorganicznego, 3) materiałów pochodzenia organicznego i 4) kwestyj ogólnych.

Cztery te grupy będą podzielone na następujące podsekcje:

Grupa A. Metale.

1. Wpływ temperatury, a specjalnie wysokich temperatur na metale, z punktu widzenia mechanicznego i chemicznego.
2. Postępy metalografii.
3. Metale lekkie i ich stopy.
4. Zużycie oraz łatwość obróbki metali.

Grupa B. Materiały pochodzenia nieorganicznego.

1. Beton i żelazo-beton.
2. Erozja i korozja kamieni naturalnych i sztucznych.
3. Metody badania materiałów ceramicznych.

Grupa C. Materiały pochodzenia organicznego.

1. Materiały tekstylne.
2. Celuloza roślinna.
3. Konserwacja drzewa.
4. Starzenie się materiałów pochodzenia organicznego.
5. Farby i lakiery.

Grupa D. Zagadnienia ogólne.

1. Stosunek wyników badań laboratoryjnych do wyników obserwacji, uzyskanych z praktyki.
2. Wpływ najnowszych postępów fizyki i chemji na lepsze poznanie własności materiałów budowlanych.
3. Własności materiałów, przeznaczone na izolację termiczną i akustyczną budynków.

W sprawach dotyczących tego kongresu, należy zwracać się pod następującym adresem: *The Honorary Secretary of the Congress M. K. Headlam-Morley at the Offices of the British Committee „The International Association for Testing Materials” — 28 — Victoria Street — London S. W. L.*

4. *Roads and Streets.* Nr 9. — Wrzesień 1936.

Zjazd amerykańskich budowniczych dróg, należących do Związku „*American Road Builder's Association*”, zapowiedział doroczny swój zjazd na 11 stycznia 1937 r. w mieście *New Orleans, La.*

Dyrektorem zarządzającym tego Związku jest inżynier *Charles M. Upham*. Jednocześnie ze zjazdem odbędzie się i wystawa drogowa.

Komitet organizujący ten zjazd nie dąży do tego, by odbył się na tej wystawie pokaz maszyn do budowy dróg, lecz będą przewidziane stoiska dla fabrykantów sprzętu do budowy dróg i dla wytwórców materiałów, będą mogły być wystawiane w tych stoiskach modele oraz literatura techniczna, dotycząca maszyn do budowy dróg i materiałów, niezbędnych przy wykonywaniu robót drogowych.

Pułkownik *Willard T. Chevalier*, przewodniczący A. R. B. A. (*American Road Builders Association*) omówił szczegółowo z dyrektorami i właścicielami wytwórni maszyn i materiałów drogowych najbardziej aktualne zagadnienia drogowe i ustalił, że będą omawiane na tym zjeździe następujące kwestje: administracja drogowa, finansowanie robót drogowych, opracowywanie projektów z zakresu budowy dróg i mostów, wykonanie robót oraz konserwacja dróg. Będzie również włączona do programu obrad i kwestja bezpieczeństwa na drogach kołowych.

W najbliższych trzech latach od 1936—1939 mają być wykonywane roboty drogowe, zakrojone na szerszą skalę, wobec czego zadaniem władz

będzie opracowanie szczegółowego programu realizacji tych robót. Rząd federalny w Stanach Zjednoczonych A. P. przewiduje specjalne subwencje na budowę dróg II klasy, oraz dróg łączących fermy rolne z najbliższymi rynkami zbytu.

XVI. Różne.

1. *Le Genie Civil*. Nr 5. 1 Sierpnia 1936 r. *Budowa tunelu na wyspie Yerba Buena*, który ma połączyć dwie części mostu z *San Francisco* do *Oakland* (w *Kalifornii*) ($1\frac{1}{2}$ str. + 5 rys.).

Dwie części mostu z *San Francisco* do *Oakland* (długość tego mostu przekracza 6 kilometrów) łączy tunel 165 metrów długi, wykuty w skalistej wyspie *Yerba Buena*. Tunel ten, zarówno, jak i most, będzie dwupiętrowy. Górne piętro posiada jezdnię 17,68 metrów szeroką, przeznaczoną dla samochodów osobowych (jezdnia ta ma 6 stref, z których każda przeznaczona jest dla jednej linii samochodów), podczas gdy dolne piętro mieści dwa tory kolei elektrycznej i trzy strefy jezdni dla samochodów ciężarowych. Tunel wykuty w skale, posiada wewnątrz okładzinę (licówkę) w postaci łuku żelbetowego, opartego na pionowych słupach bocznych. Górne piętro oddziela od dolnego strop żelbetowy, podparty w przybliżeniu w środku rozpiętości słupami pionowymi, oddzielającymi dolną jezdnię, przeznaczoną dla ruchu kolejowego od jezdni dla samochodów ciężarowych. Sklepienie górne obliczono na obciążenie pionowe 7.300 kg/m^2 i poziome, wahające się w granicach od 220 kg/m^2 do 365 kg/m^2 . Przy betonowaniu sklepienia żelbetowego i podpierających sklepienie ścian betonowych stosowano pompę betonową o wydajności 45 m^3 na godzinę; rura, przez którą tłoczono beton, miała średnicę 178 mm i była 200 metrów długa; największa wysokość, na którą tłoczono beton pompą, wynosiła 21 metrów. Sklepienie zawierało 5.780 m^3 betonu, ściany boczne — 7.750 m^3 i strop 1565 m^3 .

2. *Asphalt und Teer Strassenbautechnik* Nr 34. 19 sierpnia 1936. *Produkcja ropy naftowej w Polsce w pierwszym półroczu 1936 r.*

W pierwszym półroczu 1936 r. wydobycie ropy naftowej w Polsce wynosiło 255.720 ton.

W poszczególnych miesiącach produkcja ta przedstawiała się jak następuje: styczeń — 44420 t, luty — 41490 t, marzec — 44110 t, kwiecień — 41820 t, maj — 42690 t i czerwiec — 41190 t.

3. *Beton und Eisen* Nr 15. 5 sierpnia 1936 r. *Nowe modele pomp do betonu*. Art. inż. Fr. Riedig'a. ($1\frac{1}{2}$ str. + 5 rys.).

Od czasu wynalezienia pompy do betonu (przed sześciu laty — w r. 1930) ta metoda dostarczania betonu na miejscu robót jest stosowana coraz częściej, specjalnie w Niemczech.

W przybliżeniu liczyć należy, że w przeciągu ostatnich lat w Niemczech wykonano w ten sposób około 750.000 m^3 betonu. Metoda ta stosowana była w Niemczech przy budowie śluz kanałowych a w chwili obecnej posługują się i przy budowie kolei podziemnej w Berlinie na odcinku pomiędzy dworcami kolejowymi: *Stettiner* i *Anhalter Bahnhof*.

Ustalono, że, przy dostarczaniu na miejsce betonowania betonu zapomocą pompy specjalnych typów, uzyskuje się zwiększenie wytrzymałości betonu o 15 — 20%, a ścisłość masy betonu o 100% większa w porównaniu z betonem, bezpośrednio wziętym z betoniarki.

Wydajność pompy betonowej nie zależy w takim stopniu, jak i przy większych pompach, tłoczących płyny, jak wodę itp., od ilości obrotów, lecz raczej od szybkości, z jaką zmieniają się położenia wentyli ssących i tłoczących. Zauważono, że szybkość obrotu pompy betonowej, przekraczająca 50 obrotów na minutę, jest bezcelowa, gdyż wydajność pompy nie tylko nie powiększa się ze zwiększeniem ilości obrotów ponad tę normę, lecz nawet ulega redukcji.

By umożliwić wykonanie robót betonowych, wymagających stosunkowo mniejszej wydajności pompy betonowej, Towarzystwo *Torkret* G. m. b. K., skonstruowało nowy typ pompy do betonu, o wydajności 8 — 10 m³ na godzinę. Pompa ta posiada dwa wentyle (jeden ssący, a drugi tłoczący).

4. Die Betonstrasse Nr. 8. Sierpień 1936 r. Stan robót przy budowie autostrad w Niemczech na koniec czerwca 1936 r.

I. Budowa.

Oddano do użytku — km 16.

Ogółem w eksploatacji — km 320.

Rozpoczęto budowę nowych odcinków o długości — km 128.

Ogółem wykonana jest budowa — km 1994.

Ilość osób, pracujących u przedsiębiorców — 121668 (114174 w maju 1936 roku).

Ilość dniówek u przedsiębiorców — 2.775.692 (od początku robót 49.558.237).

Wykonano otworów wiertniczych — ilość — 1519 (50.878).

Wykarczowano — m² 843.764 (29.882.716).

Wykopano gruntu macierzystego — m² 2.372.280 (75.243.446).

Robót ziemnych, wraz z wykopami skalistymi m² — 5.341.248 (126.633.674).

Dostarczono konstrukcyj stalowych t — 8954 (109.934).

Dostarczono żelaza (dla żelbetu, dla ścian szpuntpalowych) t — 6.381 (120.629).

Wykonano betonu i żelbetu w mostach, przepustach itp m³ — 182.930 (2.620.593).

Nawierzchni:

a) na właściwych autostradach:

betonowych m² — 2.504.389 (12.117.674),

bitumicznych i asfaltowych m² — 109.376 (530.770),

z kostki kamiennej — 100.521 (333.357).

b) na dojazdach do autostrad:

betonowych m² — 246 (19.485),

bitumicznych i asfaltowych m² — 35.929 (453.817),

z kostki kamiennej m² — 57.800 (773.162),

innych typów m² — 102.385 (1 051.315).

II. *Finanse.*

Zaksięgowano buchalteryjnie 15 czerwca 1936 r. wydatków na sumę — 74.900.000 RM.

Z tej sumy wydano:

a) na wywłaszczenie gruntów — 700.000 RM.

b) na koszta administracyjne, frachty i procenty od przesyłek — 12.400.000 RM.

c) na roboty, wykonywane przez przedsiębiorców — 61.800.000 RM.

Ogółem zaksięgowano buchalteryjnie od początku robót aż do końca czerwca 1936 r. — 1.005.900.000 RM.

Z tego wydano:

a) na wywłaszczenie gruntów — 56.900.000 RM.

b) na administrację, frachty i procenty — 148.500.000 RM,

c) na roboty przedsiębiorców — 800.500.000 RM.

Oddano do wykonania, lecz jeszcze nie ukończono dostaw i robót na sumę 255.700.000 RM.

Ogółem oddano przedsiębiorcom aż do końca czerwca 1936 r. do wykonania robót od początku robót — 1.056.200.000 RM.

Uzyskano wpływów (dochodów) — 6.600.000 RM.

III. *Zarząd.*

Ilość osób zatrudnionych w administracji robót:

	w czerwcu	w maju 1936 r.
Urzędników —	1335	1319
Pracowników —	4080	3967
Robotników —	2097	2002
Ogółem: —	7512	7288

Doliczając robotników u przedsiębiorców otrzymujemy stan zatrudnienia:

129180 osób w czerwcu, wobec

121462 osób w maju 1936 r.

W roku ubiegłym stan zatrudnienia maximum wynosił 113139 w lipcu 1935 roku.

W końcu czerwca 1936 r. było czynnych 15 zarządów budowy i 81 odcinków budowlanych.

5. *Verkehrstechnische Woche* Nr 42/44. 14 października 1936 r. *Wykończenie pierwszych 1.000 kilometrów autostrad państwowych w Niemczech w roku 1936.* Art. Dyrektora Kolei państwowych F. Doll'a z Berlina. (9½ str. + 1 mapa autostrad + 1 rys. 21 fotogr.).

27 września 1936 r. Kanclerz Rzeszy Niemieckiej otworzył we Wrocławiu dla ruchu tysięczny kilometr niemieckich autostrad państwowych. Teżoż dnia zostały otwarte dla ruchu — cały szereg wykończonych odcinków autostrad o długości 936 kilometrów na całym obszarze Rzeszy Niemieckiej. Przed 27 września były już poprzednio wykończone odcinki autostrad o ogólnej długości 564 kilometrów.

Budowę autostrad państwowych w Niemczech rozpoczęto 23 września

1933 r. na odcinku we Frankfurcie nad Menem. Przy budowie 1.000 kilometrów wykończonych dnia 27.IX. 1936 r. autostrad, łącznie z odcinkami autostrad o długości 1.480 kilometrów, których budowa jest w toku, wykonano:

1) Dniówek robotników u przedsiębiorców	— 57.000.000,
2) Robót ziemnych, łącznie z wykopami w gruntach skalistych oraz z fundamentami	— 173.000.000 m ³
3) Betonu i żelbetu w mostach i przepustach	— 3.000.000 m ³
4) Nawierzchni dróg	— 18.000.000 m ²
5) Betonu w nawierzchniach dróg	— 3.300.000 m ³
6) Stali w mostach, przepustach itp.	— 135.000 ton
7) Stali dla innych celów, związanych z budową autostrad	— 145.000 ton
8) Cementu	— 1.950.000 ton
9) Żwiru i piasku	— 8.400.000 m ³
10) Tłucznia	— 2.400.000 ton
11) Kostki kamiennej na bruki	— 600.000 ton
12) Kamienia w drenażach	— 1.700.000 ton

Wykonanie tych kolosalnych robót wymagało całego szeregu maszyn budowlanych i specjalnego sprzętu, a mianowicie:

1) Torów	3.000 kilom.
2) Lokomotyw	2.300
3) Wózków	50.000
4) Wykończarek nawierzchni	160
5) Betoniariek	670
6) Ekskawatorów	420,

a w tym 110 ekskawatorów z urządzeniem do mechanicznego ubijania gruntu.

Artykuł podaje cały szereg fotografii specjalnych maszyn do budowy autostrad oraz szczegółów wykonania płyt żelbetowych i betonowych.

SPRAWOZDANIE PREZYDIUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 listopada 1936 r. Stowarzyszenie liczyło 346 członków; zwyczajnych 343 i wspierających 3; w tym osób fizycznych 207 i osób zbiorowych 139.

Pozostałość gotówki na dzień 1.X.1936 r. 15,610 zł. 84 gr.

Wpłynęło w październiku 1936 r. . . . 2,119 „ 10 „

Razem . . . 17,729 zł. 94 gr.

Wydano w październiku 1936 r. . . . 3,491 „ 73 „

Pozostaje na dzień 1 listopada 1936 r. . 14,238 zł. 21 gr.

(w P. K. O. — 6829 zł. 65 gr., Polskim Banku Komunalnym — 7207 zł. 78 gr. i u skarbnika — 200 zł. 78 gr.).

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Skarbnik (—) *J. Skórski*

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH.

Na dzień 1 grudnia 1936 r. Stowarzyszenie liczyło 346 członków; zwyczajnych 343 i wspierających 3; w tem osób fizycznych 207 i osób zbiorowych 139.

Pozostałość gotówki na dzień 1.XI.1936 r. 14,238 zł. 21 gr.

Wpłynęło w listopadzie 1936 r. 7,171 „ — „

Razem 21,409 zł. 21 gr.

Wydano w listopadzie 1936 r. 712 „ 41 „

Pozostaje na dzień 1 grudnia 1936 r. 20,696 zł. 80 gr.

(w P. K. O. — 14000 zł. 65 gr., Polskim Banku Komunalnym — 6657 zł. 78 gr. i u skarbnika — 38 zł. 37 gr.).

Prezes (—) *M. Nestorowicz*

Skarbnik (—) *J. Skórski*

SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORIUM FUNDACJI STYPENDIALNEJ IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA.

Na dzień 1 października 1936 r. fundusz stypendialny wynosił:

a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów

b) gotówką 2279 zł. 41 gr.

W październiku wpłynęło 1036 zł. 78 gr.

Wydatków w październiku nie było, wobec tego fundusz stypendialny, na dzień 1 listopada 1936 r. wynosi:

a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. 4200 dolarów

b) gotówką 3316 zł. 19 gr.

(Książeczka wkładowa P. K. O. Nr. 803385 na 89 zł. 17 gr., książeczka oszczędnościowa

K.K.O. Nr. 8128 na 133 zł. 35 gr. i konto czekowe P. K. O. Nr. 17212 na 3093 zł. 67 gr.).

Kuratorium Fundacji.

SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORIUM FUNDACJI STYPENDIALNEJ IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA.

Na dzień 1 listopada 1936 r. fundusz stypendialny wynosił:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej 4200 dolarów
- b) gotówką 3316 zł. 19 gr.

W listopadzie wpływów i wydatków nie było, wobec czego na dzień 1 grudnia 1936 r. pozostałość taka sama.

Kuratorium Fundacji.



Wydawca: Zarząd Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów drogowych
w osobie inż. Leona Borowskiego.

Redaktor: inż. Leon Borowski.

Adres Redakcji i Administracji:
Koszykowa 75, Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej.

Druk. Józef Jankowski i S-ka. Warszawa, ul. Zielna 20. Tel. 519-77.