

INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK I

PAŹDZIERNIK 1938

NR 4

T R E Ś Ć: Wspomnienie pośmiertne. IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych w Gdyni. Prof. W. Żenczykowski — Hala do rewizji bieżącej elektrowozów w Grochowie. Inż. J. Mutermilch — Rama dwuprzęsłowa z rozporą dwuspadkową. Prof. F. Zalewski — Jeden z przypadków nadmiernego obciążenia gruntu. Inż. Cz. Krzywicki — O ugięciu dowolnego przęsła belki obciążonej dowolnie. Inż. S. Zaorski — Uprawnienia w budownictwie. O instytucie fotospężystym. Recenzje. Z prasy technicznej. Kronika. Dział informacyjny. Biuletyn Zw. Polskich Inżynierów Budowlanych.

WSPOMNIENIE POŚMIERTNE



Minął już rok od śmierci jednej z najbardziej twórczych jednostek społeczeństwa polskiego ś. p. mjr inż. Władysława Glińskiego. Zmarł on wskutek choroby, nabytej na terenach wojennych, gdzie przebywał w charakterze obserwatora sposobów i skutków nowoczesnej walki; zginął więc jak żołnierz na posterunku, jego ofiara przynieść nam może większe korzyści, aniżeli żołnierza

ginącego w walce bezpośredniej z nieprzyjacielem. Zdobyte przez niego materiały i obserwacje uchronią nas od niejednego błędu lub zaniedbania i rozszerzą znacznie zakres naszych wiadomości o najnowszych sposobach walki, zasięgu wojny współczesnej i jej granic — wiadomości tak ważne dla narodu skazanego na zbrojną obronę swej niezależności.

Ś. p. mjr Gliński od wczesnej młodości zaprawiał się do życia ofiarnego dla Polski. W szkołach należał do organizacji, które w dobie niewoli budziły ducha i przygotowywały swoich członków do walki o wyzwolenie narodu, jak również pracowały nad wyrobieniem charakterów i wartości moralnych przyszłych żołnierzy Rzeczypospolitej. W chwili kiedy Polacy z bronią w ręku mogli walczyć o Wolność, Całość i Niepodległość znalazł się wszędzie tam, gdzie lała się polska krew, aby na niej wyrosło nowe życie potężnego Państwa Polskiego.

Polskie formacje wojskowe na wschodzie aż po Murman, gdzie ś. p. Major miał możliwość okazania swoich wyjątkowych zalet i talentów wojskowych, następnie walki na froncie francuskim, a w końcu obrona wywalczonej już Ojczyzny, były terenem, na którym jego serce i dusza utwierdzały się w bezwzględnej Służbie dla Narodu.

Brał udział w walkach nie tylko na rozmaitych frontach, ale również w różnych rodzajach broni: kawalerzysta, lotnik, saper, w końcu inżynier wojskowy; każdy posterunek i stanowisko, które mu wyznaczali dowódcy, były przez niego uważane za wyjątkowe wyróżnienie. Z nadzwyczajnym oddaniem się wykonywał poruczone mu zadania. Nie należał do tych malkontentów, ciągle niezadowolonych z pracy im zleconej, ponieważ uważają się za

powołanych do większych zadań—przeciwnie uważał, że każdy jego przydział służbowy jest wystarczająco wysoki i honorowy, ponieważ On go zajmuje. Starał się więc podnieść swoją pracę i geniuszem każde zajmowane stanowisko do wysokości swoich wartości intelektualnych i moralnych. Z walk wyniósł, oprócz doświadczeń życiowych i hartu ducha, najwyższe odznaczenia bojowe: *Vir-tuti militari*, *Krzyż niepodległości z mieczami* i bardzo wysokie orderzy wojskowe armii sprzymierzonych.

W czasach pokojowych tak w służbie, jak w pracach społecznych i naukowych uzyskiwał wszędzie i zawsze powszechne uznanie i wysokie godności za to, co dawał ze swych wartości umysłowych i moralnych. Co zdobył swoją pracą i doświadczeniem oddawał społeczeństwu z naddatkiem. O pracach jego można powiedzieć, że ostatcznym celem ich była Służba Ojczyźnie.

Pracami swymi zasilal prawie wszystkie czasopisma techniczne i wojskowe, dorobek Jego na polu literatury naukowej jest dość poważny, zwłaszcza jeżeli uwzględnimy również prace, które nie zostały ukończone z powodu śmierci.

Jako organizator rozmaitych przedsięwzięć naukowych i społecznych miał wyjątkowo szczęśliwą rękę, wszystkie zamierzenia udawały mu się i mimo wielkich przeszkód doprowadzał je do celu.

Biorąc udział w międzynarodowych kongresach technicznych, dzięki doskonałej znajomości obcych języków, wysokiej kulturze i osobistemu wdziękowi towarzyskiemu, z pożytkiem dla Państwa reprezentował polską naukę.

Wyjątkowo zdolny i utalentowany pod każdym względem, odznaczał się poza tym samodzielnością i solidnością w wykonywaniu przyjętych na siebie obowiązków.

Otwarty, szczery, lojalny, bez cienia hipokryzji i obłudy.

Wysokie walory osobiste były połączone z niezwykłymi u nas zdolnościami współdziałania i współzycia ze wszystkimi, z którymi stykał się na terenie pracy zawodowej, społecznej lub też życia towarzyskiego. Mimo ujmujących cech charakteru był człowiekiem zdecydowanym i silnym; można było zawsze wiedzieć jaką drogą pójdzie i nigdy nie zawaha się w wyborze tych środków i celów, które nakazywała ś. p. mjr Glińskiemu miłość Ojczyzny i poczucie honoru.

W końcu musimy dodać, że ś. p. mjr inż. Gliński położył wielkie zasługi przy organizowaniu Związku Inżynierów Budowlanych jak również usilnie dążył do stworzenia własnego czasopisma.

**PAMIĘĆ O JEGO ŻYCIU I CZYNACH
WSRÓD NAS ZAWSZE POZOSTANIE!**

IV. ZJAZD INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH 10–12 WRZEŚNIA 1938 R.

A. OTWARCIE ZJAZDU

W sobotę dnia 10. września 1938 r. o godz. 9-ej w sali K. P. W. w Gdyni odbyło się otwarcie IV. Zjazdu Polskich Inżynierów Budowlanych, poświęconego zagadnieniom wpływu czynników zewnętrznych na trwałość i użytkowanie budowli. Na Zjazd przybyło około 500 inżynierów z całej Polski, tak że sala K. P. W. z trudem mogła wszystkich pomieścić.

Zjazd otwiera prezes Z. P. I. B. Rektor Politechniki Warszawskiej Prof. dr A. Pszenicki i wita przedstawicieli władz cywilnych i wojskowych, nauki, zaproszonych gości, prasę i uczestników Zjazdu, proponując następnie na przewodniczącego Zjazdu inż. Mariana Bukowskiego, Nacz. Wydz. Techn. Urzędu Morskiego w Gdyni.

Inż. Bukowski dziękując za wybór, zaprasza do Prezydium inż. Józefa Cwizewicza, Nacz. Wydz. Techn. Zarz. Miejsk. w Chorzowie, inż. Władysława Przystępskiego, inż. Stanisława Serafina, dyr. Wydz. Techn. Zarz. Miejsk. we Lwowie, kmdr. ppr. inż. Zygmunta Horyda, Szefa Bud. Wybrzeża Morsk. w Gdyni, oraz na sekretarzy inż. Czesława Klarnera i inż. Stanisława Obmińskiego.

Po wyborze prezydium, przewodniczący inż. Bukowski odczytuje dępsze holdownicze wysłane przez IV. Zjazd P. I. B. do Pana Prezydenta Rzplitej, Pana Marszałka Polski oraz twórcy Gdyni Pana Vice-Premiera inż. Kwiatkow-

skiego, — przyjęte przez obecnych hucznymi oklaskami, o następującej treści:

- 1) Prezydent Rzeczypospolitej Polskiej Profesor Ignacy Mościcki, Warszawa:

„Uczestnicy IV. Zjazdu Polskich Inżynierów Budowlanych w Gdyni przesyłają Panu Prezydentowi wyrazy holdu i zapewnienia swej gorliwej pracy dla dobra Narodu i Państwa.

- 2) Edward Smigły Rydz Marszałek Polski, Warszawa:

„Uczestnicy IV. Zjazdu Polskich Inżynierów Budowlanych w Gdyni przesyłają Panu Marszałkowi wyrazy holdu oraz zapewnienia, iż wyteżą wszystkie siły dla ugruntowania mocarstwowego stanowiska Polski na swym odcinku pracy”.

- 3) Inż. Eugeniusz Kwiatkowski, Vice-Premier, Warszawa:

„Twórcy Gdyni i wskrzesicielowi idei polskiej potęgi morskiej, wyrazy czci i uznania przesyłają uczestnicy IV. Zjazdu Polskich Inżynierów Budowlanych w Gdyni”.

Następnie zabiera głos przewodniczący Komitetu Organizacyjnego IV. Zjazdu P. I. B. *Prof. Zenczykowski*, którego przemówienie niniejszym podajemy.

„Przypada mi w zaszczyt powitanie Zjazdu w imieniu Komitetu Organizacyjnego i podziękowanie tym wszystkim, którzy przez swoją pracę, poparcie i zainteresowanie umożliwili odbycie Zjazdu lub przyczynili się do jego uświetnienia.

W szczególności uważam za swój obowiązek podziękować Ministerstwu Komunikacji i Spraw Wojskowych za nadzwyczaj przychylny ustosunkowanie się do Zjazdu.

Muszę również wyrazić uznanie kolegom inżynierom z Gdyni za wzięcie na swe barki lwiej części trudów organizacyjnych i wzorowe przygotowanie Zjazdu na miejscu.

Stało się to już utrwaloną tradycją, że nasze zjazdy są pierwszej jakości wydarzeniami w świecie inżynierii budowlanej. A że w naszych zjazdach reprezentowane są wielostronne czynniki budownictwa, zarówno władze, jak ludzie nauki, projektodawcy, wykonawcy i użytkownicy budowli, — stąd rękojmią, że uchwały zjazdów mają doniosłe znaczenie nie tylko dla spraw zawodowych, lecz również i dla organizacji i postępu całokształtu budownictwa polskiego i związanych z nim dziedzin gospodarstwa społecznego.

Dotychczasowe nasze zjazdy tak były organizowane, że każdy z nich poza zagadnieniami zawodowymi, które zajmowały stosunkowo nie wiele miejsca, poświęcany był pewnej grupie aktualnych zainteresowań naukowo-technicznych lub gospodarczych.

I. Zj. I. B. w r. 1934 był zjazdem organizacyjnym. Zjazd ten dał nam statut i zapoczątkował działalność związku. Zjazd ten zwrócił uwagę na konieczność zorganizowania i skoordynowania badań budowlanych oraz utworzenia Ministerstwa Gospodarstwa Narodowego, które zajmowało by się całokształtem zagadnień budowlanych.

II. Zj. I. B. w 1936 r. poświęcony był konstrukcjom inżynierskim, które stanowią temat zainteresowania technicznego i pracy zarobkowej największej grupy inżynierów budowlanych. Zjazd dał poważny dorobek naukowo-techniczny w postaci 45. wydrukowanych referatów. Spośród uchwalonych wniosków zasługują na przytoczenie dwa: jeden o konieczności zarządzenia, aby projekty budowli o skomplikowanej konstrukcji i projekty budowli monumentalnych zawierały podpisy nie tylko architekta lecz i inżyniera-konstruktora, drugi wniosek wskazuje na konieczność reaktywowania Ministerstwa Robót Publicznych lub stworzenia Min. Gosp. Nar., w których skupiałaby się opieka nad budownictwem.

III. Zjazd w 1937 r. odbył się pod hasłem zagadnień gospodarczych budownictwa. Referaty omawiały organizację i usprawnienie budownictwa mieszkaniowego, wiejskiego, przemysłowego, urządzeń i komunikacji miejskich, zabudowy, wreszcie poszczególnych gałęzi przemysłu budowlanego. Na zjeździe tym uchwalono statut Związku rozszerzonego na całą Polskę.

Zjazd IV. według zamierzeń organizatorów ma być zjazdem o charakterze naukowo-technicznym. Jako temat

obraliśmy zagadnienia trwałości i użytkowania budowli w zależności od zjawisk w środowisku otaczającym, a więc od działania czynników atmosferycznych, od zjawisk w podłożu ziemnym, od wody, ognia, wstrząśnień, hałasów, wreszcie od działania środków wojennych jak bomby i gazy.

Temat tego rodzaju wybraliśmy dlatego, że rozpatrywane zagadnienia mają doniosłe znaczenie dla trwałości i użytkowania budowli i przy tym o wielu z tych zagadnień można b. dużo nowego powiedzieć i wiele się nauczyć.

Niektóre z tych zagadnień, jak np. klimatyzacja wnętrz, izolacja dźwiękowa, ochrona OPL — są zagadnieniami, które od niedawna stosunkowo weszły w sferę badań naukowych i stanowią tematy, wysuwające się na czoło badań naukowych w wielu krajach świata. Dobrze więc jest oświetlić na naszym Zjeździe te zagadnienia, aby wyjaśnić co już wiemy, czego się mamy jeszcze nauczyć i jak pokierować badaniami.

Dobrze, że dla rozważania tych ciekawych i w znacznej mierze nowych zagadnień wybraliśmy Gdynię, ponieważ jest ona miastem, gdzie czynniki zewnętrzne są specjalnie ważkim zagadnieniem budownictwa, a to zarówno ze względu na położenie nadmorskie, jak i na charakter nowoczesnego budownictwa, które specjalnie wykazuje dużą wrażliwość na zjawiska otoczenia.

Ze na miejsce Zjazdu wybraliśmy Gdynię — mamy ważki powód: Gdynia nasz sławny port, chluba całego kraju, nie tylko nie może być obca żadnemu budowniczemu polakowi, ale powinna być przykładem niezamordowanego wysiłku twórczego, bogatego w realne wyniki.

Niech rozkwit wielkiej Gdyni, zrodzonej z pracy inżyniera i robotnika polskiego, stanie się bodźcem do pracy zawodowej i energii twórczej tych wszystkich, którzy tu na Zjazd przyjechali, niech symbol Wielkiej Gdyni przyświeca Zjazdowi w jego obradach i uchwałach“.

W dalszym ciągu przemówienia powitalne wygłosili następujący przedstawiciele władz i organizacji: w imieniu Min. Sp. Wewn. — *radca inż. Kruszewski*, w im. Min. Spr. Wojsk. — *pulk. inż. Bernadzki*, w im. Nacz. Org. Inż. — *prof. St. Bryła*, w im. Politechn. Warsz. — *prof. W. Zenczykowski*, w im. Izby Przem. Handl.—inż. *Dziedziul*, w im. Kola Inż. Dróg. i Mostów—inż. *Kuhnke*, w im. Przem. Cementowego — *inż. Nechaj*, w im. Główn. Zw. Straż. Poż., red. Przegl. Pożarniczego *insp. Pągowski*, w im. Stow. Techn. Polsk. w W-wie—inż. *Różański*, w im. S. A. R. P. w Gdyni—inż. *Prohaska*, w im. Zw. Inż. Łąd. i Wodn. i Oddziału Z. P. I. B. w Gdyni — *inż. Czyż*.

Wśród licznych depesz gratulacyjnych nadesłanych do Prezydium Zjazdu wymienić można między innymi depeszę inż. J. Pohoskiego wiceprezydenta m. st. Warszawy, prof. Maksymiliana Thulliego, prof. Maksymiliana Hubera, dyr. O. D. K. P. Toruń inż. Dobrzyckiego, Śląskich Technicznych Zakładów Naukowych, Stow. Przem. Budowl., Polskiego Tow. Reformy Mieszk., Stow. Techn. Okręt., Polskiego Zboru Ewangelickiego i wiele wiele innych.

Po przemówieniu inż. *Różańskiego*, który omówił programowo — techniczne przeprowadzenie Zjazdu, inż. *Zasztowl* podał do wiadomości sprawy porządkowe, na czym oficjalna część otwarcia Zjazdu została zakończona.

B. OBRADY

SEKCJA I.

na temat: „Wpływ doboru materiałów na użytkowanie i trwałość budowli”.

Obrady rozpoczęto o godz. 10.15 pod przewodnictwem inż. Cwiżewicza. Na wstępie przewodniczący zapytał czy regulamin obrad jest wszystkim znany, po czym za zgodą zebrania poddał regulamin pod głosowanie bez odczytywania tekstu. Regulamin został przyjęty jednogłośnie. Następnie przystąpiono do rozpatrywania referatów:

1. Inż. Eljasz: „Ochrona drewna budulcowego przed ogniem oraz badania i środki zapobiegawcze”.

Inż. Rogowski podniósł, że nie zgadza się z twierdzeniem referenta, że impregnaty ochronne rozwiązują całkowicie sprawę zabezpieczenia drewna od ognia, gdyż żaden ze znanych impregnatów nie jest trwały, praktycznie trwałość ich przyjmując można na $\frac{1}{2}$ roku, zatem co pół roku należałoby ponawiać utrwalenie. Najlepszymi dotychczas okazały się dwa sposoby: 1) stosowanie środków chemicznych za pomocą osmozy do świeżo ściętego drzewa (sposób ten opisał Inż. Konic w Przegl. Budowlanym); 2) okładziny i tynki wszelkiego rodzaju. Do najlepszych należy wyprawa cement. na siatce. Doświadczenia szwedzkie wykazały, że strop drewniany, osłonięty zaprawą cementową na siatce, wykazał w temp. 1000° tę samą wytrzymałość ogniową co strop z płyt żelbetowych, opartych na dźwigarach żelaznych nieosłoniętych.

Dla konstrukcji większych stosowanie drewna będzie zbyt ryzykowne, takie konstrukcje bowiem zawierają dużo części drobnych co zwiększa możliwość pożaru, przy czym utrwalenie głównych elementów tych konstrukcji — jak np. dźwigarów -- będzie trudne ze względu na trudny dostęp. Na zakończenie mówca postawił wniosek:

1) *Drewno jako materiał budowlany nie daje się skutecznie zabezpieczyć przed ogniem, a zwłaszcza środkami podanymi przez inż. Eljasza, tj. przez impregnowanie drzewa.*

2) *Środki przeciwogniowe chemiczne nie stoją jeszcze dzisiaj na takim poziomie, aby można było stwierdzić, że skutecznie zabezpieczają drewno od zaplonu.*

Wniosek postanowiono, wobec nieobecności referenta, przekazać Zarządowi Głównemu Związku do uzgodnienia z referentem i dalszego opracowania.

Prof. Zalewski zwrócił uwagę na potrzeby górnicze, to jest ochrony drzewa przed bakteriami, nadto na warunek, że drzewo w obudowie górniczej ma w czasie pożaru wytrzymać duże ciśnienie. (Przemówienie to podamy osobno w postaci artykułu w jednym z następnych numerów).

Odpowiedź referenta na zarzuty, podniesione w dyskusji drukujemy osobno.

Następnie inż. Nechay -- postawił wniosek, aby następne dwa referaty dyskutować razem ze względu na podobieństwo tematu, co przyjęto bez dyskusji.

2. Inż. W. Pogany i mgr T. Zarosły: „Kilka uwag o badaniu kamieni”.

3. Dr. Inż. M. Popiel i inż. S. Sunderland: „Badanie kamieni budowlanych”.

Inż. Popiel zgłosił następujący wniosek: *Wobec coraz bardziej wzrastającego znaczenia kamieni naturalnych, używanych do budowy, w celu lepszego ich wykorzystania, należy wprowadzić przymus ich badania podług ustalonych norm, w zależności od przeznaczenia. Do czasu opracowania tych norm należy stosować normy prowizoryczne. Jako takie normy proponuje się wyszczególnione w referatach 2 i 3.*

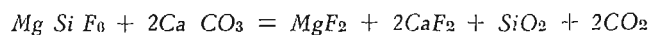
Po dyskusji wniosek przyjęto bez sprzeciwu.

4. Inż. W. Pogany i mgr T. Zarosły: „Utrwalanie powierzchni kamieni na działanie atmosfery”.

Prof. Zenczykowski — zaznaczywszy, że sprawa utrwalenia kamieni jest bardzo ważna stwierdza, że niestety artykuł jest b. ogólnikowy, nie ma sprecyzowanych danych jakie preparaty stosować do poszczególnych gatunków kamieni. Poza tym są niejasności i niedokładności.

Autor twierdzi np. że najlepszy do impregnacji jest fluat użyty zwłaszcza na piaskowcu. O ile wiadomo, fluaty działają skutecznie, o ile kamień zawiera składniki, które w połączeniu z fluatami dają związki nierozp. w wodzie.

Np. gdy w kamieniu jest $CaCO_3$, to



Poza tym celowość stosowania fluatów zależy od porowatości materiału. Najlepsze rezultaty uzyskuje się przy kamieniach drobnoporowatych. Polerowane kamienie nie nadają się do fluatowania. Fluatując marmur polerowany raczej zaszkodzilibyśmy, gdyż fluat zniszczyłby gładkość powierzchni, czyniąc ją przez to mniej odporną, wskazane jest więc fluatowanie piaskowców o lepszemu wapiennym.

W odpowiedzi inż. Pogany podał, że na ogół literatura w dziedzinie utrwalania kamieni jest w 95% reklamą. W Akademii Górniczej przeprowadzono liczne badania w tym zakresie, przy czym stwierdzono, że używanie materiałów ochronnych nie zmienia wytrzymałości kamieni.

5. Dr inż. M. Popiel i inż. S. Sunderland: „Licówka elewacyjna z kamieni naturalnych”.

Dr Popiel postawił następujący wniosek: *Biorąc pod uwagę, wynikające z coraz bardziej szerzącego się — zwyczajowo stosowania cienkich płyt kamiennych do okładania elewacji budynków, niebezpieczeństwa wybożenia takiej licówki, której nie można związać kotwami z konstrukcją, a której wiążąca zaprawa odstaje w wyniku różnorodnych drgań i wpływów atmosferycznych, na jakie budynki są narażone, Zjazd zwraca się do wszystkich władz i urzędów z apelem, aby przy zatwierdzaniu i wykonywaniu budynków z zewnętrzną licówką kamienną, stosować sposoby, gwarantujące należyłą stateczność samej licówki, nawet po jej odstaniu od konstrukcji licowanej.*

Inż. Trojanowski — zwrócił uwagę, że kamień w konstrukcji również jako okładzina pracuje na ściskanie, to też wywiera wrażenie niebezpieczeństwa konstrukcyjnej licowanie stropów i podciągów. Okładzina taka wywołuje wrażenie możliwości spadnięcia widzowi na głowę.

Inż. Luft — zaznaczył, że referat o licówce odnosi się do budynków, a nie obiektów inżynierskich. Rozpowszechnione u nas używanie zbyt cienkich płyt nastąpiło na skutek wysokich opłat celnych przy sprowadzaniu licówki z zagranicy, gdyż opłaty te liczone są od wagi. Dziś powód ten odpada, mamy już bowiem materiał krajowy. Poza tym cienką licówkę stosuje się dla zmniejszenia obciążenia budynku, szczególnie przy konstrukcji szkieletowej. Należy jednak stosować taką grubość, by licówka niosła sama siebie, oraz aby skutecznie chroniła budynek przed wpływami atmosferycznymi.

Dr Popiel — w odpowiedzi na kwestie poruszone w dyskusji podał, że miał istotnie na myśli tylko licówkę budowlaną. Odstawianie licówki następuje z biegiem lat wskutek wstrząsów spowodowanych ruchem ulicznym lub odkształceniu podłoża, w następstwie czego licówka odpada. W Petersburgu np. z powodu wielkich różnic termicznych licówkę kotwiono do konstrukcji.

Prof. Pszenicki twierdzi, że wstrząsy nie są jedyną przyczyną odstawiania i pęknięcia licówki. Przyczyna tkwi również w różnej ścisłości muru i licówki. Bardzo często licówka bywa przyklejana na zaprawie wapiennej zamiast cementowej. Poza tym w konstrukcji naśladowujemy często zagranicę, gdy u nas warunki są zupełnie inne. Brak okapów powoduje przedostawanie się wody szczelinami za licówkę i rozsadzenie jej przez mróz.

Po dyskusji wniosek *dr Popiela* przyjęto jednogłośnie.

6. *Inż. Holnickiego* — „Skuteczne metody badań trwałości ceramicznych materiałów budowlanych“.

Referat streścił *inż. Rusin*, przedstawiając zebranych na małych cegielkach szkodliwy wpływ różnych soli zawartych w cegle, przy czym doniósł, że ostatnie badania referenta przeprowadzone już po wydrukowaniu referatu wykazały, iż ziarnka marglu są niebezpieczne nawet przy średnicach poniżej 0,54 mm, a że miarodajna będzie tu zawartość, która nie powinna przekraczać 5%. Na zakończenie *inż. Rusin* wniósł o uchwalenie też, zawartych w referacie.

Inż. Dziedziul wyraził zadowolenie, że na Zjeździe omawiana jest jakość cegły. Dotychczas mało na to zwracano uwagi i zdarzało się, że na budowy nawet państwowe dostarczano cegły o wytrzymałości 20 — 30 kg/cm², przyjmując ją bez badania. Przykładem użycia złej cegły jest wieża w kościele św. Floriana w Warszawie, którą trzeba było rozebrać. Dotychczas nie zdołano z całą pewnością ustalić wpływu warunków zewnętrznych na trwałość cegły. Ceramicy są niejednokrotnie zaskoczeni tym, że dobry materiał po kilku latach rozpada się. Wydaje się prawdopodobne, że wielki wpływ mają opady i gazy znajdujące się w powietrzu. W tym kierunku są obecnie przeprowadzane badania. Wpływ ilości zawartego marglu jest inny, aniżeli opisał referent. Świeża cegła, zawierająca drobny margiel, włożona do wody i wyjęta po pewnym czasie, zachowuje się b. dobrze, podczas gdy ta sama cegła wystawiona przez 2—3 dni na działanie słońca i rosy nocnej rozpada się. Margiel w ilości 10 — 13% o ziarnach wielkości główki zapalki — zdaniem *inż. Dziedziula* nie jest szkodliwy, dopiero większe ilości o ziarnach drobnitkich są szkodliwe dla cegły. Odpryski na ceglach powstają na skutek użycia zbyt tłustych glin i złego uwarstwienia spowodowanego przez luz większy od 1 mm, między ścianami ustnika i ślimakiem.

Inż. Kobyliński podał, że na podstawie danych z Drogowego Instytutu Badawczego dużo cegieł u nas produkuje małowartościową cegłę. Wyniki na zamrażanie nie są złe,

bowiem dużo cegieł o małej wytrzymałości na ściskanie okazuje wielką mrozotrwałość i odwrotnie. Metoda badań odporności na mróz nie jest jednak jeszcze ustalona, co zresztą potwierdziły obrady Kongresu Badań Materiałów w Londynie.

Inż. Trojanowski — zaznaczył, że nie można oceniać cegły „na oko“, że np. wszystkie białe ziarnka muszą być zawsze marglem. Poza tym zbyt rygorystyczne odbieranie cegły na budowie podniosłoby jej cenę, a nawet może mogłoby się okazać, że nie posiadamy w kraju dobrej cegły.

Mjr Jarosławski — odpowiadając *inż. Dziedziulowi* stwierdził, że władze budowlane wojskowe badają wszelkie materiały budowlane dostarczane na budowę, już od 1920 roku.

Inż. Dziedziul — w odpowiedzi zaznaczył, że odbiory dotychczas były traktowane zbyt łagodnie i dopiero wskutek okólnika o stosowaniu norm sprawa odbiorów przyjęła inny obrót. Tak np. przez długi czas niektóre cegielnie wykonywały pustaki o cieńszych ścianach, niż przewidują normy i wskutek tego mogły skutecznie konkurować z innymi. Materiał z takich wytwórni był b. lichy i dopiero w tym roku zaczęto zwracać uwagę na grubość ścianki.

Prof. Bryła zaznaczył, że ważną rzeczą jest sposób użycia cegły. Np. na wieży w kościele św. Floriana (Warszawa—Praga) cegła w helmie pracowała na rozciąganie i to było głównym powodem, że trzeba ją było w następstwie rozebrać.

Inż. Luft zwrócił uwagę, że celem normalizacji jest uporządkowanie rynku i popchnięcie techniki produkcji naprzód, przy czym normy winny odpowiadać średniej jakości towaru, tymczasem normy polskie dla cegły nie były oparte na materiale badawczym. Poza tym normy winny przewidywać sposób badań doraźnych na placu budowy.

Inż. Dziedziul zaznaczył, że nasze normy są jednak liberalniejsze od zagranicznych. Natomiast podkreślić należy, że nasze laboratoria badawcze są źle wyposażone i praca w nich odbywa się w niekorzystnych warunkach. Nauka ceramiczna stoi u nas bardzo nisko i trzeba jechać zagranicę by specjalizować się w tym kierunku. W końcu mówca postawił następującej treści wniosek:

Wobec niskiego stanu technicznego cegielnictwa polskiego oraz poważnego zaniedbania naukowego tej obszernej gałęzi przemysłu budowlanego, Zjazd stwierdza konieczność utworzenia przy Politechnice w Warszawie — Katedry Ceramiki budowlanej, ogniotrwałej i szlachetnej.

Wniosek poddany pod głosowanie — przyjęto jednogłośnie.

Następnie przewodniczący odczytał tezy *inż. Holnickiego* zawarte w referacie. W dyskusji nad tezami zabrali głos:

Inż. Luft proponuje skreślić punkt 2, ponieważ nie ma dotychczas specjalnych ustaw, na podstawie których można by pociągać producentów do odpowiedzialności karnej.

Prof. Pszenicki zaznaczył, że gdy nie przedsięwzięcie się odpowiednich środków, nieumiejętność w wykonywaniu wyrobów ceramicznych nigdy nie ustanie. Jeżeli wytwórcy będą szukać ludzi z odpowiednimi kwalifikacjami na kierowników produkcji, to znajdują się i fundusze na powstanie katedry ceramiki.

Inż. Dziedziul w odpowiedzi podał, że nie ma u nas ludzi z wykształceniem ceramicznym, a sprowadzać ich z zagranicy nie wolno. Jednocześnie proponował skreślić punkt 1 b, który nie dopuszcza w cegle ziarn marglu 0,54 mm, nie ma bowiem cegły bez marglu, a podana wielkość ziarn jest prawie nieuchwytna.

Inż. Kogut zaproponował stworzyć organ kontrolny w celu badania cegły u źródła produkcji i postawił wniosek nast. treści:

Władze przemysłowe powinny prowadzić kontrolę przedsiębiorstw i nie dopuścić na rynek cegieł nieodpowiadających normom.

Wniosek przyjęto.

Inż. Luft uważa, że należy przeprowadzić dokładne badania o szkodliwości wapieniaków w cegle i ustalić na podstawie badań normy jakim ma cegła odpowiadać. Zamiast punktu 2) zaproponował następujący:

Wobec wagi jakości cegieł dla trwałości budowy, należy zaostrzyć kontrolę odbioru cegły, popierać kształcenie fachowców ceramicznych na wszystkich poziomach nauczania i w miarę narastania kadr tych fachowców tworzyć prawne wymagania co do kierownictwa technicznego cegielni.

Wniosek przyjęto.

Inż. Cwiżewicz objaśnił, że dostarczenie zlego materiału na budowę można zwalczać na podstawie kodeksu zobowiązań lub przepisów administracyjnych.

Inż. De Mezer wskazał na brak ceramików u nas. Np. w Poznaniu miała powstać katedra ceramiki, lecz nie było sił fachowych, które mogłyby ją poprowadzić. Dalej mówca uważa za nieodpowiednie zapraszanie do nas obcokrajowców, natomiast należy jego zdaniem wysyłać od nas na studia zagranicą. Dla ujednostajnienia metod badań materiałów budowlanych, należałoby stworzyć Centralną Instytucję Badawczą w związku z czym postawił wniosek, który jako ogólny przytoczymy w zakończeniu obrad Zjazdowych.

W głosowaniu przyjęto tezy referatu inż. Holnickiego wyrażone w punktach 1 a, 1 c, i 3. Zamiast punktu 2. przyjęto wniosek inż. Lufta. Sprawę tezy punktu 1 b. postanowiono przekazać Zarządowi Głównemu do załatwienia.

7. Inż. Pogany: „Nowe metody badania cegły budowlanej na budowie”.

W dyskusji zabrali głos:

Inż. Dziedziul, który zaznaczył, że należałoby ułatwić doraźne i szybkie badanie cegły na budowie czego nie daje sposób inż. Pogany'ego. Inż. Dziedziul powołując się na prace dr Drexlera z Wiednia i innych autorów zagranicznych, którzy na podstawie licznych prób ustalili, że stosunek wytrzymałości cegły na ściskanie przy zginaniu do ściskania osiowego jest jak 1:6, proponuje inną metodę. Umożliwia ona szybkie badanie za pomocą prostego aparatu, którego cena zagranicą wynosi 455 marek. Próba odbywa się w sposób następujący: cegłę układa się na 2 podporach, których odstęp wynosi 20 cm, obciąża pośrodku siłą skupioną. Z wielkości siły łamiącej cegłę, oblicza się naprężenie ścisające przy zginaniu, a z podanego stosunku wytrzymałość na czyste ściskanie.

Inż. Bukowski — wypowiada pogląd, że sposób inż. Pogany'ego jest wzorowany na próbnym beleczkach żelbetowych Empergera. Jednakże ilość żelaza użytego w beleczce Pogany'ego w warstwie dolnej wydaje się zbyt mała, ponadto wyraził obawę czy warstwa stykowa cegieł z betonem jest dość wytrzymała na ścinanie bez użycia strzemion. Wartość praktyczna tych beleczek wydaje się wątpliwa, ponieważ od chwili wykonania, aż do złamania upływa dużo czasu, poza tym potrzeba dużego obciążenia, wreszcie podkreślić należy, że belka żelbetowa winna być uzbrojona z nadmiarem aby mieć gwarancję, że złamanie belki nastąpiło wskutek skruszczenia cegły, a nie przez przekroczenie granicy płynności uzbrojenia.

Inż. Pogany w odpowiedzi podał, że metoda przez niego podana stosowana jest zagranicą o czym można się przekonać z licznej literatury.

SEKCJA II.

Tematy: „Zaprawy budowlane, beton, materiały izolacyjne i ochrona od wilgoci.

Przewodniczący inż. Przystęski otwiera obrady o godz. 15.27.

1. Inż. J. Erlich: „Najnowsze postępy w zastosowaniu wapna do celów budowlanych”.

Referent zgłasza dwa wnioski, które po wprowadzeniu poprawki prof. Zenczykowskiego uchwalono w następnym brzmieniu:

1) Zjazd stwierdza, że ze względu na trwałość budowlanej w zasadzie pożądane jest stosowanie wapna gaszonego na sucho do celów budowlanych w Polsce i wzywa odnośny Przemysł do rozszerzenia produkcji tego artykułu w Polsce, pod warunkiem że opakowanie będzie gwarantowało zachowanie własności wapna i będzie je zabezpieczało od wpływów atmosferycznych.

2) Zjazd zaleca Laboratorium do Badania Wapna przy Politechnice Warszawskiej, jak najszybsze ukończenie badań nad przydatnością wapna gaszonego na sucho do celów budowlanych, które stanowiąc będą podstawę do opracowania norm polskich takiego wapna.

W dyskusji zabrał głos prof. Zenczykowski, który przedstawił ogólnie prace Laboratorium do Badania Wapna. Program prac tego Laboratorium, ogłoszony w N 8 Przegl. Budowlanego, obejmuje: a) prace normalizacyjne, b) prace nad ustaleniem jakości wapna produkowanego w różnych okolicach Polski, c) prace badawcze i badania praktyczne.

Dotychczas zrobiono: a) w dziale normalizacji — opracowano szczegółowe przepisy pobierania próbek wapna niegaszonego oraz kamienia wapiennego, stosowanego do wypalania wapna. Opracowano metody analizy chemicznej wapna niegaszonego, b) pobrano próbki kam. wap. i wapna niegasz. z 7 wapienników. W kamieniu wapiennym było czystego CaCO_3 od 97,5 do 99,3%. W wapnie niegasz. wolnego CaO od 96,1 do 97,5%. Wydajność przy lasowaniu 3,25 — 4,05 c) przeprowadzane są badania: 1) nad wytrzymałością na ściskanie, rozciąganie i przyczepnością zapraw oraz; 2) nad wpływem dojrzewania wapna na wytrzymałość zapraw i jakość tynków; 3) porównanie własności zapraw z wapna gaszonego na mokro z własnościami wapna wykonywanego z wapna gaszonego na sucho.

2. Inż. W. P. Pogany i mgr T. Zarosły: „Wpływy chemiczne i fizyczne na wyprawę”.

3. Inż. T. Konic: „Plamy na tynkach”.

Do dyskusji nad tymi referatami nikt się nie zapisał.

4. Prof. Bryła: „Zachowanie się betonów glinowych pod wpływem czynników zewnętrznych”.

Dyskusji nie było.

5. Inż. Nechay: „Wartość cieplna lekkich betonów“.

Po streszczeniu pracy przez referenta zabrali głos:

Prof. Żenczykowski uważa żądanie referatu zmiany normy PN/B—102 za zupełnie słuszne, gdyż w normie tej brak danych o wielu nowych materiałach, poza tym niektóre współczynniki λ podane są niewłaściwie np. normy okien są za korzystne. Ponadto norma nie uwzględnia wpływu wilgotności materiałów, opierając się głównie na współczynnikach dla suchych materiałów. Tymczasem nieznaczna nawet wilgotność b. pogarsza zdolności izolacyjne. Referat proponuje, żeby dla lekkich betonów ze względu na naturalną wilgoć zwiększać współczynniki λ w porównaniu do współczynników obliczonych dla mat. zupełnie suchych o 10%.

Mówcy wydaje się to zbyt optymistyczne. Znany jest np. dom w Warszawie z celolitu o grubości 20 cm, w którym jest zupełnie zimno, jakkolwiek teoretyczny współczynnik z obliczenia jest mniejszy tzn. korzystniejszy niż dla cegły 55 cm.

Przyczyna kryje się w tym, że w obliczeniu nie uwzględniono pogorszenia się własności izolacyjnych na skutek zawilgocenia.

B. ciekawą pracą objaśniającą ten wpływ wilgoci jest książka Cammerera (pod tyt.: „Konstruktive Grundlagen des Wärme und Kälteschutzes im Wohn und Industriebau“). Znajdujemy tam m. in., że dla ścian z nieorganicznych materiałów o wilgotności 1% zwiększa współczynnik k o 30% w porównaniu ze ścianą suchą, wilgotność 5% — o 75%, a 10% — o 108% (str. 29. tabl. 12). A ile tej wilgotności może być w lekkich betonach? Otóż w innym miejscu tej samej książki znajdujemy, że normalna ilość wilgoci w cegle wynosi 0,2 — 1% w betonach różnych rodzajów i porowatości 4 — 10% w betonie pumekowym 5 — 17%.

Jeszcze w innym miejscu tej książki pokazany jest ciekawy wykres możliwych wartości λ dla ważniejszych materiałów w warunkach praktycznych. Na wykresie ciekawa jest linia korku. Jest to jedna linia — okazuje się, że płyty korkowe normalnie mają mało wilgoci i są mniej wrażliwe na wilgoć, niż inne materiały.

Z dotychczasowych badań można wyprowadzić następn. wnioski: 1) nie należy przeceniać wartości izolacyjnej lekkich betonów, gdyż posiadają one dużo wilgoci obniżającej znacznie tę wartość w porównaniu z materiałem suchym;

2) Starać się, żeby lekkie betony użyte do izolacji były suche, to jest o ile możliwości używać je w gotowych płytach wysuszonych, a nie w postaci lanych betonów na miejscu.

Na zakończenie mówca zgłasza następujący wniosek, który uchwalono:

„Przy stosowaniu do izolacji cieplnej lekkich betonów należy dbać żeby zawierały jak najmniej wilgoci i były zabezpieczone od wilgoci, która w znacznej mierze obniża własności izolacji cieplnej“.

Inż. Kobyliński uzasadnia następujący swój wniosek:

„Przy stosowaniu lekkich betonów jako materiału izolacyjnego cieplnego układanego na zewnątrz, zwłaszcza przy pokrywaniu dachów, należy zwracać baczną uwagę, ażeby warstwa izolacyjna była należycie wysuszona przed pokryciem jej wodonioprzepuszczalną powłoką“.

Wniosek uchwalono.

Prof. Bąkowski wyjaśnia, że powód niecisłości zawartych w normie PN/B—102, leży w tym, że w okresie jej wydawania Komisja nie miała do dyspozycji odpowiedniego materiału z doświadczeń i badań, których wtedy jeszcze nie prowadzono.

6. Inż. W. Bielicki: „Wpływ wykonawstwa wyrobów betonowych na ich trwałość“.

Referent zgłasza szereg wniosków.

Po dyskusji, w której zabierają głos inż. inż. Luft, Balcer, Rogowicz, Nechay, Brenneisen, prof. Bryła, Kragen i Zaorski — referent wnioski swe zmodyfikował nadając im następujące brzmienie: IV. Zjazd Z. P. I. B. uznaje, że:

1) odpowiedni, fachowy poziom wykonawstwa wyrobów betonowych do celów budowlanych jest z punktu widzenia gospodarki budowlanej zagadnieniem pierwszorzędного znaczenia;

2) należy dążyć do zorganizowania betoniarstwa w silnym związku branżowym z mocą egzekutywy fachowo-kwalifikacyjnej do dużych dostaw budowlanych dla instytucyj państwowych, samorządowych itp.;

3) mechanizacja betoniarni jest jednym z niezbędnych warunków dla podniesienia poziomu wykonawstwa wyrobów betonowych;

4) ze względu na duże koszty połączone z modernizacją i mechanizacją betoniarni, dążyć należy do specjalnego popierania betoniarni mechanicznych, produkujących wyróżniające się wysokim gatunkiem wyroby;

5) w celu stworzenia najkorzystniejszych możliwych warunków dla mechanizacji betoniarni dążyć należy do produkowania w krajowych fabrykach maszyn budowlanych wszystkich części stosowanych w betoniarniach urządzeń, zwłaszcza do produkcji wyrobów masowych — gdyż jak dowiodło doświadczenie zbyt na tego rodzaju urządzenia jest obecnie dostatecznie duży, by umożliwić rentowną ich produkcję w fabrykach krajowych;

6) przy wykonywaniu wszelkiego rodzaju wyrobów betonowych należy dążyć do jak najszerszego stosowania badań laboratoryjnych zarówno materiałów składowych betonu jak i gotowych wyrobów w celu jasnego określenia czego po danym wyrobie należy oczekiwać;

7) przy opracowywaniu kosztorysów, odbiorze i badaniu wyrobów betonowych należy posługiwać się normami P. K. N. lub w ich braku normami zagranicznymi;

8) żywsza działalność normalizacyjna jest jednym z niezbędnych warunków podniesienia poziomu wykonawstwa wyrobów betonowych, kamieni sztucznych oraz zapraw do wypraw szlachetnych.

Wniosek inż. Balcera: „IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych uznaje, że w świetle badań i doświadczeń polskich stosowanie chlorku wapnia do celów budownictwa betonowego i żelbetowego okazało się bardzo odpowiednie w celu podniesienia względnie wyrównania własności betonu oraz umożliwienia betonowania w niższych od normalnych temperaturach“ na skutek propozycji prof. Bryły odesłano do prezydium.

7. Prof. Bryła — „W sprawie badania materiałów izolacyjnych do celów budownictwa“.

8. Inż. Stankiewicz o „Materiałach izolacyjnych od wody i wilgoci“.

9. Dr Skalmowski, inż. Jastrzębski i inż. Mączyński: „Z prac nad materiałami do izolacji przeciwwilgociowej“.

10. Prof. Bryła i inż. Stankiewicz: „W sprawie ochrony budowli od wody“.

Do ostatniego referatu zgłoszono szereg wniosków.

Prof. Żenczykowski przedstawił wykaz prac, wykonanych dotąd przez Komisję Izolacyjną P. K. N., utworzoną przez Zw. Polsk. Inż. Budowlanych.

Inż. Dziedziul zapytuje, czy nie należałoby u nas wprowadzić obowiązku uzyskiwania zatwierdzenia od właściwych władz przy wypuszczaniu na rynek nowych materiałów izolacyjnych. Wobec tego, że przeciwko tej propozycji wy-

stąpił sen. Rogowicz, który twierdzi, że tego rodzaju przepis nałożyłby hamulec na postęp, i że w ogóle nie należy powiększać u nas inflacji rozporządzeń, mówca cofa swój projekt.

Inż. Łazoryk i dr Kragen omówili sprawy techniki opracowania norm w dziedzinie izolacji przeciwwilgociowej pod kątem widzenia przyspieszenia normalizacji w tej dziedzinie.

Prof. Pszenicki na przykładzie ilustruje, jak można uzyskać złe wyniki przez nieprawidłowe stosowanie materiału skądinąd dobrego. Przed wojną dobre rezultaty dawała papa z wkładkami ołowianymi, gdy obecnie często materiał ten zawodzi, a to tylko dlatego, że blachy ołowiane są obecnie lutowane, a nie — jak to powinno być — sprasowywane.

Inż. Stankiewicz zmienia po przemówieniu sen. Rogowicza wniosek ósmy w swoim referacie.

Inż. Antoszewicz opisuje sposób naprawy izolacji na moście kolejowym, gdzie na miejsce zniszczonej powłoki asfaltowej wstawiono koryto blaszane grub. 3 mm, spawane acetylenem i powleczone obustronnie asfaltem.

Inż. Stankiewicz wyraża wątpliwość, czy izolacja ta wytrzyma ponad 20 lat i uważa, że należy poczekać z sądem o niej do tego terminu.

Po dyskusji zostały nieco zmodyfikowane przez autorów wnioski, ogłoszone w Inżynierii i Budown. Nr. 1, które obecnie brzmią:

1) każda budowla powinna być zabezpieczona odpowiednio przed wodą i wilgocią. Zabezpieczenie to powinno posiadać znaczenie konstrukcyjne, przez co rozumie się ochronę samej budowli od zniszczenia — i higieniczne, tzn. stwarzające odpowiednie warunki zdrowotne dla mieszkańców.

2) Budowla jest całkowicie zabezpieczona od wody, jeżeli jej konstrukcja (fundamenty, bankiety, ściany, sutereny itd.) odcięta jest od wpływów ujemnych wód gruntowych, jeżeli ma dachy odpowiednio zabezpieczone, a ściany zewn. wykonane są w ten sposób, ażeby było wykluczone przenikanie wilgoci i wody do pomieszczeń.

3) Każda budowla powinna uwzględniać już w projekcie zabezpieczenia jej od wilgoci. Tyczy się to zarówno form zewnętrznych architektonicznych jak i konstrukcji, którą należy projektować tak, ażeby zabezpieczenie mogło być najbardziej racjonalne i najmniej kosztowne.

4) Szczególnie budowle podziemne powinny być projektowane pod kątem zabezpieczenia ich od wody i wilgoci, a inne zagadnienia konstrukcyjne powinny być z góry z tym uzgodnione. Powinno się postępować zatem wręcz odwrotnie niż dzisiaj, gdy izolację dorabia się, często już bezskutecznie, do zaprojektowanej budowli bez przewidywania jej od razu.

5) Inżynierowie - konstruktorzy i architekci, posiadający odpowiednie uprawnienia rządowe w zakresie projektowania budowli i kierowania robotami, powinni posiadać znajomość zasad zabezpieczenia budowli od wody i powinni pracować nad stworzeniem form architektonicznych i konstrukcyjnych najwłaściwszych dla naszego klimatu.

6) Wobec rozwoju techniki, należy uważać przepisy budowlane zabraniające budowania suterenu mieszkalnych, za przestarzałe, nieodpowiadające dzisiejszej rzeczywistości i sprzeczne z zagadnieniem obronności kraju. Pomieszczenia podziemne właściwie zabezpieczone od wilgoci, z zastosowanym należywym zabezpieczeniem od wody, należy uznać za nadające się do zamieszkania. W ten sposób ułatwi się zadanie budowy schronów podziemnych. Schrony, użytkowane w czasie pokoju, nie będą bezprodukcyjną inwestycją i będą łatwe do doraźnego wykorzystania na wypadek wojny.

7) Należy opracować normy izolacji minimalnych i wymagać ich stosowania na budowach publicznych i prywatnych. Wszystkie pomieszczenia podziemne z reguły powinny być należycie izolowane.

8) Obok badań asfaltów ropnych należy również prowadzić badania nad smolami preparowanymi i destylowanymi z węgla kamiennego do celów izolacji.

9) Należy prowadzić szczegółowe badania nad środkami izolacyjnymi w celu dostosowania ich do potrzeb budownictwa.

10) Ze względu na to, że masy izolacyjne wykonywane na zimno zachowują znacznie dłużej swoją elastyczność, należy dążyć do zastąpienia możliwego mas izolacyjnych, stosowanych na gorąco, przez masy stosowane na zimno. Dzięki możliwości dotykania izolacji ręką w czasie roboty, istnieje większa możliwość dokładności w robocie. Masa izolacyjna na zimno lepiej przenika w porowatą powierzchnię.

Szczególnie ważną cechą masy izolacyjnej jest jej elastyczność i plastyczność. Materiały kruche chociażby bardzo twarde i doskonale jako materiały konstrukcyjne, nie nadają się do izolacji, ponieważ dostają rysy i pęknięcia. Masy plastyczne wytrzymują drgania i ruchy podkładu na skutek odkształceń technicznych i konstrukcyjnych. Lepsza jest ta izolacja, która po odparowaniu części lotnych nie jest jeszcze twarda.

11) Izolacja nigdy nie powinna być stosowana w ten sposób, ażeby pracowała na rozerwanie. Powinna pracować tylko na ściskanie.

12) Należy wprowadzić do norm dla mas izolacyjnych do celów budowlanych granice dopuszczalności ściekania, jeżeli idzie szczególnie o zastosowanie do dachów i robót pod działaniem promieni słonecznych i granice tężenia, szczególnie podczas robót podziemnych. Dotyczy to zwłaszcza dachów o większym spadku (np. dachy pilaste).

13) Do budowli ulegających drganiom, podlegających zmianom temperatury i odkształceniom konstrukcyjnym, nie można stosować izolacji twardych (np. domieszki uszczelniające do betonów) jako izolacji wyłączonej.

14) W celu podniesienia jakości robót izolacyjnych należy dążyć do wykształcenia odpowiednich fachowców, w tym celu należy:

a) odpowiednio wyposażać Dział Ochrony Budowli od Wody w Zakładzie Badawczym Budownictwa Politechniki Warszawskiej, w celu prowadzenia stałych doświadczeń i obserwacji. Materiału doświadczalnego powinny dostarczyć Instytucje Państwowe i Komunalne, które inwestują w budownictwie. Należy udostępnić praktyczne zapoznanie się z dziedziną ochrony budowli od wody studentom Politechniki wydziałów inżynierii i architektury.

b) Należy do szkół technicznych wprowadzić dział specjalizacji z dziedziny ochrony budowli od wody, w celu wykształcenia specjalistów — hydroizolatorów.

c) Należy stworzyć szkołę rzemieślniczą hydroizolatorów. Poza tym należy wprowadzić ochronę budowli od wody, jako przedmiot obowiązujący, do szkół rzemieślniczych przemysłu budowlanego.

Dzięki wprowadzeniu w życie nauki o ochronie budowli od wody, będzie można podnieść należycie poziom robót zabezpieczających budowle od wody. Obecnie sprawa w Polsce przedstawia się wyjątkowo niedobrze i na skutek tego gospodarstwo narodowe traci wielomilionowe sumy z powodu niszczenia przedwczesnego budowli. Poza tym olbrzymia większość budowli jest zawilgocona, co sprzyja rozwojowi całego szeregu chorób z gruźlicą na czele. Poza tym wykształcenie w tej dziedzinie zastępów sił fachowych jest jednym z podstawowych zagadnień do wprowadzenia w życie

zasad O. P. L. podziemnego budownictwa obronnego, fortifikacji itd.

15) Należy popierać zakładanie tarasów użytkowych na dachach a szczególnie ogrodów co ma związek z zagadnieniem obrony na wypadek wojny. Właściwie rozwiązane izolacje takich tarasów należą do najtrwalszych, jeżeli będą należycie zabezpieczone płytami, ziemią i innymi materiałami ochraniającymi izolację od wypalania przez promienie słoneczne oraz od wybicia i starcia przez opady atmosferyczne.

16) Przepisy dotyczące zagadnienia ochrony budowli od wody powinny obejmować wszelkie konstrukcje budowlane, a więc nie tylko domy mieszkalne ale i budowle niemieszkalne jak mosty, tunele, przepusty itd.

17) Przy badaniu gruntów pod budowle należy uwzględnić badania wód gruntowych oraz badania wód deszczowych, w celu sprawdzenia stopnia możliwości ujemnego oddziaływania na materiały budowlane. W zależności od wyniku tego badania powinny być względnie odpowiednie materiały i właściwe zabezpieczenia do budowli podziemnej i nadziemnej.

Wnioski powyższe odesłano do prezydium.

11. Inż. Limbach: „Asfalty z ropy boryslawskiej jako materiał izolacyjny”.

Do dyskusji nikt się nie zgłosił.

12. Mgr Piotrowski: „Izolowanie rur żelaznych i betonowych asfaltem”.

W dyskusji zabrali głos inż. inż.: Jankowski, Limbach, Balcer, Rogowicz, Kozłowski, Dziedziul, Stankiewicz.

Dr Kragen zwrócił uwagę, że należałoby rozszerzyć u nas badania nad ustaleniem właściwości asfaltów do izolacji rur, tak jak to zrobiono dotąd w dziedzinie dróg.

13. Budowniczy Czajewicz: „Szkodliwość wilgoci podbudowlanej dla zdrowia mieszkańców i sposoby jej usuwania”.

Prof. Żenczykowski stwierdza, że kwestia wilgotności w świeżo wzniesionych zamieszkałych murach jest poważną bolączką w czasach powojennych w wielu państwach. Poświęcono tej kwestii wiele badań. Jednymi z poważniejszych są badania Dietricha, wykonane przy poparciu władz w Politechnice w Berlinie.

Badania te ogłoszono w obszernym sprawozdaniu (155 str.) pod tyt.: „Die Austrocknung des Mauerwerks”. Próby wykonywane na 333 blokach murów na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej gr. 1,1½ i 2 cegły poddając je osuszaniu jednostronnemu lub dwustronnemu w ciągu nieprzerwanego czasu 3 lub 6 dni przy temp. 40°, 60°, 80°. W każdej serii prób były mury nietynkowane, jednostronnie tynkowane i dwustronnie tynkowane. Murów suszono w zamkniętym pomieszczeniu ogrzewanym równomiernie specjalnymi piecami kokowymi. Temperatura i wilgotność pomieszczenia były notowane bez przerwy przyrządami automatycznymi.

Z powyższych badań płyną ciekawe wnioski:

1) Mur już w godzinę po wykonaniu mimo niezwiązania zaprawy ma już dość znaczną wytrzymałość. A więc dla przykładu mur:

na zapr. wap. 1:3 po 1 godzinie miał 54,5 kg/cm², po 60 dniach 63,5 kg/cm²,

cem. wap. 1:1:6 po 1 godzinie miał 58 kg/cm², po 60 dniach 119 kg/cm²,

cem. 1:3 po 1 godzinie miał 61 kg/cm², po 60 dniach 127 kg/cm²,

przyrosty z czasem są małe dla zaprawy wapiennej, o wiele znaczniejsze dla wap.-cem. i cem.

2) Wytrzymałość muru suszonego sztucznie nie dawała widocznych różnic z wytrzymałością muru schnącego w sposób naturalny po 2 mies., zarówno przy zaprawie wap. jak i cem.-wap. Jedynie przy suszeniu jednostronnym murów na zaprawie wap. w najwyższej temperaturze tj. 80° dał się zaobserwować spadek wytrzymałości. Tynk o tej samej porowatości, co zaprawa muru i cegła nie ma widocznego wpływu na proces osuszania.

3) Ilość odparowującej wody nie jest proporcjonalna—do czasu; po upływie 3 — 4 dni suszenia odparowywanie jest już nieznaczne.

4) Tynk szczelniejszy od zaprawy i cegieł wpływa ujemnie na proces wysychania. Jako przykład przytoczyć należy mur tynkowany zaprawą wapienną od wewnątrz i ścisłą cementową od zewnątrz. Przy osuszaniu od wewnątrz wewnętrzne warstwy schną, woda wędruje w stronę zewnętrznego tynku. Mur tak tynkowany może być suszony sztucznie tylko b. umiejętnie i przy zastosowaniu przerw.

5) Temperatura powyżej 60° jest niepożądana ze względu na kruszenie zaprawy, lepiej dłużej suszyć przy niższej temperaturze.

Co do dopuszczalnej wilgotności w murze, odpowiedniej do zamieszkania, to wydaje się słuszne wg szwedzkich założeń średnio 2% dla cegieł i 3% dla zapraw.

Inż. Nechay przedstawia dotychczasowe zabiegi Zw. Polsk. Inż. Bud. u władz w sprawie wydania rozporządzenia, regulującego sprawę dopuszczalnej wilgotności pobudowlanej w pomieszczeniach mieszkalnych.

Inż. Przystępski proponuje przekazanie całej sprawy do załatwienia Zarządowi Z. P. I. B.

Inż. Brenneisen uważa, że mieszkanie może być oddane do użytku dopiero po stwierdzeniu jego przydatności przez policję budowlaną, przy czym przepisy nieokreślałyby ściśle dopuszczalnego % wilgotności w murach.

Inż. Dziedziul zwraca uwagę, że poruszana sprawa jest nadzwyczaj aktualna w Gdyni.

Inż. Zaorski podaje, że opisany w referacie system suszenia Deuba nie dał w Gdyni dobrych wyników.

Po wyjaśnieniach referenta zmieniono wniosek o treści:

„Zjazd Związku Inżynierów Budowlanych w Gdyni uchwała zwrócić się do Władz celem ustalenia czasokresu koniecznego do wyschnięcia murów nowowzniesionych w drodze naturalnej przez wstrzymanie tynkowania.

Czas ten może ulec skróceniu w wypadku poddania budynku racjonalnemu sztuczному osuszeniu (wtłaczanie gorącego powietrza)”, uchwalono i poruczono do dalszego załatwienia Zarządowi Związku.

Również zgłoszony wniosek inż. Zaorskiego: „Nowowzniesione budynki nie powinny być wyprawiane zewnętrznie przed przetrwaniem chociażby jednego okresu ogrzewania zimowego”. Oba te wnioski odesłano do Zarządu Związku.

14. Inż. Rychlewski: „Nieznormalizowane doraźne próby materiałów budowlanych wykonane przy pomocy prostych metod narzędzi”.

Do dyskusji nikt się nie zgłosił.

Na tym przewodniczący zamknął obrady II. Sekcji o godz. 19,32.

SEKCJA III.

Temat: „Budowle nadmorskie, budownictwo a obrona przeciwlotn. i przeciwpożar., wstrząsy budowli, wpływy wyrobisk podziemnych i osiadania gruntów”.

Obrady rozpoczęto dn. 11.IX br. o godz. 9 min. 20 pod przewodnictwem komandora ppor. inż. Zygmunta Horyda.

1. Inż. L. Allweil, inż. W. Tubielewicz, inż. S. Hückel: „Wpływ czynników zewnętrznych na budowle nadmorskie”.

Inż. S. Hückel scharakteryzował w streszczeniu całość referatu, podkreślił w końcu informacyjne ujęcie tematu, prosząc o zabieranie głosu w celu lepszego naświetlenia poruszonych zagadnień.

Komandor ppor. inż. Z. Horyd, w dyskusji wskazał na konieczność przyjmowania przy wznoszeniu budowli nadmorskich wyższych obciążeń od parcia wiatru, oraz mniejszych dopuszczalnych obciążeń gruntu, to ostatnie ze względu na dużą niejednorodność gruntów. Poza tym mówca wskazał na ważny czynnik wpływu wiatru i prądów na ruch rumowiska, które to zagadnienie jest zbyt mało u nas badane. Konieczne jest prowadzenie ścisłych obserwacji z dziedziny ruchu rumowiska w ciągu dłuższego czasu, co dopiero da materiał do lepszego ujęcia tej sprawy. Tak samo nie mamy prac z dziedziny badania siły fal. Jest konieczne, aby Instytucje Państwowe zwróciły uwagę na poszukiwania i obserwacje w tym kierunku.

2. Prof. S. Bryła: „Konstrukcja mostów z uwagi na obronę przeciwlotniczą”.

W sprawie referatu zabrał głos plk. Szychowski, podnosząc sprawę rozpiętości mostów, która winna być wielokrotnością 1, 1,5, 3 pewnego elementu zasadniczego.

3. Inż. H. Honheiser: „Stal w budownictwie przeciwlotniczym”.

W dyskusji nad referatem zabrał głos mjr Biesiekierski wskazując, że w Niemczech istnieje szereg rozporządzeń, zakazujących stosowania stali do celów przeciwlotniczych ze względów dewizowych. Należałoby więc i u nas poddać rewizji propagandę użycia stali w budownictwie przeciwlotniczym.

Inż. Rogowski wskazuje na szereg błędów, jakie popełnia się przy stosowaniu stali w budownictwie OPL. z punktu widzenia bezpieczeństwa przeciwpożarowego. Np. w referacie (str. 131) podano strop Kleina z belkami żelaznymi nieosłoniętymi, przez co konstrukcja jest zupełnie nieodporna na ogień. Istnieje u nas pogląd, że wystarczy zabezpieczenie przeciwpożarowe stropu tylko na najwyższej kondygnacji, co jest niesłuszne. Np. przepisy sowieckie wymagają przy wysokich budynkach stosowania stropów niepalnych, rozmieszczonych mijankowo (na 5, 7, 9 itd. kondygnacji). Na zakończenie inż. M. Rogowski — złożył następujący wniosek, który uchwalono:

„Zjazd uchwala, aby przy rozwiązaniach konstrukcyjnych w zagadnieniu obrony przeciwlotniczej były brane pod uwagę względy obrony przeciwpożarowej zarówno w czasie pokoju, jak i w czasie wojny”.

Plk. Szychowski podniósł, że przecież nasze przepisy przewidują stosowanie stropów niepalnych, nie jest więc jasne, o co mówcy chodzi. Inż. Rogowski w odpowiedzi

wyjaśnił, że chodzi mu o stropy odporne na ogień (silniejszy), gdyż tymczasem sama niepalność ich nie jest wystarczająca.

4. Doc. dr Olszak: „O stropach przeciwlotniczych”.

Mjr Biesiekierski polemizując z tezą referatu stwierdza, że doświadczenia wojenne i powojenne prowadzą do wniosku wręcz przeciwnego. Jeden strop gruby przedstawia większą wartość z punktu widzenia O. P. L., niż większa ilość cienkich o tej samej łącznej grubości, gdyż między innymi przez to otrzymuje się więcej monolityczną budowę, do czego należy dążyć. Przy budowie stropu pamiętać należy, że na działanie pocisków strop będzie odporniejszy, o ile będzie równomiernie uzbrojony i należyście złączony ścianami. Wreszcie mówca nie zgadza się z cytowanym przez doc. Olszaka autorem niemieckim W. Vieserem, którego obliczenia teoretyczne nie biorą pod uwagę jednoczesności wszystkich oddziaływań pocisku. Wzory, przeprowadzające obciążenia dynamiczne na statyczne, odnoszą się tylko do małych szybkości. Poza tym wskazane jest zabezpieczenie stropu od dołu blachą lub w sposób równorzędny, w celu zapobieżenia odpryskom od wstrząsów.

Inż. Kozłowski — podaje porównawczo, że jeżeli przyjąć skuteczność trafienia wywołanego przez nalot jako 1000 w zabudowie zwartej, to w zabudowie luźnej, willowej — ta skuteczność trafienia będzie 16. Referent wypowiada się za monolitycznym stropem na bomby burzące 1000 kg i zapalające.

Odpowiedź referenta, który na Zjeździe był nieobecny — zamieszczamy osobno.

5. Inż. Sławiński: „Podstawowe instalacje schronów opl.”.

Autor referatu omówił cele instalacji, mających za zadanie uodpornienia schronów, przeciwko bombom gazowym. Wypowiedział pogląd, że użyteczność pomieszczeń tylko uszczelnionych jest mniejsza od pomieszczeń zaopatrzonych w wentylację umożliwiającą wymianę powietrza.

Mjr Biesiekierski — w dyskusji nad referatem wskazał zagadnienia, które w referacie zostały pominięte:

a) walka z wzrostem wilgotności powietrza w schronie, które to zjawisko może być spowodowane przez błędy konstrukcyjne oraz skutek niedostatecznej wymiany powietrza. Zagranicą ogrzewanie schronu traktują przede wszystkim z punktu widzenia walki z wilgotnością powietrza;

b) referat wysuwa zamknięcie wodne dla przewodu wentylacyjnego, tymczasem zamknięcie mechaniczne w postaci zasuw jest lepsze. Na zakończenie mówca wspomniał, że bardzo ważna sprawa regeneracji powietrza w schronie, która by zastąpiła ew. wymianę z otoczeniem zewnętrznym, czeka jeszcze na właściwe rozwiązanie.

Inż. Sławiński w odpowiedzi wyjaśnił, że dotychczas przez technikę nie zostało rozstrzygnięte, co jest szkodliwsze dwutlenek węgla, czy nadmiar wilgoci, dlatego też rozpatrzył tylko sprawę usunięcia nadmiaru dwutlenku węgla. Przy rozwiązywaniu sprawy ogrzewania należy pamiętać, że podczas przebywania w schronie ludzi, temperatura zwiększa się automatycznie. Co zaś tyczy się mechanicznego zamknięcia przewodu wentylacyjnego, to przy próbach nie można było uzyskać szczelności dostatecznej, którą zato dało zamknięcie wodne.

6. Inż. Rogowski: „Konstrukcje budowlane w warunkach pożarniczych”.

Autor referatu inż. Rogowski — szczegółowo streścił swój referat. Odnośny wniosek, który uchwalono, złożył autor do referatu inż. Honheisera.

7. Inż. Zaremba: „Uniezależnienie obrony pożarowej budynków miejskich od wody wodociągowej”.

Autor referatu złożył wniosek następujący, który przyjęto:

IV. Zjazd Polskich Inżynierów Budowlanych doceniając konieczność zapewnienia miastom wystarczającej ilości wody do celów pożarniczych podczas O. P. L. — uchwała zwrócić się do Ministerstwa Spraw Wewnętrznych o wydanie zarządzenia mającego na celu spowodowanie, by już obecnie Zarządy Miejskie opracowały projekty zaopatrzenia wodno-pożarowego miast, przy uwzględnieniu możliwości całkowitego braku dopływu wody wodociągowej.

W dyskusji insp. Pałowski wskazał, że należałoby wyposażenie straży pożarnych dostosować do zapotrzebowania wodnego miast (niezależnie od wodociągów, co jest tańsze, niż odwrotnie, dostosować je do istniejącego wyekwipowania straży.

Inż. Kozłowski zapytuje dlaczego w referacie nie poruszono niezależnie od wody sprawy stosowania innych środków do gaszenia pożaru, uzasadniając to tym, że w niektórych wypadkach (pożar benzyny, urządzeń elektrycznych) — woda jest nie tylko niedostatecznym środkiem przeciwpożarowym, a nawet często i szkodliwym.

Inż. Zaremba w odpowiedzi wyjaśnił, że w referacie nie omawiał urządzeń lokalnych do gaszenia ognia, a ograniczył się tylko do rozpatrzenia najczęściej stosowanego środka, tzn. wody.

Inż. Rogowski dodał, że gaszenie przy pomocy piany też wymaga użycia wody, która jest więc podstawą wszelkiej akcji przeciwpożarowej.

8. Inż. M. Rogowski: „Ochrona budowli przed wyładowaniami atmosferycznymi”.

Autor streścił referaty — dyskusji nie było.

9. Inż. K. Kamiński: „Pomiary wstrząsów w budowlach inżynierskich”.

Autor referatu po omówieniu w streszczeniu całokształtu zagadnienia, złożył wniosek o uchwalenie 3. podanych w referacie tez, ustalających:

1. *Konieczność przeprowadzenia w szerszej niż dotychczas mierze badań wpływu wstrząsów na budowle inżynierskie.*

2. *Brak publikacji z przeprowadzonych we wspomnianym zakresie doświadczeń dotychczasowych, jako materiału porównawczego.*

3. *Konieczność zbierania i analizowania odnośnych materiałów i doświadczeń, do czego powołane być winny, do czasu uruchomienia Instytutu Badań Budowlanych — Katedry Budownictwa Politechnik.*

Tezy te uchwalono.

Inż. Piętkowski wyjaśnił różnice, jakie zachodzą między wstrząsami technicznymi, które mają małą amplitudę, a dużą częstotliwość, a wstrząsami przy trzęsieniach ziemi o

dużej amplitudzie i małej częstotliwości. Badania wstrząsów prowadzone są w szerokim zakresie zagranicą: np. w Sztutgardzie specjalny Instytut Badań Wstrząsów oraz Zarząd Miasta Wiednia.

Dla uzyskania zmniejszenia wstrząsów ma duże znaczenie zastosowanie izolacji tłumiącej. Swoje wywody inż. Piętkowski zilustrował wykresami i tablicami, wykazującymi m. inn. wpływ wstrząsów na życie organiczne. Co się tyczy opisanych w referacie najprostszych przyrządów wskazujących obecność drgań, to jako ciecz wskazująca lepsza jest rtęć od wody.

Inż. Trzeciak — przytoczywszy różne przykłady ilustrujące niszczące działanie wstrząsów na różne elementy budowlane (fundamenty pod Dieslem, złącza szyn kolejowych itd.) wskazuje jak ważną rzeczą jest właściwe fundamentowanie. W budynkach dobrze zafundamentowanych wstrząsów się nie obserwuje zupełnie.

Inż. Kamiński dodatkowo informuje, że Z. M. Warszawy wypożyczyła seismografy osobom prywatnym.

10. Prof. F. Zalewski: „Budowle w obrębie wpływów wyrobisk podziemnych”.

Referent nawiązując do swego referatu szczegółowo wyjaśnia całe zagadnienie, jak następuje. Teren w obrębie wpływów podziemnych wyrobisk kopalń jest dla całości budowli nieodpowiedni a w szczególności dla budowli wzniesionych ze złych materiałów przy złym zaprojektowaniu i przy nieodpowiednim dozorze (złe wykonanie). Ze względu na występujące w budynkach znajdujących się w obrębie wpływów wyrobisk górniczych naprężeń gnących i ciągnących należałoby przewidzieć wykonanie tych budowli bardziej odpowiadające warunkom ich pracy. Należy przewidzieć odpowiednie usztywnienie (uzbrojenie) budynków, by budynki mogły się z powodzeniem oprzeć tym siłom (ta sprawa jest poruszona w referacie pod tytułem: „Zniszczenie o pozorach uszkodzeń górniczych”), a przede wszystkim podnieść należy normy bezpiecznego obciążenia materiałów na ciśnienie oraz zaostrzyć należy kontrolę wykonania tu budowli.

Niezależnie od tego dla budowli w obrębie wpływów podziemnych wyrobisk, a w szczególności dla budowli wydłużonych należy przewidzieć wykonanie blokowe. Budynki więc składać się powinny z szeregu bloków odpowiednio usztywnionych i uodpornionych, rozdzielonych przewrami, które mogą być maskowane szczegółami architektonicznymi. Osiadanie powierzchni wywoła obniżenia, a nawet nieznaczne przechylenie tych budynków oczywiście przy odpowiednio zaprojektowanych sposobach wydobywania minerału. Odkształcenia te na całość budowli nie wpłyną więc niebezpiecznie, ani nawet rażąco. Dla informacji mówca komunikuje, że przed kilku laty w obrębie wpływów górniczych w Lens (Północna Francja) zbudowano monumentalny dworzec kolejowy właśnie składający się z niezależnych bloków. Rama fundamentowa (żelbetowa) każdego bloku wspiera się na 4. pompach hydraulicznych, które umożliwiają doprowadzenie każdego bloku w razie przechylenia do położenia poziomego. W związku z tym nie należy zapominać o odpowiednim uzbrojeniu fundamentów (płyty) wszelkich budowli. Płyta ta ma być tu bowiem uzbrojona dołem ze względu na zwykłe obciążenie gruntu i przy osiadaniu gruntu od oddziaływania wyrobisk górniczych pośrodku budowli oraz górą przy osiadaniu gruntu z brzegów budowli, a więc zawsze tam, gdzie w płycie będą występować naprężenia ciągnące.

Następnie referent przechodzi do wyjaśnienia znaczenia filarów ochronnych z punktu widzenia wojskowego. Granice nadań górniczych, których kompleks jest polem wydobywczym kopalni są zwykle poprowadzone przez charakterystyczne linie na powierzchni, a więc wzdłuż rzek, dróg oraz przez charakterystyczne punkty, którymi są punkty o znacznym wzniesieniu, punkty przecięcia się dróg, dróg z rzekami itp. Jak wiadomo wzniesienia, rozwidlenia dróg, przecięcia się dróg z rzekami itd. często są punktami strategicznymi. Oczywiście, że podobne punkty strategiczne mogą i będą się znajdować również wewnątrz granic nadań i wewnątrz granic pól wydobywczych różnych kopalń. Jedną z największych zalet punktu strategicznego jest możliwie duże pole ostrzału. Wydobywanie pokładu lub pokładów z filaru ochronnego pod podobnym punktem będzie przyczyną obniżenia się punktu i zmniejszenia pola ostrzału, o czym nie należy zapominać. Umieszczenie tu jakiegokolwiek trwałego umocnienia pociągnie za sobą nie tylko zmniejszenie pola ostrzału przez osiadanie tego umocnienia, lecz jednocześnie może być przyczyną przechylenia się tego umocnienia z powstaniem martwym pól. Wobec tego, że filary ochronne punktów granicznych będą się znajdować w polach wydobywczych dwóch, a czasem nawet trzech sąsiednich kopalń, to zgodnie z tym co mówiono było o skutkach wydobywania pokładów w tych warunkach, należy się spodziewać tu większych odkształceń (przechyleń) powierzchni, które mogą nawet być przyczyną pęknięcia tych umocnień. Oczywiście, że wartość ich w tych warunkach pod względem wojskowym byłaby znacznie obniżona.

Na zakończenie referent złożył wniosek o następującym brzmieniu, który uchwalono:

Dla budowl w obrębie wpływów podziemnych wyrobisk kopalń należy podnieść stopień bezpieczeństwa wytrzymałości dla materiałów budowlanych i zaostrzyć kontrolę wykonania budowl.

11. Prof. F. Zalewski: „Zniszczenie budowli o pozorach uszkodzeń górniczych”.

Uzupełniając swoją pracę referent dodał, że wyjaśnianie przyczyn uszkodzenia budynków znajdujących się w zasięgu wpływów podziemnych wyrobisk kopalń jest zagadnieniem trudnym, gdyż uszkodzenia od wpływów górniczych występują jednocześnie z uszkodzeniami pochodzącymi od błędów budowlanych a te ostatnie występują nieraz w większej liczbie jednocześnie, jeszcze bardziej utrudniając zrozumienie zagadnienia. Wydzielenie jednych uszkodzeń od drugich napotyka czasem na znaczne trudności, tym bardziej, że jeszcze do niedawna wierzone w uszkodzenia typowo górnicze. Przede wszystkim trzeba było ustalić, czy istnieje typowo górnicze uszkodzenie, a więc takie uszkodzenie, które od razu by wskazywało na wyrobiska kopalni jako na przyczynę tego uszkodzenia.

Zdaniem autora, jedyną drogą, która — być może — doprowadzi do jakichś konkretnych wyników jest wydzielenie jednych uszkodzeń od drugich. W tym celu przestudowano uszkodzenia, pochodzące nie od przyczyn górniczych, zbierając fotografie uszkodzonych budynków razem z opisami przyczyn tych uszkodzeń. Poszukiwania rozpoczęto w Krakowie, Warszawie itd., a więc poza Zagłębiem. Niestety, legenda o typowo górniczych uszkodzeniach rozwiała się. Z umieszczonych w referacie fotografii widać, że wszystkie te uszkodzenia są zupełnie takie same, jak uszkodzenia spotykane w domach w Zagłębiu węglowym. Dłuższy czas nie można było znaleźć uszkodzenia — zdawało się — bar-

dzo charakterystycznego dla Zagłębia węglowego, a mianowicie schodkowego pęknięcia murów ponad sklepieniami okien i drzwi. Podobne pęknięcia były nawet znalezione w większej liczbie w okolicach Zagłębia: w Chechle, Kozłowej Górze itd., lecz nie można ich było zaobserwować w bardziej oddalonych od Zagłębia miejscowościach, gdzie wpływ wyrobisk niewątpliwie nie odgrywałby żadnej roli. Po raz pierwszy uszkodzenie takie referent znalazł w Krakowie w gmachu jednej szkoły, co ostatecznie potwierdziło, że nie ma typowo górniczych uszkodzeń budynków, gdyż ruchy gruntu, niezależnie od ich pochodzenia (złe fundamentowanie, wydobywanie minerału) dają jednakowe uszkodzenia.

Do kilku przykładów uszkodzenia budynków wodami, wymienionych w referacie, autor dodał zaobserwowane uszkodzenie zabytkowego kościoła w Raciążku pod Ciechocinkiem. Kościół ten znajduje się obok głównej ulicy miasteczka, ciągnącej się w kierunku O — W przy przecięciu się z inną ulicą, założoną na O od kościoła; ta ulica jest skierowana na południe od wymienionej ulicy O—W. Pomiędzy kościołem a ulicą N—S jeszcze przed dwoma laty znajdował się wąwóz, którego koniec sięgał właśnie absydy kościoła. Wąwóz ten był przyczyną popęknięcia muru otaczającego kościół (róg N—O) oraz absydy na której obecnie widoczne są 3 pęknięcia, przechodzące przez okna (jedno przez oś symetrii absydy i dwa symetrycznie po bokach). Pęknięcia te powstały od podmycia płytkich fundamentów muru oraz absydy wodami deszczowymi, które skierowywały się tędy z części Raciążka przez wąwóz, w dół, do doliny Wisły. Nie zauważyłem uszkodzeń na murach kościoła, gdyż fundamenty tych murów najprawdopodobniej są założone znacznie głębiej niż fundamenty absydy.

Kościółem tym zainteresował się p. Wojewoda Nakonecznikoff-Klukowski w r. 1936 i polecił go zabezpieczyć przed dalszym niszczeniem. Zabezpieczenie polegało na zasypaniu wąwozu, wybrukowaniu obu ulic (O — W i N — S) kostką betonową o przekroju sześciokątnym z zabezpieczeniem z obu stron niskimi krawężnikami (10 — 12 cm) poza którymi znajdują się usypane z piasku chodniki. Ulica ta z obu stron, od O i od W jest nachylona właśnie w stronę kościoła (w stronę najniższego punktu, który obecnie znajduje się w miejscu zasypanego wąwozu w kilkunastu mb od absydy kościoła). Podobne nachylenie w stronę ulicy O—W, czyli na N, w stronę zasypanego wąwozu i absydy kościoła otrzymała również ulica N—S. Pomiędzy obu ulicami i murem kościelnym założono zieleniec. Wody deszczowe spływając więc od wschodu, zachodu i południa mają się łączyć w najniższym punkcie ulicy O—W; tu 4. otworami spustowymi są skierowywane do rynny betonowej, położonej po stoku wąwozu, którą są odprowadzane do doliny Wisły.

Niestety podczas ostatnich ulewnych deszczów (koniec sierpnia i początek września 1938 roku) okazało się, że opisane zabezpieczenie jest niewystarczające, gdyż masy wody ściekając do najniższego punktu ulicy O—W nie mogły się zmieścić w otworach spustowych i przelewając się przez niskie krawężniki ściekały na północ wprost do wąwozu, znosząc (zmywając) usypany tu chodnik, zmniejszając jego szerokość do około 70 cm. Wody również wylały poza krawężniki i po drugiej stronie tej ulicy, zatapiając zieleniec. Należy się obawiać, że z czasem przy ponownych ulewnych deszczach wody mogą podmyć zabrukowaną ulicę od północy (od strony wąwozu) lub przedostając się do piasku zmyć ją również od strony zielenca, podmyć zieleniec i uszkodzić kościół. Sprawę tę mówca podnosi ze względu na konieczność pewniejszego i bardziej trwałego zabezpieczenia tego zabytkowego kościoła przed dalszym uszkodzeniem.

12. Dr C. Kłós: „Osiedlanie gruntów a trwałość budowy”.

Autor referatu w krótkim zarysie przedstawił jego treść i zaproponował założenie specjalnego Instytutu Geofizycznego, składając następujący wniosek: *IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych uchwala, aby stworzyć Instytut Geograficzny, któryby dawał wyczerpujące orzeczenia natury prawnej i naukowej w sprawie osiedlania gruntów oraz wpływu jego na trwałość budowli.*

Prof. Żencykowski wypowiedział pogląd, że sprawę tę rozwiąże stworzenie Rady Budowlanej, której podległyby wszelkiego rodzaju instytuty badawcze. Następnie mówca wymienił szereg prac badawczych, zapoczątkowanych przez katedrę Budown. Og. P. W. w ciągu ostatnich 4. lat w różnych dziedzinach, a w szczególności podał prace inż. Rusina nad wpływem obciążenia gruntu na rozkład naprężeń w tymże, do czego skonstruowano specjalny przyrząd.

Prof. S. Bryła -- popiera wniosek prof. Żencykowskiego, aby wszystkie wysiłki w kierunku badań budownictwa skoncentrować w jednej instytucji.

Inż. Trzeciak poruszył sprawę konieczności prowadzenia ścisłych badań gruntu. Brak literatury z dziedziny fundamentów i badań gruntów, utrudnia prace inżyniera na budowie. Brak również tłumaczeń z literatury obcej. Należy stworzyć normy warunków technicznych dla fundamentów, ponadto wskazane byłoby utworzenie referatów fundamentowania w województwach.

Inż. Tomaszewski podniósł konieczność rozpoczęcia u nas w szerszym zakresie badań gruntów w miastach, gdyż tylko mając dane, dotyczące gruntów, można właściwie przeprowadzić strefowanie w planach rozbudowy osiedli. Sprawa ta jest tym bardziej aktualna, że kończy się już pierwsza transza planów regulacyjnych naszych miast.

Inż. arch. Klette -- poruszył zagadnienie obciążeń stałych i ruchomych przy obliczaniu fundamentów, zwracając uwagę, że nie ma potrzeby obliczać fundamentów na całkowite obciążenie ruchome.

Prof. S. Bryła w odpowiedzi zaznaczył, że na takie maksymalne obciążenia fundamentów się nie liczy.

Inż. Trojanowski stwierdziwszy, że nie ma gruntu na którym nie można fundamentować, wspominał o teorii, która przeprowadza analogię między gruntem, a gęstą cieczą i upodabnia fundament do obiektu o pewnej wyporności pływającego w cieczy gruncie.

Komandor ppor. inż. Z. Horyd stwierdza, że w tak ważnej dziedzinie budownictwa, jak fundamenty, mamy tylko przepisy o obciążeniu gruntów -- nie mamy zaś bardziej szczegółowych wyników badań oraz dokładniejszych wskazań dotyczących fundamentowania. Dotychczas bowiem dopiero przez wieloletnie doświadczenie na budowie inżynierowie dochodzą do pewnej znajomości tej dziedziny. Wskutek braku publikacji znajomości te jednak przypadają dla ogółu. Każdy błąd w fundamentowaniu pociąga za sobą olbrzymie straty przez co stworzenie instytucji, którą proponuje referent dr. Kłós, jest ze wszech miar konieczne.

SEKCJA IV.

Temat: „Przewodn. cieplne, piece, dachy płaskie, klimatyzacja, pomiary akustyczne budowli”.

Obrazy rozpoczęto w dn. 11.IX. rb. o godz. 15. pod przewodnictwem inż. M. Bukowskiego.

1. Inż. M. Mączyński: „O pomiarach przewodnictwa cieplnego materiałów budowlanych”.

Po podaniu przez referenta treści referatu, omawiano badania szwedzkie i monachijskie i ustalono, że na razie trudno mówić o normalizacji pomiarów. Prelegent zwrócił uwagę, że charakterystyki materiałów zostały podane w „Przeglądzie Chemicznym” w roku 1927 oraz, że w aparacie Poensgena do pomiaru współczynnika przewodności cieplnej, zainstalowanym w Drogowym Instytucie Badawczym można badać próbki materiałów ciepłochronnych o wymiarach min. 57 × 57 cm.

Wniosków konkretnych nie zgłoszono.

2. Dr M. Popiel: „Przewodność i stateczność cieplna zewnętrznych ścian budynku”.

Po odczytaniu przez autora głównych tez referatu, inż. M. Mączyński poruszył sprawę wpływu barwy ścian i ich przewodności na stateczność cieplną. Następnie inż. F. Bąkowski zgłosił wniosek, który przyjęto po uwzględnieniu poprawki wprowadzonej przez prof. W. Żencykowskiego.

Treść wniosku: „Wobec doniosłego korzystnego wpływu umieszczaniu warstw ciepłochronnych po stronie zewnętrznej ścian i stropów należy stosować je w stanie suchym i dążyć do opracowania środków technicznych zabezpieczają-

cych te warstwy od ujemnych wpływów atmosferycznych”. Prof. Żencykowski, omawiając referat stwierdza, że w pierwszej części autor podaje sposób wykonania wykresu temperatur poprzez ścianę, co zresztą znajduje się w podręcznikach ogrzewania lub nawet budownictwa og., a w II. części przytacza za podręcznikiem ros. Asze 2 teorie obliczenia stateczności ciepła w przegrodach. Tymczasem należy podkreślić, że do wszelkich teorii i danych rosyjskich należy odnosić się b. krytycznie, a już naprawdę nie można przyjmować ich na wiarę bez sprawdzenia, bo w pracach ludzi, którzy piszą dlatego, że muszą napisać określoną ilość stron rocznie, muszą się znaleźć błędy i dowolności. Np. referent wślad za podręcznikiem Aszego twierdzi: obserwacja wykazała, że największa dopuszczalna ze względów higienicznych obniżka temperatury wewn. powierzchni ściany w stosunku do ciepłoty pomieszczenia nie powinna przekraczać 4°.

Gdyby to było słuszne, to powszechnie przyjęta u nas grubość ścian zewn. 55 cm okazała by się niehigieniczna, ponieważ przy takiej ścianie dwustr. tynkowanej wspomniana różnica wynosi 5,3° a dla śc. 1½ c. -- 6,7. W rzeczywistości chodzi o to, aby para nie kondensowała się na powierzchni ściany. Istnieje dość prosty wykres uzależniający temp. powierzchni przy których rozpoczyna się kondens. od t° powietrza i wilgotności wzgl. pow. Zauważymy na nim, że np. przy t° wnętrza 20° i wilgotności względnej 60%, kondensacja zaczyna się, gdy ściana ma + 12°, a przy t° wnętrza 20° i wilgotności wzgl. 70% skraplanie zaczyna się przy 14° itd.

3. Dr M. Popiel: „Projektowanie pieców i ich przyjęcie“.

W dyskusji po referacie inż. F. Bąkowski stwierdziwszy na wstępie ogólne zaniechanie sprawy u nas w dziedzinie pieców, wykazał na przykładzie liczbowym, że wpływ pieców na wentylację jest znikomy, a co się tyczy pojemności cieplnej to ogrzewanie wodne uważa za równorzędne z ogrzewaniem piecami kaflowymi. W odpowiedzi dr M. Popiel, zaznaczył, że centralne ogrzewanie nadaje się więcej do dużych obiektów, a piece w budownictwie drobnomieszkaniowym. Na zakończenie dyskusji dr M. Popiel zgłosił wniosek: „Ponieważ piec ogrzewany jest obiektem technicznym stanowiącym bardzo odpowiedzialny element wyposażenia budynku, zaś dotychczas był on niedoceniany przez inżynierów, wobec braku ich należytego w tej mierze uświadomienia w okresie studiów, Zjazd zwraca się z apelem do wszystkich uczelni technicznych z budownictwem związanych o uwzględnienie w swych programach w dostatecznym rozmiarze nauki o piecach. Jednocześnie Zjazd uznaje za konieczne jak najszybsze opracowanie i wprowadzenie w życie obowiązujących przepisów dotyczących wykonywania i przyjęcia wykonanych pieców“.

4. Prof. S. Bryła i inż. H. Stankiewicz: „Dachy płaskie i tarasy“:

Treść referatu została odczytana przez inż. H. Stankiewicza.

Życzenie referentów przesłania referatu do Polskiego Komitetu Normalizacyjnego, celem ewentualnego wykorzystania pozostawiono do uznania Prezydium Związku. W toku dyskusji inż. H. Stankiewicz oświadczył, że umieszczenie warstwy ciepłochronnej od dołu jest mniej właściwe ze względów cieplnych ale może być usprawiedliwione przy braku pewności co do należytego wykonania izolacji wodoszczelnej na płycie konstrukcyjnej.

5. Dr med. J. Bortkiewicz-Rodziewiczowa: „Klimatyzacja powietrza z punktu widzenia higieny“.

W dyskusji nad referatem inż. F. Bąkowski objaśnia badania amerykańskie i podaje obliczenia kosztu osuszenia powietrza w lecie. Z powietrza usuwa się wodę przez ochłodzenie powietrza, które należy potem z powrotem nagrzać do właściwej temperatury. Dla sali 3000 m³ koszt tych operacji wyniesie w naszych warunkach 10 zł 1 godzina. Prof. Żenczykowski przytacza w krótkości ogólne dane ustalone w roku ubieg. na Międzynarodowej Konferencji Higieny mieszkań w Genewie przy L. N., na której mówca był obecny. Dane te są treściwym uogólnieniem i zestawieniem doświadczeń i prac z różnych krajów. Przede wszystkim zgodzono się, że higieniczne warunki atmosferyczne wewnątrz polegają na utrzymaniu równowagi między wytwarzaną a zużywaną energią cieplną przy zachowaniu dobrego samopoczucia fizycznego i psychicznego człowieka. Warunki te zależą głównie od następujących 5. czynników: 1) powietrza, 2) wilgotności powietrza, 3) ruchu powietrza, 4) temperatury promieniujących powierzchni otoczenia, 5) czystości powietrza. Ten ostatni czynnik o ile powietrze jest niewiele zanieczyszczone nie wpływa wprawdzie bezpośrednio na zachowanie równowagi cieplnej, ale ma duże znaczenie dla samopoczucia. Dalej ustalono, że niemożliwe jest ujęcie tych warunków w standartową normę optymalnego komfortu. Normy takie mogą być różne dla rozmaitych kra-

jów, dla wnętrz o różnym przeznaczeniu, dla ludzi, różnego wieku itp. Np. amerykańskie standardy oparte na temperaturach efektywnych, są słuszne tylko dla dorosłych od 20 — 70 lat, zamieszkujących północno-zachodnie stany. Angielscy uczeni zalecają temperaturę normalnych wnętrz mieszkalnych 15,5 — 19°, amerykańscy 18,3 — 21° przy minimalnym ruchu powietrza i temperaturze ścian i powietrza, we Francji 16 — 18° przy zupełnym bezruchu powietrza w pobliżu człowieka. Jeżeli chodzi o wilgotność względną to Amerykanie przyjmują 35—65%, Niemcy 25—40% (przy 20%), Holendrzy 50 — 80%, Francuzi uważają za odpowiednią 50%. Nowe angielskie doświadczenia Bedforda wykazały, że wilgotność względna powietrza ma na ogół niewielki wpływ na warunki komfortu w normalnych mieszkaniach w Anglii. Angielscy higieniści zgadzają się zupełnie, że wilgotność względna powietrza może się wahać w granicach 25 — 70% przy t^o 16 — 21°, nie okazując wpływu na komfort cieplny normalnie ubranej siedzącej osoby. Dalej zgodzono się, że dla komfortu cieplnego pożądaną jest, ażeby temperatura powierzchni promieniujących wewnątrz była wyższa niż temp. powietrza. Przy niskich temperat. ścian człowiek odczuwa uczucie chłodu, ponieważ wymiana ciepła przez promieniowanie jest proporcjonalna do czwartych potęg różnicy temp. powierzchni. Konferencja w zakończeniu zaleciła, aby dla poszczególnych krajów, a nawet regionów i różnego rodzaju wnętrz były ustalane optymalne warunki komfortu cieplnego. Należy mieć nadzieję, że p. dr Bortkiewicz-Rodziewiczowa, która przedstawiła zjazdowi tak cenną pracę na tym polu, przyczyni się swoimi dalszymi badaniami do naukowego rozwiązania i ustalenia norm komfortu cieplnego dla warunków polskich.

Na pytanie jednego z obecnych co do wartości systemu wentylacji inż. Bądzynskiego (powietrze wchodzi z zewnątrz przez otwór u dołu ramy zewnętrznego okna, ogrzewa się wzdłuż szyby wewnętrznej i wchodzi do pokoju przez otwór u góry ramy okna wewnętrznego) — inż. Bąkowski i referentka, objaśniają, że system ten jest dobry, gdyż powietrze chłodne wchodzi od góry rozproszone, musi być jednak zainstalowany wentylator wytłaczający powietrze, gdyż — inaczej wymiana powietrza jest zbyt powolna, poza tym wskazane byłoby ulepszyć konstrukcję zasuw przy otworach, gdyż nie są one zbyt szczelne i pewnie działające. Urządzenie inż. Bądzynskiego nie daje jednak oszczędności na opale.

6. Inż. F. Bąkowski: „Udział ogrzewania i wietrzenia w konserwacji budynków“.

Przy końcu streszczenia referatu prelegent zwrócił uwagę na konieczność zaprojektowania instalacji już przy wstępnym projekcie budynku. Nawiązując do tego prof. Pszenicki — myśl tę uogólnił podkreślając doniosłość koordynacji wszystkich w ogóle zagadnień — przy projektowaniu oraz potrzebę opracowania projektu należyście ze wszystkimi szczegółami przed przystąpieniem do budowy, tak jak to czynią w Ameryce, gdzie nie żałują czasu na wykonanie projektu, wiedząc że im się to sowiec opłaci przez uniknięcie zbytecznych błędów i przeróbek podczas samej budowy.

7. Dr M. Kwiek: „O metodzie pomiarów akustyczno-budowlanych“.

Z powodu nieobecności referenta przystąpiono do dyskusji nad referatem bez podania treści referatu. Prof. W.

Zenczykowski objaśnił, że pomiary akustyczne, przeprowadzone w Lab. Badania Przew. Dźwięków Polit. Warsz. dotyczą: 1) przewodnictwa dźwiękowego przez przegrody, oraz 2) współczynnika tłumienia dźwięku. Co się tyczy nadsyłania materiałów do badania w rzeczonym laboratorium, to próbki winny mieć wymiar 119×169 cm, a przy przesyłaniu należy podać, o co dokładnie chodzi i jak materiał ma być stosowany. Nie wszyscy bowiem jeszcze dobrze rozumieją, że sam materiał może mieć małe własności izolacyjne, a dopiero da dobre wyniki w zespole z innymi.

Sen. Rogowicz, podkreśliwszy zasługę prof. Zenczykowskiego, który zainicjował założenie laboratorium, opisuje walkę z hałasem na Węgrzech i w Ameryce. W tej ostatniej zainstalowano na ulicach automaty rejestrujące natężenie hałasu. Gdy tylko przekroczą one dopuszczalną granicę, przewidzianą dla danej ulicy, policja skierowuje część ruchu ulicznego innymi drogami.

Dr T. Kluz — podał krótką historię walki z hałasem w lotnictwie przede wszystkim amerykańskim, zakończoną zwycięsko.

Prof. W. Zenczykowski — zgłosił wniosek: „Ze względu na poważne znaczenie badań izolacji dźwiękowej i hałasów w budownictwie Zjazd uważa za konieczne znalezienie środków na opłacenie pracowników i zakup nowych apa-

ratów dla Laboratorium Badania Przewodności Dźwiękowej Politechniki Warszawskiej”.

Na zakończenie inż. Trojanowski zwrócił uwagę, że mówiąc o wpływie jaki wywiera projektodawca i konstruktor na użytkowanie i trwałość budowli, należy pamiętać o następujących sprawach:

1) Projekty budowli muszą z góry objąć całokształt i wszystkie szczegóły co podniósł prof. Pszenicki.

2) Należy zwalczać niechęć do pióra — każdy inżynier, który nabył jakieś wiadomości lub poczynił jakieś doświadczenia winien się nimi podzielić z ogółem.

3) Odczuwa się silny brak wykwalifikowanych robotników, dla zaradzenia temu muszą być urzeczywistnione warunki, umożliwiające kształcenie robotników wszelkich kategorii. Nawet tzw. robotnicy niewykwalifikowani, jak np. pomoc murarska, kopacze itp. winni posiadać wprawę w swych czynnościach. Należy pamiętać o tym, że o jakości wykonania decyduje również i najdrobniejszy wykonawca.

Kwarcia czasu pozostawionego na wykonanie budowy ma istotne znaczenie dla kształtowania się kosztów budowy. Istnieje dla każdej kategorii budowy pewne optimum czasu, przy czym zarówno skrócenie jak i przedłużenie tego czasu prowadzi do wzrostu kosztów. To ostatnie twierdzenie mówca zilustrował poglądowym wykresem.

C. ZEBRANIE PLENARNE I ZAMKNIĘCIE ZJAZDU

Po ukończeniu obrad sekcyjnych, nastąpiło zebranie plenarne pod przewodnictwem inż. Bukowskiego, na którym przewodniczący 4. sekcji odczytał wnioski i dezyderaty uchwalone na zebraniach sekcyjnych. Następnie inż. Bukowski odczytał wnioski ogólne, przekazane przez sekcje na plenum oraz zgłoszone oddzielnie dwa wnioski ogólne, a to:

1) Prof. Zenczykowskiego:

„Zjazd stwierdza, że prowadzenie systematycznych naukowych badań jest nieodzownym warunkiem należytego rozwoju i postępu budownictwa polskiego oraz związanych z nim przemysłów. W obecnych warunkach pracy Laboratoria nasze nie mogą sprostać całokształtowi badań naukowych, budowlanych przede wszystkim z braku środków finansowych.

Dla uregulowania tej sprawy nieodzowne jest stworzenie na wzór angielski Rady Naukowo - Budowlanej przy Prezydium Rady Ministrów, złożonej z przedstawicieli władz, ludzi nauki, przemysłowców, projektodawców i wykonawców. Rada winna być instytucją wyposażoną w autorytet i środki wykonawcze zwłaszcza finansowe. Jej zadaniem głównym byłoby śledzenie, ażeby żadna dziedzina budownictwa nie była pominięta w badaniach naukowo - technicznych, ażeby badania były skoordynowane pomiędzy różnymi placówkami tak, aby wysiłki osiągały cele praktyczne i żadne prace nie pozostawały niewykorzystane lub rozproszone.

2) Inż. De Mezera: „Zjazd stwierdza, że należy stworzyć, organ centralny do ustalania metod badania materiałów budowlanych. Należy popierać stwarzanie i pracę stacji badawczych w terenie”.

3) Inż. T. Trojanowskiego: „IV. Zjazd P. I. B. uchwalą przedstawić Zarządowi Funduszu Pracy konieczność

kształcenia fachowego znajdujących się w jego ewidencji bezrobotnych, chociażby drogą ćwiczeń praktycznych w razie niemożności nauczania w szkołach zawodowych”.

4) Inż. J. Nechaya: „Zjazd wyraża uznanie kierownikom Katedry Budownictwa ogólnego na Wydziale Inżynierii i Drogowego Instytutu Badawczego Politechniki Warszawskiej za liczne prace naukowe, wykonane z zakresu badań materiałów i elementów budowlanych i wyraża gorące życzenie, aby miarodajne czynniki rządowe i przemysłowe przyczyniły się do dalszego rozwoju tych pożytecznych placówek naukowych”.

Wszystkie wnioski zostały przez Zjazd przyjęte.

Następnie Prof. Zenczykowski w gorących słowach podkreślił wybitne zasługi organizacyjne inż. Nechaya, dla IV. Zjazdu P. I. B.

Na zakończenie Przewodniczący wyraża podziękowanie za pracę prezesowi Z. P. I. B. p. Rektorowi Pszenickiemu, organizatorom Zjazdu, przewodniczącemu poszczególnych sekcji, referentom oraz wszystkim uczestnikom za ich liczny udział w Zjeździe.

Po zamknięciu Zjazdu odbyło się zebranie informacyjne Z. P. I. B., po czym uczestnicy udali się na wieczerzę koleżeńską na dworcu morskim.

Trzeci i ostatni dzień Zjazdu (poniedziałek) obejmował nieoficjalny program, na który składały się codzienne wycieczki. Uczestnicy podzieleni na trzy grupy odbyli wycieczki:

- 1) statkiem na Hel, do Jastarni i Juraty;
- 2) autokarami na wybrzeże pełnego Bałtyku (Rozewie, Wielka Wieś i Karwia);
- 3) pociągiem i statkiem do Gdańska — miasta i po porcie.

NA MARGINESIE DYSKUSJI NA IV. ZJEŹDZIE INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH W GDYNI

Ponieważ nie byłem obecny na Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Gdyni, nie mogłem wziąć udziału w dyskusji jaka powstała w związku z moim referatem pod tyt.: „Ochrona drewna budulcowego przed ogniem“. Zawdzięczając jednak uprzejmości kol. Z. Przewalskiego otrzymałem streszczenie tej dyskusji, co pozwala mi obecnie na rozszerzenie pewnych punktów mego referatu.

Otóż co do substancji impregnujących drewno przeciwogniowo i co do samej techniki nasycania, to należy stwierdzić, że chemia i technika impregnacyjna idzie bardzo szybko naprzód i przynosi coraz nowsze zdobycze w tej dziedzinie. Już badania R. Falka, z r. 1934 podają środki ogniochronne, które zabezpieczają drewno od ognia i jednocześnie są odporne na działanie czynników atmosferycznych.

Jeżeli zaś wprowadza się środki do drewna pod ciśnieniem, to można osiągnąć całkowite przesylenie drewna substancją ogniochronną, a wówczas nie należy się obawiać wylugowania.

Należy poza tym wziąć pod uwagę, że drewno wystawione na zewnątrz, zazwyczaj jest chronione dodatkową warstwą izolacyjną z wyprawy, cegły itp. Natomiast drewno znajdujące się wewnątrz budynku, wylugowaniu nie ulega. To też impregnacja przeciwogniowa jest trwała i nie widzę żadnej konieczności odnawiania tej impregnacji co $\frac{1}{2}$ roku, jak to było podnoszone w czasie dyskusji. Mogłoby to dotyczyć farb ogniochronnych opartych na szkle wodnym, farbmy te jednakże obecnie wyszły zupełnie z użycia, zastąpione przez inne o wiele trwalsze i aktywniejsze preparaty.

Najlepszym dowodem, że drewno budowlane można stosunkowo łatwo i trwale zabezpieczyć przed ogniem jest tak szerokie zastosowanie drewna do całego szeregu konstrukcji budowlanych zagranicą.

Kollman w swojej „Technologie des Holzes“ z r. 1936 podkreśla następujące zalety drewna jako materiału budowlanego: taniść, łatwość obróbki, korzystny stosunek wagi do wytrzymałości, wysoka oporność na korozję i wspinalne właściwości cieplne. Zawdzięczając tym zaletom, drewno w wielu wypadkach stanowi budulec niezastąpiony.

Przeciwnicy drewna, jako materiału budowlanego, stale podkreślają jego palność.

Jednakże i pod tym względem daje się zaobserwować pewna zmiana poglądów. Stwierdzono mianowicie, że właściwie wbudowane drewno, w czasie pożarów często zachowuje się korzystniej, aniżeli kamień lub niechronione żelazo. Kamienie i cegły pod wpływem żaru, a zwłaszcza po oziębieniu wodą, zazwyczaj łatwo pękają.

Części żelazne i stalowe nader szybko rozgrzewają się do czerwonego żaru, przy czym w temperaturach około 500° tracą blisko połowę swej wytrzymałości, co powoduje zachwianie równowagi ustroju. W przeciwieństwie do tego drewno ulega w tych samych warunkach jedynie powolnemu zwęglaniu na powierzchni. Warstwa zwęglona ($\lambda = 0,05$ kal/mh⁰) posiada gorsze przewodnictwo cieplne, niż drewno właściwe i chroni wewnętrzne warstwy przed żarem. Kollman przytacza dalej wyniki badań M. P. A. Berlin—Dahlem nad szybkością i głębokością zwęglania drewna sosnowego.

Drewno o grubości 25 mm po 10-minutowym ogrzewaniu jednostronnym do temp. 700—800° zwęglą się na głębokość około 20 mm.

Wysoka wytrzymałość drewnianych konstrukcji w ogniu była w Niemczech stwierdzona przez wiele fachowych komisji strażackich. Wytrzymałość ta umożliwia gaszenie ognia od zewnątrz budynku bez obawy zawalenia się stropów.

Istotą zabezpieczania przeciwogniowego drewna jest niedopuszczenie do zapłonu. Należy pamiętać, że przekroje poprzeczne drewna zapalają się łatwiej niż drewno cięte podłużnie. Zawartość wilgoci w drewnie wpływa bardzo hamująco na jego zapalność. Natomiast spełkania w drewnie, zapalność ułatwiają. Drewno gładko sheblowane, bez ostrych kątów, zapala się trudno. Oczywiście samo sheblowanie nie wystarczy do zapobieżenia zapłonowi i dlatego konieczne jest chemiczne uodpornienie powierzchni drewna. Im głębiej przeniknie do drewna warstwa uodporniająca, tym dłużej drewno będzie się opierało działaniu ognia.

Drewno przesycone całkowicie substancją przeciwogniową może w długotrwałej wysokiej temperaturze ulec całkowitemu zwęgleniu, ale nie zapłonie.

Inż. S. Eljasz.

Referat zaleca stosowny podział grubego stropu, podkreśla przy tym jednak wyraźnie, że „w tendencji tej nie należy przesadzać“ (str. 35 Księgi Zjazdowej, kolumna prawa) i że *ciężkie* i zbyt wiotkie płyty jako konstrukcja ochronna nie są w ogóle aktualne (str. 36, kolumna lewa). Przykładowo wspomniano o rozparcelowaniu grubości 1,10 względnie 1,50 m na trzy stropy po 0,40 względnie 0,50 m.

Występując przeciwko wnioskowi referatu Szanowni Krytycy zwracają się tym samym równocześnie przeciwko szeregowi poważnych publikacji zagranicznych i krajowych. Z autorów zagranicznych wymienię tu tylko pro. dra G. Rüttha (por. np. ryc. 76 i 77 w książce „Budownictwo Przewodniczące“ inż. H. Schosbergera, Warszawa 1935); z prac polskich chciałbym zacytować artykuły prof. inż. Stella-Sawickiego, (Czasopismo Techniczne 1938, Nr 2, ryc. 1, 2, 9,

10), inż. W. Pogany'ego (Czasopismo Techniczne 1935, Nr 15/16, ryc. 4), inż. H. Honheisera (Inżynieria i Budownictwo 1938, str. 130, ryc. 8). Uwagi Krytyków przekreślać musiałyby automatycznie pomysły tych autorów jako błędne i nieracjonalne. Autorzy ci bowiem rozczłonkują strop ochronny bardzo wyraźnie na dwie do trzech płyt.

Co do wymienionych wzorów, to referat wyraźnie zaznacza, że „zyniś krytyczny nakazuje nam pewną dozę rezerwy w ustosunkowaniu się do zbyt daleko z rozważań powyższych wysnuwanych uogólnień“, (str. 36, kolumna prawa); niemniej, dopóki nie dysponujemy informacjami ściślejszymi w stosunku do działania bomb, trudno pominąć wyniki dotychczasowych badań naukowych, z zakresu mechaniki i dynamiki jako chociażby pierwszą wskazówkę orientacyjną w zakresie interesujących nas zjawisk. Zresztą

referat wyraźnie stwierdza, że „ściślejszych w tej mierze informacji będą nam mogły dostarczyć tylko należycie badania naukowe, kontrolowane przez systematycznie opracowany program *doświadczalny*” (str. 33, kolumna prawa).

Referat ponadto wyraźnie poleca „w praktyce z najlepszymi wynikami wypróbowane typy konstrukcyj stropowych masywnych” (str. 33, kolumna lewa). Również zaznaczam niedwuznacznie, że „rozbitcie efektu (działania bomb burzących) na komponenty elementarne stanowi, rzecz jasna, ułat-

wienie znaczne, choć z grubsza tylko słuszne, gdyż poszczególne te składowe występują bądź to równocześnie, bądź też w bardzo krótkich po sobie odstępach czasu, tak że zasięg i efekty poszczególnych zjawisk przecinają się wzajemnie”, (str. 33, kolumna prawa). Podnoszenie rzeczy tych w krytyce wydaje się zatem zbędne.

Na zakończenie zaznaczyć chciałbym, że cieszę się bardzo z dyskusji na temat poruszonej, świadczy ona bowiem, że temat ten jest ważny i aktualny.

Doc. Dr Inż. W. Olszak.

Prof. Dr Inż. WACŁAW ŻENCZYKOWSKI (Warszawa)

HALA DO REWIZJI BIEŻĄCEJ ELEKTROWOZÓW W GROCHOWIE POD WARSZAWĄ

Na terenach stacji postojowej Grochów, kolejowego węzła warszawskiego, dobiega do końca budowa hali przeznaczonej do czyszczenia, rewizji i napraw bieżących jednostek elektrycznych, obsługujących zelektryfikowane odcinki podmiejskie P. K. P.

Do przekrycia głównej hali elektrowozowni o wymiarach $70,85 \times 25,84$ m, zastosowano z inicjatywy Biura Projektów i Studiów P. K. P. po raz pierwszy w Polsce cienkościenne dźwigary sklepieniowe o podwójnej krzywiznie.

Inicjatorom zastosowania tego rodzaju inowacji zależało na uzyskaniu lekkiej i jednocześnie oszczędnej w budowie i utrzymaniu konstrukcji przekrycia bez użycia podpór wewnątrz hali, która by nie posiadała wad znanych już z praktycznego wykonania przekryć cienkościennymi dźwigarami

sklepieniowymi o przekroju walcowym, a mianowicie utrudnionego spływu opadów z poziomych pachwin i ciężkiego wyglądu wnętrza, przesłoniętego wysokimi belkami podłużnymi.

Dyrekcja K. P. w Warszawie, której przekazał został do zrealizowania projekt szkicowy elektrowozowni, licząc się z nieustaleniem dotąd teorii obliczania tego rodzaju konstrukcji, powierzyła wykonanie obliczeń statycznych i opracowanie projektu szczegółowego prof. dr inż. W. Żenczykowskiemu.

Prof. dr inż. W. Żenczykowski kierował osobiście szeregiem doświadczeń wykonanych następnie z modelami i udzielał wskazówek wykonawcom w poszczególnych fazach budowy.

WYDZIAŁ DROGOWY DYR. OKR. KOL. PAŃSTW.
w WARSZAWIE.



Rys. 1. Widok perspektywiczny hali z przybudówką.

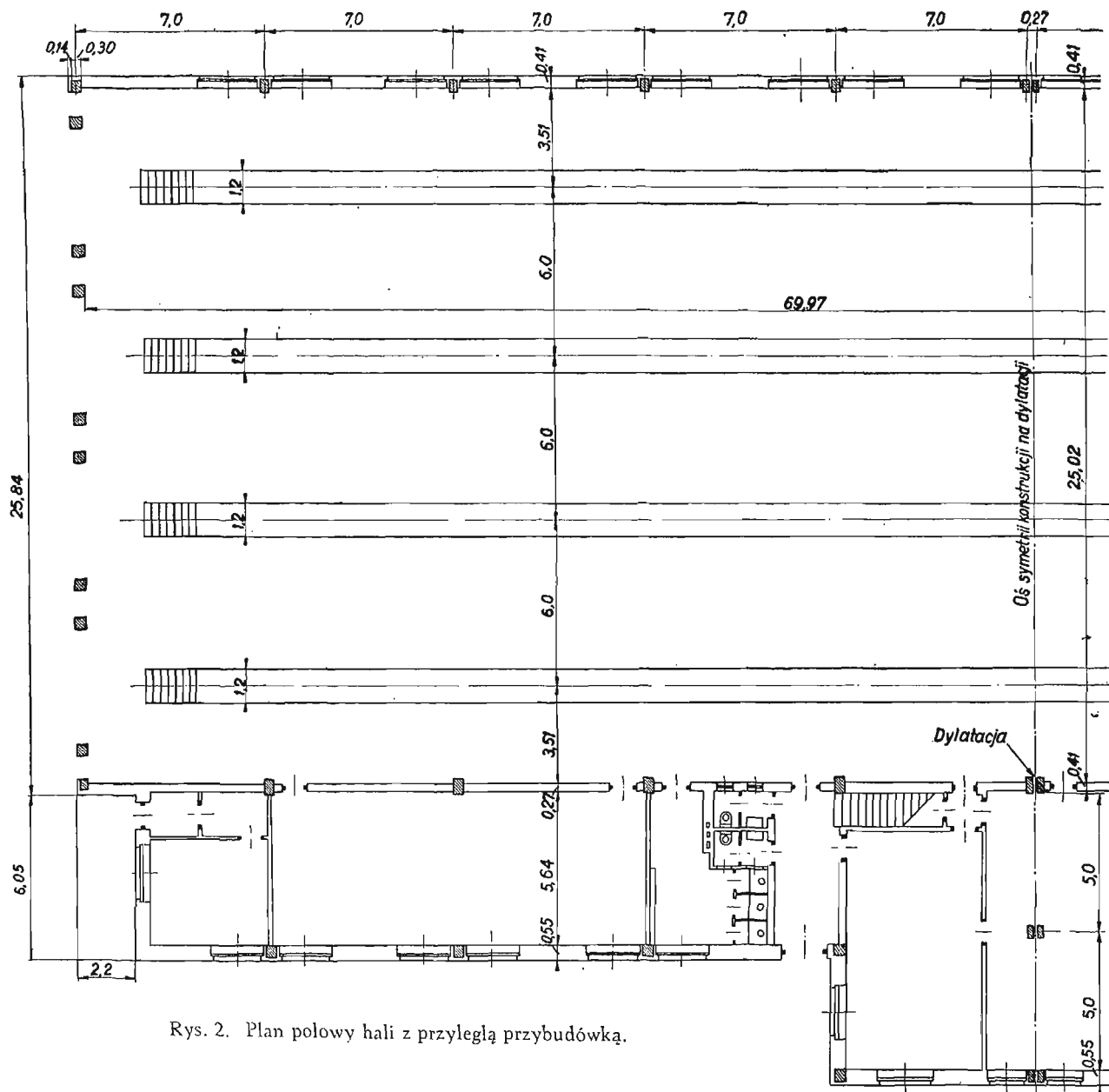
Ministerstwo Komunikacji, wprowadzając na węzle warszawskim pociągi elektryczne, zarządziło wykonanie specjalnych hal do rewizji bieżącej elektrowozów. Wykonana w bieżącym roku hala na terenie stacji rozrządowej „Grochów” ma charakter konstrukcji wybitnie nowoczesnej zarówno pod względem ujęcia statycznego jak i wyglądu architektonicznego.

Beczulkowo sklepienie powierzchni dachowe hali są dalszym etapem rozwoju walcowych dźwigarów sklepieniowych, które należą — jak po-

wszechnie wiadomo — do kategorii najlżejszych ustrojów żelbetowych (rys. 1).

W kształcie swoim hala harmonizuje z sylwetką nowoczesnych elektrowozów, w szczególności zaś będzie odpowiadała lokomotywowi przyszłości o liniach opływowych.

Hala jest typu przelotowego na 4 tory. Długość hali w świetle wynosi 69,97 m, szerokość w świetle murów — 25,02 m, wysokość od główki szyny do spodu belki nadbramowej 6 m, a do spodu podniebienia płyty w jej najwyższym miejscu 10,12 m (rys. 2 i 3).



Rys. 2. Plan połowy hali z przyległą przybudówką.

Na każdym z torów może stać 1 jednostka elektrowozów, obejmująca 3 wagony, tak że hala może pomieścić łącznie 12 wagonów. Z jednej dłuższej strony hali znajduje się przybudówka przeznaczona dla personelu oraz na magazyn i warsztat podręczny.

Fundamentowanie wykonane jest wobec słabego gruntu — na ławach i stopach żelbetowych, wspartych na palach Straussa.

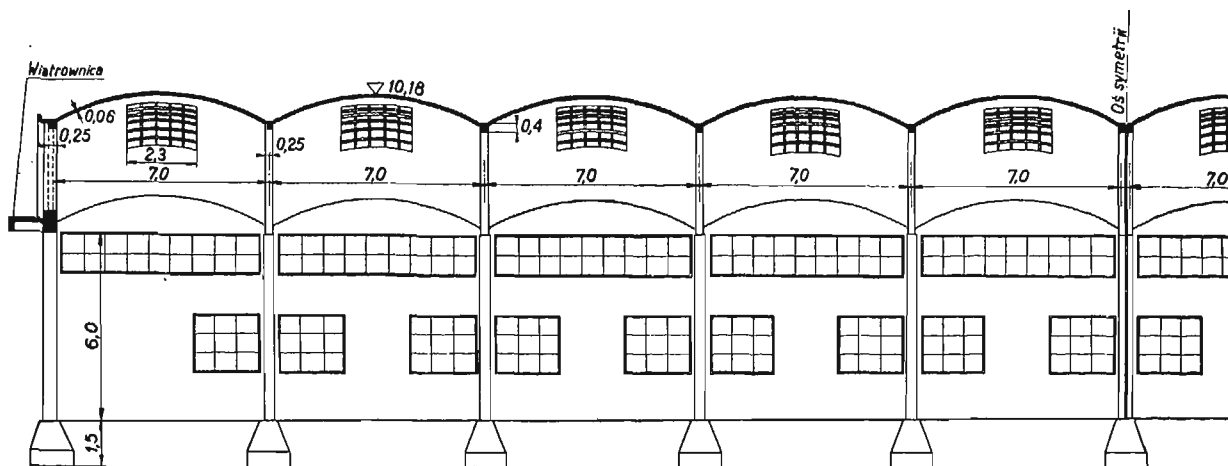
Cała budowla, tzn. hala z przybudówką, podzielona jest dylatacją poprzeczną na dwie połowy konstrukcyjnie symetryczne. Przybudówka przedstawia sobą zwykłą konstrukcję żelbetową ramową z żelbetowymi stropami płytowo-żebrowymi. Hala sama przykryta jest 10. żelbetowymi łupinami beczułkowymi — po 5 z każdej strony dylatacji (rys. 3).

Beczułki w kierunku szerokości hali są konstrukcjami o charakterze łuków ze ściągami (rys. 4).

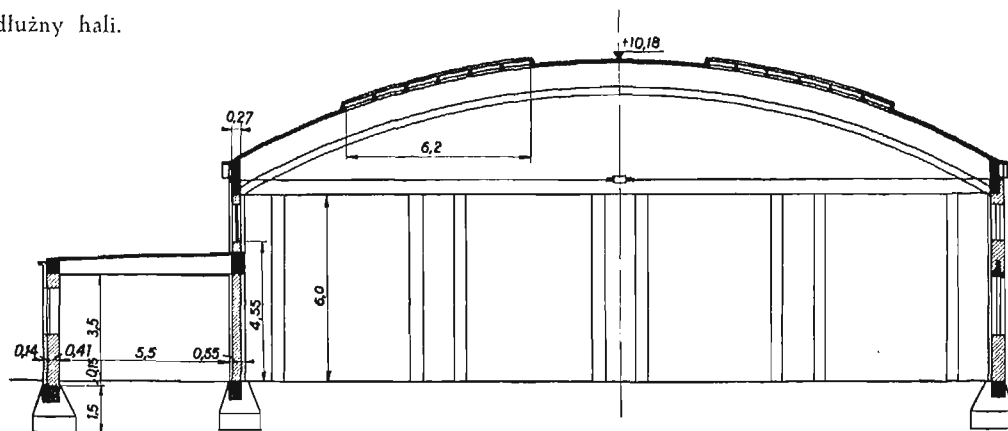
Poszczególne beczułki łączą się wzdłuż linii

parabolicznych. Każda beczułka jest krzywą powierzchniową, utworzoną przez przesunięcie po linii wezłowi odcinka kołowego w ten sposób, że jego płaszczyzna jest wszędzie normalna do linii parabolicznej wezłowi (rys. 5).

Strzałka paraboli wezłowiowej wynosi 3 m, jej cięciwa 25,14 m, strzałka odcinka kołowego stanowi 1 m, cięciwa 7 m. Grubość konstrukcji beczulek wynosi 6 cm. Wezłowia uzyskują niewielkie wzmocnienie w postaci zębra wystającego w dół na wysokość 26 cm i szerokość 25 cm; ponadto pacha beczulek na wezłowiach jest wygładzona — tak, że ostatecznie zebro wezłowia ma całkowitą wysokość 40 cm (rys. 12). Wysokość tego zębra wzrasta na podporach do 84 cm, gdzie konieczne jest wytworzenie pewnego rodzaju żelbetowego klina wzmocniającego dla umożliwienia przekazania naprężeń na ściąg (rys. 16). Ze strony swych szczytów poszczególne beczułki ograniczone są belkami przeponowymi o szerokości 27 cm (rys. 15). Belki te mogłyby jednak być zastąpione



Rys. 3. Przekrój podłużny hali.



Rys. 4. Przekrój poprzeczny hali i parterowej części przybudówki.

łukami ze ściągiem. Obciążenie z beczulek i belek przeponowych przekazywane jest poprzez podpory mieszczące się pod zebrami — na słupy żelbetowe konstrukcji podtrzymującej. Tę ostatnią stanowią rami przybudówki z wystającym do góry słupem S_1 oraz słupy S_2 zamocowane w fundamencie (rys. 6). W chwili rozszalowania beczulki są oparte swobodnie na obydwóch podporach tzn. za pomocą przegubu stałego na słupie S_1 i za pomocą rolki na słupie S_2 (rys. 7). Po podciągnięciu ściągu i ułożeniu całego obciążenia na beczułkach (korzka, gładzi i papy) następuje złączenie na sztywno beczulek ze słupami przez zabetonowanie części podpór, uprzednio założonych deskami. Dzięki temu sposobowi wykonania — słupy nie podlegają momentom gnącym od obciążenia stałego z beczulek. Po usztywnieniu całość pracuje jak rama dwuprzęsłowa ze ściągiem w większym przęśle.

W każdej ścianie szczytowej hali — na słupach wykonana jest belka, która wraz z daszkiem tworzy poziomą wiatrownicę przekazującą parcie wiatru na konstrukcję ścian podłużnych (rys. 3). Belkę wiatrową betonuje się dopiero po rozszalowaniu beczulek i podciągnięciu ściągu. Skrajny ściąg jest w tę belkę zabetonowany.

W celu oświetlenia wnętrza urządzone są świetliki w postaci płyt ze szkło-betonu. Płyty te, wykonane jako powierzchnie krzywe wzniesione na 25 cm ponad beczulki, układane są pomiędzy specjalnymi wystającymi do góry beleczkami na obrzeżach w poprzek otworu. Szwy zalewane są lepniakiem asfaltowym (rys. 8, 11 i 13).

Świetliki zostały wykonane na odpowiedzialność firmy ER-ZET.

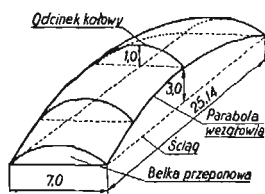
Deskowanie krzywych powierzchni beczulek wydawało się początkowo skomplikowanym zadaniem, jednak rozwiązano tę sprawę w dość łatwy sposób. Mianowicie najprzód wykonano krążyny z desek o parabolicznym obrysie — pod belki węzłowa. Ustawiono te krążyny za pośrednictwem klinów na odpowiednim rusztowaniu słupowym, a następnie na krążynach ustawiono w poprzek normalnie do paraboli co 0,7 — 1 m, krążyny deskowe kształtu odcinków kołowych z cięciwami, służące do deskowania łupin (rys. 9). Te ostatnie krążyny zostały jeszcze podparte każda w 3 punktach pośrednich za pomocą ciągów desek na rąb, umocowanych na stemplach (rys. 10). Pochyłość tych krążyn do pionu osiągnięto przez odpowiednie oparcie ich za pośrednictwem klinów na wymienionych ciągach desek. Powierzchnie pod łupinę wykonano z desek heblowanych, ponieważ później nie miała ona być tynkowana. Wymiary tych desek: dł. 3 — 4 m, szer. 10 cm, gr. 1". Krążyny i deskowanie dachu hali użyto 2 razy, najprzód bowiem betonowano jedną część do dylatacji, a po rozszalowaniu tej części — dopiero wykonano deskowanie drugiej.

Łupiny zostały uzbrojone w 2 kierunkach (rys. 11, 12, 13):

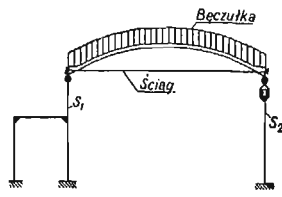
I kierunek — według tworzących beczulek miał zbrojenie górne \varnothing 6 mm co 15 cm i dolne także same.

II kierunek — w środkowej części dachu był normalny do I, a w częściach bocznych odchyłał

się od normalnego tak, że przy belce przeponowej kąt między obydwoma kierunkami wynosił 60° (rys. 14). Zbrojenie II. kierunku było również podwójne z prętów $\varnothing 6$ mm, rozstawionych w przybliżeniu w takich samych odległościach jak w kierunku I. Obrzeża świetlików oraz beleczki po-

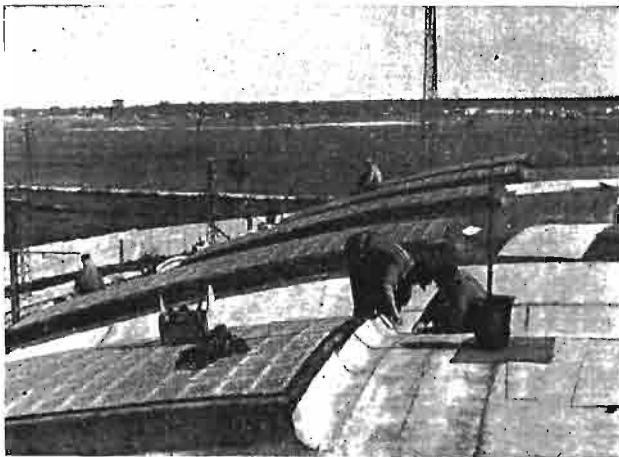


Rys. 5. Kształt krzywej powierzchni beczulki.

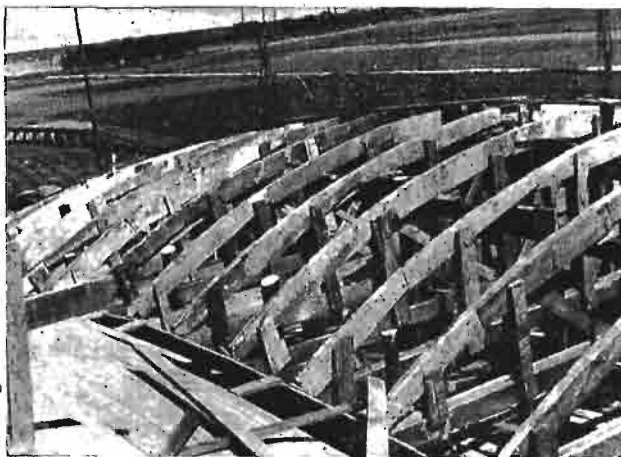


Rys. 6. Schemat konstrukcji hali z przybudówką.

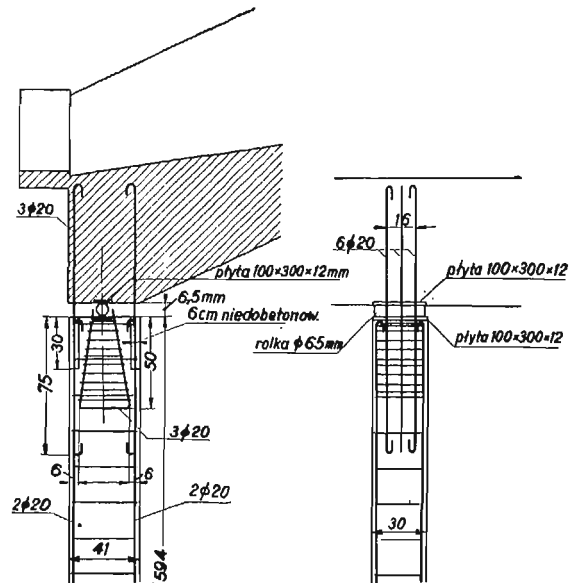
przezne w otworach zaprojektowano stosunkowo mocno, aby mogły one przenosić naprężenia w 2. kierunkach (por. rys. 11 i 13). Pozostawienie otworów świetlikowych niczym nie wzmocnionych b. znacznie osłabiłoby beczulki, a zwłaszcza źle wpłynęłoby na stateczność łupiny. W obrzeżach podłużnych dano więc górną 1 $\varnothing 20$ mm i dołem 1 $\varnothing 20$ mm, w obrzeżach poprzecznych dano górną 1 $\varnothing 20$ mm, dołem 2 $\varnothing 16$ mm.



Rys. 8. Widok z góry na świetliki.



Rys. 9. Widok krążyn poprzecznych, deskowania żebra wezłowego oraz deskowania jednej łupiny.



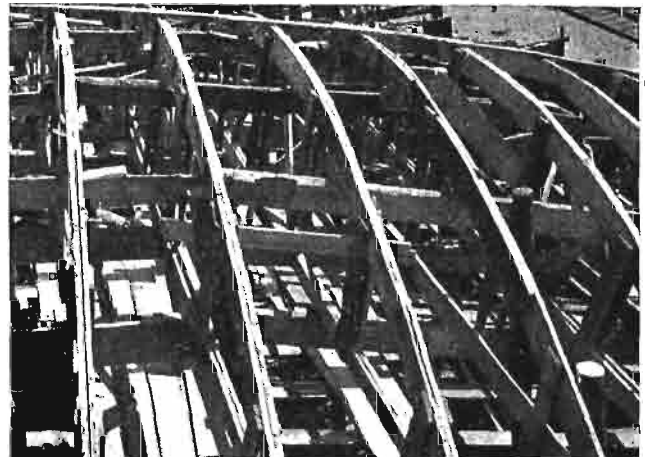
Rys. 7. Podpora beczulki czasowo ruchoma (na słupie S_2).

W belkach przeponowych mających szerokość 27 cm i zmienną wysokość od 0,84 m do 1,39 m, dano górną 4 $\varnothing 16$ mm, dołem 4 $\varnothing 16$ mm (rys. 15). Żebro uzbrojono górną w 2 $\varnothing 16$ mm, dołem w 4 $\varnothing 16$ mm (rys. 12 i 16).

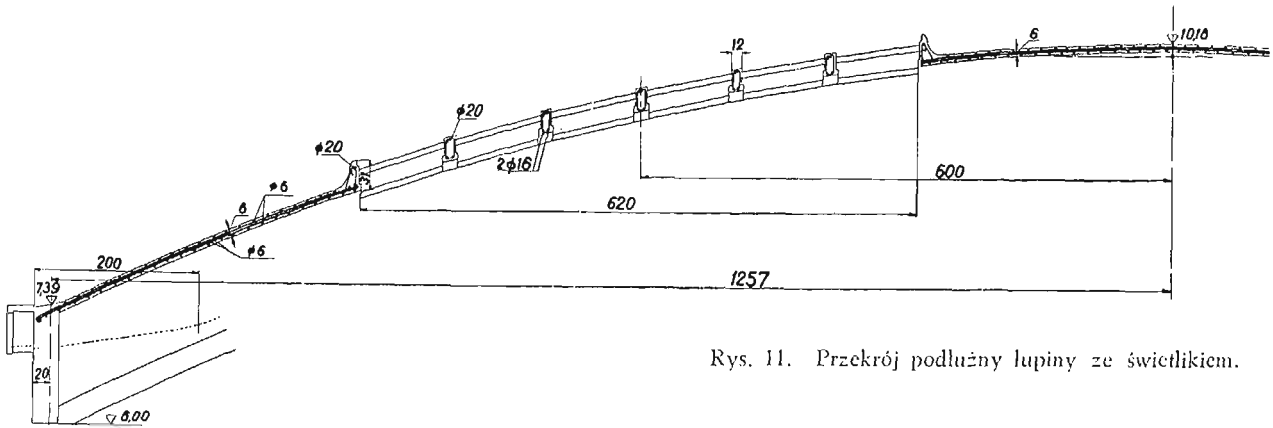
Klin żelbetowy przy podporze żebra wezłowego związano z żebrzem prętami 2 $\varnothing 16$ mm (rys. 16), a oprócz tego dano w jego górnej powierzchni siatkę z prętów $\varnothing 6$ mm co 10 cm w celu dobrego związania tego miejsca z przylegającą łupiną (rys. 17).

Wszystkie żebra i belki zaopatrzone w strzemiona i pręty odpowiednio zakotwione w łupinie (rys. 18, 19).

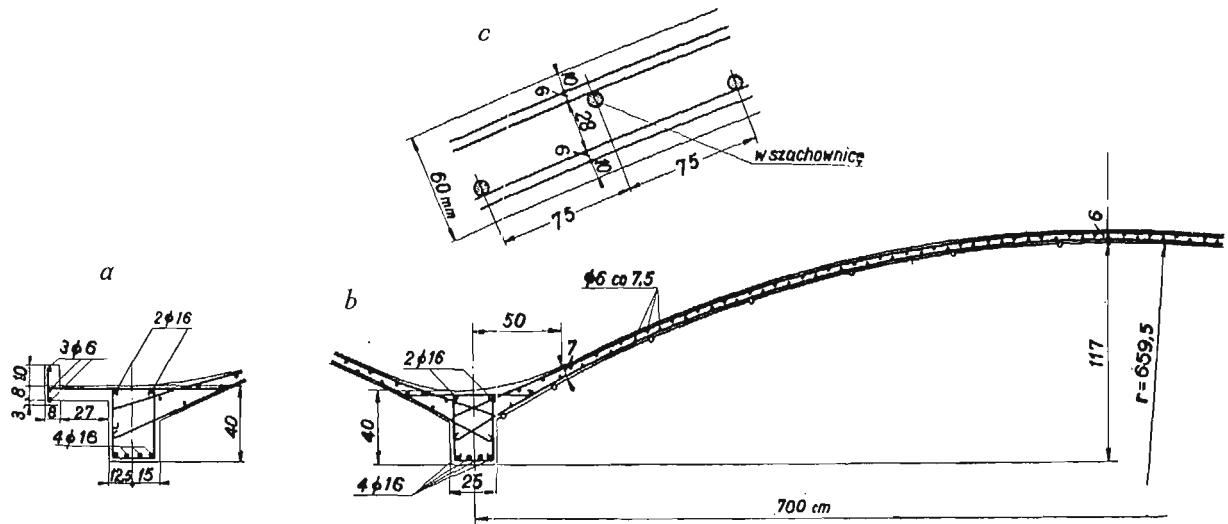
Ściągi wykonano ze zwykłej stali handlowej, przy czym każdy ściąg przenoszący rozpór z 2. przylegających beczonek zaprojektowano z 2. prętów $\varnothing 57$ mm (rys. 20), zaś ściągi skrajne, tj. w ścianie szczytowej i przy dylatacji z 2. prętów $\varnothing 40$ mm.



Rys. 10. Widok krążyn poprzecznych wraz z ich deskowymi podporami pośrednimi, umocowanymi na stemplach.



Rys. 11. Przekrój podłużny łupiny ze świetlikiem.



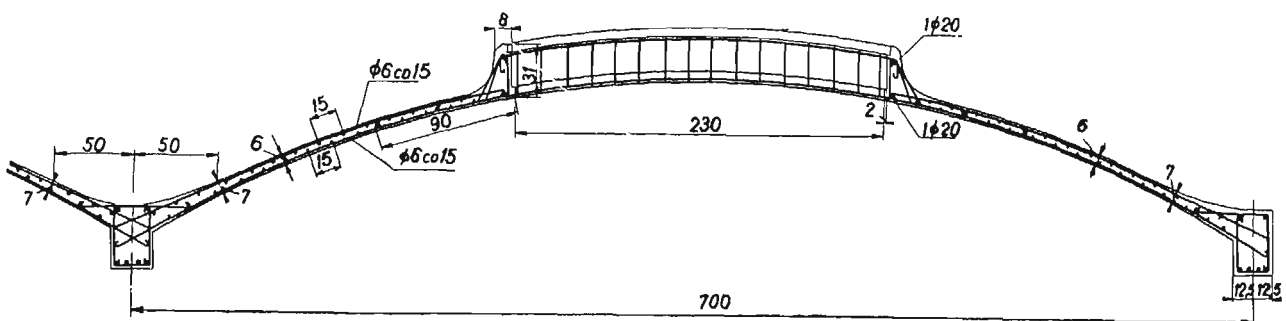
Rys. 12. Przekroje poprzeczne przez łupinę: a) w miejscu zewnętrznego zębra skrajnej bezzałki, b) w miejscu wspólnego zębra dwóch bezzałek, c) uzbrojenie w zwiększonej skali.

Obliczono, że wydłużenie ściągu po rozszalowaniu dachu wyniesie przy pełnym obciążeniu 1,20 cm. To wydłużenie powoduje zmniejszenie rozporu w porównaniu z rozporom konstrukcji o nieustępliwych podporach o $\sim 21\%$, co pociąga za sobą zmianę wykresu momentów i wzrost maksimum momentu od wszystkich niekorzystnych wpływów o 166%. W celu uniknięcia b. znacznego powiększenia naprężeń z tego powodu — konieczne jest anulowanie wspomnianego wydłużenia ściągu. Do tego celu służą specjalnie zaprojektowane nakrętki rzymskie. Nakrętki te posiadają 5

dziur średnicy 2,5 cm, w które zakłada się drągi stalowe przy podkręcaniu ściągu. Nakrętki obydwu prętów każdego ściągu są umieszczone obok siebie.

Zachodziła obawa, że przy kręceniu nakrętek będzie następowało skręcanie prętów ściągu na całej długości — wzajemian przesuwania się nakrętki po gwincie tych prętów. Aby tego zjawiska uniknąć — gwinty sąsiadujących nakrętek są tak zrobione, aby przy podkręcaniu ściągu nakrętki kręciły się w przeciwne strony; przy tym obydwie pręty ściągu tuż przed nakrętkami — po części

Przekrój normalny przez świetlik



Rys. 13. Przekrój poprzeczny przez bezzałkę przyległą do dylatacji w miejscu zębra świetlikowego.



Rys. 14. Widok zbrojenia belki przeponowej, przyległej łupiny i gzymsu.

wym ich podkręceniu, mającym za zadanie tylko wyprostowanie ściągów, — zostają złączone przypawanymi poprzecznymi blachami. Każdy ściąg zaopatrzone jest na końcach w głowicę z blach spawanych (rys. 20), ponadto w miejscu przeniesienia ściągów przez beton klina podporowego zrobione jest uzwojenie z prętów $\varnothing 6$ mm ze skokiem 5 cm (rys. 16).

Ściąg w 3. miejscach podwieszono do żebra węzłowego beczulek (rys. 21). Nadano przy tym ściągom w tych punktach wygięcie konstrukcyjne ku górze, aby zapobiec niepożądanemu ze względów estetycznych przewisaniu na skutek ugięcia beczulki.

Przewidziano do konstrukcji hali beton o wytrzymałości walcowej po 28 dn. — 200 kg/cm². Wykonano beton żwirowy ze żwiru przesiewanego, przy tym do łupin użyto żwir o wielkości ziarn do 2 cm. Walce próbne dały w rzeczywistości wytrzymałość po 7 dn. średnio 298, po 14 dn. — 370, po 28 dn. 410 kg/cm². Betonowanie pierwszej połowy dachu hali odbywało się bez przerwy w ciągu 36 godzin w dn. 1 — 2 czerwca rb. Betonowano na 3. zmiany, w każdej zmianie było ~ 30 ludzi. Betoniarza była systemu Kayser, zawartość bębna 150 l, moc silnika 4 MK. Betonowanie rozpoczynało się od belek przeponowych z obydwu stron i szło na całej szerokości 5. beczulek od podpór ku środkowi.

Dostarczono beton windą ręczną na wysokość 10 m, dla której wykonano specjalne rusztowanie (rys. 22).

Wobec gorącej pory roku niezbędne było przewidzenie zabezpieczenia betonu od zbyt szyb-

kiego wysychania. W tym celu przygotowano specjalny wąż do zraszania betonu jeszcze przed związaniem, przez rozpylanie wody w ten sposób, aby nie wymywała ona cementu.

Po związaniu betonu utrzymywano go w stanie wilgotnym przez polewanie — jeszcze 8—10 dni. Po upływie 3 tygodni od zabetonowania przystąpiono do podkręcania ściągów i rozdeskowania.

Przed wszystkim dokręcano po kolei nakrętki wszystkich ściągów jednym drągiem $\varnothing 25$ mm. Gdy ten drąg zaczynał się już wyraźnie giąć — oznaczało to, że pręt ściągów jest już wyprostowany i powstaje w nim siła rozporu, która daje tak duże tarcie w gwintach nakrętki, że obracać ją jednym drągiem już nie można.

Po wyprostowaniu prętów dospawano blachy poprzeczne łączące pręty ściągów tuż przed nakrętkami (rys. 20).

Następnie miano dokręcić ściągi tak, żeby anulować ich wydłużenie od siły osiowej wynoszące 1,2 cm. Do tego celu konieczny był akurat pełny obrót nakrętki. Podciągnięto po kolei wszystkie ściągi na $\frac{1}{4}$ obrotu nakrętki, potem znów kolejno na $\frac{1}{4}$ obrotu i jeszcze tak 2 razy.

Podciągania każdego ściągów odbywały się w ten sposób, że po 3 — 4 ludzi zakładało drągi w otwory nakrętek każdego z dwu prętów i na kometkę kręciło je równomiernie. Pierwsze dwa podkręcenia na $\frac{1}{4}$ obrotu odbyły się jeszcze przy nieruszonym deskowaniu całości, trzecie podkręcenie — po rozdeskowaniu łupin, czwarte po zdjęciu wszystkich krążyn i desek.

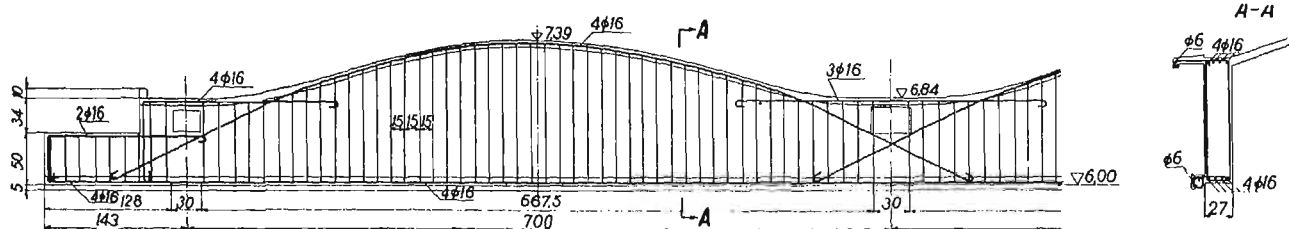
Betonowanie, podkręcenie ściągów i rozdeskowanie drugiej połowy hali odbyło się w analogiczny sposób w odstępach 8 tygodni.

Zmierzone w naturze ugięcia najwyższych punktów łupin wyniosło po rozdeskowaniu 1 cm. Tak mała wielkość ugięcia tłumaczy się tym, że podkręcanie ściągów dawało strzałkę ugięcia odwrotną do strzałki od obciążenia pionowego.

Po zdjęciu desek obetonowano ściągi i wieższaki i zabetonowano belki wiatrowe w ścianach szczytowych (rys. 23), następnie zaś zabetonowano na sztywno te części słupów, które początkowo pozostały niezabetonowane ze względu na konieczność wytworzenia przegubowych podpór beczulek (por. rys. 7).

Cały dach hali ocieplono płytami korkowymi, a następnie na gładzi cementowej gr. 2 cm wykonano pokrycie z 2. warstw papy asfaltowej z obróbką blachą cynkową świetlików i blachą miedzianą — dylatacji (rys. 24).

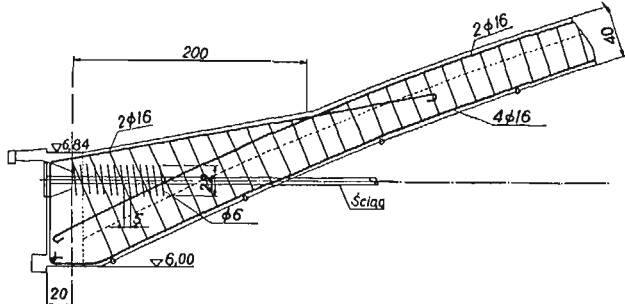
Projekt hali został opracowany przez autora niniejszego artykułu.



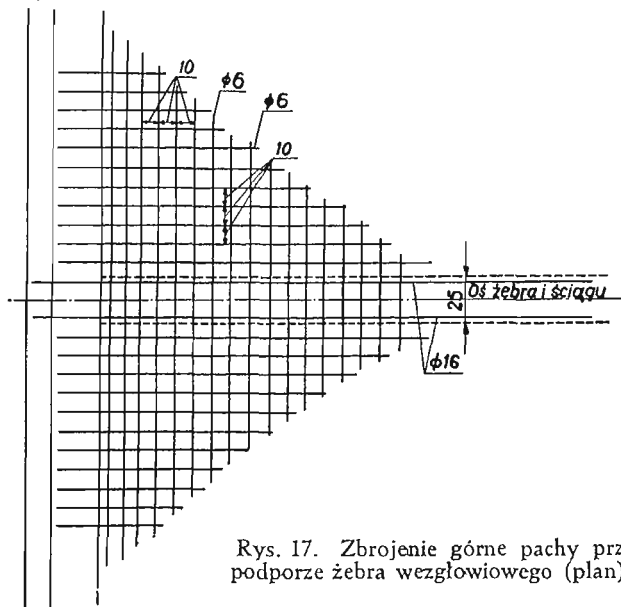
Rys. 15. Zewnętrzne prześło belki przeponowej.

Wszystkie roboty budowlane wykonane były przez firmę Travers.

Ponieważ opisana konstrukcja dachu hali jest, o ile mi wiadomo, pierwszą tego rodzaju na świecie,



Rys. 16. Przekrój podłużny przez żebro węglowiove przy podporze, gdzie żebro rozszerza się na kształt klina.



Rys. 17. Zbrojenie górne pacy przy podporze żebra węglowiovego (plan).

a obliczenie jej nie daje się całkowicie dokładnie ująć, przeto uważałem za konieczne wykonanie prób na modelach. Stanowisko moje podzieliły władze kolejowe i w rezultacie wczesną wiosną r.b. wykonano 2 modele w zamkniętym ogrzewanym pomieszczeniu: 1) pojedynczej bezułki bez otworów świetlikowych (rys. 25), 2) pojedynczej bezułki z otworami świetlikowymi (rys. 26). Bezułki były zrobione w skali 1 : 5. Żebra węglowiove miały



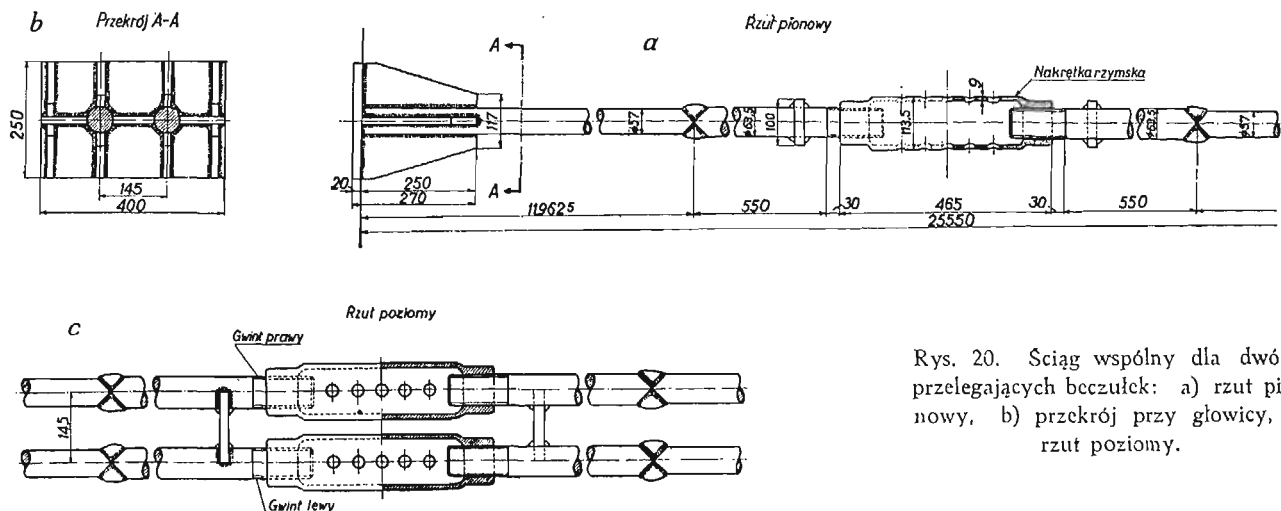
Rys. 18. Widok zbrojenia skrajnej bezułki.



Rys. 19. Widok zbrojenia łupiny, żebra węglowiovego i żeber świetlikowych.

szerokość pięciokrotnie mniejszą od żeber w naturze. Ściąg w pierwszym modelu odpowiadał swoim polem przekroju skrajnym ściągom bezułek dachu, ściąg zaś w 2. modelu zrobiono o dwukrotnie większej średnicy.

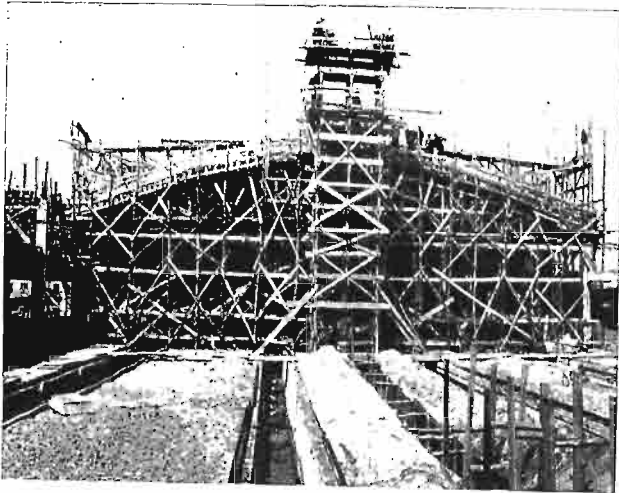
Poza tym całe uzbrojenie wykonano w skali 1 : 5, tzn. odległości między prętami i ich średnice były 5-krotnie mniejsze niż w konstrukcji natural-



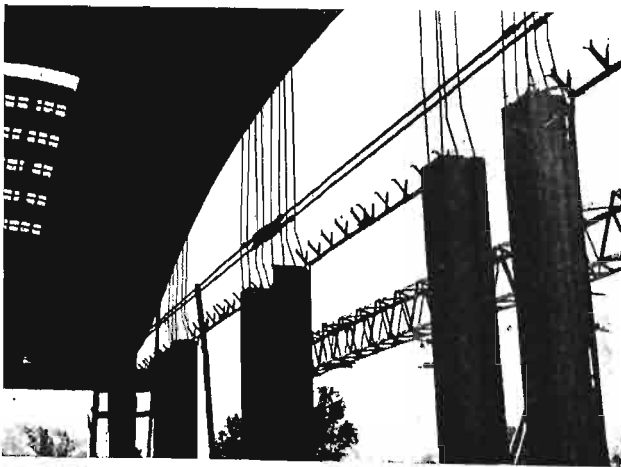
Rys. 20. Ściąg wspólny dla dwóch przelegających bezułek: a) rzut pionowy, b) przekrój przy głowicy, c) rzut poziomy.



Rys. 21. Fragment wnętrza.



Rys. 22. Widok rusztowań od strony ściany szczytowej.



Rys. 23. Widok skrajnej bezułki po rozdeskowaniu; widać odrzwia wrót z kotwami oraz ściągi, który zostanie zabetonowany w belce wiatrowej. Sterczą również zbrojenia słupów przechodzące aż do żebra wczłowiowego.

nej wielkości. Do betonowania użyto zaprawy z piaskiem o uziarnieniu specjalnie dobranym w obrębie korzystnej powierzchni przesiewu; najgrubsze ziarna miały 3 mm. Zaprawę nakładali murarze, wygładzając powierzchnię pacami stalowymi. Po związaniu betonu utrzymywano go w stanie wilgotnym przez polewanie polewaczką piasku, nasypanego równomiernie na bezułkę.

Podpory modeli bezułek spoczywały na specjalnie wykonanych murach ceglanych na zaprawie cementowej, ściągniętych ze sobą belkami żelaznymi w celu zabezpieczenia od rozepchnięcia murów przy próbie obciążenia.

Z betonu użytego do wykonania modeli zrobiono próbki walcowe o średnicy i wysokości 8 cm. Badania próbek dla I. modelu przeprowadzono jednocześnie z próbą załamania bezułki tj. po 14. dniach od zabetonowania, badania próbek dla II. modelu — po 28. dniach. Badano wytrzymałość i skrócenia wysokości — celem określenia współczynnika sprężystości.

Rezultaty podano w następujących tablicach

Wiek próbek	Wytrzymałość k_1/cm^2			
	P r ó b k i			Średnio
	1	2	3	
14 dni	210	206	198	205
28 dni	239	265	260	255

Wiek próbek i naprężenie	Współczynniki sprężystości				
	P r ó b k i			Średnio	
	1	2	3		
14 dni	Napręż. 20 kg/cm^2	260000	251000	241000	251000
	„ 40 „	239000	225000	221000	228000
	„ 60 „	213000	204000	199000	205000
28 dni	Napręż. 20 „	285000	255000	268000	269000
	„ 40 „	252000	225000	243000	240000
	„ 60 „	247000	214000	230000	230000



Rys. 24. Pokrywanie dachu papą.

Ponadto wykonano badania wytrzymałości drutów poszczególnych średnic, użytych do wykonania modeli.

Srednie wyniki tych badań podajemy niżej

Średnica drutów	Granica plastyczności	Wytrzymałość na rozciąg.	Współczynnik sprężystości
1,21 mm	2681	3600	—
3,01 mm	2528	3558	—
4,23 mm	2404	3719	—
12,34 mm (ściąg)	2383	3825	2113000

Wyniki tych prób wykazały, że własności wytrzymałościowe zarówno żelaza jak i betonu, zwłaszcza w modelu I. — b. dobrze odpowiadają przyjętym założeniom w obliczeniach statycznych.

Nie trudno udowodnić, że w modelu bezczulki wykonanym dokładnie w skali 1 : n — przy obciążeniach całkowitych na 1 m² rzutu poziomego takich samych jak na 1 m² konstrukcji w naturze — naprężenia będą takie same, a ugięcia n — krotnie mniejsze. Ponieważ materiały konstrukcyjne modeli miały prawie takie same własności wytrzymałościowe jak przewidywano dla hali, przeto badania modeli mogły nam dać dobrą orientację — jak pracuje konstrukcja w naturalnej wielkości.

Modele obciążano równomiernie workami z piaskiem o wadze po 30 kg każdy.

Przy ustalaniu i porównywaniu obciążeń próbnych konieczne było wiedzieć:

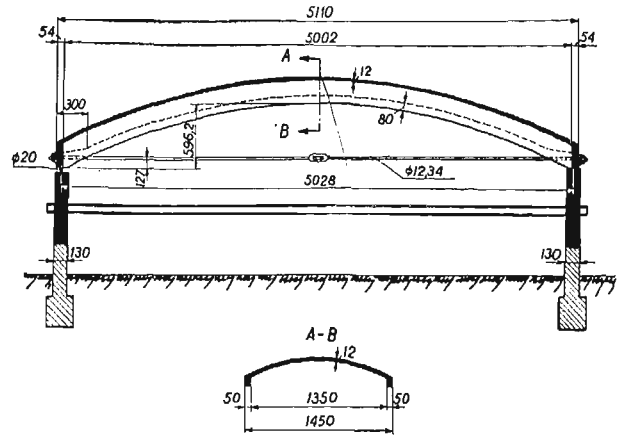
a) że średnie obciążenie całkowite 1 m² rzutu poziomego łupiny, wielkości naturalnej w dachu łącznie z żebrami wezłowiowymi i ściągami, wynosi wg obliczeń statycznych 303 kg/m²;

b) że ciężar własny modelu w skali 1:5 wynosi 45 kg/m² rzutu;

c) że powierzchnia rzutu poziomego modelu stanowi 1,45 · 1,028 = 7,3 m².

A zatem, gdy na modelu ułożono równomiernie m worków, to obciążenie całkowite 1 m² stanowiło

$$\left(\frac{m \cdot 30}{7,3} + 45 \right) \text{ kg/m}^2.$$

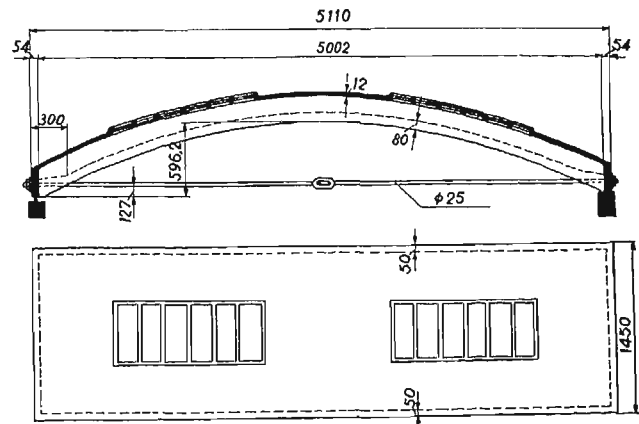


Rys. 25. Model bezczulki bez otworów świetlikowych.

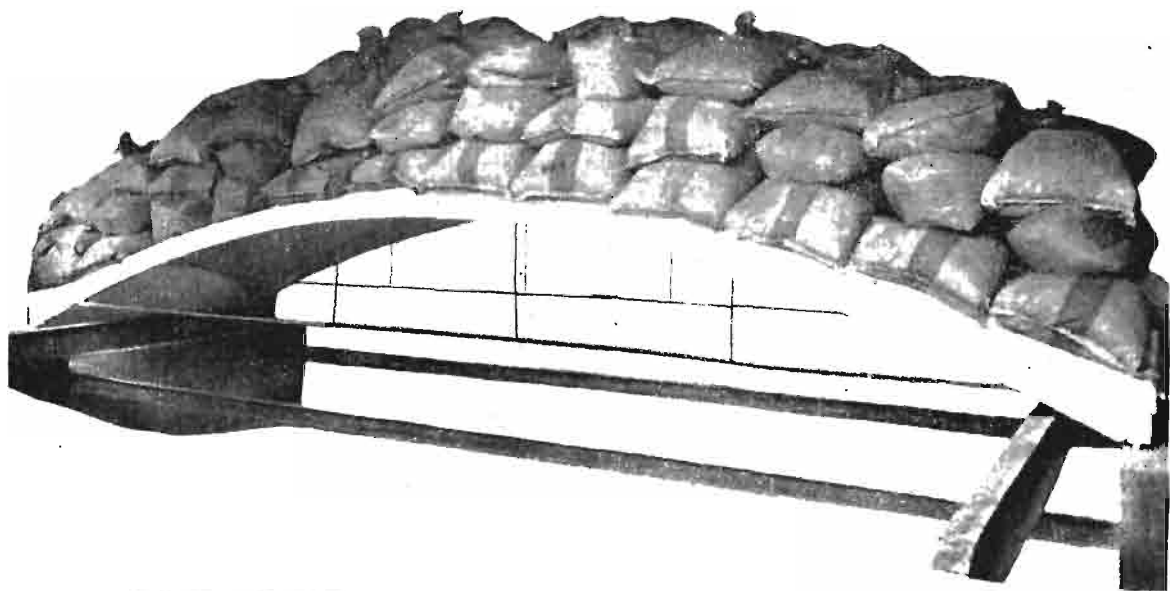
A. Próby z modelem I

Przy próbach z modelem I. badano ugięcia oraz wydłużenia ściągu i łupiny. Do badań ugięć stosowano czujniki Zeissa, do badań wydłużeń — tensometry Hugenbergera. W celu umożliwienia pomiarów konieczne było wypuszczenie z betonu specjalnych drucików i umocowanie blaszek.

Ugięcia pionowe określono w środkowym przekroju poprzecznym dla spodu obydwu żeber



Rys. 26. Model bezczulki z otworami świetlikowymi.



Rys. 27. Model I. pod obciążeniem SS workami.



Rys. 28. Model II. obciążony workami o wadze 7500 kg (1072 kg/m²).

węzłowiowych i podniebienia łupiny w najwyższym jej punkcie. Pomiary wykonano przy równomiernym obciążeniu 24, 40 i 88 workami. Przy tychże obciążeniach określono wydłużenia ściągow. Dane cyfrowe podano poniżej w tablicy.

	Obciążenie równomierne workami	Ugięcia mm			Wydłużenie ściągu mm
		I żebra	Łupiny w wierchołku	II żebra	
1	Worków 24 = 99 kg/m ²	1,28	1,06	1,38	0,62
2	„ 40 = 165 „	2,03	1,69	2,19	1,07
3	„ 88 = 363 „	4,56	3,58	4,60	2,47

Co się tyczy przesunięć poziomych węzłowi, to stwierdzono, że przy obciążeniu zbliżały się one ku sobie b. nieznacznie (kilkadziesiąt razy mniej niż wynosiło ugięcie pionowe).

Po przekroczeniu obciążenia 3. (rys. 27), które łącznie z ciężarem beczułki stanowi już 1,35 razy więcej niż wynosi obciążenie 1 m² konstrukcji hali — zdjęto przyrządy pomiarowe i w dalszym ciągu ładowano równomiernie worki.

Po ułożeniu 178 worków, tj. przy obciążeniu 776 kg/m² (2,56 razy więcej niż całkowite obciążenie 1 m² hali) zauważono pęknięcie ściągu w pobliżu podpory ruchomej, które nastąpiło sądząc z wyglądu — prawdopodobnie na skutek wadliwie wykonanego spawania. Pęknięcie betonu przy tym nie zauważono. Wobec tego, że dalsze obciążanie modelu spowodowałoby urwanie jednego ściągu nie odtwarzając istotnego zjawiska zniszczenia beczułki, postanowiono na tym próbie I. modelu zakończyć.

B. Próby z modelem II

Drugi model zrobiono po wykonaniu prób z I. Dano w nim ściągi o przekroju 4-krotnie większym aby się zorientować jak zachowuje się beczułka przy mało ustępliwych podporach.

Próbie wykonano po 28 dn. od zabetonowania. Przy tej próbie beczułkę obciążano stopniowo coraz większą ilością worków po 30 kg j.w. (część worków była o wadze 15 kg) tak, aby na świetlikach obciążenie 1 m² było o 50% mniejsze niż na łupinie — co odpowiada obciążeniu rzeczywistemu hali). Worki nad otworami kładziono na deskach, położonych na obrzeżach. Obserwowano w miarę ob-

ciążania zachowanie się ściągow, łupiny, żeber i belk przeponowych. Ogółem naładowano na dźwigar worków o łącznej wadze 7500 kg, co odpowiada 1072 kg/m² (tzn. 3,55 raza więcej niż pełne obciążenie beczułki w naturze). Przy tym obciążeniu (rys. 28) stwierdzono włoskowate pęknięcia betonu: ukośne rysy w belkach przeponowych, ukośne rysy w żebrach węzłowiowych przy podporach i pionowe rysy w środku tych żeber. Więcej worków ładować nie było można, ponieważ sięgały one do sufitu pomieszczenia.

Z powyższym obciążeniem beczułkę pozostawiono na okres 5. tygodni. Następnie, chcąc się przekonać jak pracuje beczułka bez ściągow — wycięto ściągi i przystąpiono do obciążenia workami. Przy obciążeniu 22 workami po 30 kg (tzn. 135 kg/m² = 0,45 całkowitego obciążenia w naturze) nastąpiły duże pęknięcia wzdłuż podłużnych obrzeży w łupinie, żebrze i belce przeponowej i beczułka załamała się (rys. 29).

Doświadczenia nad modelami oraz teoretyczne rozważania wykazały, że przy projektowaniu beczulek można przyjąć z wystarczającym przybliżeniem następujące założenia:

1. W kierunku podłużnym beczułki — można ją obliczać jak łuk ze ściągiem, przyjmując w obliczeniu rozporu całkowity przekrój żelazobetonu łupiny i belki węzłowiowej, przy tym oś łuku należy założyć w miejscu geometrycznym środków ciężkości przekroju poprzecznego. Nie można w obliczeniu pomijać wpływu wydłużenia ściągu, daje to bowiem kilkakrotną omyłkę w maksymalnych momentach gnących.

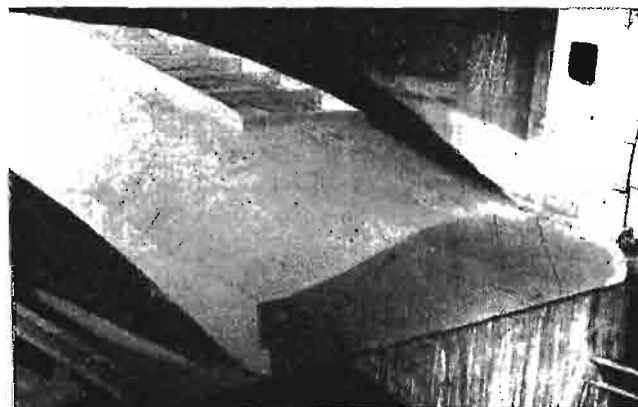
2. W kierunku poprzecznym beczułka — w odróżnieniu od zwykłego sklepienia — nie rozpiera węzłowi, a przeciwnie nawet belka węzłowiowa, częściowo podtrzymywana jest przez łupinę.

3. W kierunku poprzecznym beczułka pracuje na rozciąganie i zginanie: w przybliżonym obliczeniu można tego nie uwzględniać, o ile się da odpowiednio mocne podwójne uzbrojenie.

4. Ściąg powinien być tak zrobiony, aby można go było skrócić przez podkręcenie.

5. Na podporach trzeba wykształcić odpowiednio mocny klin żelbetowy w celu założenia ściągu i umożliwienia stopniowego przekazania siły ze ściągu na łupinę.

6. Belki przeponowe można obliczać na zginanie siłami pionowymi, stanowiącymi część reakcji



Rys. 29. Pęknięcia i rysy modelu II. powstałe przy obciążeniu po rozcięciu ściągu.

podporowej, wziętą w stosunku przekroju łupiny do całkowitego przekroju poprzecznego bezułka.

7. Łupinę powinno się sprawdzić na ścinanie w sposób podobny jak ciekłą płytę belki teowej.

Wyżej opisany system konstrukcji może się nadawać z powodzeniem do hal o rozpiętości znacznej nie większej niż w danym wypadku.

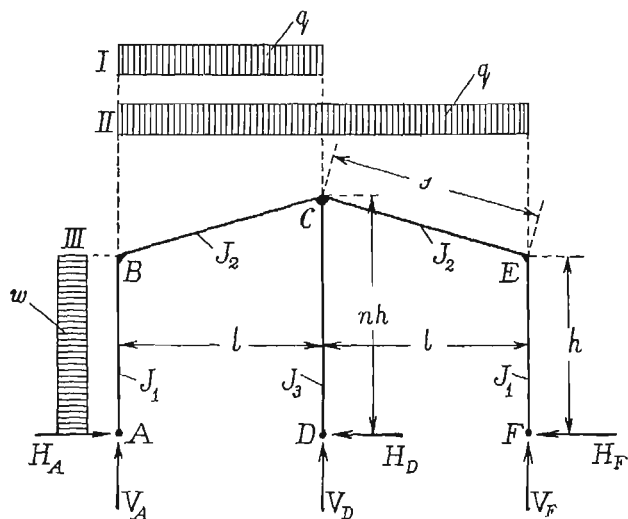
A więc np. stosując grubość łupiny nie 6 lecz 8 cm, jaką wymagają obecnie przepisy O.P.L.G., możemy z łatwością osiągnąć rozpiętość 40 m.

Bez wątpienia konstrukcje bezułek łupinowych są najłżejsze i wyróżniają się najmniejszą ilością materiału spośród innych ustrojów żelbetowych z wyjątkiem może kopuł.

Jednak kwestia konkurencji ceny zależy tutaj również i od umiejętności i sposobu wykonania. Przy osiągnięciu przez firmę budującą pewnej wprawy i kilkakrotnym użyciu słowań — można z pewnością twierdzić, że konstrukcja powyższa będzie tańsza od wszelkich innych stalowych czy żelbetowych.

Inż. JERZY MUTERMILCH (Warszawa)

RAMA DWUPRZĘSŁOWA Z ROZPORĄ DWUSPADKOWĄ



Obliczenie statyczne ram o kształtach bardziej złożonych, np. ram nieprostokątnych, jest b. uciążliwe nawet przy niewielkiej liczbie wielkości statycznie niewyznaczalnych. Dlatego też uważam za pożyteczne publikowanie gotowych wzorów dla ram takich typów, których nie zawierają zestawienia A. Kleinogla i inn.

Poniżej podaję wzory na reakcje dwuprzęsłowej ramy przegubowo podartej z pochylą rozpórą dwuspadkową i ze środkowym słupem innej wysokości niż słupy skrajne, przy trzech rodzajach obciążenia i przy wahanach temperatury. Wzory te otrzymałem rozwiązując układy trzech równań (rama jest trzykrotnie statycznie niewyznaczalna) zestawionych na podstawie twierdzenia Menebré'a i o energii sprężystej.

Ponadto przy obciążeniu pionowym dla sprawdzenia rozwiązałem tę ramę, przyrównując do zera odpowiednie przesunięcia schematu zastępczego, obliczone drogą geometrycznego dodawania odkształceń.

Wreszcie przy $n = 1$, tj. gdy rozpóra ramy jest pozioma, otrzymane wzory przybierają postać wzorów podanych przez A. Kleinogla (Mehrstiellige Rahmen, Berlin 1924, str. 153 i nast.), co również stanowi pewnego rodzaju sprawdzian prawidłowego rozwiązania. Z tego właśnie względu przyjąłem ten sam system oznaczeń co u Kleinogla.

Oznaczenia

$$k_1 = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{s}$$

$$k_2 = \frac{J_2}{J_3} \cdot \frac{nh}{s}$$

$$R = k_1 + n^2 + n + 1$$

$$N_1 = R + 2k_2 n^2$$

$$N_2 = 4k_1 + 3$$

I. Obciążenie „q” na lewym przęśle.

$$V_D = \frac{q l}{2} \left(1 + \frac{2k_1 - n + 1}{2N_2} \right)$$

$$V_A = \frac{3}{4} q l - \frac{1}{2} V_D$$

$$H_D = \frac{q l^2}{8h} \cdot \frac{n + 1}{N_1}$$

$$V_F = \frac{1}{4} q l - \frac{1}{2} V_D$$

$$H_F = \frac{q l^2}{16h} \left(\frac{2}{N_2} - \frac{n + 1}{N_1} \right)$$

$$H_A = H_D + H_F$$

II. Obciążenie „q” na obu przęsłach.

$$V_D = q l \left(1 + \frac{2k_1 - n + 1}{2N_2} \right)$$

$$V_A = V_F = q l - \frac{1}{2} V_D$$

$$H_A = H_F = \frac{q l^2}{4h N_2}$$

$$H_D = 0$$

III. Obciążenie poziome „w”.

$$V_D = -\frac{3}{4} \cdot \frac{w h^2}{l} \cdot \frac{(3k_1 + 2) - 2n(k_1 + 1)}{N_2}$$

$$V_A = -\frac{1}{2} V_D - \frac{1}{4} \cdot \frac{w h^2}{l}$$

$$H_D = \frac{w h}{8} \cdot \frac{5k_1 + 8n^2 - 2n}{N_1}$$

$$V_F = -\frac{1}{2} V_D + \frac{1}{4} \cdot \frac{w h^2}{l}$$

$$H_F = \frac{w h}{16} \left[\frac{4(5k_1 + 3)}{N_2} - \frac{5k_1 + 8n^2 - 2n}{N_1} \right]$$

$$H_A = H_D + H_F - w h$$

IV. Wahania temperatury $\pm t^0$.

$$H_A = H_F = \pm \frac{12 E J_2 \epsilon t}{s h^2 N_2}$$

$$H_D = 0$$

$$V_D = \mp \frac{12(2n + 1) E J_2 \epsilon t}{s h N_2}$$

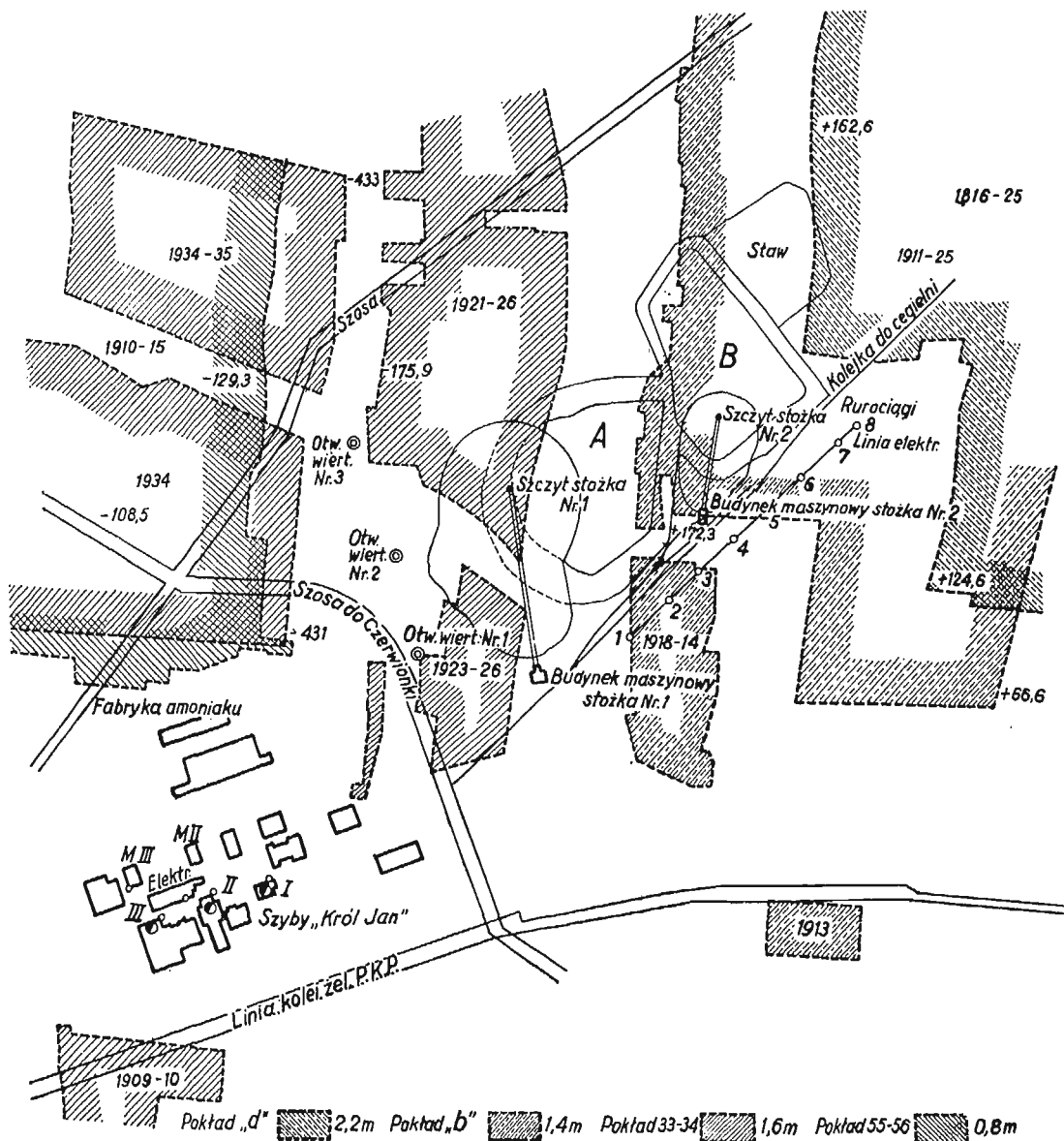
$$V_A = V_F = -\frac{1}{2} V_D$$

JEDEN Z PRZYPADKÓW NADMIERNEGO OBCIĄŻENIA GRUNTU

W artykule tym chcę zaznaczyć czytelników z ciekawym przypadkiem nadmiernego obciążenia gruntu, znacznie przekraczającym spotykane w praktyce obciążenia gruntów budowlanych.

Na kopalni „Dębieńsko” skałę nieużyteczną pochodzącą z przebijania szybów, przecznicy i przybierek oraz odpadki z sortowni i płuczki były wywożone na zwal, którego wysokość dochodzi do 20 m ponad poziomem ziemi, a powierzchnia jego jest około 40.000 m² (rys. 1); zwal ten oznaczono na załączonym planie literą A. Dalej na wschód był usypany drugi podobny zwal, oznaczony na planie literą B, o powierzchni około 24.000 m² i o wysokości 8 m. Brak miejsca na rozszerzenie zwalów oraz

kosztowny (daleki) przewóz po zwalach i kosztowne opróżnienie tu wozów nasunęły myśl sypania tych odpadków w stożki. Tym sposobem umożliwiono zmechanizowanie wysypywania, a przede wszystkim zmniejszenie długości przewozu po złych, ciągle psujących się poziomych torach na zwalach. Tego rodzaju stożki znane już były przed wojną w Belgii, na południu Rosji; stożek również zaczęto sypać u nas w Zagłębiu Dąbrowskim na kopalni „Saturn”. Do urządzenia stożka należą: linia kolejowa pozioma do przewozu odpadów lokomotywami parowymi w wozach-wywrotkach, zbiornik na odpady, do którego właśnie odpady z wozów są zsypywane; zbiornik jest zaopatrzone



Rys. 1.

w zasuwę dla wysypywania odpadów ze zbiornika do innych wywrotek, kursujących wyłącznie tylko po stożku. Oprócz tego nad zbiornikiem znajduje się maszyna wyciągowa elektryczna, dwubębnowa, która uruchamia dwie wywrotki toczące się po stożku po ułożonych dwu torach z nachyleniem około 30° ; tory te są ułożone na wspólnych podkładach (fot. 1). Tory są zakończone tzw. wysięgnicami o konstrukcji żelaznej, do których są przytwierdzone koła linowe zwrotne o osiach pionowych obu lin wyciągowych. Na wysięgnicach odbywa się automatyczne opróżnianie wywrotek. Wysięgnice w miarę nadsypywania stożka są przesuwane naprzód. Obie liny maszyny wyciągowej górna i dolna są przerzucone przez dwie rolki kierownicze o osiach poziomych, umieszczonych pomiędzy obu torami na stożku, w pewnej odległości od maszyny wyciągowej.

Stożek zwany na kopalni stożkiem Nr 1 był sypany po stronie zachodniej kompleksu zwalów A i B (rys. 1), częściowo na starym zwale A, częściowo na wolnej przestrzeni pomiędzy tym zwalem i szosą z Czuchowa do Czerwionki, znajdującą się tu na zachód od zwalów. Teren tu był równy, z lekkim nachyleniem na południe; średnia wysokość powierzchni ziemi nad poziomem morza była około 250 m. Stożek ten sypano od 1929 do 1937 roku, przy czym umieszczono w tym stożku około 2,574.000 t odpadów; do tego dochodzi waga części starego zwalu o powierzchni około 12.000 m^2 i 20 m wysokości, czyli o objętości

$$12.000 \times 20 = 240.000 \text{ m}^3;$$

przyjmując wagę 1 m^3 starego uleżącego zwalu co najmniej na 2 t, otrzymamy:

$$240.000 \times 2 = 480.000 \text{ t.}$$

Stożek ten o podstawie około 31.000 m^2 początkowo usypany do wysokości 80 m opadł następnie i obecnie w czerwcu 1938 roku jest o dwóch szczytach (fot. 2 i 3), z których wyższy o wysokości około 57 m. Obniżenie stożka częściowo można przypisać zwykłemu osiadanemu sypanego mate-



Fot. 1.



Fot. 2.

riału pod znacznym ciśnieniem. Poza tym osiadanie powierzchni jest wywołane wydobyciem tu pokładów (rys. 1): „d” o miąższości 2,2 m, pokładu „b” o miąższości 1,4 m, pokładu „33—34” o miąższości 1,6 m i pokładu „55—56”, o miąższości 0,8 m. Naj-



Fot. 3.

wiekszy wpływ na osiadanie powierzchni ziemi pod stożkiem Nr 1 wywarły wyrobiska pokładu 33—34, o miąższości 1,6 m. Ponad wyrobiskami tego pokładu wydobytego na zwał dalej na północ od stożka powierzchnia osiadła o 0,625 m. Oczywiście, że



Fot. 4.



Fot. 5.

tak nieznaczne obniżenie powierzchni nie miało wielkiego wpływu na obniżenie stożka. Najważniejszą przyczyną osiadania stożka było wciskanie się całego stożka w grunt, którego wytrzymałość na ciśnienie nie jest wystarczająca dla tak wielkich obciążeń. Ciśnienie na grunt pod stożkiem Nr 1 jest bowiem około:

$$2,574.000 + 480.000 = 3,054.000 \text{ t,}$$

$$3,054.000 : 31.000 = 9,85 \text{ kg/cm}^2.$$

Oczywiście w przypadku, gdyby to ciśnienie było rozłożone na grunt równomiernie. W rzeczywistości ciśnienie to nie jest rozłożone równomiernie i miejscami znacznie zapewne przekracza podaną wyżej cyfrę $9,85 \text{ kg/cm}^2$.

Przekrój geologiczny w okolicach zwałów wyjaśniły do pewnego stopnia 3 szyby, z których najbliższy (Nr 1) znajduje się w odległości 370 m na zachód od maszyny wyciągowej stożka Nr 1, drugi w odległości 430 m i trzeci 500 m. Szyby te przebieły z początku warstwy formacji trzeciorzędowej.

Szyb Nr 1:

0,5 m	ziemia
1,4 „	piasek
2,8 „	ił piaszczysty
10,0 „	głina
2,4 „	ił ciemno szary z otoczkami
29,5 „	kurzawka
1,1 „	ił piaszczysty
47,75 „	razem formacji trzeciorzędowej
9,0 „	łupek, formacja węglowa
0,5 „	węgiel, „ „

Szyb Nr 2:

0,3 m	ziemia
1,2 „	piasek
3,9 „	kurzawka
9,0 „	głina
8,0 „	ił ciemny z piaskiem
4,3 „	kurzawka
2,9 „	ił ciemny z piaskiem
7,3 „	piasek
2,4 „	ił z piaskiem
39,30 „	razem formacji trzeciorzędowej
0,4 „	węgiel, formacja węglowa

Szyb Nr 3:

0,4 m	ziemia
3,6 „	piasek
7,0 „	głina
9,0 „	ił ciemny z piaskiem
5,0 „	kurzawka
25,0 „	razem formacji trzeciorzędowej
4,0 „	łupek, formacja węglowa
0,4 „	węgiel, „ „

Szyby te następnie przebite były w warstwach formacji węglowej. Miąższość formacji trzeciorzędowej wzrasta więc z zachodu na wschód i tu pod zwałami zapewne znacznie przekracza 50 m. Oprócz tego wywiercono trzy otwory badawcze N 1, N 2 i N 3 (rysunek 1) w kierunku północ-południe po stronie zachodniej stożka N 1; otworów tych nie wiercono do pokładów formacji węglowej; w otworach znaleziono następujące warstwy:

Otwór Nr 1:

0,60 m	nasyp
1,00 „	piasek wodnisty
1,90 „	głina
14,50 „	ił
6,10 „	kurzawka odwodniona
0,20 „	ił
<hr/>	
24,30 m	

Otwór Nr 2:

0,30 m	ziemia
1,00 „	piasek
1,20 „	piasek z gliną
0,80 „	piasek
5,00 „	głina z piaskiem i wodą
12,20 „	ił plastyczny
<hr/>	
20,50 m	

Otwór Nr 3:

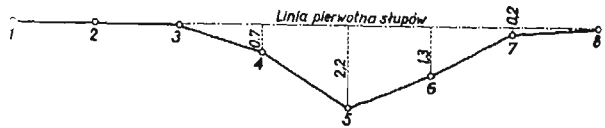
0,40 m	gleba
3,00 „	piasek wodnisty
2,50 „	głina wodnista z piaskiem
5,60 „	kurzawka płynna
1,00 „	ił plastyczny
1,00 „	ił twardy
<hr/>	
13,50 m	

Wywiercone otwory nie są zbyt głębokie. Trzeba jednak przypuszczać, że aż do formacji węglowej należy się liczyć z podobnymi niewytrzymałymi warstwami. Warstwy te są zmienne, znacznie zawodnione i plastyczne; nic więc dziwnego, że pod działaniem znacznego obciążenia ciskającego uległy obniżeniu i zmiżdżeniu, wypiętrzeniu oraz odsunięciu na boki dookoła stożka.

Ołbrzymie masy ziemi były wyparte do góry (fot. 4) tylko od strony północnej (w tym kierunku sypano stożek) i od zachodu (fot. 2 i 3; te dwie fotografie są przedłużeniem jedna drugiej). Od wschodu wypierania nie zauważono: wyparcie tu przeciwdziała poprzednio usypany stary zwal A o wysokości 20 m (rys. 1), który do pewnego stopnia równoważył parcie stożka w tym kierunku. Podczas nasypywania stożka przed nim powstaje wypiętrzenie gruntu (fot. 4), które później jest zasypywane ze stożka. Obniżanie się stożka następuje nie tylko w miejscach świeżo usypanych lecz zapadają się również i dawniej usypane części stożka; na drodze ułożonej na stożku powstają zapadnięcia do takiego stopnia, że maszynista przy maszynie wyciągowej nie widzi wózków toczących się po torach. Te miejsca na stożku trzeba było nawet parokrotnie ponownie zasypywać, z powrotem ściągając tu z góry wysięgnicę. W chwili obecnej stożek Nr 1 zapadł się tak, że jest o dwóch szczytach różnej wysokości (fot. 2 i 3) szczyt trzeci (od strony południowej, na fotografii prawej), pochodzi od świeżego nadsypywania stożka Nr 1 (na szczycie tym widać wysięgnicę). Zjawisko zapadania się dawniej usypanego zwalu można sobie wytłumaczyć przekroczeniem nośności gruntu, którego wytrzymałość była dotychczas wystarczająca dla utrzymania nasypu. Dopiero uszkodzenie gruntu dalej, pod wyższym, cięższym nasypem musiało jednocześnie rozluźnić spójność gruntu pod poprzednio usypanym nasypem i dopiero teraz grunt pod poprze-



Fot. 7.



Rys. 2.

dnio usypanym nasypem osiadł i był wypchnięty w bok w kierunku najmniejszego oporu, a więc na zachód. Przesunięciem na wschód przeszkadzał bowiem dawniej usypany zwal A, a przesunięciem na północ przeszkadzały świeżo tu usypane części stożka Nr 1.

Sypanie stożka Nr 1 musiało być jednak wstrzymane, gdyż wypierany w kierunku zachodnim grunt zaczął oddziaływać na szosę do Czerwonki (rys. 1, szosa wypiętrzyła się i przechyliła się na zachód na długości około 60^{*}) m), jak również i na znajdujący się poza szosą mur kopalni. Szosę reperowano około 6 razy, zdejmując za każ-

^{*}) Szosa jest częściowo widoczna przed murem z prawej strony fotografii Nr 3.



Fot. 6.

dym razem warstwę ziemi około 0,5 m. Ostatecznie tak zbliżono się do warstw kurzawki, że utrzymać szosy w porządku nie można było (jezdnia zwięzła się i zapadała w miękkim podłożu). Ostatecznie szosę przełożono dalej na odległość 10 m w kierunku zachodnim. Oprócz tego obawiano się wpływów sypanego stożka na najbliższe budynki kołpalniane, a w szczególności na szyby z budynkami nadszybowymi i na fundamenty maszyn wyciągowych.

Najbardziej zniekształcony teren znajduje się po stronie północnej stożka Nr 1. Tu wypchnięty do góry pas jest o szerokości około 80 m; pas ten w przekroju poprzecznym (fot. 4) wykazuje kilka, 3—4 wypiętrzenia (poładowania powierzchni), łączące się ze sobą pod kątem około 20° . Wypiętrzenia na powierzchni jest wydzwigniętym i porośniętym trawą dnem stawów szlamowych (wyschnięty i popękany szlam widać na przednim planie fotografii), których reszta znajduje się dalej na północ od stożka aż do szosy przeprowadzonej na północ od stożka Nr 1, w kierunku wschód—zachód. Pas najbardziej wypchnięty (fot. 4), bo aż do wysokości 20 m jest o szerokości 20 m, następny niższy jest szerszy, około 30 m, najniższy około 50 m. Dalej na północ wypiętrzenie powoli łączy się z nienaruszoną powierzchnią ziemi. Średnie nachylenie całego wypiętrzonego pasa jest około 10° . Na najwyższym wypiętrzeniu (20 m) wyraźnie widać pionowe szczeliny powstałe podczas pęknięcia wypiętrzonej się powierzchni ziemi (fot. 5). Szczeliny te dochodzą do 30 cm szerokości i są znacznej głębokości (do kilku m), rozchodząc się promieniście od podstawy stożka. Szczeliny te są widoczne na fot. 5 jako ciemne plamy w trawie rozchodzące się promieniowo z prawego dolnego rogu fotografii.

Nowy stożek Nr 2 zaczęto sypać po stronie

południowej zwałów na starym zwałie B o wysokości około 8 m (rys. 1). Już po wysypaniu 400.000 t i usypaniu 30 m wysokości stożka (w przeciągu pół roku) zauważono wypiętrzenia i przesunięcia powierzchni po stronie południowej stożka a więc znów w stronę najmniejszego oporu. Dla wyznaczenia naprężeń cisnących pod stożkiem nowym (Nr 2) przeprowadzimy poniższe obliczenia. Waga stożka Nr 2 jest więc 400.000 t. Do tego dochodzi waga części starego zwał B, poprzednio usypanego pod stożkiem Nr 2 o powierzchni około 8.000 m^2 i 8 m wysokości, czyli o objętości:

$$8.000 \times 8 = 64.000 \text{ m}^3;$$

a więc waga tej części starego zwał B jest:

$$64.000 \times 2 = 128.000 \text{ t.}$$

Razem waga starego zwał pod stożkiem Nr 2 i stożka Nr 2 jest:

$$400.000 + 128.000 = 528.000 \text{ t.}$$

Naprężenie cisnące na grunt pod stożkiem Nr 2 jest więc

$$528.000 : 8.000 = 6,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Odształcanie się powierzchni starego zwał B wyraziło się przesunięciem słupów dla linii przewodów wysokiego napięcia, ustawionych na zwałie B (rys. 1 i 2); najbardziej przesunięty słup wyszedł na 2,2 m z linii prostej w której te słupy znajdowały się poprzednio. Przesunięcie słupów z linii prostej widać na fot. 6. Jednocześnie uległ skrzywieniu znajdujący się obok rurociąg doprowadzający szlam do budynku flotacji. Przesunęła się również linia kolejowa położona wzdłuż strony południowej nowego stożka. Na fot. 7 widać łukowe przesunięcie toru w lewo, na południe; łuk ten jest widoczny po środku tej fotografii. Z lewej strony na widnokręgu widać kilka słupów linii wysokiego napięcia, o których mowa była wyżej.

Inż. CZESŁAW KRZYWICKI (Warszawa)

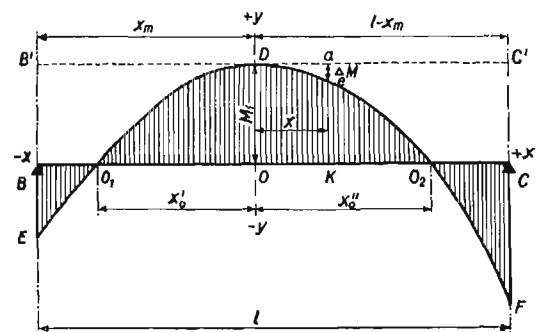
O UGIĘCIU DOWOLNEGO PRZĘSŁA BELKI O STAŁYM PRZEKROJU, OBCIĄŻONEJ DOWOLNIE. OKREŚLENIE NAJWIĘKSZEJ STRZAŁKI UGIĘCIA

1. Rozpatrzmy przęsło dowolnie obciążone, na końcach którego działają momenty gnące.

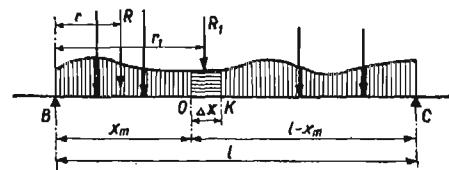
Układ współrzędnych wybieramy tak, aby początek ich O pokrywał się z miejscem największego momentu gnącego, $\max M$, który dalej będziemy oznaczać przez M_1 . Oś x — x kierujemy po osi belki i kierunek dodatni zakładamy na prawo, ujemny — na lewo. Oś y — y , skierowaną do góry, będziemy przyjmowali za dodatnią, do dołu — za ujemną.

Na rysunku 1 jest podany przyjęty układ współrzędnych i wykres momentów EO_1DO_2F .

Przyjmujemy wykres ten jako fikcyjne wtórne obciążenie, wobec czego odcinek DO będzie równy M_1 . Długość przęsła BC oznaczamy przez l , odległość podpory B od początku współrzędnych nazwiemy przez $-x_m$; wtedy odległość podpory C od początku współrzędnych będzie $l - x_m$; odległość punktów zerowych od początku współrzędnych nazwiemy — x_0' i x_0'' .



Rys. 1.



Rys. 2.

Z równania różniczkowego linii ugięcia wiemy, że

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} \quad (1)$$

Rozpatrujemy belkę o stałym przekroju i dlatego możemy napisać, że

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M \quad (2)$$

Zakładamy następnie, że M_x w dowolnym miejscu belki będzie równy $M_1 - \Delta M$, gdzie M_1 będzie stałą wielkością, zaś ΔM — zmienną, wyrażającą zmniejszenie momentu gnącego na końcu odcinka x w stosunku do M_1 ; równanie (2) przekształci się więc w następujące:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \Delta M - M_1 \quad (3)$$

$$EI \frac{dy}{dx} = \int \Delta M dx - M_1 x + C_1 \quad (4)$$

$$EI y = \int \int \Delta M dx - \frac{M_1 x^2}{2} + C_1 x + C_2 \quad (5)$$

Rozpatrzmy wyrazy C_1 i C_2 , to jest stałe całkowania.

Jeżeli w równaniach (4) i (5) założymy $x=0$, to y będzie strzałką ugięcia w miejscu $\max M$, którą to strzałkę oznaczamy przez f_0 , zaś $\frac{dy}{dx}$ będzie tangensem kąta, jaki tworzy styczna do linii ugięcia w miejscu $\max M$ z osią $x-x$. Kąt ten nazwiemy przez α .

Podstawiając te wartości do równań (4) i (5) otrzymamy

$$EI \operatorname{tg} \alpha = C_1 \quad (6)$$

$$EI f_0 = C_2 \quad (7)$$

2. Zajmiemy się teraz wartościami ΔM ,

$$\int \Delta M dx \text{ i } \int \int \Delta M dx$$

Zbadamy na początku wartość ΔM .

Rysunek 2 przedstawia dowolne i dowolnie obciążone przęsło belki ciągłej.

Oznaczamy wielkości, odpowiadające obciążeniu dla $\max M$:

B_0 — siła poprzeczna dla belki wolno podpartej

B_{pr} — siła poprzeczna dla belki, na końcach której działają momenty gnące M_B i M_C .

R — wypadkowa wszystkich obciążeń, położonych pomiędzy podporą B a miejscem $\max M$.

r — odległość tej wypadkowej od podpory B .

R_1 — wypadkowa wszystkich obciążeń, położonych na odcinku Δx .

r_1 — odległość R_1 od podpory B .

x_m — jak poprzednio, odległość $\max M$ od podpory B .

Dla maksymalnego momentu otrzymujemy równanie:

$$\max M_{BC} = M_1 = B_0 x_m - R(x_m - r) + M_B \frac{l - x_m}{l} + M_C \frac{x_m}{l}$$

$$M_1 = (B_0 - \frac{M_B}{l} + \frac{M_C}{l}) x_m - R(x_m - r) + M_B$$

$$\text{Ponieważ } B_0 - \frac{M_B}{l} + \frac{M_C}{l} = B_{pr}, \quad (8)$$

$$\text{to } M_1 = B_{pr} x_m - R(x_m - r) + M_B$$

Przekształcając to równanie — otrzymamy

$$M_1 = (B_{pr} - R) x_m + Rr + M_B$$

Ponieważ x_m jest miejscem $\max M$, to siła poprzeczna w tym miejscu

$$B_{pr} - R = 0 \quad (9)$$

$$\text{i } M_1 = Rr + M_B \quad (10)$$

W punkcie K , odległym od podpory B o odległość $x = x_m + \Delta x$, moment gnący ma wartość

$$M_x = B_0 x - R(x - r) - R_1(x - r_1) + M_B \frac{l - x}{l} + M_C \frac{x}{l}$$

następnie

$$M_x = \left(B_0 - \frac{M_B}{l} + \frac{M_C}{l} \right) x - R(x - r) - R_1(x - r_1) + M_B$$

oraz

$$M_x = (B_{pr} - R) x + Rr - R_1(x - r_1) + M_B$$

Uwzględniając równanie (9) otrzymamy

$$M_x = Rr - R_1(x - r_1) + M_B \quad (11)$$

Odejmując od równania (10) równanie (11) otrzymamy

$$\Delta M = M_1 - M_x = Rr + M_B - Rr + R_1(x - r_1) + M_B$$

skąd

$$\Delta M = R_1(x - r_1) \quad (12)$$

Wartość $x - r_1$ jest odległością wypadkowej R_1 od punktu K (końca odcinka Δx).

Równanie (12) możemy wyrazić jako twierdzenie pierwsze następująco:

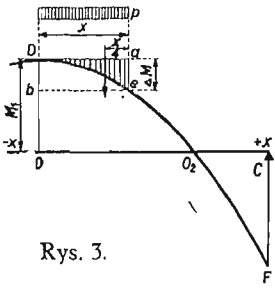
Jeżeli odcinek Δx jest odcinkiem przęsła, liczonym od $\max M$, to zmniejszenie momentu gnącego ΔM na końcu tego odcinka nie zależy ani od podporowych momentów gnących ani od sił, znajdujących się na prawo i na lewo od odcinka Δx w rozpatrywanym przęsle. Wielkość ta zależy jedynie od sił, znajdujących się na odcinku Δx i jest równa momentowi statycznemu tych sił względem końca odcinka Δx .

Z kolei zbadamy znaczenie wyrazu $\int_0^x \Delta M dx$

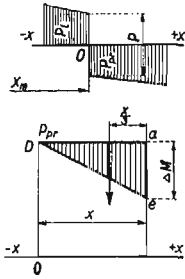
Założymy na początku, że na belce jest tylko równomierne obciążenie p kg/m, wtedy zgodnie

z twierdzeniem pierwszym $\Delta M = \frac{px^2}{2}$

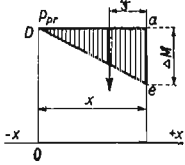
$$\int_0^x M dx = \int_0^x \frac{px^2}{2} dx = \frac{px^3}{6} \quad (13)$$



Rys. 3.



Rys. 4.



Rys. 5.

Na rysunku 3 odcinek $Da \parallel$ osi xx , odcinek $ae = \Delta M$, zaś $\Delta M = px^2/2$; powierzchnia Dae , jako przylegająca do paraboli, będzie równa $1/3$ powierzchni prostokąta $Daeb$ czyli

$$\frac{1}{3} x \cdot \frac{px^2}{2} = \frac{px^3}{6}. \quad (14)$$

Jak więc widzimy $\int_0^x \Delta M dx$ jest powierzchnią $DaeD$.

Zbadamy obecnie znaczenie wyrazu

$$\int_0^x \int_0^x \Delta M dx = \int_0^x \frac{px^3}{6} dx = \frac{px^4}{24} \quad (15)$$

Ponieważ środek ciężkości powierzchni $DaeD$ znajduje się w odległości $1/4 x$ od końca odcinka, to statyczny moment tej powierzchni względem końca odcinka będzie (patrz równ. (14)).

$$\frac{px^3}{6} \cdot \frac{x}{4} = \frac{px^4}{24} \quad (16)$$

Porównując równania (15) i (16) widzimy, że

wyraz $\int_0^x \int_0^x \Delta M dx$ jest momentem statycznym powierzchni $DaeD$ względem końca odcinka.

Następnie założymy, że w miejscu $\max M$ zaczepiona jest siła skupiona P .

Zwróćmy się do wykresu sil poprzecznych w miejscu $\max M$.

Silę P , zgodnie z wykresem sil poprzecznych (rys. 4), dzielimy na dwie części: P_l (lewo) i P_{pr} (prawo).

Część siły P_l odnosimy do odcinka x_m , część zaś P_{pr} do odcinka x . Jeżeli będziemy mówić o zmniejszeniu momentu gnącego ΔM , to dla prawej części może wchodzić w rachubę tylko siła P_{pr} , dla lewej zaś tylko siła P_l .

Zgodnie z twierdzeniem pierwszym możemy napisać, że zmniejszenie momentu gnącego na końcu odcinka x będzie $\Delta M = P_{pr} x$

$$\text{oraz} \quad \int_0^x \Delta M dx = \int_0^x P_{pr} x dx = \frac{P_{pr} x^2}{2} \quad (17)$$

Na rys. 5 $Da \parallel x-x$, ae jest zmniejszeniem momentu czyli $ae = \Delta M = P_{pr} x$.

Powierzchnia zaś Dae będzie równa

$$P_{pr} x \cdot \frac{x}{2} = \frac{P_{pr} x^2}{2} \quad (18)$$

Ze wzorów (17) i (18) widzimy, że wyraz

$$\int_0^x \Delta M dx \quad \text{jest powierzchnią } Dae.$$

Z kolei wyraz

$$\int_0^x \int_0^x \Delta M dx = \int_0^x \frac{P_{pr} x^2}{2} dx = \frac{P_{pr} x^3}{6} \quad (19)$$

Jeżeli weźmiemy statyczny moment powierzchni Dae względem końca odcinka, będziemy mieli (patrz równ. 18)

$$\frac{P_{pr} x^2}{2} \cdot \frac{x}{3} = \frac{P_{pr} x^3}{6} \quad (20)$$

Jak z powyższego wynika $\int_0^x \int_0^x \Delta M dx$ jest statycznym momentem powierzchni Dae względem końca odcinka.

Rozpatrzmy z kolei pierwsze dwa wyrazy drugiej części równania (4) łącznie, wynosząc znak minus poza nawias

$$-\left(M_1 x - \int_0^x \Delta M dx\right)$$

Wyraz $M_1 x$ przedstawia powierzchnię prostokąta $ODaK$ (rys. 1) pomniejszoną o wyraz

$$\int_0^x \Delta M dx,$$

przedstawiający sumę zmniejszeń momentów na odcinku x tj. powierzchnię Dae . Różnica tych powierzchni daje nam powierzchnię $ODeK$, czyli wypadkową na odcinku x od fikcyjnego wtórnego obciążenia belki powierzchnią momentów gnących.

Rozpatrzmy teraz pierwsze dwa wyrazy drugiej części równania (5), biorąc znak minus poza nawias

$$-\left(\frac{M_1 x^2}{2} - \int_0^x \int_0^x \Delta M dx\right)$$

Wyraz $\frac{M_1 x^2}{2}$ jest momentem statycznym powierzchni $ODaK$ względem punktu K , wyraz zaś

$\int_0^x \int_0^x \Delta M dx$ jest statycznym momentem powierzchni Dae względem tegoż punktu K .

3. Po wyjaśnieniu znaczenia wyrazów

$\int_0^x \Delta M dx$ i $\int_0^x \int_0^x \Delta M dx$ zanalizujemy równanie (5)

$$EI y = \int_0^x \int_0^x \Delta M dx - \frac{M_1 x^2}{2} + C_1 x + C_2.$$

Zakładając w tym równaniu $x = l - x_m$, będziemy mieli ugięcie na prawej podporze, które jak wiadomo, jest równe zero.

Wtedy wyraz $\int_0^x \int_0^x \Delta M dx$ będzie przedsta-

wiał statyczny moment powierzchni $DC'(CF)O_2D$ (zakreskowanej na rys. 6 liniami poziomymi) względem podpory C. Oznaczamy go przez S_2'' .

Wyraz $\frac{M_1 x^2}{2}$ przyjmie kształt $\frac{M_1(l-x_m)^2}{2}$

i będzie momentem statycznym powierzchni $OD\bar{C}'C$ (zakreskowanej liniami pionowymi) względem podpory C; oznaczamy go przez S_2' . Mamy więc

$$\int_0^{(l-x_m)} \int_0^{(l-x_m)} \Delta M dx = S_2''$$

równanie zaś (5) da się przedstawić w postaci

$$S_2'' - S_2' + C_1(l-x_m) + C_2 = 0 \quad (21)$$

Zakładając w równaniu (5) x równym $-x_m$ i oznaczając statyczne momenty powierzchni $DB'BEO_1D$ i $ODB'B$ względem podpory B przez S_1'' i S_1' , otrzymujemy

$$\int_0^{-x_m} \int_0^{-x_m} \Delta M dx = S_1''$$

oraz

$$S_1'' - S_1' - C_1 x_m + C_2 = 0 \quad (22)$$

Odejmując równanie (22) od równania (21) dostaniemy

$$(S_2'' - S_2') - (S_1'' - S_1') + C_1 l = 0$$

skąd

$$C_1 = \frac{(S_2'' - S_2')}{l} - \frac{(S_1'' - S_1')}{l} \quad (23)$$

Oznaczając

$$\frac{S_2'' - S_2'}{l} = R_l \quad (24)$$

oraz

$$\frac{S_1'' - S_1'}{l} = R_p \quad (25)$$

otrzymamy

$$C_1 = R_l - R_p \quad (26)$$

a przyjmując pod uwagę równanie (6), będziemy mieli

$$EI \operatorname{tg} \alpha = R_l - R_p \quad (I)$$

Z kolei dodamy równania (21) i (22).

$$(S_2'' - S_2') + (S_1'' - S_1') + C_1(l - 2x_m) + 2C_2 = 0 \quad (27)$$

Podstawiając do równania (27) z równań (24), (25) i (26) wartości

$S_2'' - S_2' = -R_l l$; $S_1'' - S_1' = -R_p l$ i $C_1 = R_l - R_p$ otrzymamy

$$-R_l l - R_p l + (R_l - R_p)(l - 2x_m) + 2C_2 = 0$$

a po przekształceniu i uporządkowaniu

$$C_2 = R_l x_m + R_p(l - x_m) \quad (28)$$

oraz przyjmując pod uwagę równanie (7)

$$EI f_0 = R_l x_m + R_p(l - x_m) \quad (II)$$

Przypatrzmy się teraz bliżej znaczeniu wyrazów R_l i R_p (rys. 6).

$R_l = \frac{S_2'' - S_2'}{l}$ jest reakcją lewej podpory, powsta-

jącą od fikcyjnego wtórnego obciążenia powierzchnią momentów części belki od miejsca $\max M$ do prawej podpory; nazwiemy ją *lewą reakcją ugięć*.

$R_p = \frac{S_1'' - S_1'}{l}$ jest reakcją prawej podpory, powsta-

wstającą od fikcyjnego wtórnego obciążenia powierzchnią momentów części belki od lewej podpory do miejsca $\max M$; nazywamy ją *prawą reakcją ugięć*.

Otrzymamy drugie twierdzenie:

Strzałka ugięcia w miejscu $\max M$ jest równa sumie statycznych momentów reakcji ugięć względem miejsca $\max M$, podzielonej przez El ; tg kąta, jaki tworzy styczna do linii ugięcia w miejscu $\max M$ z osią $x-x$, równy jest różnicy lewej i prawej reakcji ugięć, podzielonej przez El .

Z równania (I) przychodzimy do wniosku, że jeżeli reakcje ugięć będą równe, to $El \operatorname{tg} \alpha$ będzie równe zeru i styczna do linii ugięcia w miejscu $\max M$ będzie równoległa do pierwotnej osi belki, i wtedy $f_0 = \max f$.

Z wielkości reakcji ugięć określamy znak x_1 tj. przesunięcia jakiego należy dokonać, by otrzymać styczną, równoległą do osi BC .

Jeżeli lewa reakcja ugięć jest mniejsza od prawej, to x_1 będzie ujemne, gdyż tylko w tym wypadku zwiększymy fikcyjnie obciążenie w prawej części belki, czyli znak x_1 będzie pokrywał się ze znakiem $El \operatorname{tg} \alpha$.

Jeżeli lewa reakcja ugięć będzie większa od prawej, to x_1 będzie dodatnie i znowu znak x_1 pokryje się ze znakiem $El \operatorname{tg} \alpha$.

Oczywiście, przy wyrównywaniu reakcji ugięć będą wchodziły w rachubę tylko obciążenia, znajdujące się na odcinku x_1 .

4. Mając określone dokładnie znaczenie tak C_1 i C_2 wzorów (6) i (7), jak i wszystkich wyrazów równań (4) i (5), zastanówmy się nad sposobem znalezienia $f \max$.

Aby f było \max , trzeba by $\frac{dy}{dx}$ było równe zeru, wtedy równania (4) i (5) przekształcą się w następujące:

$$\int_0^{x_1} \Delta M dx - M_1 x_1 + El \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (III)$$

oraz

$$EI f_{\max} = \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx - \frac{M_1 x_1^2}{2} + x_1 El \operatorname{tg} \alpha + EI f_0, \quad (IIIa)$$

W ostatnim równaniu wstawiamy z równania (III) wartość x_1 .

Mamy

$$EI (f_{\max} - f_0) = \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx - \frac{M_1 x_1^2}{2} + \left(M_1 x_1 - \int_0^{x_1} \Delta M dx \right) x_1$$

i w końcu

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} + \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx - x_1 \int_0^{x_1} \Delta M dx. \quad (IV)$$

5. Rozpatrzmy obecnie przypadek kiedy max M znajduje się pod siłą skupioną P , przy równoczesnym obciążeniu równomiernym p kg/mb na odcinku x_1 . (rys. 7).

Siłę P należy podzielić na dwie części P_1 i P_{pr} tak, aby P_1 , dodane do obciążenia z lewej strony, dawało w wyniku siłę poprzeczną na odcinku x_m , równą zero; P_{pr} tedy będzie resztą siły P .

Na zasadzie pierwszego twierdzenia możemy napisać:

$$\Delta M = P_{pr} x_1 + \frac{p x_1^2}{2}$$

(jeżeli x_1 będzie ujemne, to należy brać P_1)

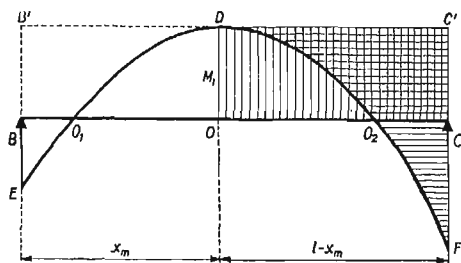
$$\int_0^{x_1} \Delta M dx = \frac{P_{pr} x_1^2}{2} + \frac{p x_1^3}{6} \quad (29)$$

wyraz zaś

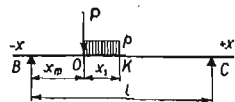
$$\int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx = \frac{P_{pr} x_1^3}{6} + \frac{p x_1^4}{24} \quad (30)$$

Podstawiając wartości z równań (29) i (30) do równań (III) i (IV) otrzymamy

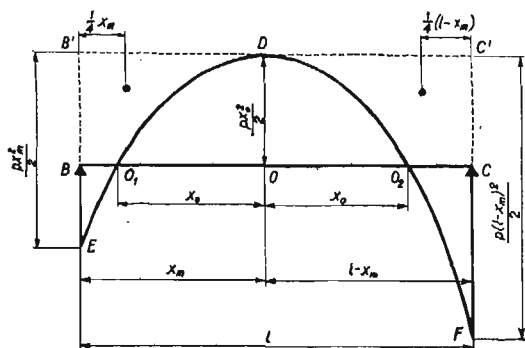
$$\frac{P_{pr} x_1^2}{2} + \frac{p x_1^3}{6} - M_1 x_1 + EI \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (31)$$



Rys. 6.



Rys. 7.



Rys. 8.

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} + \frac{P_{pr} x_1^3}{6} + \frac{p x_1^4}{24} - \frac{P_{pr} x_1^3}{2} - \frac{p x_1^4}{6}$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} - \frac{P_{pr} x_1^3}{3} - \frac{p x_1^4}{8} \quad (32)$$

Wzór (31) daje możność określenia x_1 , a następnie f_{\max} .

Jeżeli pomiędzy max M i max f nie będzie równomiernego obciążenia czyli p będzie równe zero, to wzory (31) i (32) przekształca się:

$$\frac{P_{pr} x_1^2}{2} - M_1 x_1 + EI \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (33)$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} - \frac{P_{pr} x_1^3}{3} \quad (34)$$

We wzorach (33) i (34) należy brać przy x_1 dodatnim $-P_{pr}$, przy x_1 ujemnym P_1 .

Jeżeli w miejscu max M i pomiędzy max M i max f nie będzie skupionych sił, a tylko równomierne obciążenie, to wzory (31) i (32) przyjmują postać:

$$\frac{p x_1^3}{6} - M_1 x_1 + EI \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (35)$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} - \frac{p x_1^4}{8} \quad (36)$$

Wyraz $\frac{p x_1^3}{6}$ równania (35), stanowiący wartość powierzchni Dae (rys. 1), stosunkowo bardzo małej w odniesieniu do powierzchni prostokąta $ODaK$, przy określeniu pierwszej przybliżonej wartości x_1 może być opuszczony; ta ostatnia wartość x_1 będzie wtedy równa

$$x_1 = \frac{EI \operatorname{tg} \alpha}{M_1} \quad (37)$$

Poprawkę można wtedy wprowadzić sposobem Newton'a.

6. Zastanówmy się z kolei nad przesłem obciążonym równomiernie ciężarem p kg/mb. Z pierwszego twierdzenia wiemy, że

$$\Delta M = \frac{p x^2}{2} \quad (\text{Rys. 8}).$$

Przy $x = x_0$; ΔM będzie równe $M_1 = \frac{p x_0^2}{2}$ *)

przy $x = -x_m$; ΔM „ „ „ $M_1 - M_B = \frac{p x_m^2}{2}$

przy $x = l - x_m$; ΔM „ „ „ $M_1 - M_C = \frac{p(l - x_m)^2}{2}$

Statyczny moment powierzchni $ODC'C$ względem podpory C ma więc wartość

$$\frac{p x_0^2}{2} \frac{(l - x_m)^2}{2} = \frac{p x_0^2 (l - x_m)^2}{4}$$

*) Jeżeli max M napiszemy wzorem $M_1 = \alpha p l^2$, zaś x_0 wyrazimy przez βl , to między współczynnikami α i β będzie następujący związek:

$$\alpha p l^2 = \frac{p \beta^2 l^2}{2} \quad \text{czyli } \beta^2 = 2\alpha \quad (38)$$

Statyczny moment powierzchni DO_2FCC' względem podpory C będzie

$$\frac{1}{3} \frac{p(l-x_m)^2}{2} (l-x_m) \frac{(l-x_m)}{4} = \frac{p(l-x_m)^4}{24}$$

a lewa reakcja ugięć

$$R_l = \left[\frac{px_0^2(l-x_m)^2}{4} - \frac{p(l-x_m)^4}{24} \right] \frac{1}{l}$$

Statyczny moment powierzchni $ODB'B$ względem podpory B wyrazi się

$$\frac{px_0^2}{2} \cdot \frac{x_m^2}{2} = \frac{px_0^2 x_m^2}{4}$$

Statyczny moment powierzchni $B'DO_1EB'$ względem podpory B będzie równy

$$\frac{1}{3} \frac{px_m^2}{2} \cdot x_m \cdot \frac{x_m}{4} = \frac{px_m^4}{24}$$

prawa zaś reakcja ugięć

$$R_p = \left[\frac{px_0^2 x_m^2}{4} - \frac{px_m^4}{24} \right] \frac{1}{l}$$

Wtedy ze wzorów (I) i (II) mamy (39)

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{p}{l} \left[\frac{x_0^2(l-x_m)^2}{4} - \frac{(l-x_m)^4}{24} - \frac{x_0^2 x_m^2}{4} + \frac{x_m^4}{24} \right]$$

$$EI f_0 = \frac{p}{l} \left\{ \left[\frac{x_0^2(l-x_m)^2}{4} - \frac{(l-x_m)^4}{24} \right] x_m + \left[\frac{x_0^2 x_m^2}{4} - \frac{x_m^4}{24} \right] (l-x_m) \right\} \quad (40)$$

Przekształcając wzory (35) i (36) otrzymamy:

$$\frac{px_1^3}{6} - \frac{px_0^2 x_1}{2} + EI \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (41)$$

oraz

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{px_0^2 x_1^2}{4} - \frac{px_1^4}{8} = \frac{px_1^2}{8} (2x_0^2 - x_1^2) \quad (42)$$

Jeżeli na końcach belki będą działały równe mo-

menty gnące to $x_m = l - x_m = \frac{l}{2}$

$$EI \operatorname{tg} \alpha = 0; \quad f_{\max} = f_0 \quad \text{i}$$

$$EI f_{\max} = p \left(\frac{x_0^2 l^2}{16} - \frac{l^4}{384} \right) \quad (43)$$

Jeżeli na podporze B będzie wolne podparcie, to $x_0 = x_m$ i wzory przekształca się:

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{p}{l} \left[\frac{x_m^2(l-x_m)^2}{4} - \frac{(l-x_m)^4}{24} - \frac{5x_m^4}{24} \right] \quad (44)$$

$$EI f_0 = \frac{p}{l} \left\{ \left[\frac{x_m^2(l-x_m)^2}{4} - \frac{(l-x_m)^4}{24} \right] x_m + \frac{5x_m^4(l-x_m)}{24} \right\} \quad (45)$$

Dla określenia x_1 będziemy mieli równanie

$$\frac{px_1^3}{6} - \frac{px_m^2 x_1}{2} + EI \operatorname{tg} \alpha = 0 \quad (46)$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{px_1^2}{8} (2x_m^2 - x_1^2) \quad (47)$$

Jeżeli na obydwu podporach będzie wolne pod-

parcie, to $x_m = l - x_m = \frac{l}{2}$

$$EI f_0 = \frac{p}{l} \left\{ \left(\frac{x_m^4}{4} - \frac{x_m^4}{24} \right) x_m + \frac{5x_m^5}{24} \right\} = \frac{5px_m^5}{12l} = \frac{5pl^4}{384}$$

czyli $f_0 = f_{\max} = \frac{5pl^4}{384EI}$; wzór ogólnie znany.

Określenie x_1 w tym przypadku, kiedy na nim zachodzą zmiany w obciążeniach, rozpatrzmy na przykładach.

7. Zbadamy obecnie ugięcia w punktach zerowych.

Odległość punktu zerowego O_1 od początku współrzędnych oznaczamy przez $-x_0'$, punktu zaś O_2 x_0'' (patrz rys. 9).

Z równań (5), (6) i (7) otrzymujemy

$$EI y = \int_0^x \int_0^x \Delta M dx - \frac{M_1 x^2}{2} + EI \operatorname{tg} \alpha + EI f_0 \quad (48)$$

Jeżeli $x = -x_0'$, to otrzymamy strzałkę ugięcia punktu O_1 , którą nazwiemy f_1 ;

$$EI f_1 = \int_0^{-x_0'} \int_0^{-x_0'} \Delta M dx - \frac{M_1 x_0'^2}{2} - x_0' EI \operatorname{tg} \alpha + EI f_0$$

$$\int_0^{-x_0'} \int_0^{-x_0'} \Delta M dx \quad \text{będzie statycznym momentem po-}$$

wierzchni $O_1O_1'D$ względem punktu O_1 , a wy-

raz $\frac{M_1 x_0'^2}{2}$ jest statycznym momentem powierzchni

prostokąta $OO_1O_1'D$ względem punktu O_1 ; różnica tych momentów da moment statyczny powierzchni OO_1D względem punktu O_1 .

Oznaczamy go przez S_0' , mamy więc

$$EI f_1 = -S_0' - x_0' EI \operatorname{tg} \alpha + EI f_0 \quad (49)$$

Podstawiając zamiast x wartość x_0'' otrzymamy f_2

$$EI f_2 = -S_0'' + x_0'' EI \operatorname{tg} \alpha + EI f_0 \quad (50)$$

Odejmując równanie (50) od równania (49) otrzymamy

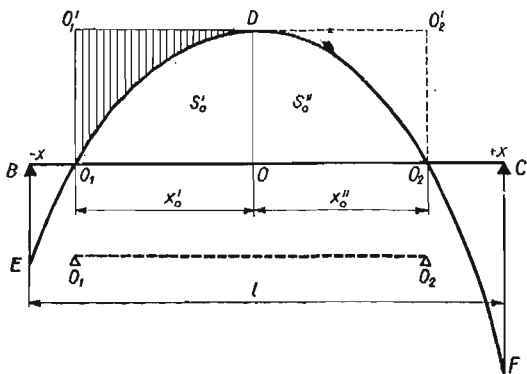
$$EI(f_1 - f_2) = S_0'' - S_0' - (x_0' + x_0'') EI \operatorname{tg} \alpha$$

czyli

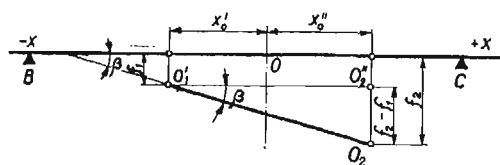
$$EI \frac{f_1 - f_2}{x_0' + x_0''} = \frac{S_0''}{x_0' + x_0''} - \frac{S_0'}{x_0' + x_0''} - EI \operatorname{tg} \alpha$$

Wyobraźmy sobie, że w punktach O_1 i O_2 belka

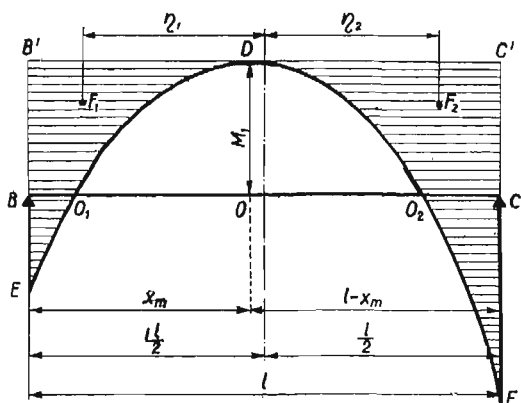
ma wolne podparcie, wtedy $\frac{S_0''}{x_0' + x_0''}$ będzie lewą



Rys. 9.



Rys. 10.



Rys. 11.

reakcją ugięć dla belki O_1O_2 ; nazwijmy ją R_0^0 , zaś $\frac{S_0'}{x_0' + x_0''}$ będzie prawą reakcją ugięć dla tejże belki, nazwijmy ją R_p^0 otrzymamy

$$\frac{S_0''}{x_0' + x_0''} - \frac{S_0'}{x_0' + x_0''} = R_l^0 - R_p^0$$

Ostatnie równanie jest tangensem kąta, jaki tworzy styczna do linii ugięć w miejscu $\max M$ z osią $x-x$; oznaczając kąt ten przez α_0 napiszemy

$$EI \operatorname{tg} \alpha_0 = R_l^0 - R_p^0$$

oraz

$$EI \frac{f_1 - f_2}{x_0' + x_0''} = EI \operatorname{tg} \alpha_0 - EI \operatorname{tg} \alpha$$

Z rysunku 10 widzimy, że stosunek $\frac{f_2 - f_1}{x_0' + x_0''}$ jest równy tg kąta β , jaki tworzy linia, łącząca punkty zerowe belki po jej ugięciu z osią $x-x$, tj.

$$EI \frac{f_1 - f_2}{x_0' + x_0''} = -EI \frac{f_2 - f_1}{x_0' + x_0''} = -EI \operatorname{tg} \beta$$

Ostatecznie otrzymamy

$$-EI \operatorname{tg} \beta = EI \operatorname{tg} \alpha_0 - EI \operatorname{tg} \alpha$$

oraz

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha_0 \quad (51)$$

Na podstawie równania (51) powiemy, że tangens kąta pochylenia β linii, łączącej punkty zerowe z osią $x-x$, jest równy różnicy tg' ów kątów, jakie tworzą: 1) styczna do linii ugięcia w miejscu $\max M$ rozpatrywanego przęsła z osią $x-x$ i 2) styczna do linii ugięcia w miejscu $\max M$, w założeniu wolnego podparcia belki w punktach zerowych, z osią $x-x$.

Ponieważ $EI \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{S_0'' - S_0'}{x_0' + x_0''}$, to wartość ta może być równą zero, jeżeli $S_0'' - S_0' = 0$.

Rozpatrzmy teraz równomierne obciążenie p kg/mb.

Weźmiemy dwa punkty: jeden, odległy od $\max M$ na odległość $+x$, drugi na odległość $(-x)$ i na zasadzie pierwszego twierdzenia otrzymamy

$$M_{(+x)} = M_1 - \frac{p x^2}{2}$$

$$M_{(-x)} = M_1 - \frac{p (-x)^2}{2}$$

czyli $M_{(+x)} = M_{(-x)}$; wykres momentów jest symetryczny względem osi $y-y$, przechodzącej przez miejsce $\max M$ i $|x_0'| = x_0''$ i, co za tym idzie, $S_0'' = S_0'$.

Wobec tego dla równomiernego obciążenia wzór (51) przekształci się

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \alpha \quad (52)$$

czyli przy równomiernym obciążeniu kąty pochylenia linii, łączącej punkty zerowe po ugięciu, i stycznej do linii ugięcia w punkcie $\max M$ z osią $x-x$ są sobie równe.

8. Określenie kątów pochylenia odkształconej osi na lewej i prawej podporze.

Kąt przy lewej podporze oznaczamy α_1

Kąt przy prawej podporze oznaczamy α_2

Powierzchnię $EBB'DO_1E$ oznaczamy przez F_1 (rys. 11).

Odległość środka ciężkości tej powierzchni od środka belki oznaczamy η_1 .

Powierzchnię $FCC'DO_2F$ oznaczamy F_2 i odległość środka ciężkości tej powierzchni od środka belki oznaczamy η_2 .

Jak wiemy, $\operatorname{tg} \alpha_1$ jest równy lewej reakcji, otrzymanej od wtórnego fikcyjnego obciążenia belki powierzchnią momentów, to jest

$$EI \operatorname{tg} \alpha_1 = \left[\frac{M_1 l^2}{2} - F_1 \left(\eta_1 + \frac{l}{2} \right) - F_2 \left(\frac{l}{2} - \eta_2 \right) \right] \frac{1}{l} \quad (53)$$

i analogicznie

$$EI \operatorname{tg} \alpha_2 = \left[\frac{M_1 l^2}{2} - F_1 \left(\frac{l}{2} - \eta_1 \right) - F_2 \left(\frac{l}{2} + \eta_2 \right) \right] \frac{1}{l} \quad (54)$$

Równania (53) i (54) pozwalają określić $\operatorname{tg} \alpha_1$ i $\operatorname{tg} \alpha_2$, gdyż powierzchnie F_1 i F_2 są łatwe do obliczenia.

Dodając równania (53) i (54) otrzymamy

$$EI(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2) = \left[M_1 l^2 - F_1 \left(\eta_1 + \frac{l}{2} + \frac{l}{2} - \eta_1 \right) - F_2 \left(\frac{l}{2} - \eta_2 + \frac{l}{2} + \eta_2 \right) \right] \frac{1}{l}$$

$$EI(\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2) = M_1 l - F_1 - F_2 \quad (55)$$

czyli suma tg' ów kątów pochylenia linii ugięcia osi belki na podporach lewej i prawej względem osi $x-x$ jest równa powierzchni wtórnego fikcyjnego załadowania, podzielonej przez EI .

Odejmując równanie (54) od równania (53) otrzymamy

$$EI(\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2) = \left[F_1 \left(\frac{l}{2} - \eta_1 - \eta_1 - \frac{l}{2} \right) + F_2 \left(\frac{l}{2} + \eta_2 - \frac{l}{2} + \eta_2 \right) \right] \frac{1}{l}$$

$$EI(\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2) = \frac{2(F_2 \eta_2 - F_1 \eta_1)}{l} \quad (56)$$

Przykłady:

Przykład 1

Podciąg dwuprzęsłowy obciążony skupionymi siłami P kg $l_1 = 8,00$ m, $l_2 = 6,00$ m (rys. 12 i 13).

Z wzoru Clapeyrona otrzymujemy

$$2 M_B (8+6) = -\frac{P}{8} \left[2(8^2 - 2^2) + 4(8^2 - 4^2) + 6(8^2 - 6^2) \right] - \frac{P}{6} \left[2(6^2 - 2^2) + 4(6^2 - 4^2) \right]$$

$$M_B = -3 P \text{ kgm}; \quad A = \frac{3}{2} P - \frac{3}{8} P = \frac{9}{8} P \text{ kg}$$

$$C = P - \frac{3}{6} P = \frac{1}{2} P \text{ kg}$$

$$M_1 = \frac{9}{8} P \times 2 = \frac{9}{4} P \text{ kgm}. \quad M_5 = \frac{1}{2} P \times 2 = P \text{ kgm (max).}$$

$$M_2 = \frac{9}{8} P \times 4 - P \times 2 = \frac{5}{2} P \text{ kgm (max)}$$

$$M_3 = \frac{9}{8} P \times 6 - P \times 4 - P \times 2 = \frac{3}{4} P \text{ kgm.}$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P \times 4 - P \times 2 = 0.$$

Wykres momentów będzie jak na rys. 13. Przyjrzyjmy się trójkątowi UKI ; KI jest odległością punktu I od podpory A ; UK jest zmniejszeniem $\max M$ w punkcie A

od siły P_{lewo} o wartości $\frac{1}{8} P \times 4 = \frac{P}{2}$. W trójkącie AUI' linię

AU uważać możemy za zmniejszenie $\max M$ w punkcie A od działania siły P , zaczepionej w punkcie 1, o wielkości równej $P \times 2$.

Następnie $EH = P_{\text{pr}} \times 4 = \frac{7}{8} P \times 4 = \frac{7}{2} P$; $EF = P \times 2 = 2P$;

$GD = P_1 \times 4 = \frac{1}{2} P \times 4 = 2P$; $DF = P \times 2 = 2P$

Ażby otrzymać dla przęsła AB lewą reakcję ugięć należy obciążyć powierzchnią momentów przęsła od $\max M$ (punkt 2) do podpory B , jak to pokazano na rys. 14.

Powierzchnię tę wyznaczamy jako różnicę powierzchni $2IHB$ i $IHB'F3'$

$$R_l = \left[\frac{5}{2} P \times 4 \times 2 - \frac{7}{2} P \times \frac{4}{2} \times \frac{4}{3} - 2 P \times \frac{2}{2} \times \frac{2}{3} \right] \frac{1}{8} = \frac{7}{6} P$$

Analogicznie postępujemy dla otrzymania prawej reakcji ugięć (rys. 15).

$$R_p = \left[\frac{5}{2} P \times 4 \times 2 - \frac{P}{2} \times \frac{4}{2} \times \frac{4}{3} - 2 P \times \frac{2}{2} \times \frac{2}{3} \right] \frac{1}{8} = \frac{13}{6} P$$

Z wzoru (I) otrzymamy

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{7}{6} P - \frac{13}{6} P = -P$$

Ponieważ $EI \operatorname{tg} \alpha$ jest ujemne, to miejsce $\max f$ wypadnie z lewej strony punktu 2, a x_1 będzie ze znakiem ujemnym.

Wzór (II) daje

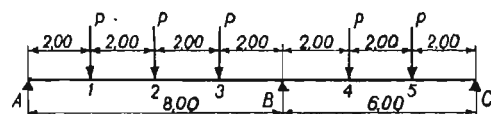
$$EI f_0 = \frac{7}{6} P \times 4 + \frac{13}{6} P \times 4 = \frac{40}{3} P$$

Z wzoru (34) mamy

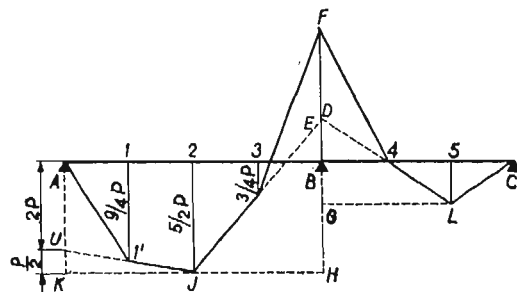
$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{5}{2} P \frac{x_1^2}{2} - \frac{1}{8 \times 3} P x_1^3;$$

(bierzemy P_{lewo} , ponieważ x_1 jest ze znakiem ujemnym); x_1 określimy z wzoru (35)

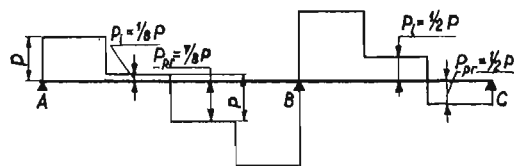
$$\frac{1}{8} P \frac{x_1^2}{2} - \frac{5}{2} P x_1 - P = 0$$



Rys. 12.



Rys. 13.



czyli $x_1^2 - 40x_1 - 16 = 0$; $x_1 = 20 - \sqrt{416} = -0,3961 \text{ m}$

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{5}{4} P (-0,3961)^2 - \frac{1}{24} P (-0,3961)^3$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = 0,1961 P + 0,0026 P = 0,1987 P.$$

$$EI f_{\max} = 0,1987 P + \frac{40}{3} P = 13,5320 P$$

skąd

$$f_{\max} = \frac{13,532 P}{EI};$$

czyli f_{\max} jest większe od f_0 o 1,49%.

Przykład 2

Określić $\max f$ dla belki wolnopodparłej, obciążonej skupioną siłą $P = 3000 \text{ kg}$; rozpiętość belki 5,00 m. Siła zaczepiona w odległości 1,00 m od podpory A (rys. 16).

$$B = \frac{3000 \times 1,00}{5,00} = 600 \text{ kg} = P_{pr}.$$

$$\max M = 600 \times 4,00 = 2400 \text{ kg m}$$

Lewa reakcja ugięć

$$R_l = \frac{2400 \times 4,00}{2} \times \frac{2}{3} + 600 \times \frac{1}{5,00} = 2560$$

Prawa reakcja ugięć

$$R_p = \frac{2400 \times 1,00}{2} \times \frac{2}{3} \times 1,00 \times \frac{1}{5,00} = 160$$

Z wzoru (I)

$$EI \operatorname{tg} \alpha = 2560 - 160 = 2400; x_1 \text{ jest wartością dodatnią.}$$

Z wzoru (II)

$$EI f_0 = 2560 \times 1 + 160 \times 4 = 3200$$

$$\frac{600 x_1^2}{2} - 2400 x_1 + 2400 = 0 \text{ (wzór 33)}$$

$$x_1^2 - 8x_1 + 8 = 0; \quad x_1 = 4 - \sqrt{16 - 8} = 4 - 2\sqrt{2}$$

A z wzoru (34)

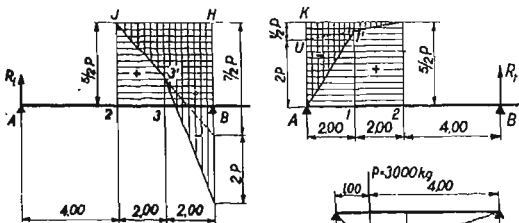
$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{2400 (4 - 2\sqrt{2})^2}{2} - \frac{600 (4 - 2\sqrt{2})^3}{3}$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = 3200 \sqrt{2} - 3200$$

$$f_{\max} = \frac{3200 \sqrt{2}}{EI}$$

$$\text{Stosunek } \frac{f_{\max}}{f_0} = \frac{3200 \sqrt{2}}{3200} = \sqrt{2}$$

odległość f_{\max} od podpory A jest równa: $1 + 4 - 2\sqrt{2} = 5 - 2\sqrt{2} = 2,1716 \text{ m}$.



Rys. 14.

Rys. 16.

Przykład 3

Belka pięcioprzęsłowa o równych rozpiętościach l m i obciążeniu stałym $p \text{ kg/m}$.

$$M_B = -\frac{2}{19} p l^2; \quad M_C = -\frac{3}{38} p l^2;$$

$$M_1 = \frac{225}{2888} p l^2; \quad M_2 = \frac{12}{361} p l^2; \quad M_3 = \frac{7}{152} p l^2;$$

przęsło skrajne AB: $x_m = x_0 = \frac{15}{38} l$; $l - x_m = \frac{23}{38} l$

przęsło drugie BC: $x_m = \frac{10}{19} l$; $l - x_m = \frac{9}{19} l$

Z wzoru (38) $x_0^2 = \frac{24}{361} l^2$

przęsło środkowe CD: $x_m = l - x_m = \frac{1}{2} l$

Z wzoru (38) $x_0^2 = \frac{7}{76} l^2$

a) Przęsło skrajne AB

Z wzoru (44)

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{p}{l} \left[\frac{\left(\frac{15}{38} l\right)^2 \left(\frac{23}{38} l\right)^2}{4} - \frac{\left(\frac{23}{38} l\right)^4}{24} - 5 \frac{\left(\frac{15}{38} l\right)^4}{24} \right]$$

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{p l^4}{l} \left[\frac{119025}{8340544} - \frac{279841}{50043264} - \frac{253125}{50043264} \right]$$

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{181184}{50043264} p l^3 = \frac{149}{41154} p l^3 \quad (x_1 - \text{dodatnie})$$

Z wzoru (45)

$$EI f_0 = \frac{p}{l} \frac{15}{38} l \left[\frac{\left(\frac{15}{38} l\right)^2 \left(\frac{23}{38} l\right)^2}{4} - \frac{\left(\frac{23}{38} l\right)^4}{24} \right] + p \frac{5 \left(\frac{15}{38} l\right)^4}{24 l} \times \frac{\left(\frac{23}{38} l\right)}{l}$$

$$EI f_0 = p l^4 \left[\frac{15^3 \times 23^3}{4 \times 38^5} - \frac{15 \times 23^4}{24 \times 38^5} + \frac{5 \times 15^4 \times 23}{21 \times 38^5} \right] = 0,00649 p l^4$$

Z wzoru (46)

$$\frac{p x_1^3}{6} - \frac{p x_m^2 x_1}{2} + EI \operatorname{tg} \alpha = 0$$

$$\frac{p x_1^3}{6} - \frac{p}{2} \left(\frac{15}{38} l\right)^2 x_1 + \frac{149}{41154} p l^3 = 0$$

$$x_1^3 - \frac{675}{1444} l^2 x_1 + \frac{149}{6859} l^3 = 0$$

$$x_1^3 - 0,46745 l^2 x_1 + 0,02172 l^3 = 0$$

pierwsze przybliżenie $x_1 = \frac{0,02172 l^3}{0,46745 l^2} = 0,0465 l$

$$f(x_1) = (0,0465 l)^3 - 0,46745 l^2 \times 0,0465 l + 0,02172 l^3 =$$

$$(0,0001 - 0,0217 + 0,217) l^3 = +0,0001 l^3,$$

czyli dokładność wystarczająca.

Z wzoru (47)

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{p x_1^2}{8} (2x_m^2 - x_1^2) = \frac{p \times (0,0465 l)^2}{8} \left[2 \left(\frac{15}{38} l\right)^2 - \left(0,0465 l\right)^2 \right]$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = 0,00008 p l^4$$

$$EI f_{\max} = (0,00649 + 0,00008) p l^4 = 0,00657 p l^4$$

$$f_{\max} = 0,00657 \frac{p l^4}{EI}; \text{ odległość max } f \text{ od podpory } A \text{ jest:}$$

$$\frac{15}{38} l + 0,0465 l = (0,3947 + 0,0465) l = 0,4412 l$$

b) Przęsło BC

Z wzoru (39)

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{p}{l} \left[\frac{24 l^2 \cdot 9^2 l^2}{361 \times 4 \times 19^2} - \frac{9^4 l^4}{19^4 \times 24} - \frac{24 l^2 \cdot 10^2 l^2}{361 \times 19^2 \times 4} + \frac{10^4 l^4}{24 \times 19^4} \right]$$

$$EI \operatorname{tg} \alpha = p l^3 \left[\frac{11664 - 6561 - 14400 + 10000}{19^4 \times 4 \times 6} \right] - \frac{37}{164616} p l^3$$

Z wzoru (40)

$$EI f_0 = p \left[\frac{24 l^2 \cdot 9^2 l^2}{361 \times 4 \times 19^2} - \frac{9^4 l^4}{19^4 \times 24} \right] \frac{10 l}{19 l} + p \left[\frac{24 l^2 \cdot 10^2 l^2}{361 \times 19^2 \times 4} - \frac{10^4 l^4}{24 \times 19^4} \right] \frac{9 l}{19 l}$$

$$EI f_0 = \frac{795}{521284} p l^4 = 0,001525 p l^4$$

Wzór (41)

$$\frac{p x_1^3}{6} - \frac{p x_0^2 x_1}{2} + EI \operatorname{tg} \alpha = 0$$

$$\frac{p x_1^3}{6} - \frac{p \cdot 24}{2 \times 361} l^2 x_1 + \frac{37}{164616} p l^3 = 0$$

$$x_1^3 - \frac{72}{361} l^2 x_1 + \frac{37}{27436} l^3 = 0$$

$$x_1^3 - 0,19945 l^2 x_1 + 0,00135 l^3 = 0 \quad x_1 = \frac{0,00135}{0,19945} l = 0,00677 l$$

$$f(x) = (0,00677 l)^3 = 0,0000003 l^3; \text{ (dokładność wystarczająca)}$$

Z wzoru (42)

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{p(0,00677 l)^2}{8} \left[2 \times \frac{24}{361} l^2 - (0,00677 l)^2 \right] = 0,000001 p l^4$$

$$EI f_{\max} = 0,001525 p l^4 + 0,000001 p l^4 = 0,00153 p l^4$$

$$f_{\max} = 0,00153 \frac{p l^4}{EI}$$

Odległość miejsca największego ugięcia od podpory B

$$\frac{10}{19} l + 0,00677 l = 0,53309 l$$

c) Przęsło CD

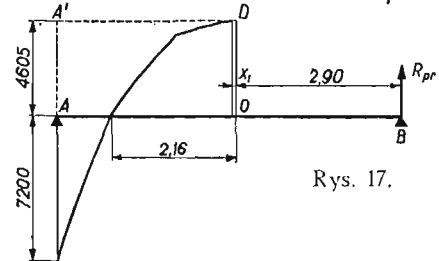
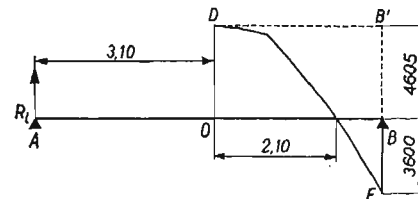
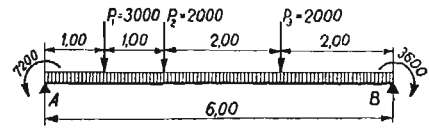
Największa strzałka ugięcia znajduje się w środku belki Stosujemy wzór (43)

$$EI f_{\max} = p \left[\frac{x_0^3 l}{16} - \frac{l^4}{384} \right] = p \left[\frac{7 l^4}{76 \times 16} - \frac{l^4}{384} \right] = \frac{23}{7296} p l^4$$

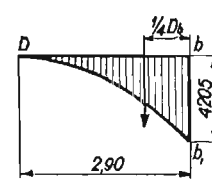
$$f_{\max} = \frac{23}{7296} \frac{p l^4}{EI}$$

Przykład 4

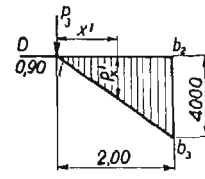
Belka o rozpiętości $l = 6,00$ m, obciążona równomiernym obciążeniem 1000 kg/m; oprócz tego na belce są zaczepione trzy skupione siły: jedna 3000 kg w odległości $1,00$ m od podpory A i dwie po 2000 kg w odległości $2,00$ i $4,00$ m od podpory A. Na podporach A i B działają ujemne momenty gnące odpowiednio równe $M_A = -7200$ kgm i $M_B = -3600$ kgm (rys. 17).



Rys. 17.



Rys. 18.



Rys. 19.

$$A = 3000 + \frac{3000 \times 5,00}{6,00} + \frac{2000(1,00 + 2,00)}{6,00} + \frac{7200 - 3600}{6,00} = 8100 \text{ kg}$$

$$x_m = \frac{8100 - 3000 - 2000}{1000} = 3,10 \text{ m}$$

$$\max M = 8100 \times 3,10 - \frac{1000 \times 3,10^2}{2} - 3000 \times 2,10 - 2000 \times 1,10 - 7200 = 4605 \text{ kgm}$$

Określamy lewą reakcję ugięć.

Statyczny moment powierzchni ONDB' względem podpory B

$$\frac{OD \times OB^2}{2} = \frac{4605 \times 2,9^2}{2} = \frac{3872805}{200} = \frac{774561}{40}$$

Statyczny moment powierzchni FDB' znajdziemy jako sumę statycznych momentów dwu powierzchni — jednej od równomiernego obciążenia, drugiej od skupionego obciążenia względem opory B.

Dla równomiernego obciążenia (rys. 18).

$$\Delta M = \frac{p x^2}{2} \text{ (parabola) przy } x = 2,9 \text{ m } p = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta M \text{ będzie równe } bb_1; bb_1 = \frac{1000 \times 2,9^2}{2} = 4205 \text{ kgm.}$$

Powierzchnia Dbb1 jest równa

$$\frac{1}{3} \overline{Db} \times \overline{bb_1} = \frac{1}{3} 2,9 \times 4205 = \frac{121945}{30} = \frac{24389}{6}$$

Statyczny moment tej powierzchni względem podpory B

$$\frac{24389}{6} \times \frac{2,9}{4} = \frac{707281}{240}$$

Zaczynając od siły P3 moment gnący będzie się zmniejszał nie tylko od równomiernego obciążenia, lecz i od siły skupionej. Wielkość $\Delta M = P x'$; przy $x' = 2,00$ m i $P_2 = 2000$ kg odcinek $b_2 b_3$ (rys. 19) = $\Delta M = 2000 \times 2 = 4000$ kgm.

Sprawdzenie: suma odcinków $bb_1 + b_2b_3 = 4205 + 4000 = 8205$ kg daje tyleż, co $\max M = M_B = 4605 + 3600 = 8205$ kgm.

Powierzchnia trójkąta ib_2b_3 będzie równa

$$\frac{\overline{ib_2} \times \overline{bb_3}}{2} = \frac{2,00 \times 4000}{2} = 4000$$

i statyczny moment tej powierzchni względem podpory B ma wartość

$$4000 \times \frac{2,00}{3} = \frac{8000}{3}$$

$$R_I = \left(\frac{774561}{40} - \frac{707281}{240} - \frac{8000}{3} \right) \frac{1}{6} = \frac{660017}{288}$$

Określamy teraz prawą reakcję ugięć (rys. 17). Statyczny moment powierzchni $AOD.A'$ względem podpory A

$$\frac{4605 \times 3,1^2}{2} = \frac{4425405}{200} = \frac{885081}{40}$$

$$\Delta M = \frac{p x^2}{2} \quad (\text{rys. 20}) \quad aa_1 = \frac{1000 \times 3,1^2}{2} = 4805 \text{ kgm.}$$

Stacyjny moment względem podpory A

$$\frac{1}{3} \cdot 4805 \times 3,1 \times \frac{3,1}{4} = \frac{4617605}{1200} = \frac{923521}{240}$$

Od siły skupionej $P_2 \overline{a_2 \overline{a_3}} = P_2 \times 2,00 = 2000 \times 2,00 = 4000$ kgm. Statyczny moment tej powierzchni względem podpory A

$$\frac{4000 \times 2,00^2}{2 \times 3} = \frac{8000}{3}$$

Od siły skupionej $P_3 \overline{a_3 \overline{a_5}} = P_3 \times 1,00 = 3000 \times 1,00 = 3000$ kgm. Statyczny moment tej powierzchni względem podpory A

$$\frac{3000 \times 1,00}{2} \times \frac{1,00}{3} = 500$$

Sprawdzenie: $4805 + 4000 + 3000 = 11805$ kgm.
 $\max M = M_A = 4605 + 7200 = 11805$ kgm.

$$R_p = \left(\frac{885081}{40} - \frac{923521}{240} - \frac{8000}{3} - 500 \right) \frac{1}{6} = \frac{725393}{288}$$

Wzór III

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{660017}{288} - \frac{725393}{288} = -\frac{65376}{288} = -227$$

Wzór IV

$$EI f_0 = \frac{660017}{288} \times 3,1 + \frac{725393}{288} \times 2,9 = \frac{41496924}{2880} = \frac{3458077}{240} = 14409$$

Ponieważ $EI \operatorname{tg} \alpha$ jest wielkością ujemną, to i x_1 będzie ujemne. Na lewo od punktu O jest tylko równomierne obciążenie; wobec tego określimy x_1 z wzoru (35)

$$\frac{p x_1^3}{6} - M_1 x_1 + EI \operatorname{tg} \alpha = 0$$

$$\frac{1000 x_1^3}{6} - 4605 x_1 - 227 = 0$$

$$x_1^3 - 27,63 x_1 - 1,362 = 0$$

Pierwsze przybliżenie — $27,63 x_1 = 1,362$

$$x_1 = -\frac{1,362}{27,63} = -0,0493 \text{ m.}$$

Wprowadzamy poprawkę

$$f(x_1) = (-0,0493)^3 - 27,63(-0,0493) - 1,362 = 0$$

poprzedzamy na stwierdzeniu, że równanie trzeciego stopnia zostało rozwiązane.

Z wzoru (36) mamy:

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} - \frac{p x_1^4}{8}$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{4605 \times (-0,0493)^2}{2} - \frac{1000 (-0,0493)^4}{8}$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = 6 - 0 = 6$$

$$EI f_{\max} = \frac{3458077}{240} + 6 = \frac{3459517}{240}$$

$$f_{\max} = \frac{3459517}{240 EI} \text{ m}$$

$$\frac{f_{\max}}{f_0} = \frac{3459517 \times 240 \times EI}{240 EI \times 3458077} = 1,0004$$

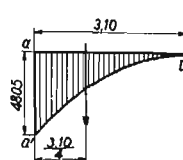
Odległość położenia f_{\max} od podpory A

$$3,10 - 0,0493 = 3,0507 \text{ m.}$$

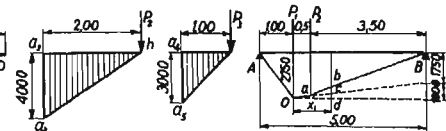
Następnie rozpatrzmy na przykładach jak określić f_{\max} w tych wypadkach, kiedy na odcinku x_1 będzie zachodziła zmiana obciążenia.

Przykład 5

Na odcinku x_1 jest zaczepiona siła P_2 . Belka wolnopodparta o rozpiętości $l = 5,00$ m obciążona jest dwiema siłami $P_1 = 3000$ kg i $P_2 = 500$ kg, odpowiednio zaczepionymi w odległości 1,00 m i 1,50 m od podpory A.



Rys. 20.



Rys. 21.

$A \cdot 5,00 = 3000 \times 4,00 + 500 \times 3,50$ stąd $A = 2750$ kg.

$P_{pr} = 3000 - 2750 = 250$ kg. $x_{cm} = 1,00$ m

$\max M = M_1 = 2750 \times 1,00 = 2750$ kgm.

$M_2 = 2750 \times 1,50 - 3000 \times 0,50 = 2625$ kgm.

Lewa reakcja ugięć.

$$R_I = \left[\frac{2750 \times 4,00^2}{2} - \frac{1750 \times 3,50^2}{2 \times 3} - \frac{1000 \times 4,00^2}{2 \times 3} \right] \frac{1}{5,00} = \frac{37825}{12}$$

Prawa reakcja ugięć

$$R_p = \frac{2750 \times 1,00^2 \times 2}{2 \times 3 \times 5,00} = \frac{2200}{12}$$

Ze wzorów (I) i (II)

$$EI \operatorname{tg} \alpha = \frac{37825}{12} - \frac{2200}{12} = \frac{11875}{4}; (x_1 \text{ dodatnie})$$

$$EI f_0 = \frac{37825}{12} \times 1,00 + \frac{2200}{12} \times 4,00 = \frac{46625}{12} = 3885,42$$

x_1 określimy z wzoru (III).

$$\int_0^{x_1} \Delta M dx - M_1 x_1 + EI \operatorname{tg} \alpha = 0$$

(patrz rys. 21) $cd = P_{pr} x_1 = 250 x_1$; $bc = 500 (x_1 - 0,5)$

$$\int_0^{x_1} \Delta M dx = (\text{powierzchni od } cba) = \frac{250 x_1^2}{2} + \frac{500 (x_1 - 0,5)^2}{2}$$

$$\text{czyli } \int_0^{x_1} \Delta M dx = 375 x_1^2 - 250 x_1 + \frac{125}{2} \quad (\text{a})$$

a po podstawieniu tej wartości w poprzednie równanie

$$375 x_1^2 - 250 x_1 + \frac{125}{2} - 2750 x_1 + \frac{11875}{4} = 0$$

$$375 x_1^2 - 3000 x_1 + \frac{12125}{4} = 0$$

$$x_1^2 - 8 x_1 + \frac{97}{12} = 0; \quad x_1 = \frac{24 - \sqrt{285}}{6} = 1,1863 \text{ m.}$$

Widzimy, że siła P_2 znajduje się na odcinku x_1 .
Z wzoru (IV)

$$EI(f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} + \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx - x_1 \int_0^{x_1} \Delta M dx$$

$$\frac{M_1 x_1^2}{2} = \frac{2750 x_1^2}{2} = 1375 x_1^2 \dots \dots \dots (\text{b})$$

$$\int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx = (\text{statyczny moment powierzchni } cod +$$

$$+ \text{ stat. mom. powierzchni } bac \text{ względem punktu } d) =$$

$$= 250 x_1 \cdot \frac{x_1}{2} \cdot \frac{x_1}{3} + 500(x_1 - 0,5) \frac{(x_1 - 0,5)}{2} \frac{(x_1 - 0,5)}{3} =$$

$$= \frac{125 x_1^3}{3} + \frac{250}{3} \left(x_1 - \frac{1}{2}\right)^3 = 125 x_1^3 - 125 x_1^2 + \frac{125}{2} x_1 - \frac{125}{12} (\text{c})$$

Z wzoru (IV).

$$x_1 \int_0^{x_1} \Delta M dx = x_1 \left(375 x_1^2 - 250 x_1 + \frac{125}{2} \right) =$$

$$= 375 x_1^3 - 250 x_1^2 + \frac{125}{2} x_1 \dots \dots \dots (\text{d})$$

Wstawiając (b), (c) i (d) do wzoru (IV) dostaniemy

$$EI(f_{\max} - f_0) = 1375 x_1^3 + 125 x_1^3 - 125 x_1^2 + \frac{125 x_1}{2} - \frac{125}{12} -$$

$$- 375 x_1^3 + 250 x_1^2 - \frac{125 x_1}{2}.$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = -250 x_1^3 + 1500 x_1^2 - \frac{125}{12} \dots \dots \dots (\text{e})$$

$$x_1^3 = \frac{1}{6^2} (24 - \sqrt{285})^2 = \frac{1}{36} (576 - 48 \sqrt{285} + 285).$$

$$x_1^3 = \frac{287 - 16 \sqrt{285}}{12}.$$

$$x_1^3 = \frac{1}{6^3} (24 - \sqrt{285})^3 = \frac{1}{216} (13824 - 1728 \sqrt{285} +$$

$$+ 20520 - 285 \sqrt{285})$$

$$x_1^3 = \frac{11448 - 671 \sqrt{285}}{72} \quad ;$$

$$EI(f_{\max} - f_0) = -\frac{250}{72} (11448 - 671 \sqrt{285}) +$$

$$+ \frac{1500}{12} (287 - 16 \sqrt{285}) - \frac{125}{12} = \frac{11875 \sqrt{285} - 139875}{36} =$$

$$= \frac{60597,56}{36} = 1683,27.$$

$$EI f_{\max} = 3885,42 + 1683,27 = 5568,69,$$

$$f_{\max} = \frac{5568,69}{EI} \text{ m}$$

$$\text{stosunek } \frac{f_{\max}}{f_0} = \frac{5568,69}{3885,42} = 1,4332,$$

czyli f_{\max} jest o 43,32% większe od f_0 .

Odległość położenia f_{\max} od podpory A: $1,00 + 1,1863 = 2,1863$ m.

Przykład 6

Na odcinku x_1 zachodzi zmiana w obciążeniu równomiernym (rys. 22). Belka jednoprzęsłowa wolnopodparta $l = 6,00$ m, obciążona 810 kg/mb, na długości 2 m od podpory A.

Określamy reakcję podpory A z równania $A \cdot 6,00 - 810 \times 2 \times 5 = 0$; $A = 1350$ kg.

Odległość max M od podpory A:

$$x_m = \frac{1350}{810} = \frac{5}{3} \text{ m}; \quad \max M = \frac{810 \times 5^2}{2 \times 3^2} = 1125 \text{ kg.}$$

$$\text{Odległość } CD = 2 - \frac{5}{3} = \frac{1}{3} \text{ m.}$$

Określamy na zasadzie twierdzenia drugiego lewa reakcję ugięć.

Statyczny moment powierzchni $CC'BB'$ względem podpory B ma wartość

$$S'' = \frac{\bar{C} \bar{C}' \cdot \bar{C} \bar{B}^2}{2} = \frac{1125 \times 13^2}{2 \times 3^2} = \frac{21125}{2} \dots \dots \dots (1)$$

Aby otrzymać statyczny moment powierzchni $C'D'BB'$ względem podpory B, rozdzielamy powierzchnię tę na dwie części $C'D'D''$ i $D''D'BB'$.

Pierwsza powierzchnia jest częścią, przylegającą do paraboli, której wierzchołek mieści się w punkcie C' ; powierzchnia jej jest równa $1/3 C'D'' \times D'D''$. Odcinek $D'D'' =$

$$= \Delta M = \frac{p x^2}{2} = \frac{810}{2} \times \left(\frac{1}{3}\right)^2 = 45 \text{ kgm. } C'D' = CD = \frac{1}{3} \text{ m.}$$

Odległość środka ciężkości od podpory B

$$\frac{C'D''}{4} + D''B' = \frac{1}{3 \times 4} + 4 = \frac{49}{12}, \text{ czyli moment statyczny}$$

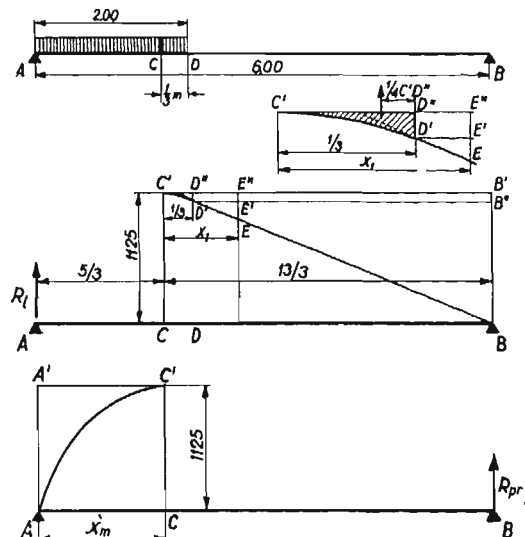
tej powierzchni względem podpory B wyniesie:

$$\frac{1}{3} \times 45 \times \frac{1}{3} \times \frac{49}{12} = \frac{245}{12} \dots \dots \dots (2)$$

Druga część — powierzchnia $D''D'BB'$ jest trapezem, którego boki $D'D''$ i BB' są odpowiednio równe 45 i 1125 kgm; dzieląc trapez na prostokąt $D''D'B''B'$ i trójkąt $D'B''B$ możemy napisać statyczny moment względem podpory B:

$$\frac{D'D'' \cdot \bar{D}'' \bar{B}^2}{2} + \frac{D'B'' \cdot (\bar{B} \bar{B}' - \bar{B}' \bar{B}'')}{2} - \frac{\bar{D}'' \bar{B}''}{3} \text{ czyli}$$

$$\frac{45 \times 4,00^2}{2} + \frac{4,00 \cdot (1125 - 45) \times 4,00}{6} = 360 + 2880 = 3240 (3)$$



stąd

$$R_l = \left(\frac{21125}{2} - \frac{245}{12} - 3240 \right) \frac{1}{6,00} = \frac{87625}{72}$$

Następnie określamy prawą reakcję ugięć.

Możemy obliczyć statyczny moment powierzchni $AC'C$ względem podpory A , mając na uwadze, że środek ciężkości jej znajduje się w odległości $\frac{5}{8} AC$ od podpory A i że powierzchnia ta stanowi $\frac{2}{3}$ powierzchni prostokąta $AA'C'C$, stąd

$$R_p = \frac{2}{3} \times \frac{5}{3} \times 1125 \times \frac{5}{8} \times \frac{5}{3} \times \frac{1}{6} = \frac{15625}{72}$$

Z wzoru (I)

$$EI \lg \alpha = R_l - R_p = \frac{87625}{72} - \frac{15625}{72}; EI \lg \alpha = 1000$$

Ponieważ $EI \lg \alpha$ jest dodatnie, to f_{\max} będzie znajdować się na prawo od $\max M$.

Z wzoru (II)

$EI f_0 = R_l x_m + R_p (l - x_m)$ otrzymujemy

$$EI f_0 = \frac{87625}{72} \times \frac{5}{3} + \frac{15625}{72} \times \frac{13}{3} = \frac{11875}{4}$$

Teraz określimy x_1 z równania (III)

$$\int_0^{x_1} \Delta M dx - M_1 x_1 + EI \lg \alpha = 0$$

$\int_0^{x_1} \Delta M dx$ jest powierzchnią $C'E'E$, którą znajdziemy

jako sumę powierzchni $C'D'D'$, $D'D''E''E'$ i $D'E'E$.

powierzchnia $C'D'D'$ $45 \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{3} = 5$

„ $D'D''E''E'$ $45 \left(x_1 - \frac{1}{3} \right) = 45x_1 - 15$

„ $D'E'E$ $\left(x_1 - \frac{1}{3} \right) \frac{EE'}{2}$ zaś

EE' znajdujemy z podobieństwa trójkątów $D'E'E$ i $D'B''B$;

$$EE' : \left(x_1 - \frac{1}{3} \right) = (1125 - 45) : 4,00$$

$$\text{czyli } EE' = \left(x_1 - \frac{1}{3} \right) \frac{1080}{4}$$

powierzchnia $D'E'E = \left(x_1 - \frac{1}{3} \right) \frac{1080}{2 \times 4} = 135 \left(x_1 - \frac{1}{3} \right)^2$

Wobec tego $\int_0^{x_1} \Delta M dx = 5 + 45x_1 - 15 + 135x_1^2 - 90x_1 + 15$

$$\int_0^{x_1} \Delta M dx = 135x_1^2 - 45x_1 + 5$$

a równanie (III) przyjmie postać

$$135x_1^2 - 45x_1 + 5 - 1125x_1 + 1000 = 0$$

$$135x_1^2 - 1170x_1 + 1005 = 0$$

$$x_1^2 - \frac{78}{9}x_1 + \frac{67}{9} = 0$$

$$x_1 = \frac{39}{9} - \sqrt{\frac{1521}{81} - \frac{67}{9}} = \frac{39}{9} - \frac{\sqrt{918}}{9} = \frac{13 - \sqrt{102}}{3}$$

Z wzoru (IV)

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{M_1 x_1^2}{2} + \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx - x_1 \int_0^{x_1} \Delta M dx$$

Określimy teraz wyraz $\int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx$. Jest to mo-

ment statyczny powierzchni $C'E'E$ względem punktu E .
Moment statyczny powierzchni $C'D'D'$ względem punktu E :

$$5 \left(x_1 - \frac{3}{4} \times \frac{1}{3} \right) = 5 \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} - \frac{1}{4} \right) = \frac{245 - 20\sqrt{102}}{12}$$

Moment statyczny powierzchni $D'D''E''E'$

$$(45x_1 - 15) \frac{(x_1 - \frac{1}{3})}{2} = \frac{45}{2} x_1^2 - 15x_1 + \frac{5}{2} =$$

$$= \frac{45}{2} \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} \right)^2 - 15 \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} \right) + \frac{5}{2} = 615 - 60\sqrt{102}$$

Moment statyczny powierzchni $D'E'E$

$$\frac{135 \left(x_1 - \frac{1}{3} \right)^2 \left(x_1 - \frac{1}{3} \right)}{3} = 45 \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} - \frac{1}{3} \right)^3 = \frac{45}{27} (12 -$$

$$- \sqrt{102})^3 = \frac{5}{3} (1728 - 432\sqrt{102} + 3672 - 102\sqrt{102}) =$$

$$= 9000 - 890\sqrt{102}$$

$$\text{Stąd } \int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx = \frac{245 - 20\sqrt{102}}{12} + 615 - 60\sqrt{102} +$$

$$9000 - 890\sqrt{102}$$

$$\int_0^{x_1} \int_0^{x_1} \Delta M dx = \frac{115625 - 11420\sqrt{102}}{12}$$

$$\frac{M_1 x_1^2}{2} = \frac{1125}{2} \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} \right)^2 = \frac{125}{2} (169 - 26\sqrt{102} + 102) =$$

$$= \frac{125}{2} (271 - 26\sqrt{102}) = \frac{33875 - 3250\sqrt{102}}{2}$$

oraz

$$x_1 \int_0^{x_1} \Delta M dx = \frac{(13 - \sqrt{102})}{3} \left[135 \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} \right)^2 - \right.$$

$$\left. - 45 \left(\frac{13 - \sqrt{102}}{3} \right) + 5 \right] = \frac{88625 - 8750\sqrt{102}}{3}; \text{ wtedy}$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{33875 - 3250\sqrt{102}}{2} + \frac{115625 - 11420\sqrt{102}}{12} -$$

$$- \frac{88625 - 8750\sqrt{102}}{3}$$

$$EI (f_{\max} - f_0) = \frac{4080\sqrt{102} - 35625}{12}$$

$$EI f_{\max} = \frac{11875}{4} + \frac{4080\sqrt{102} - 35625}{12} = 340\sqrt{102}$$

$$f_{\max} = \frac{340\sqrt{102}}{EI} \text{ m}$$

Stosunek $\frac{f_{\max}}{f_0} = \frac{340\sqrt{102} \times 4}{11875} = 1,1566$ czyli f_{\max} jest o 15,66% większe od f_0 .

Odległość położenia f_{\max} od podpory A równa jest

$$\frac{5}{3} + \frac{13 - \sqrt{102}}{3} = 6 - \frac{\sqrt{102}}{3} = 2,6335 \text{ m}$$

UPRAWNIENIA W BUDOWNICTWIE

Niesporne chyba jest to, że twórcom prawa budowlanego z dn. 16.II. 28 r. oraz prawa przemysłowego z dn. 7.VI. 27 r., w zakresie budownictwa jak i innym, przyświecał wzniosły cel — zdrowie, bezpieczeństwo publiczne i racjonalność budowli.

Niesporne natomiast jest także to, że rozdział uprawnień, jakie wspomniane rozporządzenia w odniesieniu do budownictwa przewidują dla projektujących i wykonawców, jest taki, iż cel wyżej wskazany osiągnięty jest nie zawsze.

Uprawnienia do projektowania architektonicznego podzielono tak, że inżynier, po ukończeniu Wydziału Inżynierii, aby uzyskać to uprawnienie, musi wykazywać się praktyczną umiejętnością sporządzania projektów w przeciwieństwie do technika, którego już dostatecznie legitymuje świadectwo szkolne!

Trzeba wejrzeć w codzienne życie inżyniera, który ma u siebie do pomocy techników i stwierdzić jak niesłusznie z nieufnością odniesiono się do jego dyplomu w przeciwieństwie do świadectwa szkolnego technika!

Są tacy, przeważnie jednak wybitni architekci, którzy twierdzą, że do projektowania architektonicznego, uprawnienia są zbyt czyste. Z twierdzeniem tym można byłoby się zgodzić lecz pod pewnymi warunkami np.: że władze zatwierdzające projekty byłyby ściśle i wysoce fachowe, że autor po kilkukrotnym odrzuceniu jego projektu musiałby od projektowania tego obiektu odstąpić.

Bezwzględnie słuszne jest jednak przyznanie projektującym praw ściśle odpowiadających programom nauczania uczelni, które ukończyli; przy czym uprawnienia te przysługiwać winny automatycznie po trzech (absolwenci Politechnik), i pięciu (technicy), latach praktyki budowlanej.

Prawo kierowania robotami budowlanymi winno być także ściśle związane z tym, co kto wyniósł z uczelni — czego uczył się gruntownie, a nie encyklopedycznie lub według pewnych uogólnień czy szablonów. Niewskazane więc będzie jeśli kierownikiem robót zostanie ten, który projektów tych robót nie może czy też nie umie sporządzać, a co mamy na porządku dziennym.

Ustawa budowlana z dn. 16.II. 28 ze zmianami z dn. 18.VI. 36 w art. 358, 361, 362 i 364 nie rozwiązuje sprawy uprawnień w sposób taki jaki dla celowości projektów, dobroci i właściwego wykonania budowy jest konieczne, bowiem art. 358 a) nie wyjaśnił, które budynki są „większe“ i o „skomplikowanych konstrukcjach“, co jest potrzebne dla wyjaśnienia art. 361 i 364; b) przypisuje dominujące stanowisko kierownikowi architektonicznemu przy wszystkich budynkach, a zatem najnieśluszej i przy budynkach przemysłowych lub górniczych (art. 348 i 365), przy których praca architektoniczna częstokroć jest najmniejsza.

Za budynki „większe“, sędzę, należy uważać — wymienione w art. 30 rozporządzenia „O. P. L.“ z dn. 29.IV. rb., Dz. Ust. 32/38, to jest wymagające

szkieletu. Za budynki o „skomplikowanych konstrukcjach“ winniśmy chyba uważać: a) budynki szkieletowe, b) o układach ramowych, c) z zastosowaniem belek ciągłych, d) konstrukcji wspornikowych z wyłączeniem np. balkonów do 1,00 mb wysięgu, e) belek wolnopodpartych o rozpiętościach większych niż normalny trakt np. 6,00 mb, oraz podchwytyjących więcej niż jedną kondygnację, f) o zastosowaniu słupów ściskanych mimośrodowo, g) o konstrukcjach łukowych, sklepionych itp. np. ponad 3,00 mb rozpiętości.

Ze względu na ilość i jakość materiału, jaki konieczny jest do opanowania, „praktyczna umiejętność“, wymieniona w art. 361 p. 3 winna być „wykazywana“ tylko na Wydziale Inżynierii jednej z naszych Politechnik, albowiem bezpieczeństwo publiczne jest sprawą nader ważną i w budownictwie i zapewnione może być tylko przez prawidłowe zaprojektowanie i wykonanie właśnie konstrukcji budynku.

Art. 362 p. 2, po wyjaśnieniu art. 358 według wyżej podanego, winien stwierdzić praktycznej umiejętności projektowania pozostawić także tylko Wydziałowi Inżynierii Politechniki.

Art. 364, po uwzględnieniu powyższych wyjaśnień art. 358 oraz po stwierdzeniu pozytywnym, że wykluczenie prawa projektowania w wymienionych jedenastu miastach i Gdyni, wyklucza także prawo kierowania w tychże miastach, byłby narzeczcie jednoznaczny.

Nie rozpatrując więcej uprawnień, wynikających z prawa budowlanego, przejdźmy do prawa przemysłowego, bowiem wykonywanie budynku z prawem tym związane jest na razie nierozdzielnie i jednak dość specyficznie.

Słowo „kierowanie“ chyba oznacza, że kierownik ma prawo i musi bezpośrednio wskazywać jak i co należy wykonywać tak w odniesieniu do mistrzów (mistrzów), jak i reszty personelu; mało tego, kierownik, w braku majstra, musi umieć sam kierować resztą pracowników na budowie. Na budowie hierarchia jest podobna do wojskowej — są żołnierze-robotnicy mniej lub więcej wykwalifikowani, są podoficerowie młodszy-rzemieślnicy i podmistrzowie, są podoficerowie starszy-majstrowie, są oficerowie i dowódcy-technicy i inżynierowie, kierujący całością robót. Wiemy, że dowódca ma prawo i obowiązek uczyć, kierować i zastąpić jeśli jest tego potrzeba swoich podwładnych. Przygotowany jest do tego celu w uczelniach właściwych oraz praktyce, zaś podwładni mogą jego zastąpić tylko w warunkach ściśle określonych.

Życie na budowie iść musi także według tego schematu, bowiem kierownik, aczkolwiek rzadko kiedy ułoży własnoręcznie kilka cegieł lub prętów zbrojenia, to jednak bezustannie kontroluje wykonanie, poprawia to lub owo, daje instrukcje majstrom i rzemieślnikom, gdyż wobec skomplikowania się konstrukcji budynków, tylko majster posiadający odpowiednią wiedzę teoretyczną i praktyczną

na jej projektowania nie wymagałby tych instrukcji, ale wtedy nie byłby znowu tylko majstrem!

Kto zna budowę i nasz personel pomocniczy ten dobrze wie ile i jakie uwagi udzielać trzeba codziennie, aby uniknąć nawet błędów „podstawowych” w wykonaniu, wie także iż obecnie na budowie nawet praktyka wieloletnia to jest stanowczo za mało!

Dobre to wszystko było przy budynkach zwykłych, przy układaniu zwykłych cegieł, belek lub więźb, lecz niestety po zastosowaniu coraz to innych materiałów i konstrukcji, sprawa się nadto skomplikowała i trzeba na budowie „rozstawić się właściwie” — według tego co kto potrafi i według ważności ról i zadań!

Rozporządzenie „O.P.L.” z dn. 29.IV. rb., jeśli ma być co do konstrukcji budynków wykonywane prawidłowo, to wymaga także tego dobrego „rozstawienia” się, a czego natomiast obecne prawo przemysłowe nie zapewnia.

Prawo przemysłowe odnośnie rzemiosła służyć nie ma na celu to, aby prace z danej dziedziny wykonywane były bezwzględnie przez osoby wyspecjalizowane odpowiednio — żeby np. blacharz nie wykonywał murarki lub odwrotnie itp. W ten sposób miało się podnieść wykonawstwo robót, co niewątpliwie miałyby miejsce. Niestety, odnośnie budownictwa, sprawy nie rozwiązano tak jak tego dobro ogólne wymaga, z murarki i ciesielstwa zrobiono jakąś „wiedzę tajemną”, której mózg inżyniera nie jest rzekomo zdolny pojąć, a z majstrów tych rzemiosł — mistrzów niezastąpionych, którzy mogą czerpać wiedzę oficjalnie na kursach czy wykładach od inżynierów lub techników, którzy muszą być przez nich na budowie prowadzeni, lecz których „mistrzowskie” układanie cegiełek, robienie zaciągów lub wprost przyżyznianie desek i bicie gwoździ jest aż tak ważne, że trzeba aby inżynier dla prowadzenia przedsiębiorstwa budowlanego zdobywać sobie musiał kartę rzemieślniczą!

Co będzie z tą „ważnością” murarki i ciesielstwa wobec wspomnianego rozporządzenia „O. P. L.” § 29, który ogranicza stosowanie drzewa oraz § 30, który stanowi o budynkach szkieletowych, w których murarka ma rolę podrzędną lub może jej nie być prawie wcale?

Należy zawrócić niektórych na pozycje właściwe: majster nie może być „persona grata” do podpisywania deklaracji (zresztą zbędnych), obejmo-

wania budów, o których częstokroć nawet nie wie gdzie są i na nich nie bywa, natomiast niejednokrotnie nie pokrywa swoim podpisem podmajstrzych lub zupełnie ludzi niefachowych. Majster musi być na budowie osobiście, musi być tym najbliższym szefem robotników i rzemieślników, tym, który pierwszy nie tylko krzyczy, lecz sam potrafi chwycić za sznur lub kielnię czy siekiere.

Inżynierowie i technicy budowlani powinni mieć prawo prowadzenia przemysłu budowlanego z wykonywaniem rzemiosł murarskiego i ciesielskiego, mając za pracowników potrzebnych majstrów, co nie obniży wykonawstwa robót lecz rozwiąże sprawę właściwie. W tym też duchu winno ulec zmianie rozporządzenie Pana Ministra Przemysłu i Handlu (Dz. Ust. 40/38. poz. 332), z dn. 25.5. rb § 1 p. a i ust. II.

W sprawie nauki rzemiosła mamy w art. 149 prawa przemysłowego powiedziane, że kształcić terminatorów mogą osoby, używające tytułu mistrza (majstra) rzemieślniczego lub posiadający akademickie wykształcenie techniczne obejmujące dane rzemiosło, czyli absolwentów Inżynierii i Architektury, bowiem zakres studiów tych Wydziałów Politechnik obejmuje roboty murarskie i ciesielskie. Dla techników sprawa została załatwiona rozporządzeniem wyżej przytoczonym.

Dziwne jest to, że prawo przemysłowe w art. 149 przyznaje inżynierom, a rozporządzenie ostatnie technikom, prawo praktycznego kształcenia terminatorów, lecz nie przyznaje tym samym ludziom dowodu uzdolnienia do prowadzenia robót murarskich i ciesielskich przy robotach określonych w art. 333 i 334 prawa budowlanego.

Usunięcie tych sprzeczności może nastąpić przez skasowanie ograniczenia, dotyczącego murarskiego i ciesielstwa, wymienionego w § 1. p. a. i ust. II, przytoczonego rozporządzenia (Dz. Ust. 40/38 poz. 332).

Dla dobra sprawy — podniesienia poziomu wykonawstwa, konieczne jest także aby przedsiębiorca powierzane sobie roboty wykonywał przy pomocy personelu mającego odnośne uprawnienia i kwalifikacje fachowe.

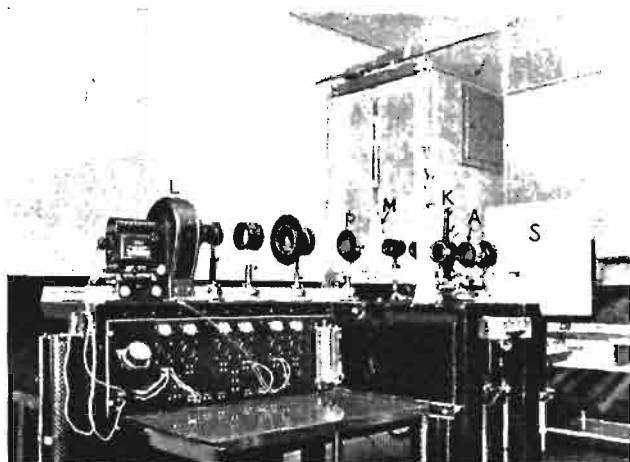
Przepis ten poza tym odciążałby znacznie kierownictwa budów, podnosząc ich sprawność.

Słowem — rozstawmy ludzi właściwych na stanowiskach odpowiednich, a gospodarstwo społeczne na tym tylko zyska!

Prosimy o regularne opłacanie prenumeraty,
która wynosi 20 zł. rocznie — na konto P. K. O.
Związku Polskich Inżynierów Budowlanych

Nr 29.787

O INSTYTUCIE FOTOSPRĘŻYSTYM



Fot. 1. Przyrząd do pomiarów fotosprężystych laboratorium przy Politechnice w Zurychu.

(L źródło światła, P polaryzator, M model, K przyrząd kompensacyjny, A analizator, S ekran.

Technik wie dobrze, że matematyczna teoria zawodzi często przy rozpatrywaniu niektórych zagadnień sprężystości, jak np. przy wyznaczaniu naprężeń w niektórych konstrukcjach. A właśnie wartości sprężystych naprężeń odgrywają decydującą rolę, gdyż we wszystkich ciałach — czy to chodzi o jakiś element maszyny, o most, czy też o konstrukcję betonową — następuje złamanie najczęściej tam, gdzie układ naprężeń przekracza pewną wartość graniczną. W nowoczesnych konstrukcjach idzie się w kierunku zmniejszenia rozpiętości między rzeczywistymi a dopuszczalnymi naprężeniami, w takich zaś przypadkach konieczna jest znajomość rozkładu naprężeń z dokładnością zbliżoną w dużym stopniu do rzeczywistości.

Już takie zagadnienie, jak wyznaczenie rozkładu naprężeń w miejscu utwierdzenia belki w murze, nie da się ująć wzorem matematycznym, tak że uciekać się musimy do przybliżeń i danych wziętych z doświadczeń. Doświadczenia te zaś zciągają się zasadniczo tylko na ustroje dwuwymiarowe, a więc konstrukcje płaskie jak np. wsporniki, kratownice płaskie, koła zębate itp., podczas gdy mamy nieraz do czynienia z układami trójwymiarowymi. Do tego ostatniego celu została stworzona i rozwinięta w Zurychu specjalna metoda badań, tak zwana *metoda fotosprężysta* lub *metoda optycznego pomiaru naprężeń*. Laboratorium Fotosprężyste Politechniki w Zurychu należy do najlepiej urządzonych i wyposażonych w tej dziedzinie badań.

Co to jest *fotosprężystość* i jakie są możliwości tej metody? Ta tak młoda — jeśli chodzi o dziedzinę praktycznych zastosowań — gałąź wiedzy opiera się zasadniczo na stwierdzonym w fizyce fakcie, że z zachowania się optycznego ciała stałego, przezroczystego jak np. szkła, celulozoidu, bakelitu, fenolitu, można wnioskować w sposób

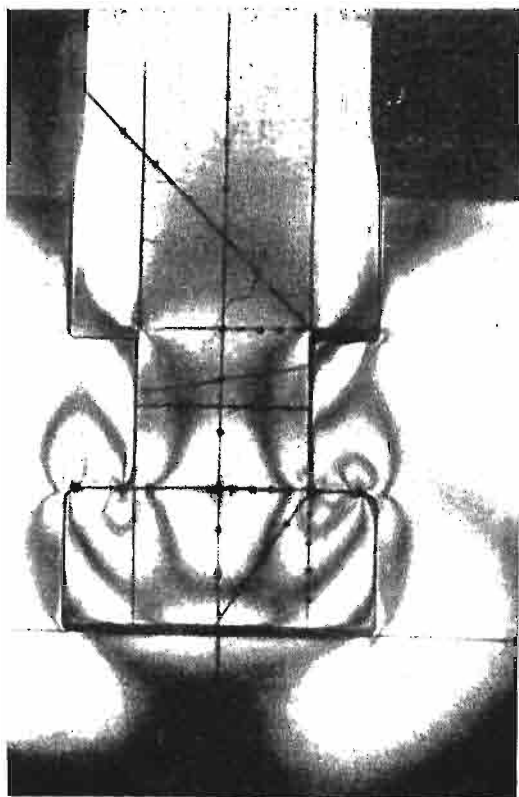
jednoznaczny o jego stanie sprężystym, to jest, że między podwójnym załamaniem wywołanym skutkiem napięć sprężystych, a samym naprężeniem istnieje przyczynowy związek.

Dopiero jednak fizyce doświadczalnej udało się, dzięki udoskonalonym przyrządom, ustalić praktyczny sposób wyznaczenia tego związku. Pierwszy stopień rozwoju metody fotosprężystej opierał się zasadniczo na badaniach uczonych takich, jak francuza Mesnager, anglików prof. Cokera i Filona, którzy na modelach sporządzonych ze sztucznych materiałów sprężystych wyznaczali napięcie częściowo optycznie, częściowo przez mechaniczne pomiary, względnie podali metody do ich graficznego całkowania. Przy tych metodach pomiaru na modelach okazało się, że naprężenia znalezione w modelach na drodze optycznej, odpowiadają w ogólności naprężeniom badanego ciała bez względu na materiał. Przeniesienie wyników pomiarów z modeli przezroczystych na daną rzeczywistą konstrukcję uskuteczniano przez proste przeliczenie uwzględniające stosunek wielkości ustroju i modelu. Szczęśliwy przypadek, torujący wiedzy nowe drogi.

Fotosprężysty Instytut na Politechnice w Zurychu został założony w r. 1927. W latach 1928 do 1930 dotychczasowe metody badań zostały uzupełnione pod kierownictwem prof. Tauka przez nową tzw. *metodę interferometryczną*, będącą specjalnością Instytutu. Pierwsze prace prowadzące do metody interferometrii zapoczątkował Dr Favre.

W ten sposób interferometr — precyzyjny przyrząd pomiarowy znany i wypróbowany w optyce fizycznej dla pomiaru załamania światła — znalazł zastosowanie przy *miarze naprężeń*. Przy pomiarach fotosprężystych metodą interferencji jeden promień światła prześwietla model, podczas gdy drugi promień nie pada na model badany. Przez złączenie obydwu promieni powstają jasne i ciemne prążki tzw. *prążki interferometryczne*, które się obserwuje przy pomocy obserwacyjnej lornetki i w których wymierza się odległości (zależne od naprężenia w modelu).

Metoda interferometryczna wymaga jednak dużego nakładu czasu. Dlatego też usiłowano rozwinąć metody szybciej prowadzące do celu np. te, które pozwalają na wyznaczenie w bezpośredni sposób sumy naprężeń głównych. W laboratoriach Politechniki zwrócono się więc do *metody elektrycznej* zastępując dotychczasowe modele szklane lub ze sztucznych materiałów przezroczystych przez tzw. *plyty przewodniki*, w których (w polach skrajnych) wywołano potencjał elektryczny odpowiadający występującym w danym materiale naprężeniom. (Naprężenia skrajne wyznaczono przed tym na drodze optycznej). Płyta ta składa się w rzeczywistości z warstwy płynnej przewodnika prądu w specjalnym „naczyniu elektrolitycznym”. W „naczyniu” tym powstaje elektryczne pole potencjalne wiernie odpowiadające polu naprężeń sprężystych, wartości zaś tego pola potencjonalnego po-



dają wprost sumy dwu sprężystych naprężeń głównych. Metoda „elektrolitycznego naczynia” przedstawia ostatnie udoskonalenie dla wyznaczenia naprężeń w ciałach płaskich.

Poza czysto statycznymi zagadnieniami można przy pomocy powyższych metod badań wyjaśnić również i wiele zagadnień dynamicznych. Jeszcze w 1919 r. wykonane zostały w laboratoriach Westinghouse Co. w St. Zjedn. przez Dr R. V. Baud zdjęcia kinematograficzne naprężeń w wirujących celuloidowych kołach zębatych. Ostatnio współpracownik prof. Tauka, Dr H. Meyer zajął się badaniem stanów drgań w ustrojach płaskich przy pomocy metody fotosprężystej. Stosuje w tym celu postępowanie czysto optyczne w ten sposób, że promień świetlny poprzednio zakrzywiony staje wysłany w chwili zaistnienia najwyższego stanu napięcia; w ten sposób udaje się wykryć i wymierzyć nawet drobne zmiany w polu naprężeń ciała drgającego.

(Częściowe tłumaczenie artykułu z czasopisma „Neue Züricher Zeitung” z dn. 9 lutego 1938 r.).

Ryc. 2. Umocowanie łopatki turbinowej parowej. (Krzywe jednakowo zaciemnione, względnie jednakowo jasne są liniami jednakowych naprężeń).

RECENZJE

Inż. Włodzimierz Rychlewski „Ocena nieruchomości na tle obowiązujących przepisów prawnych, Kraków 1938, nakładem autora, stron 190.

Pożyteczna ta praca składa się z dwóch części: techniczne metody oceny nieruchomości oraz wyjątki z ustaw i rozporządzeń, dotyczących oceny nieruchomości. W części pierwszej podaje autor sposoby oceny gruntów niezabudowanych, wzrost ich wartości przez urządzenie ulic, kanałów itp., wpływ warunków geologicznych i terenowych na wartość parceli oraz obliczenie rentowności na podstawie jego ceny obiegowej. Przy gruntach zabudowanych podaje autor wartość rzeczową nieruchomości, zużycie budynku, żywotność budynków czynszowych, ich amortyzację i wartość dochodową, wydatki na konserwację itp. Również sporo miejsca poświęca autor ocenie budynków przemysłowych, co ma szczególne znaczenie w dobie obecnej, kiedy wykonywa się liczne inwestycje w przemyśle.

Znacznie obszerniejsza od części pierwszej jest druga część pracy, obejmująca wyjątki z ustaw i przepisów, dotyczących tematu książki. Przejrzysty sposób zestawienia tych ustaw ułatwia w dużym stopniu orientację nawet w zawiłych paragrafach.

Pożyteczną i starannie opracowaną książkę polecamy gorąco uwadze Czytelników.

PROJEKT NORMY PN/B—189. OBCIĄŻENIA.

Nr 8—9 Wiadomości Polskiego Komitetu Normalizacyjnego z dn. 26 września br. zawiera między innymi „Projekt normy PN/B—189, Konstrukcje stalowe. Obciążenia”, opracowany przez Komisję budownictwa stalowego Z. P. I. B.

Projektowana norma zawiera następujące działy:

- 1) Ciężar jednostkowy materiałów.
- 2) Ciężar jednostkowy stropów.
- 3) Ciężar jednostkowy dachów.
- 4) Obciążenie użytkowe.

5) Obciążenie śniegiem.

6) Parcie wiatru.

7) Parcie ziemi, materiałów sypkich i cieczy.

Projektowana norma jest po ostatnio wydanych normach PN/B—195, 196 (obliczanie i projektowanie konstrukcji betonowych i żelbetowych oraz warunki techniczne wykonywania robót betonowych i żelbetowych), PN/B—1710 (Konstrukcje drewniane. Projektowanie) oraz PN/B—190 (Konstrukcje stalowe. Obliczanie), zasadniczo ostatnią normą przepisów budowlanych, mających zastąpić przestarzałe i niewystarczające już w chwili obecnej przepisy, ujęte Rozporządzeniem b. Min. Rob. Publicznych z dnia 18 czerwca 1929 r.

Przepisy i postanowienia projektowanej normy różnią się znacznie od przepisów dotychczas obowiązujących. I tak np.: a) wprowadza jednolite dla całego kraju obciążenie śniegiem 80 kg/m², zamiast dotychczasowych 80 i 60 kg/m², b) zwiększa górne wartości parcia wiatru z 130 na 150 kg/m² powyżej 40 m wysokości, 3) różniczkuje obciążenia użytkowe stropów strychowych, pokoi, korytarzy, schodów i balkonów dla 9. kategorii budowli 4) zwiększa lub zmniejsza ciężary jednostkowe niektórych materiałów, jak drewna, niektórych kamieni naturalnych (piaskowiec, wapień) itp., uzupełnia ciężary jednostkowe przez podanie np. ciężaru jednostkowego dziurawki na zaprawie cem.-wap. i na zaprawie cementowej, przez podanie ciężaru szeregu płyt i materiałów izolacyjnych itp., 5) wprowadza redukcję ciężarów użytkowych przy obliczaniu słupów oraz podciągów obciążonych ciężarem kilku kondygnacji do 50% maksimum itp.

Na powyższą normę, poruszającą tak ważne dla każdego inżyniera budowlanego zagadnienia techniczne, zwracamy specjalną uwagę czytelników. Do dnia 25 grudnia 1938 r. wyznaczony został termin zgłaszania sprzeciwów. Do tego więc dnia można jeszcze do projektu omawianej normy wprowadzić pewne poprawki i uzupełnienia. T. K.

Z PRASY TECHNICZNEJ

DROGOWY MOST PRZEZ TEUFELSTAL NA AUTO-STRADZIE GERA—JENA

Autostrada Dresden—Chemnitz—Gera—Jena—Weimar na odcinku pomiędzy Gera—Jena przechodzi ponad dość głęboką doliną Teufelstal. Systematyczne skarpy, prostopadły kierunek drogi do osi doliny oraz dostatecznie twarde grunty, stworzyły wprost idealne warunki budowy bardzo lekkiego i ładnego lukowego mostu żelbetowego.

Nośny ustrój składa się z dwóch identycznych łuków, największych jak dotychczas w Niemczech, o rozpiętości 138 m. Odstęp jednego łuku od drugiego wynosi 4,7 m. Same łuki mają przekrój prostokątny stałej szerokości 7,05 m i grubości 1,30 m w kluczu i 2,80 m w wezłowiu.

Pod względem statycznym są to łuki obustronnie zamocowane. Oś łuków zaprojektowano w ten sposób, że nawet przy najniekorzystniejszym obciążeniu w każdym przekroju występuje tylko ściskanie, które nie przekracza 90 kg/cm². Wyclimowanie rozciągania pozwoliło zaoszczędzić dużo żelaza — łuki są słabo uzbrojone. Na łukach oraz na skarpach doliny stoją w równych 11-metrowych odstępach smukłe ścianki żelbetowe, które podtrzymują dwie wzajemnie niezależne jezdnie żelbetowe 253 m długości i 10,7 m szerokości każda.

Pomiędzy jedną a drugą jezdnią pozostawiona jest 1-metrowa szpara, którą pokrywa się wolnopodpartą płytą. Stwarza to razem poważną szerokość mostu — 21,8 m, oraz niezależnia odkształcenie jednego łuku od drugiego.

Ścianki żelbetowe podtrzymujące jezdnię, mają stałą szerokość 6,75 m. Grubość ich zmienia się w zależności od wysokości i przy maks. wysokości 2,6 m wynosi 8,80 m.

Jezdnię podtrzymują dwie belki podłużne, które przenoszą obciążenie od płyt jezdni na ścianki żelbetowe. Są to jednolite belki 253 m długości. Ze względu na tę znaczną długość, łożyska stale znajdują się nad kluczem łuków — z obu zaś stron mostu umieszczone są łożyska ruchome. Łuk, ścianki żelbetowe nad nim oraz płyta jezdni stanowią jednolitą całość. Tylko ścianki żelbetowe nad skarpami doliny są przegubowo połączone z płytą jezdni, ponieważ elastyczne odkształcenie pod wpływem zmian temperatury jest już tu niemożliwe.

Ze względu na znaczny rozpór (4500 t) wezłowia łuków są osadzone głęboko w skale. Fundamenty łuków mają 30 m szerokości, tak że naprężenie na grunt nie przekracza 7 kg/cm². Skala pod fundamentami była wzmocniona zastrzykami cementu pod ciśnieniem. Zużyto na to 950 t cementu. Skutkiem zastrzyków cementowych było wypełnienie wszystkich nawet najdrobniejszych pęknięć w skale.

Wysokość rusztowania sięgała 49 m. Na rusztowanie poszło 1400 m³ drewna, przy czym wbudowanie go trwało 10 tygodni. Po zabetonowaniu jednego łuku całe rusztowanie na żelaznych walcach było przesunięte o 11,75 m i służyło do betonowania drugiego łuku.

Na każdy łuk zużyto po 1800 m³ betonu i tylko po 50 t żelaza okrągłego (0,35% uzbrojenia). Betonowanie jednego łuku trwało 18 dni roboczych, drugiego tylko 12. Beton zawierał 400, 375 i 350 kg cementu na 1 m³. Wytrzymałość po 28-dniach była 400, 395 i 365 kg/cm². Rusztowanie podtrzymywało każdy łuk po jego zabetonowaniu w ciągu 6 tygodni.

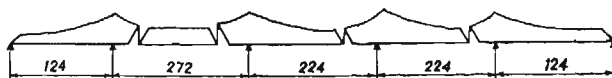
Teoretyczna strzałka ugięcia mostu wynosiła 174 mm, przy czym rusztowanie było skonstruowane w ten sposób, żeby łuki po odkształceniu przyjęły swoją założoną w pro-

jekcie formę. Strzałka rzeczywista wyniosła tylko 118 mm. W ogóle na most użyto 16.600 m³ betonu i 900 t żelaza okrągłego, a na rusztowanie, dekskowanie i inne 3200 m³ drewna. Całkowity koszt budowy wyniósł 2.100.000 RM.

Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure (Nr 26—1938).

NOWY MOST STAŁOWY PRZEZ RZEKĘ OHIO (STANY ZJEDNOCZONE)

1 lipca rb. został otwarty kratowy most stalowy ogólnej długości 962 m przez rzekę Ohio koło Cairo (St. Zjedn.). Jak widać z rysunku obok, most posiada cztery pod-



pory pośrednie oraz cztery podwieszania. Podwieszania te są zrobione w punktach momentów zerowych (przy obciążeniu równomiernym) i dwa z nich tworzą jedną belkę podwieszoną. System ten chosiaż nie jest nowością jeszcze nie był stosowany do mostu o tak dużej rozpiętości.

Wszystkie filary są żelbetowe, osadzone na żelbetowych kesonach.

Przyczółki zbudowane na palach żelbetowych.

Ogólny koszt mostu z dojazdami stanowi 2.500.000 \$.

Engineering News—Record (Czerwiec 30 — 1938).

P. S.

ZELBETOWY MOST PONTONOWY.

W Seward Park w Seattle (Stany Zjednoczone) miał być zbudowany most przez jezioro Washington.

Podano kilka projektów. Koszt budowy mostu wiszącego obliczono na 15.187.000 \$. Ze względu na znaczną głębokość jeziora most zwykły kosztowałby mało co mniej (kosztowne podpory), a mianowicie 13.000.000 \$.

Ostatecznie zatwierdzono bardzo ciekawy projekt mostu pontonowego, który ma być zbudowany całkowicie z żelbetu. Koszty budowy tego mostu wyniosą tylko 3.240.000 \$.

Engineering News—Record, (14 Lipiec 1938)

P. S.

WIADUKT NAD ZATOKĄ W SAN FRANCISCO

Podajemy o tym słynnym wiadukcie kilka szczegółów zaczerpniętych z *Génie Civil*. Jak wiadomo wiadukt ten łączy San Francisco z Oaklandem. Przed jego wybudowaniem komunikacja pomiędzy tymi miastami (które łącznie liczą ponad milion mieszkańców) odbywała się za pomocą statków. Była to komunikacja bardzo niewygodna zwłaszcza, że odbywała się prostopadle do kierunku ruchu okrętów kursujących przez zatokę. Wiadukt dzieli się na dwie części wyspą Yerba—Buena, która znajduje się mniej więcej na pół drogi pomiędzy San Francisco a Oaklandem. Wyspa ta właściwie jest górą wznoszącą się o sto metrów nad poziomem morza. Obie części wiaduktu, które łączą San Francisco z wyspą i wyspę z Oaklandem, są połączone

tunелеm przechodzącym przez wyspę. Wyspa ta odegra bardzo ważną rolę w roku 1939. A mianowicie — w San Francisco ma być otwarta w przyszłym roku wystawa i ponieważ miasto nie posiada wcale odpowiednich do tego terenów, zdecydowano sztucznie powiększyć wyspę Yerba Buena, która będzie siedzibą wystawy. Na przybrzeżne skały wyspy narzucono ziemię wybagrowaną z dna zatoki. W ten sposób powiększono powierzchnię wyspy o 160 ha, wznoszących się średnio o 4 m nad poziomem morza. Fundamenty pawilonów przyszłej wystawy spoczywają na palach, które sięgają podwodnych skał. Wiadukt będzie więc jedyną drogą lądową łączącą przyszłą wystawę z wybrzeżem.

Część wiaduktu łącząca San Francisco z wyspą Yerba Buena składa się z trójprzęsłowej belki ciągłej (263 m), mostu wiszącego o rozpiętości 356,80 m — 704,10 m — 353,55 m i drugiego prawie identycznego mostu wiszącego. Część łącząca wyspę z Oaklandem składa się z czterech belek rozciągniętych o rozpiętości 89 m każda, belki wspornikowej 155,10 m + wspornik 125,66 m + belka podwieszona — 175,68 m + wspornik 125,66 m + belka wspornikowa 156,16 m + 5 belek rozciągniętych o rozpiętości 155,25 m każda + 14 belek rozciągniętych o rozpiętości 89 m każda. Ogólna długość wiaduktu z dojazdami wynosi około 13 km. Różnica poziomów pomiędzy dolnym pasem mostu a średnim poziomem morza wynosi od 57 do 69 m, zgodnie z wymaganiami Ministerstwa Spraw Wojskowych. Przy opracowaniu projektu wiaduktu przyjęto pod uwagę wzmocnienie ruchu w przyszłości.

Wiadukt posiada dwie jezdnie — górną sześciotorową do lekkich osobowych aut i dolną pięcitorową do aut ciężarowych oraz wagonów kolei elektrycznej. Całkowita szerokość jezdni wynosi około 20 m.

W obliczeniach przyjęto: waga aut osobowych — 6 t, ciężarowych — 30 t, wagonów kolei elektrycznej — 70 t. Współczynnik dynamiczny dla wagonów przyjęto 13%, dla aut 25%. Obciążenie zastępcze całkowitego obciążenia ruchomego wyniosło 12,5 t na 1 mb mostu + siły skupione 65 t dla momentów oraz 117 t dla sił ścinających.

Ze względu na to, że pełne obciążenie jest bardzo mało prawdopodobne, liny mostu wiszącego były obliczone na obciążenie równomierne 6 t/mb + obciążenie ruchome 4,5 t/mb. Dopuszczalne naprężenie w zwykłej stali dla prętów drugorzędnych przyjęto 1540 kg/cm². W stali niklowej dla kratownic głównych — 2380 kg/cm², w linach — 5740 kg/cm². W celu zmniejszenia ciężaru własnego mostu do jezdni użyto betonu specjalnego, który ważył tylko — 1620 kg/m³ i dawał wytrzymałość — 210 kg/cm² po 28 dniach. Płyty grubości 153 mm wykonane z tego betonu ważyły tylko — 425 kg/cm² razem z warstwą ścieralną grubości — 25 mm. Stalowe filary mostu wiszącego mają około 150 m wysokości. Są one zamocowane u podstawy i obliczone w ten sposób, że ich giętkość pozwala na przesunięcie poziome części górnej do 2 m. W ten sposób zamocowane na nich liny mogą swobodnie się odkształcać przy niesymetrycznym obciążeniu.

Liny mają 730 mm średnicy. Są one wykonane z galwanizowanego drutu 4,95 mm średnicy. Całkowita długość drutu przewyższa 113,000 km.

Kolejność czynności przy montażu mostu wiszącego była wypróbowana a modelu 1/100, przy czym zwrócono uwagę na zachowanie jak najściślejszej symetrii sił względem filarów.

Reakcję na skrajnej podporze kratownicy 155,10 + 125,66, podczas montażu otrzymano ujemną. Kratownica jest w tym miejscu zaankrowana przy czym pręty ankrowe przed zabetonowaniem w filarze były rozciągnięte siłą

równą maksymalnemu wysiłkowi, który będzie miał miejsce (1260 t). Wszystkie filary oprócz tego skrajnego są stalowe.

Zrobiono to w tym celu żeby 1) zmniejszyć siły pionowe na fundamenty (kesony lub pale), 2) zmniejszyć boczne parcie wiatru (wysokość filarów = 150 m), 3) nadać filarom dostateczną giętkość i w ten sposób uniknąć łożysk ruchomych. Wszystkie łożyska są stałe.

Dylatację zapewnia się właśnie giętkością filarów. Maksymalne odkształcenie poziome filaru ma miejsce na jednym z pośrednich filarów, który posiada dwie niezależne nadbudowy metalowe, jedna z nich odchyła się o — 254 mm, druga o + 245 mm. W ten sposób dylatacja jezdni w tym miejscu może przewyższyć 1 m. Połączenie jezdni wykonano za pomocą blach zębatych.

Tunel na wyspie Yerba Buena ma 170 m długości przy szerokości 20 m i wysokości 14,70 m w zworniku. (Największy tunel świata we Francji ma 22 m szerokości przy 15,40 m wysokości).

Ogólny koszt budowy wynosi 77,000,000 dolarów.
Le Génie Civil (13 Sierpień 1938)

P. S.

PRZESUNIĘCIE MOSTU WZDŁUŻ JEGO OSI

W Rumfordzie (Stany Zjednoczone) w roku 1935 został zbudowany łukowy most o rozpiętości 75 m przez Androscaggin—River. Rozpiętość mostu była obliczona przyjmując pod uwagę maksymalny poziom wody, który zanotowano podczas powodzi w r. 1927. W 4 miesiące po otwarciu mostu zdarzyła się powódź znacznie większa niż była w r. 1927. Woda przerwała dojazd do mostu ze wschodniej strony i podmyła przyczółek. Zdecydowano powiększyć otwór mostu i nie zasypywać przerwanego wodą dojazdu. W tym celu został zbudowany nowy wschodni przyczółek w odległości 17 m od starego wzdłuż osi mostu i nowy filar w tej samej odległości od zachodniego przyczółka. Cały most został przesunięty wzdłuż swej osi w ten sposób, że łożyska łuku oparły się o nowy filar i nowy przyczółek. Poza tym zostało dobudowane 17-metrowe przeszło pomiędzy zachodnim przyczółkiem a nowo wybudowanym filarem. Stary wschodni przyczółek podmyty powodzią został usunięty. W ten sposób otwór mostu był powiększony o 17 m.

Pewne trudności nasunęły się przy przesunięciu mostu. Ważył on 1140 t i miał być przesunięty na stalowych walcach. Trzeba więc było podnieść most na 17 cm celem podłożenia pod niego walców, lecz jego elementy były zbyt słabe, żeby wytrzymać parcie lewarów. Z tego powodu nad wezłowiąmi łuku przymocowano belki żelazne, pod które zostały podstawione lewary. Most podczas podniesienia wisiał więc na tych belkach.

Most miał 1% spadek właśnie w kierunku przesunięcia. Żeby nie zesunął się zbyt daleko, zostały uruchomione dwie maszyny z linami stalowymi, z których jedna ciągnęła most z przodu, druga hamowała ruch z tyłu. Całe przesunięcie było wykonane w ciągu 10 godzin.

Engineering News—Record (23 Lipiec 1938)

P. S.

WISZĄCE RUSZTOWANIA ŁUKÓW ŻELBETOWYCH

W Binghamtonie (Stany Zjedn.) budowano trójprzęsłowy most łukowy. Według projektu każde przeszło składało się z trzech niezależnych łuków. Rusztowanie każdego z tych łuków składało się z czterech stalowych kratownic łukowych, które spoczywały na drewnianych palach. Pod-

czas betonowania pierwszego łuku rusztowanie nie wytrzymało, prawdopodobnie ze względu na niedostateczną ilość pali. Ponieważ istniała obawa powtórzenia tego wypadku zdecydowano nie naprawiać fundamentów rusztowania a podwiesić je na węzłach łuku, które były wykonane razem z przyczółkami i filarami. Każda z czterech kratownic lukowych została podniesiona za pomocą czterech prętów, z których dwa miały średnicę $2\frac{1}{2}$ cala i dwa $1\frac{3}{4}$ cala.

Filary znajdowały się w bardzo dobrych warunkach stateczności, ponieważ waga rusztowania stwarzała moment w odwrotnym kierunku od momentu, który dawał rozpór. Tylko wtedy, kiedy z jednej strony filara znajdował się już wykończony łuk, a z drugiej było podniesione rusztowanie, równowaga filara nie była zapewniona. Z tego względu zdecydowano, że o ile z jednej strony filara, łuk już jest wykończony, to z drugiej jego strony dopiero po 2-tygodniach od czasu betonowania pierwszego łuku, wolno podnosić rusztowanie. Wtedy będzie on dość mocny, żeby pracować jako ścięgno i w ten sposób zapewni równowagę filara.

Celem otrzymania jednakowego naprężenia w prętach, na których zostało podniesione rusztowanie, naprężenia te były mierzone za pomocą ekstensometru i regulowane za pomocą nakrętek. Ze względu na nierównomierne tarcie prętów w węzłach, wysiłki w prętach ulegały niejednakowym zmianom przy betonowaniu łuku.

Żeby podstawić rusztowanie pod inny łuk (każde przeszło składało się z trzech niezależnych luków), użyto stalową dwuteówkę wysokości 15 cali i długości 60 stóp. Dwuteówka ta była podniesiona w ten sam sposób co i rusztowanie. Poza tym rusztowanie było opuszczone na belkę i na walcach przeciągnięte wzdłuż belki na nowe miejsce.

Wyżej opisany sposób może być z powodzeniem stosowany w wypadkach, kiedy z jakichkolwiek przyczyn rusztowanie nie może znaleźć sobie oparcia pod mostem.

Engineering News—Record (4 Sierpień 1938)

P. S.

ZAMIANA MOSTU KOLEJOWEGO BEZ ZATRZYMIWANIA RUCHU

W New Brunswik w Pensylwanii (Stany Zjedn.) zamieniono pięć otwartych czterotorowych mostów bez zatrzymywania bardzo intensywnego ruchu (300 pociągów na dobę). Zawdzięczając gruntownie przemyślanemu programowi robót, cała robota była wykonana bez zmniejszenia szybkości ruchu pociągów, która była często bardzo duża. Praca została wykonana w ciągu 8 miesięcy. Pracowało 300 robotników, przy czym nie było ani jednego wypadku, chociaż ciężkie (brak miejsca), mosty znajdowały się nad ulicami miasta, co jeszcze więcej utrudniało pracę. Specjalne partie robotników czuwały nad ogólnym bezpieczeństwem.

Stare mosty składały się każdy z pięciu blachownic głównych związanych belkami poprzecznymi, na których za pośrednictwem podłużnic opierały się szyny kolejowe, nowe zaś zasadniczo nie różniły się konstrukcyjnie od starych, dodana tylko była żelbetowa wodoszczelna jezdnia.

Kierownictwo ruchu zgodziło się wstrzymać ruch na jednym z torów najwyżej na 8 godzin jednorazowo, z tym jednak żeby można było kierować pociągi na 3 pozostałe tory. Jeden z tych trzech torów, a mianowicie tor sąsiadujący z zamkniętym też mógł być zamknięty, ale na b. krótki okres czasu. Na tym opierał się cały plan robót. Ponieważ linia była zelektryfikowana, zamknięcie toru polegało na wstrzymaniu na nim toku elektrycznego.

Plan robót:

1. Budowa rusztowań pod dwa środkowe tory (z zachowaniem ruchu ulicy pod mostem).
2. Skrajny lewy tor zamknięty.
 - a) usunięty tor kolejowy,
 - b) przecięte belki poprzeczne,
 - c) usunięte dwie główne blachownice,
 - d) postawione nowe główne blachownice,
 - e) przynitowane belki poprzeczne,
 - f) ułożony tor.

U w a g a: Po wykonaniu operacji (c) tor sąsiedni został zamknięty dla ruchu na 20 minut. W ciągu tego czasu tym torem były podane nowe blachownice.

3. Jak (2) z torem drugim.

4. Jak (2) z torem czwartym.

5. Jak (2) z torem trzecim.

Roboty wykonywano jednocześnie na pierwszych dwóch mostach a potem na trzech dalszych. Betonowanie jezdni wykonano podczas ruchu. Dziennie betonowano jezdnię na 1 torze każdego mostu. Zastosowano wibrowanie betonu.

Engineering News—Record (4 Sierpień 1938)

P. S.

INSTRUKCJA INSPEKCJI MOSTÓW W STANACH ZJEDNOCZONYCH

W stanie Oregon (St. Zjedn.) została wydana ciekawa instrukcja dotycząca inspekcji mostów. Stan ten posiada 2.422 mosty co stanowi 1 most na 2,8 mil dróg.

Ponieważ koszty konserwacji tak znacznej ilości mostów są bardzo duże, Departament Drogowy w Oregon wydał szczegółową instrukcję, która zawiera systematyczny plan postępowania przy regularnej inspekcji mostów drogowych.

Ta starannie wypracowana instrukcja dała w praktyce bardzo dobre wyniki i pozwoliła z największą oszczędnością w czasie osiągnąć najlepsze wyniki. Regularna inspekcja mostów przynosi następujące korzyści:

1) Daje ona możliwość zlokalizowania słabego punktu w moście na długo przed tym, jak ten punkt stanie się niebezpieczny.

2) Dostarcza dostatecznych danych do obliczenia kosztów konserwacji na przyszłe lata.

3) Pozwala na utrzymanie stałej partii robotników, ponieważ będą oni mieli robotę cały rok. Robotnicy ci mogą być przerzucani z miejsca na miejsce z minimum niepotrzebnych ruchów i mogą być trzymani w strategicznych punktach podczas wysokich wód.

4) Wreszcie regularna inspekcja mostów pozwala na ustalenie odpowiedniego typu mostu do danego klimatu i danego natężenia ruchu.

Niemożliwością jest oczywiście ustalenie absolutnych prawideł przy tej inspekcji, ale w każdym razie przepisy znacznie przyspieszają i rutynizują inspekcję, nie zmniejszając jej dokładności.

Instrukcja dzieli się na następujące części:

I. R z e k a

- 1) ustalić czy otwór mostu nie jest za duży,
- 2) czy prąd nie podmywa brzegów (przyczółków),
- 3) czy koryto rzeki jest wolne od przeszkód, które mogą skierować prąd w ten sposób, że fundamenty filarów będą podmyte,
- 4) czy dno rzeki nie jest zarośnięte (koryto musi być oczyszczone celem powiększenia przekroju przepływu rzeki).

II. Pale fundamentów przyczółków i filarów

A) Drewniane

Stan fundamentowych pali przyczółków i filarów musi być regularnie badany — zwłaszcza przy gruncie i przy zwierciadle wody.

Przy takim badaniu używa się zaostrego stalowego pręta za pomocą którego daje się wykryć nawet niewidoczne spróchnienia pali i skonstatować ich głębokość. Pali, którego zdrowa średnica zmniejszyła się do 15 cm musi być zmieniony.

B) Stalowe

1) Stalowe rurowe pale mogą być zardzewiałe przy główkach nitów lub bolców.

2) O ile pale odchyliły się od pionu ustalić przyczynę i sposób przeciwdziałania.

C) Pale żelbetowe

1) Zobaczyć czy uderzenia kry nie obnażyły wkładki stalowych.

2) Czy są pęknięcia i z jakiej przypuszczalnie przyczyny?

III. Stalowy ustrój nośny

1) Zobaczyć czy elementy kraty dźwigarów głównych znajdują się w jednej płaszczyźnie. Jeżeli pewne elementy wypaczają się oznacza to, że most jest przeciążony. Jest to ważne zwłaszcza dla mostów lekkich. Wyginanie się elementu kraty może być spowodowane uderzeniem lub przy montowaniu. W każdym razie przyczyna wygięcia się musi być ustalona. Najlepiej jest robić takie obserwacje kiedy most jest obciążony.

Niektóre dawniej zbudowane mosty nie były obliczone na nowoczesne, większe obciążenia i muszą być wzmocnione.

2) Zobaczyć czy łożyska mostu są w porządku i czy walce łożysk ruchomych mogą się poruszać.

3) Sprawdzić stan nitów.

4) Sprawdzić czy nie trzeba już mostu pomalować.

IV. Drewniany ustrój nośny

1) Most trzeba najpierw zbadać od dołu.

2) Najważniejszą rzeczą jest zbadanie stanu wszystkich połączeń. Jeżeli most był zbudowany dość dawno, trzeba przedziurawić jego główne elementy, żeby sprawdzić czy nie są one wewnątrz spróchniałe. Taką próbę trzeba zrobić we wszystkich częściach, które zostały ułożone przed 6 laty.

3) Sprawdzić stan bolców i śrub, czy są dobrze dokręcone.

V. Organizacja

1) Podczas inspekcji mostów inżynier musi oznaczyć na planie części mostu do remontu lub zamiany.

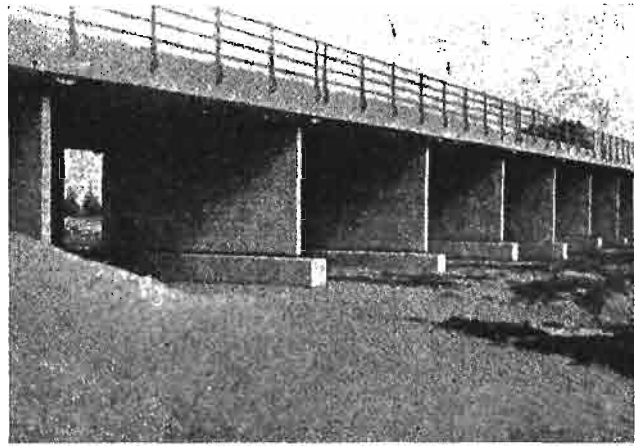
2) Sporządzić kosztorys robót.

3) Sporządzić w trudniejszych wypadkach program robót, który w miarę możliwości musi zapewnić ciągłość ruchu na moście.

Inspekcja musi być przeprowadzona minimum dwa razy rocznie, najlepiej podczas wysokich wód oraz przy najniższym ich poziomie.

Engineering News—Record (14 Lipiec 1938)

P. S.



WIADUKT KOŁO DORDRECHT (Holandia)

Wiadukt ten zasługuje na uwagę z powodu swojej prostoty, oszczędności budowy oraz estetycznego wyglądu zewnętrznego. Składa się on z ciągłej płyty żelbetowej długości 500 stóp podtrzymywanej każde 25 stóp żelbetową ścianką wahadłową. Tylko przeszło środkowe ma z obu stron te ścianki zamocowane w płycie jezdni. Stworzona w ten sposób rama przegubowa zapewnia geometryczną niezmienną konstrukcji. Grubość ścianek wahadłowych wynosi 8 cali przy wysokości do 20 stóp. Są one uzbrojone prętami o średnicy 0,5 cali każde 8 cali jak poziomo tak i pionowo. Most nie posiada ani belek podłużnych ani poprzecznych. Tylko w miejscach podparcia płyta jezdni jest pogrubiona za pomocą skosów.

Roads and Road Construction (1 Sierpień 1938)

P. S.

ZELBETOWE PŁYTY POD PODKŁADAMI KOLEJOWYMI

Na pewnych odcinkach linii kolejowej Missouri—Pacific wydawało się olbrzymie sumy na koszty konserwacji. Przyczyną tego był bardzo słaby grunt, który wymagał ciągłego podsypywania balastu.

W celu zmniejszenia tych wydatków na odcinku próbnym około miejscowości Jones Ridge (Illinois) w listopadzie 1936 r. założone zostały płyty żelbetowe na długości około 1 kilometra. Próba ta wypadła tak dobrze, że w maju rb. płyty żelbetowe zostały zainstalowane jeszcze na długości drugiego kilometra. Zapadła decyzja wprowadzenia tej instalacji na dalszych odcinkach.

Wprowadzenie płyt żelbetowych:

1. Rozkłada ciśnienie na większą powierzchnię.

2. Usuwa szące działanie styków przy przejściu pociągów, tj. destrukcyjne działanie wody.

Płyty mają formę kwadratów grubości 6½ cala w środku i 5½ cala po brzegach. Spadek zapewnia odpływ wody z toru kolejowego. Armatura składa się z prętów \varnothing ½ cala co 12 cali z góry i z dołu, jako zbrojenie podłużne i z tych samych prętów co 6 cali — jako zbrojenie dolne i co 12 cali jako zbrojenie górne w kierunku poprzecznym. Beton w proporcji 1:2:3½ był wibrowany.

Organizacja robót: partia (3) robotników odrzuca balast spod szyn i ustawia pod podkłady lewary — co 30 stóp. Dźwig mocy 2½ t stojący na szynach kolejowych podnosi płytę żelbetową i podkłada ją pod szyny. Kiedy płyty zostały już ułożone do następnego lewara, inny lewar stawia się na ostatnią płytę, a usuwa się ten który przeszkadza

przy ułożeniu następnej płyty. Po ułożeniu 3 płyt dźwig posuwa się dalej po szynach leżących wprost na równo złożonych płytach żelbetowych i z nowego miejsca układa dalsze płyty.

Podpiero po przejściu dźwigu -- pomiędzy płytami i podkładami drewnianymi układa się warstwę balastu. Żadna płyta nie była złamana podczas ich układania i przejścia dźwigu po szynach opierających się za pomocą podkładów bezpośrednio na płytach.

Ułożenie jednej płyty trwało mniej niż 2 minuty.
Engineering News—Record (28 Lipiec 1938)

PRÓBY ZAPORY WODNEJ NA DRGANIA

Na zaporze Morris Dam (Stany Zjedn.) został przeprowadzony szereg doświadczeń celem ustalenia zachowania się podczas ewentualnego trzęsienia ziemi. Zaporę wprowadzono w ruch za pomocą wibratorów, które powodowały drgania analogiczne do drgań mających miejsce przy trzęsieniu ziemi.

Morris Dam jest to ciężka zapora betonowa maks. wysokości 328 stóp, grubości u fundamentów 280 stóp. Niezwykłą cechą zapory jest pionowa dylatacja, tworząca w planie linię łamaną. Dylatacja ta pozwala na ruch równoległy do tego, który miał kiedyś miejsce i którego spodziewano się podczas ewentualnego następnego trzęsienia ziemi.

Celem doświadczeń z wibracją było ustalenie, czy obie części zapory rozdzielone dylatacją wspólnie przeciwdziałają trzęsieniu ziemi, czy też nie.

Okres drgania zapory zależał od szybkości ruchu wibratora. Po ustaleniu amplitudy drgań w różnych punktach zapory, zostały wykreślone krzywe absorbowania energii, które wykazały jak wibracja zanika przy oddaleniu się od środka drgań. Pomiary wykonane zostały przy 17 różnych ośrodkach drgań. Z nich 10 znajdowało się na wschodniej części zapory i 7 na zachodniej. Z pomiarów tych wynika, że połączenie podzielonych dylatacją części zapory jest dostatecznie mocne i drgania przechodzą doskonale z jednej części na drugą. Ciekawe, że niekiedy wibracja przechodząc przez dylatację powiększała amplitudę drgań. Podobne zjawisko było zresztą zaobserwowane i w innych wypadkach.

Engineering News—Record (11 Sierpień 1938)

P. S.

KANAŁ WOŁGA — MOSKWA

Ukończony niedawno kanał Wołga — Moskwa ma za zadanie zapewnienie stolicy Rosji komunikacji wodnej. Moskwa bowiem położona jest wprawdzie nad rzeką tejże nazwy, lecz ani jej głębokość, ani ilość prowadzonej wody nie pozwalały na kursowanie żadnych większych statków. Zbudowany obecnie kanał, czerpiący wodę w Wołgi, pozwoli natomiast statkom o zanurzeniu do 4,5 m na dopływanie do nowego portu rzeczny Moskwy. Jednocześnie zapewniono wodociągom miejskim możliwość czerpania wody z jednego ze sztucznych jezior, związanych z kanałem.

Kanał ma długości 128 km, robót ziemnych wykonano 162 miliony m³. Odpowiednie cyfry dla kanału panamskiego wynoszą: długość 80 km, robót ziemnych 160 milionów m³.

Kanał wychodzi z Wołgi z punktu o rzędnej 124 m i kończy się w Moskwie na poziomie 120 m. Rozważany pierwotnie projekt przebiccia kanału bez szluz nie mógł być zrealizowany, gdyż przejście przez wzgórza o wysokości 162 m podniosłoby ilość robót ziemnych do miliarda m³. Wobec tego zdecydowano się na zastosowanie dziesięciu szluz o wysokości 6 — 8 m, obsługiwanych przez pięć stacyj pomp, które część potrzebnej energii czerpią z central

hydroelektrycznych wykorzystujących spadki wodne kanału.

Z budową kanału związane były liczne roboty dodatkowe, jak przygotowanie terenu pod sztuczne jeziora, konstrukcja tam, przystani, mostów itp.

La Technique des Travaux (Kwiecień 1938).
inż. E. O.

PRZESUNIĘCIE BUDYNKU w U. S. A.

W Hartfordzie w Stanach Zjednoczonych, 9-piętrowy stalowy budynek szkieletowy został przeniesiony na odległość ok. 40 m. Wymiary budynku w rzucie poziomym wynosiły 28 x 47 m i ważył on ok. 1.000 t.

Całe przeniesienie trwało 2 dni. W tym czasie oraz podczas robót przygotowawczych wszystkie biura, sklepy i mieszkania prywatne żyły swoim codziennym życiem. Trzy windy budynku były w stałym ruchu. Budynek jak i w warunkach normalnych był obsługiwany siecią wodociągową, kanalizacyjną i elektryczną. Największą trudność w pracy stanowiło to, że oprócz przeniesienia równoległego budynku trzeba było go jeszcze obrócić, aby postawić na właściwe miejsce.

Kolejność robót była następująca.

Najpierw były wykonane wykopy na miejscu dokąd budynek miał być przeniesiony, potem fundamenty, słupy żelbetowe i płyta, na której miał stanąć budynek.

Sztywne stalowa rama, która ważyła 300 t była przybitowana do 28 stalowych słupów podtrzymujących budynek. Na poziomie piwnic ściany zewnętrzne były usunięte. Pod ramę były postawione dźwigi za pomocą których cały budynek został podniesiony o 16 mm. Na cementowej podłodze wykopu i na całej trasie przyszłego ruchu budynku było zbudowane rusztowanie, na które zostały ułożone szyny stalowe. Następnie 1600 stalowych walców \varnothing 75 mm było umieszczonych pomiędzy szynami, a dolną krawędzią podłużnych belek ramy stalowej. Po opuszczeniu dźwigów rama spoczęła na tych walcach i wszystko było gotowe do ruchu.

Budynek został przesunięty na nowe miejsce za pomocą trzech dźwigów parowych oraz stalowych lin.

Ponieważ jednocześnie z przesunięciem podłużnym południowo-wschodni róg budynku musiał być przesunięty na bok o 22 cm i północno-wschodni o 7 cm, stalowe walce były ułożone pod różnymi już poprzednio obliczonymi kątami w ten sposób, że po przesunięciu, budynek stał ściśle na wyznaczonym dla niego miejscu.

Do wykonania roboty użyto: 300 t profilowanej stali, 200 t szyn, 1600 walców stalowych \varnothing 75 mm, 2500 m lin stalowych \varnothing 16 mm oprócz drewna na rusztowanie.

Engineering News—Record (Nr 3, 21 Lipiec 1938)

PRZEBICIE DOMU PRZEZ WIADUKT KOLEJOWY W NOWYM YORKU

W przeciągu ostatnich lat węzeł linii kolejowych idących wzdłuż lewego brzegu rzeki Hudson w New Yorku uległ całkowitej przeróbce. Linie te przebiegały dawniej w poziomie ulic, obecnie przerzucono je na połowie trasy na wiadukt, na drugiej zaś do wykopu.

Wiadukt długości około 4 km posiada konstrukcję nośną stalową. Budowa jego wymagała zburzenia lub przebiccia szeregu budynków.

Najwięcej trudności sprawiło przebiccie wielkiego, 9-piętrowego gmachu laboratoriów telefonicznych Bella. Problem polegał na całkowitym odizolowaniu wiaduktu od istniejącego budynku, który mógłby ucierpieć od drgań spowodowanych ruchem pociągów.



Wiadukt spoczywa na odcinku wewnątrz bloku na ośmiu żelbetowych kesonach opuszczonych aż do skały, znajdującej się znacznie poniżej poziomu posadowienia budynku, na głębokości 18 — 25 m. Kesonów opuszczanych były przy pomocy czterech 150-tonowych lewarów opierających się o szkielec istniejącego budynku. Dla uniknięcia możliwego podnoszenia szkieletu został on w odpowiednich punktach obciążony ciężarami do 90 ton.

Całość robót wykonana została z taką ostrożnością, że ruchy budynku, posadowionego na dość słabym piasku, nie przekroczyły 1,5 mm.

La Technique des Travaux (Czerwiec 1938)

inż. E. O.

ZABEZPIECZENIE ŚCIAN ŻELBETOWYCH OD PĘKNIĘĆ

W Bellinghamie (Stany Zjedn.) zbudowano szkołę na 1800 uczniów. Budynek ma 354 stopy długości. Ponieważ zachodziła obawa, że żelbetowe ściany budynku mogą popękać i zepsuć w ten sposób elewację, zastosowano w pewnych płaszczyznach zwężone przekroje, żeby zlokalizować pęknięcie, jak to się robi w nawierzchniach betonowych. Te ślepe szczeliny dały bardzo dobre wyniki. Ściany grubości 9 cali były obustronnie uzbrojone. Uzbrojenie poziome składało się z prętów $\varnothing \frac{3}{8}$ cala ułożonych co 8 cali, uzbrojenie poziome z takich samych prętów ułożonych co 12 cali. Zwężenie przekrojów ma miejsce na szerokości $\frac{1}{4}$ cala. Ze strony wewnętrznej zwężenie przekroju ściany wynosi $1\frac{1}{2}$ cala, ze strony zewnętrznej 1 cal. Przewężenie przekroju ze strony wewnętrznej wykonano za pomocą listwy drewnianej zatopionej w ścianie. Listwa ta w ścianie została zostawiona. Zwężenie na stronie zewnętrznej ściany zapelniono asfaltem. Każdy drugi pręt poziomy został przerwany w miejscu zwężenia. W ten sposób powstały płaszczyzny mniejszej wytrzymałości, w których przekrój betonu i żelaza wynosi około $\frac{2}{3}$ przekroju normalnego. Analogiczne zwężenia zrobiono i w ścianach wewnętrznych przez cały budynek.

Engineering News-Record (11 Sierpień 1938)

P. S.

ZASTOSOWANIE ASFALTU DO OBRONY PRZECIWLOTNICZEJ

Inspektorat kantonalny obrony przeciwlotniczej w Solurze (Szwajcaria) przeprowadził w roku zeszłym ciekawe próby dotyczące użycia asfaltu jako powłoki chroniącej od bomb zapalających. Asfalt stosowano tu jako pokrycie stropu strychowego budynków, których dach nie wytrzymałby uderzenia tych bomb.

Stwierdzono, że bomby elektryczne i termity o ciężarze do 5 kg, wytwarzające temperaturę do 4000°, nie mogły zniszczyć warstwy asfaltu grubości 30 — 35 mm. Działanie asfaltu jest tu podwójne. Jako masa plastyczna amortyzuje on uderzenie bomby, a jego niepalność nie pozwala na przedostanie się ognia do niższych kondygnacji budynku. Bomby zapalające gasły na warstwie asfaltu samorzutnie po kilku minutach, a jednym efektem niszczącym było lekkie zwięglenie powierzchni.

La Technique des Travaux (Maj 1938).

inż. E. O.

STROPY GRZYBKOWE

Dr inż. A. Moser, konstruktor pierwszy w Europie stropu grzybkowego, ogłasza w „*La Technique des Travaux*“ obszerny artykuł o historii i zastosowaniach tych stropów.

Stropy grzybkowe powstały w Ameryce, w Europie pierwszy taki strop wykonano w roku 1810 w Zürichu na kwadratach $4,50 \times 4,50$ m.

Obliczenia przeprowadzono pierwotnie według „Teorii kotłów parowozowych“ Grashofa, przy licznych założeniach upraszczających. Dopiero po wybudowaniu kilku stropów przedsiębiorstwo budowlane Maillart, właściciel patentu na stropy grzybkowe, przeprowadziło szereg doświadczeń, na podstawie których otrzymano dokładniejsze wzory na momenty gnące płyty. Do doświadczeń tych wykonano próbny strop o dziewięciu polach i mierzono dokładnie jego ugięcia pod różnymi obciążeniami. Dla ułatwienia pomiarów ugięć płytę stropu wykonano cieńszą niż normalnie. Jednocześnie zmierzono współczynnik sztywności (*EJ*) płyty na specjalnie wykonanym wolnopodpartym jej odcinku. Momenty gnące w poszczególnych punktach płyty obliczano następnie według wzoru:

$$M = EJ \frac{d^2y}{dx^2}$$

Przy przeprowadzaniu tych doświadczeń zrobiono kilka ciekawych spostrzeżeń ubocznych: a więc np. na strzałkę ugięcia od siły skupionej pewien wpływ miała droga przebyta przez tę siłę po stropie przed zatrzymaniem, a strzałki ugięć stropu wykonanego na wolnym powietrzu zależały w znacznym stopniu od chwilowego nasłonecznienia.

Doświadczenia powyższe dotyczyły stropów normalnych, to jest opartych na kwadratach i posiadających w każdej stronie co najmniej trzy przęsła. Autor artykułu po podaniu przykładów takich stropów opisuje dalej liczne przypadki stropów odbiegających znacznie od warunków zwykłych. Autor dzieli te przykłady na kilka typów:

1. stropy nieoparte na słupach lecz podwieszane przy pomocy ścięgien do znajdujących się ponad nimi dźwigarów;
2. stropy o polach znacznie odbiegających od kwadratów, a więc prostokątnych, trapezowych itp.;
3. stropy ze wspornikami;
4. stropy ze znacznymi otworami.

Poszczególne przykłady traktuje autor opisowo, nie podając niestety metod ich obliczenia.

Wreszcie wskazuje dr inż. Moser na niemalże nieograniczone możliwości przebijania dużych otworów w już gotowych stropach bez potrzeby dodatkowego ich wzmocnienia. Wszystkie te przykłady wskazują na korzyści szerszego stosowania stropów grzybkowych, okazują się one bowiem w wielu wypadkach bardziej celowe konstrukcyjnie i dają pewną oszczędność w porównaniu do stropów żebrowych.

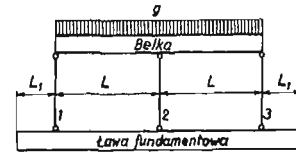
La Technique des Travaux (Marzec 1938).

inż. E. O.

NOWA TEORIA BELEK NA SPRĘŻYSTYM PODŁOŻU
I JEJ ZASTOSOWANIE

W bardzo ciekawym artykule prof. Politechniki w Gandawie, G. Magnel, rozpatruje belki na sprężystym podłożu. Po rozwinięciu ogólnej teorii autor podaje szereg szczególnych wypadków, w których największe zastosowanie praktyczne ma następujący wypadek.

Wyobraźmy sobie jakąś konstrukcję, którą dla uproszczenia zastąpimy belką. Za pomocą słupów konstrukcja ta opiera się na ławie fundamentowej. Dla uproszczenia przypuśćmy przegubowe połączenie słupów z belką i z ławą fundamentową (patrz rys. obok).



(b — oznacza szerokość ławy fundamentowej).

Np. jeżeli $L_1 = 0$ $P_1 = \frac{1}{2}qL$
 $P_2 = \frac{1}{2}qL$
 jeżeli zaś $L_1 = \infty$ $P_1 = \frac{1}{3}qL$
 $P_2 = \frac{2}{3}qL$

Niech L oznacza długość każdego z dwóch przęseł belki.
 L_1 — oznacza długość wspornika ławy fundamentowej.

Y_1, Y_2, Y_3 — oznaczają pionowe przesunięcia podstawy słupów 1, 2, 3.

P_1, P_2, P_3 — sily osiowe w słupach 1, 2, 3.

q — równomierne obciążenie belki.

I_b — moment bezwładności belki.

I_f — moment bezwładności ławy fundamentowej.

P_{ij} — ciśnienie na grunt w punkcie i spowodowane siłą jednostkową przyczepioną w j .

Ze względu na symetrię

$$y_1 = y_3 \quad P_1 = P_3$$

Obliczenie równomierne obciążonej belki, której podpory obniżyły się o y_1, y_2 i $y_3 = y_1$ doprowadza do następujących wzorów dla reakcji podporowych

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{3}{8}qL + \frac{3(y_2 - y_1)EI_b}{L^3} \\ P_2 &= \frac{5}{4}qL - \frac{6(y_2 - y_1)EI_b}{L^3} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Z drugiej strony ciśnienie na sprężyste podłoże jest proporcjonalne do odkształcenia tj.

$$p = Ky$$

gdzie K — jest to współczynnik proporcjonalności. Stosując ten wzór do znalezienia ciśnienia na grunt pod słupami otrzymujemy:

$$\left. \begin{aligned} P_1 p_{11} + P_2 p_{12} + P_1 p_{13} &= Ky_1 \\ 2P_1 p_{21} + P_2 p_{22} &= Ky_2 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Autor rozpatruje dalej kiedy $I_b = \infty$ (konstrukcja o bardzo znacznej sztywności np. silosy) i za pomocą swojej ogólnej teorii oraz wyżej wyprowadzonych wzorów, podaje ostatecznie następujące wzory na sily osiowe

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{2qL}{3(\Psi_1 - \Psi_2)^2 + 2\Psi_1^2} \\ P_2 &= \frac{1 + (\Psi_1 - \Psi_2)^2 + 2\Psi_1^2}{3 + (\Psi_1 - \Psi_2)^2 + 2\Psi_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

gdzie

$$\Psi_1 = \frac{\cos aL_1}{e^{aL_1}}; \quad \Psi_2 = \frac{\sin aL_1}{e^{aL_1}}; \quad a = \sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}}$$

Jest to bardzo ważny wynik, ponieważ zupełnie inny od tego co przyjmuje się w obliczeniach praktycznych.

Rzeczywiście, praktycznie np. w obliczeniu silosów przyjmuje się, że 1) albo słupy skrajne noszą połowę tego co noszą słupy środkowe, tj. $P_1 = \frac{1}{2}qL$; $P_2 = qL$.

2) albo obliczają reakcję podpór jakby to wynosiło z teorii belek ciągłych tj. $P_1 = \frac{1}{3}qL$; $P_2 = \frac{2}{3}qL$.

Tymczasem ze wzorów (3) wynika, że i pierwszy i drugi sposób jest zupełnie nieprawidłowy ponieważ decydującą rolę przy obliczeniu sił osiowych w słupach gra długość wsporników ławy fundamentowej L_1 . Tylko wtedy kiedy L_1 jest b. małe, reakcje podpór można obliczać z teorii belek ciągłych.

Np. jeżeli pierwszy sposób liczenia, który stosuje się w praktyce daje $P_1 = 200$ t $P_2 = 400$ t

a drugi sposób daje $P_1 = 150$ t $P_2 = 500$ t

to przy $L_1 = \frac{1}{5}L$ wzory (3) teorii niniejszej dają

$$P_1 = 233 \text{ t} \quad P_2 = 333 \text{ t}$$

i jeżeli L_1 powiększa się, to P_1 i P_2 dążą do jednej i tej samej wartości:

$$P_1 = P_2 = 267 \text{ t.}$$

Wniosek:

O ile mamy ławę fundamentową nie można obliczać sił w słupach wychodząc z rozpatrywania belki nad słupami. Prawidłowe obliczenie musi wyjść z rozpatrywania całości tj. belki, słupów i ławy fundamentowej jednocześnie. To samo w wypadku fundamentowania na palach. O ile nadziemna konstrukcja jest bardzo sztywna, wszystkie pale pracują jednako.

Jeżeli Q — ciężar całkowity konstrukcji

n — ilość pali

to ciężar na jeden pał będzie $P = \frac{Q}{n}$

Jeżeli pod jakimś słupem znajduje się n_1 pali, to siła ścisnąca w tym słupie R będzie $R = n_1 P$

Wszystkie te momenty zginające i sily ścinające w konstrukcji muszą być wyznaczone w zależności tak znalezionych sił osiowych w słupach, a nie odwrotnie — co byłoby całkowicie błędne.

La Technique des Travaux (Nr 6—1938)

P. S.

DOSWIADCZENIA Z CIENKOŚCIENNYMI SKLEPIENIAMI HANGARÓW LOTNICZYCH WE FRANCJI

W Reims w r. 1932 zbudowano sześć hangarów lotniczych. Są to cienkościenne sklepienia żelbetowe, których wierzgłowa opierają się w poziomie gruntu. Tworzącą powierzchnię sklepienia stanowi parabola. Wierzgłowa sklepienia są połączone płytą żelbetową, która pracuje jako ściąg i jest jednocześnie podłogą hangaru. Sklepienie ma jednostajną grubość 5 cm. Użyty beton zawierał 450 kg cementu na 1 m³ betonu. Zrobiono to w celu osiągnięcia dostatecznej wod szczelności bez sporządzania specjalnej izolacji.

Już w roku 1933 zanotowano poziome pęknięcia sklepienia nad samym terenem. Sklepienie poddano badaniom, w celu wyjaśnienia jakości betonu oraz stopnia bezpieczeństwa budowy. Badania betonu dały zadawalniające wyniki.

Przy badaniu wytrzymałości sklepienia trzeba było liczyć się ze zmianami temperatury oraz przeprowadzać je podczas suchej pogody, żeby wyeliminować wpływ zmian wilgotności powietrza. Współczynnik sprężystości betonu przyjęto początkowo 2×10^9 , ale później zmniejszono na $2,2 \times 10^9$ co więcej odpowiadało rzeczywistości i dawało $n = 10$, zgodnie z przepisami. Sklepienie obciążono próbnie 60 kg/m² (co odpowiada warstwie śniegu gr. 0,60 m) tylko w pobliżu klucza, żeby otrzymać w tym miejscu większe odkształcenia. Ugięcia sklepienia mierzono w odniesieniu do drugiego identycznego sklepienia, które nie było obciążone. Później porównywano ugięcia mierzone, z ugięciami, które wynikały z obliczeń. W wyniku ustalono, że:

- 1) teoretyczna odkształcona dobrze zgadza się z rzeczywistą,
- 2) cienkościenne sklepienia są bardzo czule na wahania temperatury,
- 3) podczas obciążania, sklepienia zachowały całkowicie swoją elastyczność i nie ma obawy o zmniejszenie współczynnika pewnością budowli.

Przy ustalaniu tych wniosków należało być bardzo ostrożnym, ponieważ naprężenia termiczne przewyższały naprężenia wynikające z obciążenia zewnętrznego.

Le Génie Civil (2 Lipiec 1938)

P. S.

POWODZENIE BELEK CIĄGŁYCH w U. S. A.

Inż. Maun omawia przyczyny powodzenia mostów o belkach ciągłych. Jako najlepszy typ uważa autor mosty z jazdą górą oraz zaleca powiększenie wysokości belek głównych na podporach. Odpowiada to z jednej strony zwiększeniu momentów zginających a z drugiej obniża wysokość, tj. koszt filarów.

Autor uważa, że wiele mostów o belkach ciągłych zeszpecono przyjęciem dużych ilości stosunkowo krótkich przęseł. Most taki wygląda monotennie i kosztuje więcej niż kosztowałby przy zastosowaniu większych przęseł. Najlepsze rozwiązanie stanowi trójprzęsłowy symetryczny most o stosunku rozpiętości przęseł 1:25:1. Stosunek ten daje jednako-
mowe momenty dodatnie we wszystkich przęsłach.

Engineering News—Record (11 Sierpień 1938)

P. S.

NOWOŚCI Z TECHNOLOGII BETONU

W Massachusetts (Stany Zjednoczone) w Instytucie Technologii był przeprowadzony szereg badań odnośnie do

skurczu betonu. Z badań tych wynika, że istnieje ścisły związek pomiędzy współczynnikiem sprężystości E i skurczem betonu. Zauważono, że gdyby zaprawa cementowa nie była zmieszana z kruszywem, skurczyłaby się ona od 5 do 15 razy więcej niż zarobiony z nią beton. Dla betonu zwirowego krzywa przesiewu kruszywa i czas trzymania próbek w stanie wilgotnym nie mają dużego wpływu na skurcz betonu. Znaczne zmniejszenie skurczu może natomiast być osiągnięte przez dodanie 0,5% iniki. Rodzaj kruszywa ma również duży wpływ na skurcz. Gruboziarnisty kwarc, szpat polny i dolomity użyte jako kruszywo dają bardzo mały skurcz. Natomiast piaskowce dają skurcz bardzo znaczny. Granit ze względu na swoją niejednorodną strukturę daje skurcz pośredniej wielkości pomiędzy dwiema wyżej wspomnianymi grupami. Ostatecznie wnioskować można, że kurczy się zaprawa cementowa i zadaniem kruszywa jest to kurczenie się powstrzymać.

W Kalifornijskim Uniwersytecie były przeprowadzone badania przyczepności betonu do wkładek stalowych. Z badań tych wynika, że zmniejszenie lub zwiększenie objętości zaprawy cementowej przy twardnieniu betonu ma duży wpływ na przyczepność.

W laboratorium Portland Cement Association znaleziono nowy sposób obliczenia współczynnika sprężystości (E) betonu przy pomocy wibracji. Ten nowy sposób jest bardzo prosty, nie potrzebuje dużo czasu i daje b. ściśle wyniki. Opiera się on na matematycznej zależności pomiędzy częstością wibracji oraz współczynnikiem E . Mierzono częstość wibracji próbki betonowej $5 \times 5 \times 25$ cm i porównywano z częstością wibracji dzwonów. Obliczone tym sposobem E zgadzało się z wynikiem obliczenia przeprowadzonego innymi sposobami.

Engineering News—Record (14 Lipiec 1938)

P. S.

NOWE DOSWIADCZENIA O ZMĘCZENIU METALI

W uniwersytecie w Wisconsin (Stany Zjednoczone) przeprowadzone zostały badania zmęczenia metali, z których wynika, że powtórzone naprężenia mogą obniżyć wytrzymałość metali, lecz mogą również tę wytrzymałość powiększyć.

Doświadczenia były przeprowadzone ze stalą i z żelazem. Zauważono, że stopień zniszczenia metalu (jak stali tak i żelaza) jest proporcjonalny do wielkości naprężeń granicznych. W wypadkach, kiedy jedno z tych naprężeń jest większe od dopuszczalnego, stopień zniszczenia zależy od stosunku ilości cykli z naprężeniem granicznym większym od dopuszczalnego do takiej ilości cykli z naprężeniem granicznym równym dopuszczalnemu, która powoduje złamanie próbki.

Dalej przeprowadzono doświadczenia, w których naprężenie graniczne najpierw większe od dopuszczalnego zmniejszono poniżej naprężeń dopuszczalnych. Doświadczenia te wykazały, że zniszczenie metali spowodowane przy naprężeniach granicznych większych niż dopuszczalne, było złagodzone przy naprężeniach zmniejszonych poniżej dopuszczalnych. Z tego wynika, że zniszczenia te nie są stałe i że wytrzymałość metalu może być powiększona takim sposobem.

Engineering News—Record (14 Lipiec 1938)

P. S.

PRACE KOMISJI ROZPLANOWANIA MIASTA NEW-YORK

Komisja rozplanowania New-Yorku sporządziła listę najważniejszych zasługujących na uwagę projektów dotyczących się urządzenia miasta. 19 z tych projektów uznano za bardzo pilne.

Wszystkie projekty dzielą się na 3 zasadnicze grupy. Jedna grupa zajmuje się głównymi arteriami miasta, druga ruchem tranzytowym, trzecia parkami.

Projekty pierwszej grupy proponują przebicie okrężnej ulicy naokoło centralnych dzielnic miasta. Od tej ulicy mają się rozchodzić w kierunkach odśrodkowych inne ulice. Na

wewnątrz zaś koła będzie się znajdował szereg wzajemnie prostopadłych ulic, idący z północy na południe i ze wschodu na zachód. Istnieją propozycje otwarcia pewnych ulic tylko dla ruchu osobowego, i znów kilku innych tylko dla ruchu towarowego.

Projekty dotyczące ruchu tranzytowego wysuwają konieczność zbudowania okrężnych dróg, które pozwoliłyby omijać miasto. Ruch tranzytowy zyskałby przy tym na szybkości i nie obciążałby ulic miasta.

Wreszcie trzecia grupa projektów proponuje zakupy pewnych terenów celem założenia ogrodów.

Engineering News--Record (23 Lipiec 1938)

P. S.

PRZEGLĄD PRASY

ARCHITEKTURA i BUDOWNICTWO, Nr 4/5 zawiera kilka artykułów poświęconych estetyce budowy inżynierskich, takich jak drogi i mosty, a mianowicie: inż. kom. St. Kozierskiego, — *Estetyka nowoczesnych mostów*, arch. Dziewulskiego, — *Architektura dróg samochodowych*, T. Filipczaka, — *Plastyka drogi*; ponadto opis hali targowej w Gdyni oraz konkurs na rozplanowanie komunikacyjnego portu lotniczego na Gocławiu (Warszawa).

ARCHITEKTURA i BUDOWNICTWO, Nr 6 zawiera artykuły: *Konkurs na Gmach Radiowy w Warszawie*, inż. Paszkowski i arch. Szmidt — *Elewator zbożowy w porcie gdynińskim*, arch. Luigeren i Jäntti — *Stadion olimpijski w Helsinkach*, arch. Stepiński i Ostrowscy — *Klub P. P. W.*

PRZEGLĄD BUDOWLANY, Nr 9 — organ Stow. Zaw. Przem. Bud. R. P., poza obszernym sprawozdaniem z IV. Zjazdu Inżynierów Budowlanych, podaje artykuł St. Jarząbka pod tyt.: *Polskie normalne cementy portlandzkie*, w którym autor przedstawia wyniki badań przeprowadzonych w Laboratorium Betonowym Kierownictwa Budowy Zbiornika w Rożnowie. Inż. S. Kryszak omawia „Projekt i budowę żelbetowej wieży do skoków” na terenie kąpieliska na Solaczu w Poznaniu, a inż. I. Luft w dalszym ciągu „Analizę Robót Budowlanych M. S. W.” — Oprócz tego numeru zawiera *Sprawozdanie z działalności Laboratorium Badania Wapna przy Drog. Inst. Badawczym Politechniki Warszawskiej*, — przegląd wydawnictw i prasy zagranicznej, wspomnienie pośmiertne o majorze inż. W. Glińskim, niedyskrete budowlane oraz obszerna kronikę życia budowlanego, ustawodawstwa i orzecznictwa.

INŻYNIER KOLEJOWY, Nr 9 — organ Związku Polskich Inżyn. Kolejowych, poświęcony XVI. Zjazdowi Polskich Inżynierów Kolejowych, zawiera referaty Zjazdowe: inż. M. Łopuszyńskiego — „Współczesne zagadnienia rozwoju komunikacji”, inż. A. Dijkiewicza — „Naukowa organizacja pracy na P. K. P.”, inż. H. Błaszczewskiego — „Uwagi o warunkach pracy służby zasobów” — dr inż. A. Langroda — „Charakterystyka trakcji elektrycznej i parowej”, inż. K. Morskiego — „Wytrzymałość szyn z utwardzoną główką w normalnych i niskich temperaturach”, inż. B. Cywińskiego — „Inżynierowie na kolejach polskich”, oraz kronikę krajową i zagraniczną.

GOSPODARKA WODNA, Nr 4 — poświęcony sprawom budownictwa wodnego. Zamieszcza art. prof. dr inż. K. Pomianowskiego pod tyt.: „W sprawie jazu kanalizacyjnego na Wiśle pod Bielanami”, w którym autor omawia zasadnicze wątpliwości jakie się wyłoniły na obradach Rady Technicznej Min. Kom. podczas omawiania projektu wstępnego jazu i zakładu wodnego na Wiśle pod Bielanami. Mgr W. Morawski w art. pod tyt.: „Znaczący i do-

radcy techniczni w postępowaniu wodno-prawnym”, rozważa istniejące na ten temat przepisy prawne, a inż. Z. Foltński bardzo obszernie przedstawia „Porty rybackie na naszym wybrzeżu, ze szczególnym uwzględnieniem portu Władysławowo”. Oprócz tego numer zawiera artykuły inż. J. Lambora — „Największe przepływy w dorzeczu górnego Dniestru przy małych zlewniach”, S. Jarząbka — „Polskie normalne cementy portlandzkie i beton”, inż. S. Sloty — „Triangulacyjne pomiary odkształceń zapór”. Przegląd robót wodnych w kraju, literatury technicznej i kronikę.

WIADOMOŚCI POLSKIEGO KOMITETU NORMALIZACYJNEGO, Nr 8—9 — organ urzędowy P. K. N. podaje sprawozdania z prac i projekty norm Komisji — *Chłodnictwa, Budownictwa Stalowego*, (które na innym miejscu omawiamy), *Technologii Chemicznej, Armatur i Rur Stalowych oraz Drzewnej*. Poza tym numer zawiera Komunikaty Biura P. K. N. oraz dział nieurzędowy.

PRZEGLĄD POŻARNICZY, Nr 9 — organ Związku Straży Pożarnych R. P. Inż. M. Rogowski w swym setnym artykule w pracy swej na polu piśmiennictwa pożarniczego omawia „Szwedzkie badania nad wytrzymałością konstrukcji budowlanych”, inż. M. Lewicki podaje „Charakterystykę środków ogniochronnych”, podkreślając wagę zagadnienia ognioodporności ze względu na warunki ew. przyszłej wojny, kiedy to z jednej strony pożary będą wzniecane potężnymi środkami zapalającymi, z drugiej zaś będą się szerzyły wzniecane przez dywersję. Oprócz tego numer zawiera art. inż. J. Kowalczyka pod tyt.: „O właściwy samochód pożarniczy”, insp. poż. S. Pągowskiego o „Współpracy sfer ubezpieczeniowych i strażackich w zestawieniu z działalnością Związku Straży Poż. R. P.” — „Przepisy o warunkach czyszczenia kominów”, omawia St. Rudziński, a mgr M. Hlasko „Kominarstwo w świetle nowych przepisów”. Poza tym kronika krajowa i zagraniczna.

PRZEGLĄD URBANISTYCZNY, Nr 1 — organ społecznego Zrzeszenia Inżynierów. Nowe czasopismo, poświęcone urbanistyce, redagowane przez Komitet Redakcyjny, któremu przewodniczy inż. mgr Z. Rudolf, a Redaktorem Naczelnym jest inż. Stanisław Kluźniak. Numer zawiera następujące artykuły: inż. S. Kluźniaka: „Zagadnienie urządzania wsi ze szczególnym uwzględnieniem planowania osiedli”. Inż. mgr Z. Rudolfa — „Planowy rozwój wsi w świetle XIV. Międzynarodowego Zjazdu Mieszkaniowego i Planowania Miast w Londynie”. Inż. M. Okęckiego — „Zasady stosowania środków biernych obrony przeciwlotniczej przy budowie i przebudowie dróg i mostów”. Inż. W. Chojnickiego — „Organizacja wykonania prac urbanistycznych w Niemczech. Z. S. i M. S. — „Zagadnienia ludnościowe przy opracowaniu planu gospodarczego”, oraz bogaty przegląd piśmiennictwa urbanistycznego, informacje i przegląd przepisów M. S. Wewn.

KRONIKA

OD REDAKCJI

W celu ułatwienia prac redakcyjnych podajemy do wiadomości naszych Autorów z prośbą o stosowanie się do nich następujące:

Wskazówki dla autorów.

1. Prace do druku należy przysyłać pod adresem: Redakcja „Inżynierii i Budownictwa”, Warszawa, Mazowiecka 4 m. 5.

2. Rękopisy powinny być pisane bądź atramentem (czytelnie), lepiej na maszynie, na arkuszach formatu A4 (297 × 210) po jednej stronie arkusza, z marginesem i odstępem międzywierszowym.

3. Przyjmujemy jedynie prace nigdzie dotychczas nie drukowane. Prace, przedstawione naszej redakcji, do czasu otrzymania odpowiedzi nie mogą być zgłaszane redakcji innego czasopisma.

4. O powodach nie przyjęcia artykułu redakcja zawiadamia autora pisemnie w ciągu trzech tygodni, jednocześnie zwracając artykuł.

5. Redakcja zastrzega sobie prawo czynienia wszelkich poprawek stylistycznych i skracania przyjętych do druku artykułów, nie naruszając jednak zasadniczych myśli w nich zawartych.

6. Ilustracje lub szkice powinny być nadsyłane na oddzielnych kartkach (nie należy zamieszczać ich w tekście). Na odwrocie każdego rysunku należy podać jego numer, a podpisy pod rysunkami umieszczać na końcu tekstu.

7. Zdjęcia fotograficzne powinny być wykonane na jak najbardziej kontrastowym papierze błyszczącym. Rozmiar kliszy dowolny, byle nie mniejszy od przewidywanego rozmiaru reprodukcji.

8. Rysunki należy nadsyłać wykonane starannie ołówkiem i wyraźnie opisane. Opracowanie graficzne wykona redakcja we własnym zakresie.

DOKSZTAŁCANIE PRACOWNIKÓW BUDOWLANYCH

Przy zakończeniu obrad IV. Zjazdu w Gdyni, podniósł kol. inż. Tadeusz Trojanowski sprawę dokształcania pracowników budowlanych i podał apel do członków Związku, aby starali się w miarę możliwości podnieść poziom ich wiadomości technicznych. Wszelkie bowiem nasze wysiłki w kierunku polepszenia wykonawstwa tak przez właściwe projektowanie jak i nadzorowanie robót pójdą na marne, o ile nasz rzemieślnik budowlany nie przyswoi sobie potrzebnych wiadomości. Na nic też zdadzą się nasze zjazdy i rozważania na temat podniesienia odporności budowli na wpływ czynników zewnętrznych, o ile ci, którzy są bezpośrednimi realizatorami naszych usiłowań będą nadal posługiwali się prymitywnymi sposobami budowania.

Konieczne zatem jest w naszym własnym interesie wykształcić sobie odpowiednio wykwalifikowanych pracowników, tak wśród młodzieży, gdyż nasze niższe i średnie szkolnictwo techniczne jest jeszcze mało rozwinięte, jak pośród starszych specjalistów, których ilość jest stanowczo niewystarczająca i nie pokrywa zapotrzebowania przy wzrastającym stale ruchu budowlanym.

Aby ułatwić nam tę pracę oświatową podajemy poniżej adresy znanych nam placówek, które prowadzą akcję dokształcania zawodowego pracowników budowlanych w formie

kursów całonocnych wieczorowych, ćwiczeń itp. O ile któraś z instytucyj została pominięta, będziemy zobowiązani, o ile nadeśle nam ona wiadomości o swej akcji dokształcającej, co w następnym numerze chętnie zamieścimy.

1. Śląski Instytut Rzemieślniczo-Przemysłowy, Katowice, ul. Krasińskiego 3.
2. Instytut Przemysłowy dla Małopolski Wschodniej, Lwów, Bourlarda 5.
3. Wojewódzki Instytut Rzemieślniczo-Przemysłowy, Kraków, Smoleńsk 11.
4. Instytut Naukowo-Rzemieślniczy im. Pierwszego Marszałka Polski J. Piłsudskiego, Warszawa, Chmielna 52.
5. Instytut Rzemieślniczy, Wilno, Św. Anny 2.
6. Instytut Rzemieślniczy, Grudziądz, ul. Groblowa 29/31.
7. Szkoła Budownictwa w Lublinie.
8. Państwowa Szkoła Budownictwa i Mierniczo-Melioracyjna, Poznań, Łąkowa 11.
9. Liceum Budowlane, Toruń.
10. Państwowa Szkoła Przemysłu Drzewnego, Zakopane.

Poza tym kursy takie urządzają wszystkie niewymienione wyżej Szkoły Budowlane i Izby Rzemieślnicze. Nie wątpimy, że liczni Czytelnicy skorzystają z tego spisu i skierują na kursy dokształcające żadnych wiedzy pracowników, czy to zajętych w przedsiębiorstwach budowlanych, czy też spośród personelu biurowego.

PIERWSZY POLSKI KONGRES TECHNIKÓW

W dniach 11 — 13 listopada 1938 r. odbędzie się w Warszawie Pierwszy Polski Kongres Techników, organizowany przez Naczelną Organizację Stowarzyszeń Techników R. P. (N. O. S. T.).

Obrady Kongresu toczyć się będą pod wysokim protektoratem Pana Prezydenta Rzeczypospolitej, Prof. Ignacego Mościckiego i Pana Marszałka Polski Edwarda Śmigłego-Rydza.

Komitet Organizacyjny Kongresu wydał deklarację kongresową, omawiającą rolę techników i ich zadania w życiu gospodarczym Polski. Hasło Kongresu Techników jest następujące: „Przez zorganizowany świat techniczny do realizacji planu gospodarczego Polski”.

Zadaniem Kongresu jest naświetlenie roli technika, jako gospodarczego realizatora we wszystkich przejawach jego działalności zawodowo-społecznej, technicy jako zorganizowane środowisko, członkowie najszerzej pojętego świata pracy, kierownicy i organizatorzy o szerszej świadomości gospodarczej oraz technicy jako ludzie o umysłowości pionierskiej.

Koszt udziału w Kongresie wynosi 7.— zł.

Koszt Księgi Kongresowej, zawierającej referaty wygłoszone na Kongresie, z uchwałami i sprawozdaniem z Kongresu, wyniesie 3.— zł (przy zamówieniu, nadesłanym równocześnie ze zgłoszeniem uczestnictwa w Kongresie).

Koszt Księgi Kongresowej bez uczestnictwa w Kongresie będzie wynosił 6.— zł.

O udziale w Kongresie należy zawiadomić „kartą zgłoszenia” do dnia 1 listopada 1938 r. pod adresem: Komitet Organizacyjny I. Polskiego Kongresu Techników, Warszawa — Śródmieście, ul. Wiejska 1 m. 40, tel. 8.09-81.

Uczestnicy Kongresu otrzymają zniżki kolejowe oraz tanie kwatery.

Każdy zgłaszający swoje uczestnictwo w Kongresie otrzyma bezpłatnie Przewodnik Kongresowy, zawierający:

- a) skład Komitetu Honorowego Kongresu,
- b) informacje dla uczestników Kongresu,
- c) terminarz,
- d) program Kongresu z planem referatów,
- e) regulamin obrad,
- f) kupony.

Równocześnie z nadesłaniem zgłoszenia, blankietem P. K. O. Nr 342, Naczelna Organizacja Stowarzyszeń Techników R. P. — R-k Komitetu Organizacyjnego Pierwszego Polskiego Kongresu Techników, należy uiścić opłaty wymienione na odwrocie odnośnego blankietu.

Ze względu na duży zjazd uczestników w czasie trwania Kongresu w związku z obchodem XX-lecia Niepodległości, Komitet Organizacyjny I Polskiego Kongresu Techników, prosi o jak najszybsze zamawianie kwater.

Termin zgłaszania zapotrzebowania na kwatery upływa z dniem 1 listopada br. i po tym terminie zgłoszenia na kwatery nie będą rozpatrywane.

Rodzaje kwater:

- a) Kwatery prywatne od 3.50 zł — 7.— zł za dobę.
- b) Hotele od 6.50 — 10.— zł za dobę.
- c) Kwatery zbiorowe od 3.50 — 5.— zł za dobę.

BŁĘDY ZAUWAŻONE W ARTYKULE POD TYTUŁEM: „Zniszczenie budowli o pozorach uszkodzeń górniczych“

Str. 149, 1. wiersz, 8 od góry jest: technicznych; powinno być: tektonicznych.

str. 152, numery fotografii 8 i 9 są przedstawione: zamiast 8 powinno być 9; zamiast 9 powinno być 8.

str. 153, kolumna 1, wiersz 21 od dołu jest: (zjawiska trasowe); powinno być: (zjawiska krasowe).

„O stropach przeciwlotniczych“

str.	kolumna	wiersz	zamiast	winnobyć
33	lewa	39	grubości	grubościowych
33	lewa	55	1)	4)
33	prawa	24	Działania	Działaniu
35	lewa	34	wprowadzone	naprowadzone
35	lewa	54	praktyczne	praktycznie
			stosowanie	stosowalne
35	prawa	55	konstrukcji	podatncj
				konstrukcji
36	lewa	18	μ_s	μ_s
36	lewa	43	wypadku	w wypadku
36	prawa	20	statycznych	stycznych
36	prawa	42	wprowadzonych	naprowadzonych
37	lewa	34	wprowadzonych	naprowadzonych
38	lewa	9	Wielkość	Wielkości
38	prawa	38	8)	8)
34	prawa	31	stosowany	stosowny

D Z I A Ł I N F O R M A C Y J N Y

ASFALTY I MASY ASFALTOWE DO ZALEWANIA SPOIN W BRUKACH

Nawierzchnie układane z kostki kamiennej i sztucznej tj. klinkieru mają wiele spoin czyli miejsc styku, które są najsłabszą stroną tego rodzaju nawierzchni. Przy układaniu takiego bruku wypełnia się zazwyczaj spoiny piaskiem. Pozostawianie ich w tym stanie, jak to dotychczas było praktykowane, było głównym powodem psucia się nawierzchni kostkowej a zwłaszcza powstawania nierówności. Przy ruchu konnym, podkowy koni znajdują oparcie w spoinach, co z czasem powoduje odkruszanie się krawędzi kostek, wskutek czego kostki stają się wypukłe a bruk coraz więcej nierówny. Ruch samochodowy przyspiesza te szkodliwe zmiany, wysysając spomiędzy kostek ziarna piasku. Kostki tracą oparcie i przechylają się, tworząc tak zwane „kocie lby“.

Jedynym środkiem zaradczym jest takie zabezpieczenie spoin, które by uniemożliwiało niszczenie krawędzi i przechylanie się poszczególnych kostek kamiennych, czy też cegieł klinkierowych.

Spoiny można wzmocnić jak też ujemny wpływ na nie osłabić przez ich zalewanie i uszczelnianie zaprawą cementową lub asfaltową.

Nawierzchnia kostkowa o spoinach wypełnionych zaprawą cementową staje się sztywna, tworząc jedną całość. Wskutek ruchów dylatacyjnych powstają w nawierzchni takie pęknięcia o przebiegu nieregularnym, które pociągają za

sobą dalsze uszkodzenia. Naprawa takiej nawierzchni kostkowej jest bardzo trudna, gdyż kostki połączone zaprawą cementową tworzą tak zwartą całość, że pojedyncze kostki w razie potrzeby muszą być wylamywane. Po zalaniu spoin zaprawą cementową nawierzchni musi być zamknięta dla ruchu aż do czasu zupełnego stężenia zaprawy, co trwa kilka do kilkunastu dni. Dalszą ujemną stroną nawierzchni kostkowej kamiennej o spoinach zalanych zaprawą cementową jest jej zupełna nieelastyczność. Hałas wywołany przez ruch powiększa się znacznie po zalaniu spoin zaprawą cementową, tym więcej, że wskutek tzw. nadlewów nawierzchnia staje się bardziej nierówna.

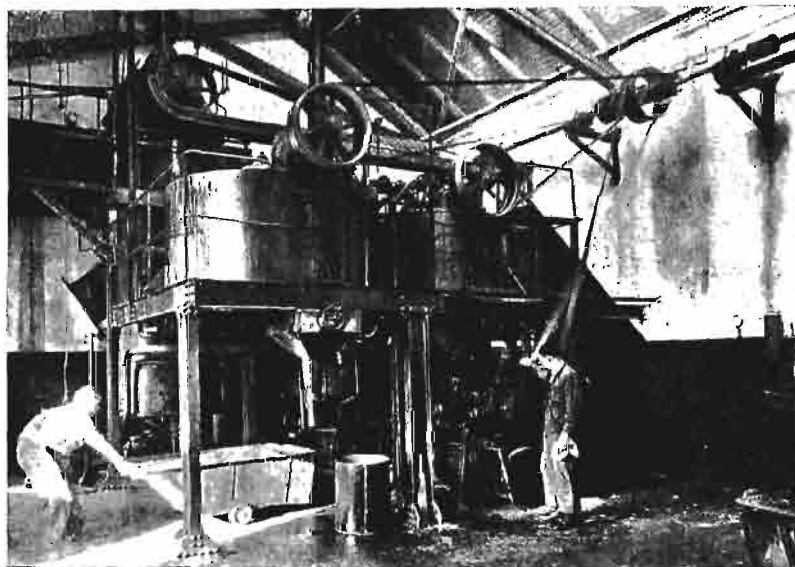
Najlepszym materiałem do zalewania spoin w brukach jest zaprawa o lepisczu asfaltowym tj. mieszanina asfaltu z mączką kamienną (wypełniaczem). Zaprawa taka zabezpiecza spoiny przed wysysaniem pyłu przez opony samochodowe, jak również przed wnikaniem wilgoci, nawierzchnia kostkowa staje się znacznie elastyczniejsza i cicha a ewentualne naprawy są niemal równie łatwe jak przy spoinach nieumocnionych. Opór stawiany ruchowi kołowemu przez nawierzchnię kostkową o spoinach zalanych asfaltem jest znacznie mniejszy od oporu nawierzchni o spoinach nieumocnionych względnie wypełnionych zaprawą cementową. Masa asfaltowa wyrównuje dokładnie wszystkie zagłębienia a ewen-

tualne „nadlewki“ wygladzają się szybko pod wpływem ruchu.

Zaprawa asfaltowa mająca służyć do zalewania spoin musi odpowiadać następującym warunkom: temperatura mięknięcia powinna leżeć powyżej 50° K. P. W temperaturze 100° do 120° C masa musi być tak płynna, by można ją było wygodnie wlewać w spoiny o szerokości 5 mm. Ze względu na nasze warunki klimatyczne temperatura łamliwości masy oznaczona metodą Fraassa'a winna leżeć możliwie nisko a w każdym razie poniżej minus 8° C.

Czysty asfalt nie może żadną miarą odpowiadać w tym stopniu podanym warunkom jak zaprawa asfaltowa, dlatego też użycie czystego asfaltu do tego celu nie może dać dobrego rezultatu. Asfalt czysty o dostatecznie wysokiej temperaturze mięknięcia ma również i temperaturę łamliwości zbyt wysoką, poza tym w porze cieplejszej przechodzi on w stan płynny daleko szybciej jak zaprawa asfaltowa i w temperaturach nawierzchni, zbliżających się do jego temperatury mięknięcia, staje się zbyt miękki. W porze zimowej zaś asfalt taki jest za kruchy.

Korzystniej pod tym względem zachowuje się mieszanka mączki kamienniej z odpowiednim asfaltem. Użyć moż-



Mieszarka.

na wtedy asfaltu daleko miększego, którego temperaturę mięknięcia podwyższa dodatek mączki. Nie zawsze jednak można uzyskać tą drogą dobre rezultaty, często bowiem dodatek mączki wywołuje nie tylko pożądane w tym wypadku podniesienie temperatury mięknięcia, ale powoduje również znaczną i to niekorzystną zmianę plastyczności mieszanki w niskich temperaturach.

Produkowane przez „Polmin“ Państwową Fabrykę Olejów Mineralnych asfalty z ropy typu boryslawskiego „POLBIT“ zachowują się pod tym względem wyjątkowo dobrze. Dodatek mączki nawet w dużych ilościach obniża tylko w niewielkim stopniu plastyczność zaprawy w niskich temperaturach, tak że zaprawa taka o stosunkowo wysokiej temperaturze mięknięcia jest jednak w niskich temperaturach bardzo plastyczna.

Aby uzyskać podobnie korzystne własności zaprawy przy użyciu asfaltów pochodzących z innej ropy musiałaby być stosowana jako domieszka do zaprawy mączka azbestowa, pochodzenia zagranicznego, a więc stosunkowo bardzo kosztowna.

Do zalewania spoin w brukach produkuje „POLMIN“ gotowe zaprawy asfaltowe o następujących własnościach:

	D B. III	D B. IV	D B. V
Ciężar gatunkowy	1,4—1,5	1,4—1,5	1,4—1,5
Temperatura mięknięcia K. P.	50/56	57/65	64/70
Penetracja przy 25° C.	100/70	70/40	40/20
Odparowalność 163 ^o /5 h.	< 0,1%	< 0,1%	< 0,1%
Rozpuszczalność w CS ₂	49,5%	49,5%	49,5%
Łamliwość (Fraass)	< -10°	< -10°	< -8°

Do zalewania spoin używa się zależnie od pory roku i stopnia nasłonecznienia nawierzchni mieszanki piasku z zaprawą asfaltową. W jesieni i w porze chłodniejszej a zwłaszcza w miejscach stale zacienionych wskazane jest zalewać spoiny mieszanką piasku i zaprawy „POLMIN DB. III“, która posiada temp. mięknięcia ok. 55° C. Masa ta po podgrzaniu do temperatury 130—150° C jest tak płynna, że daje się z łatwością wlewać w spoiny, dobrze je wypełniając. Jeżeli użyje się zaprawy za twardej, wypełnienie spoin może być niezupełne, szczególnie w porze chłodniejszej. Również tym lepsze jest przyłgnięcie masy do ścian spoiny im niższą temperaturę mięknięcia posiada użyta zaprawa.

Mając powyższe na uwadze zaprawę „POLMIN DB. III“ nazwać można uniwersalną tym bardziej, że jej płynność w wyższej temperaturze można łatwo regulować ilością i rodzajem użytego piasku — zależnie od warunków.

Zalewanie spoin wykonywać należy w porze zupełnie suchej, przy czym temperatura powietrza powinna leżeć powyżej + 10° C. Spoiny nawierzchni oczyszcza się dokładnie do głębokości 30 do 40 mm szczotkami drucianymi albo też przy użyciu sprężonego powietrza przez wydmuchanie, co daje szybkie i dokładne oczyszczenie spoin oraz powoduje usunięcie reszty wilgoci.

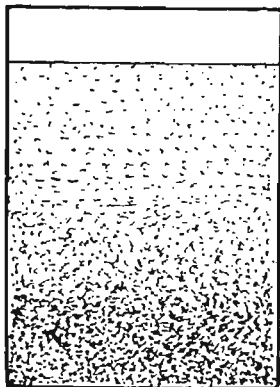
Zaprawę asfaltową „POLMIN DB.“ topi się w kotłach żelaznych o pojemności ok. 300 do 500 litrów. Do kotła wrzuca się zaprawę w drobnych kilku-kilogramowych kawałkach. Często praktykowane wrzucanie większych brył przedłuża czas topienia i powoduje przegrzanie oraz koksowanie asfaltu. Przegrzany i skoksowany asfalt nie nadaje

się do celów drogowych, gdyż jest kruchy i nie ma żadnych własności wiążących.

Zaprawa asfaltowa do zalewania spoin „POLMIN DB.“ zawiera domieszkę mineralną o ciężarze gatunkowym znacznie większym od ciężaru czystego asfaltu. Ponieważ ostygnięcie i krzepnięcie asfaltu po wlaniu do bębnow blaszanych trwa kilka dni, przez ten okres ostygnięcia zwłaszcza z początku, domieszka mineralna jako cięższa częściowo opada na dno i w pojedynczych bębnach znajduje się na wierzchu zaprawa asfaltowa o mniejszej zawartości mączki, zaś w dole twardsza o większej zawartości mączki. Jest to objaw nieunikniony i naturalny, z którym się należy zawsze liczyć. Aby uzyskać materiał jednorodny trzeba zatem zawsze topić zaprawę asfaltową w ilościach odpowiadających zawartości całych bębnow.

Zaprawę asfaltową ogrzewa się do temperatury od 130° do 150° C mieszając ją ustawicznie. Na płycie żelaznej względnie w odpowiednim piecu suszymy piasek o ziarnach nie większych jak 2 mm, niezawierający pyłu tj. części przechodzących przez sito nr 100. Piasek ten może być kopany,

o ziarnach okrągłych, lepszy jest jednak piasek ostry pochodzący z kamieniołomu. Zaznaczyć należy, że jako domieszka do zaprawy asfaltowej do zalewania spoin może być użyty tylko piasek o dobrych własnościach, a zatem piasek kwarcowy, wapienny, bazaltowy, granitowy itp. nie zmieniający własności po ogrzaniu. Nieodpowiednie do tego celu są zbyt miękkie wapienie, margiel, łupki, jak również cement. Piasek nie powinien zawierać domieszki gliniastej i zanieczyszczeń organicznych.



Przekrój bębna z asfaltem DB. obrazujący osiadanie domieszki mineralnej podczas ostygnięcia.

Piasek wysuszony i ogrzany do temperatury ok. 150°C miesza się z zaprawą asfaltową o tej samej temperaturze w takim stosunku by mieszanina dawała się wlewać lekko w spoiny. Ilość dodanego piasku zależy od jego rodzaju tj. kształtu ziarn i mialkości i wynosi co najmniej 1 część piasku na 2 części zaprawy asfaltowej (wagowo).

Jeżeli podczas topienia zaprawy asfaltowej w kotle wzgl. przy mieszaniu jej z piaskiem tworzy się na powierzchni piana, która rośnie pryskając, jest to dowodem, że kocioł względnie zaprawa asfaltowa była zawilgocona. W takim wypadku trzeba grzać zaprawę asfaltową powoli nie podnosząc temperatury zbyt powyżej 100°C, tak by woda miała czas wyparować.



Zalanie bruku klinkierowego masą asfaltową „Polmin DB. III” (Grodków).

Do naczynia zawierającego gorącą zaprawę asfaltową wsypuje się piasek a po dokładnym wynieszeniu gotową masę wlewa się w spoiny. Do wykonania tej czynności zastosować należy naczynia 3 litrowe, wykonane z blachy żelaznej łączonej na zakładkę lub spawanej, zakończonej zwężeniem (dziobek), które ułatwia wlewanie masy w spoiny. Naczynia lutowane nie wytrzymują wysokiej temperatury.

Spoiny zalewa się dokładnie aż do wierzchu, jeżeli zaś są one zbyt szczelne wtedy można je rozchylić wkładając w nie klin z pręta żelaznego zakończonego płaskim ostrzem.

Po ostygnięciu masy trzeba zalanie powtórzyć dolewając masę aż do zupełnego wypełnienia spoiny. Po ukończeniu zalewania usuwa się rozlaną na powierzchni kostek masę asfaltową, która o ile kostki były czyste może być ponownie użyta. Spoiny po zalaniu zasypuje się czystym ostrym piaskiem.

Niedostateczne wypełnienie spoin, które może się okazać po pewnym czasie powstaje, jeżeli nie zachodzi brak staranności w wykonaniu, z następujących powodów:

1) Masa asfaltowa rozlewa się w spoinie powoli, aż do zupełnego ostygnięcia, wypełniając ją stopniowo. Trwa to czas dłuższy, gdyż masa po ostygnięciu tylko bardzo powoli wypełnia spoiny aż do samego dna.

2) Resztki wilgoci piasku wypełniającego dolną część spoiny odparowują pod wpływem gorącej masy. Para wydostaje się częściowo przez masę asfaltową w formie bąbelków na zewnątrz względnie uchodzi spodem, reszta pozostaje zamknięta w masie asfaltowej. Po ostygnięciu i oziębieniu masy, para ta zamienia się z powrotem w wodę a powstałą pustą przestrzeń wypełnia z biegiem czasu masa asfaltowa.

3) Masa asfaltowa stygnąc zmniejsza objętość, co również wymaga jej późniejszego uzupełnienia.

Dla usunięcia tych braków powstałych głównie z powodu kurczenia się masy po ostygnięciu, konieczne jest dołanie jej w kilka godzin po pierwszym wypełnieniu.

Za skąpe wypełnienie z powodu wilgoci względnie z powodu ostygnięcia wlanej masy przed zupełnym wypełnieniem spoiny występuje dopiero po dłuższym czasie. Jeżeli spoiny zalewano późną jesienią, to uwiidocznie się to może dopiero po pierwszym okresie cieplejszym w następnym roku i dopiero wtedy powinno się uzupełnić zalewanie spoin.



Zalanie spoin masą asfaltową „Polmin III” w opasce wykonanej z cegły klinkierowej.

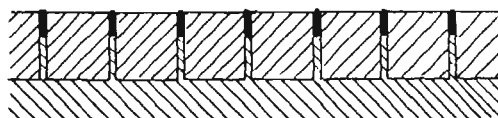
To pozorne zmniejszenie się wypełnienia spoin nie jest winą asfaltu, czy też masy asfaltowej, lecz jest to objaw powstały tylko z powodów podanych wyżej.

Może również zachodzić objaw wykruszania się masy w porze zimowej o ile użyto zaprawy asfaltowej ze zbyt dużym lub za małym dodatkiem piasku, łatwo jednak w takim wypadku odróżnić powyższe zjawisko od zmniejszenia wypełnienia, powstałego z powodów podanych poprzednio.

Przy użyciu zaprawy asfaltowej „POLMIN DB.” do zalania spoin i odpowiednio starannym wykonaniu, nie ma żadnych obaw, by masa mogła się okazać zbyt kruchą w niskich temperaturach.

W pewnych wypadkach może zajść inny objaw, a mianowicie masa asfaltowa wylewa się ze spoin, a w miejscach nachylonych i silnie nasłonecznionych spływa po pochyłości. Przyczyny tego mogą być następujące:

1) Spoiny zalewane były w porze chłodniejszej aż do zupełnego wypełnienia. Przy wzroście temperatury masa asfaltowa powiększyła swoją objętość a spoiny się zwężyły. Nadmiar masy został wskutek tego wyciśnięty ze spoin na zewnątrz.



Po oczyszczeniu.

2) Do zalania spoin użyto zaprawy asfaltowej bez domieszki piasku.

3) Domieszka piasku była w danych warunkach za mała.

4) Fiaszek użyty jako domieszka miał za duże uziarnienie i stosunkowo małą powierzchnię.

Celem uniknięcia tych niekorzystnych objawów, nie należy w porze chłodniejszej zalewać spoiny zbyt obficie, szczególnie przy użyciu masy o niedużej zawartości piasku. Piasku dodawać należy tylko tyle, ile zaprawa asfaltowa może go przyjąć tj. tak, by w temperaturze 130 do 150° C masę można było łatwo wlewać w spoiny o szerokości 5 mm. Należy pamiętać również, że brak domieszki piasku względnie za mała jego ilość może być powodem pęknięcia masy w zimie, jak też odłączania się od brzegów spoin. Dodatek odpowiedniej ilości piasku a zatem zmniejszenie grubości błonki asfaltowej zwiększa znacznie odporność masy w tym kierunku.

Po ukończeniu pracy lub przed dłuższą przerwą należy zawsze opróżnić i wyczyścić kotły do grzania asfaltu, jak również naczynia do rozlewania masy. Jeżeli zaprawa asfaltowa zastygła w kotle nie wolno jej w żadnym wypadku roztopić przez ogrzewanie kotła, bo będzie to powodem przepalenia dna kotła i przegrzania asfaltu. Zastygłą masę należy wyrębać oczyszczając kocioł zupełnie i roztopianie masy rozpocząć na nowo przez wrzucanie do kotła drobnych kawałków, podwyższając stopniowo temperaturę podgrzewania.

Zużycie zaprawy asfaltowej „POLMIN DB.” przy zalewaniu kostek zależy od szerokości i głębokości spoin, jak również od wielkości kostek i wynosi 4 do 8 kg na 1 m². Wprawny robotnik może zalać wraz z dopełnieniem ok. 50 m² bruku przez 8 godzin pracy.

Podkreślić należy, że zaprawy asfaltowe „POLMIN DB.” są w użyciu bardzo łatwe i ekonomiczne, gdyż dzięki dużej płynności i przyczepności umożliwiają i nawet wymagają dodania stosunkowo znacznej domieszki taniego piasku.

Do zalewania spoin można użyć również asfaltu w formie emulsji wodno asfaltowej. Spoiny wypełniane taką emulsją wymagają kilkakrotnego nadlewania, gdyż objętość wlanej masy zmniejsza się odpowiednio po odparowaniu wody, którą emulsja zawiera.

Przeciwko zastosowaniu emulsji do zalewania spoin przemawia fakt następujący: ze względu na plastyczność w niskich temperaturach asfalt powinien mieć temperaturę mięknięcia możliwie niską. Podniesienie tej temperatury do koniecznego minimum 50° K. P. można osiągnąć przez dodatek mączki. Aby dodatek mączki nie wywołał rozbicia emulsji przed waniem jej w spoiny, emulsja musi być „stała” tj. wydzielać asfalt w miarę odparowania. Odparowanie wody z wąskiej spoiny jest powolne, deszcz przedłuża ten proces, wypłukując przy tym emulsję ze spoin.

DROGOWY INSTYTUT
BADAWCZY
PRZY POLITECHNICIE WARSZAWSKIEJ
TEL. 8-50-33

WARSZAWA, DN. 15 marca 1985 r. 103.7 II

Nr. 137/87

W y n i k i b a d a ń.

Opis próbki: Próbką zaprawy asfaltowej do zalewania szczelin Polmin DB III w puszcze blaszanej.

Wyniki badań laboratoryjnych.

- 1/ Punkt mięknięcia wg. Kr. Sarnow'a 38,6°
- 2/ " " " Pierścienia i Kuli 53°
- 3/ Ciągliwość w 25° 21 cm.
- 4/ Penetracja w 25° C 87°
- 5/ Płynność w 45° w ciągu 30 minut 13,5 mm.
- 6/ Łamliwość wg. Fraass'a -16°
- 7/ Zawartość bitumu rozp. w CS₂ wagowo 47,24 %
- 8/ Wytrzymałość na zamrażanie:

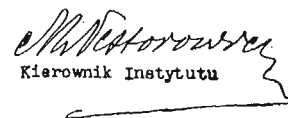
Kula utworzona z 50 gr. masy, mrożona przez 2 godziny w temperaturze 0° rzucona z wysokości 3 metrów nie rozbija się; mrożona w ciągu 2 godzin w temperaturze -5° rzucona z wysokości 2 metrów nie rozbija się.

Próba zalewania szczelin między kostkami kamiennymi i klinkierowymi.

Masa ogrzana do temp. 130° wlana do szczelin o szerokości 5 mm. przenika je dobrze. Po zamrożeniu w ciągu 4 godzin w temp. -15° masa wykazuje plastyczność, nie kruszy się przy uderzeniu, oraz posiada dobrą przyczepność do kostek kamiennych i klinkierowych.

Wnioski.

Zbadana próbka masy asfaltowej ze względu na swe własności odpowiada projektowanym normom dla mas asfaltowych, używanych do zalewania szczelin między kostkami kamiennymi i klinkierowymi.


Kierownik Instytutu

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Zenczykowski.

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Redaktor Techniczny Inż. W. Kędzierski.

Redakcja i Administracja: Warszawa Mazowiecka 4 m. 5, czynna w poniedziałki, środy, piątki, godz. 17 — 19, tel. 5-17-85.

Prenumerata: rocznie zł. 20,—. Numer pojed. zł. 2,—, dla członków Zw. Pol. Inż. Bud. zł. 1,—. Prenumeratę należy wpłacać na konto PKO. Nr 29.787 Związek Pol. Inż. Budowlanych. Zmiana adresu gr 50.

Ogłoszenia: cała strona zł 275,—, ½ strony zł 150,—, ¼ strony zł 80,—. Okładka 30% drożej.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Redaktor odpowiedzialny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

Zakłady Graficzno-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)

BIULETYN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

Nr 10

PAŹDZIERNIK

1938 R.

REDAKTOR: INŻ. JERZY NECHAY ADR. RED.: WARSZAWA, MAZOWIECKA 4 m. 5

Sekretariat Związku urzęduje: poniedziałki, środy, piątki, godz. 17–19 tel. 517-85—Konto P. K. O. Nr 29-787

ZARZĄD GŁÓWNY

SEKRETARIAT

ZMIANA GODZIN URZĘDOWANIA SEKRETARIATU

Celem scharmonizowania współpracy Sekretariatu z Redakcją „Inżynierii i Budownictwa”, urzędowanie Sekretariatu i Redakcji odbywać się będzie we wspólnych godzinach w poniedziałki, środy i piątki od 17 do 19.

PODWYŻSZENIE OPŁAT CZŁONKOWSKICH

W związku z wydawaniem własnego pisma „Inżynieria i Budownictwo”, Zjazd Delegatów Związku odbyty w Gdyni dn. 11 września rb. uchwalił obowiązkową prenumeratę czasopisma „Inżynieria i Budownictwo” dla wszystkich członków Związku oraz łącznie z tym podniósł opłatę członkowską na 24 zł rocznie, razem z prenumeratą. Uchwała ta obowiązuje od dnia 1 lipca 1938 r.

W ten sposób składka za drugie półrocze bieżącego roku wyniesie 12,—. Ci z Kolegów, którzy opłacili składkę za cały rok w sumie 12 zł proszeni są o uzupełnienie składki za drugie półrocze w sumie 6 zł.

Składki pobierane są w dalszym ciągu przez Oddziały przy czym z sumy 24 zł rocznie, 6 zł zatrzymuje Oddział, reszta idzie na Zarząd Główny, prenumeratę pisma i składkę do N. O. I.

Koledzy, którzy opłacili prenumeratę „Inż. i Bud.” jako założyciele pisma wpłacając jednorazowo 50, opłacają składkę roczną w wysokości 14 zł.

W związku z wydatkami spowodowanymi wydawnictwem, prosimy usilnie Kolegów o uregulowanie zaległych składek.

CZŁONKOWIE DOŻYWOTNI

Zjazd Delegatów Związku odbyty w Gdyni dnia 11 września rb. uchwalił, że członek Związku wpłacający jednorazowo 250,—, zostaje zwolniony dożywotnio od obowiązku opłacania składek na rzecz Związku.

Podając powyższe do wiadomości Kolegów, prosimy o jak najliczniejsze wpłaty na członków dożywotnich.

Naturalnie Koledzy, którzy wpłacą składkę dożywotnią, otrzymywać będą bezpłatnie czasopismo „Inżynieria i Budownictwo”. Z sumy 250 zł czwartą część tj. 62 zł 50 gr zatrzymuje Oddział.

Szereg Kolegów wpłaciło już powyższą składkę.

POSADY ZAOFIAROWANE

1) W Okręgowym Urzędzie Budownictwa Nr VIII w Toruniu, Plac św. Jana 3 są wolne posady na stanowiska

inżynierów-architektów i inżynierów budownictwa lądowego, z uposażeniem miesięcznym od 300.— do 450.— zł brutto, zależnie od posiadanej praktyki zawodowej.

Stanowiska powyższe dają możliwość wszechstronnej praktyki zawodowej, z których po pewnym czasie przechodzi się na stanowisko referendarza względnie kierownika nadzoru robót budowlanych — zależnie od wykazywanych kwalifikacyj.

Termin objęcia posady od zaraz wzgl. według umowy. Reflektujący na objęcie powyższych stanowisk winni nadesłać do Okręgowego Urzędu Budownictwa Nr VIII podanie, z dołączeniem następujących dokumentów w oryginałach względnie ich uwierzytelnionych odpisach, a mianowicie: życiorys własnoręcznie napisany, metrykę urodzenia, dowód stwierdzający posiadanie obywatelstwa polskiego, dyplom lub zaświadczenie tymczasowe, wyciąg z książeczki wojskowej, świadectwo moralności, kartę ostatniego policyjnego zameldowania, świadectwa wzgl. zaświadczenia z dotychczasowej praktyki oraz dwie fotografie własnoręcznie podpisane.

2) Państwowe Gimnazjum Stolarskie w Hajnówce, woj. Białostockie poszukuje wykładowcy technologii drewna, chemii, fizyki i rysunków. Wynagrodzenie w zależności od ilości godzin wykładowych.

Podania wraz z odpisami świadectw należy kierować bezpośrednio do szkoły.

3) Firma prywatna poszukuje doświadczonego inżyniera z uprawnieniami na budowę. Wynagrodzenie od 600—800 zł. Posada do objęcia od zaraz. Wiadomość w Sekretariacie Związku.

WYCIECZKI

Dnia 22 października (sobota) o godz. 14. odbędzie się wycieczka na teren robót przy przebijaniu arterii na Zolibórz przez Gmach Sądu Okręgowego.

Zbiórka uczestników wycieczki na placu Krasińskich przy gmachu Sądu.

UDZIAŁ ŚWIATA INŻYNIERSKIEGO W WYBORACH SAMORZĄDOWYCH ORAZ DO SEJMU I SENATU

Zarząd m. st. Warszawy zwrócił się do Związku za pośrednictwem N. O. I. z prośbą o podanie nazwisk członków Związku celem mianowania ich członkami Komisji wyborczych.

Również w związku z wyborami do Sejmu i Senatu złożyliśmy na życzenie Komisariatu Rządu wykaz nazwisk

członków Związku według obwodów wyborczych. Ma to na celu, wg brzmienia ordynacji wyborczej, ustalenie ilości delegatów świata inżynierskiego do Kolegium wyborczego.

Prezydium N. O. I. wybrało 6. delegatów inżynierskich Warszawy:

- Okręg I. inż. Kowalski Wacław,
- „ III. inż. Kalinowski Bohdan,
- „ IV. prof. dr inż. Pszenicki Andrzej,
- „ IV. inż. Lufze Birk Aleksander,
- „ V. inż. Putkiewicz Stanisław,
- „ VI. inż. Nechay Jerzy.

WYKAZ KOMISYJ ZWIĄZKU

Przy Związku naszym istnieje szereg Komisji, których prac obejmuje całokształt zagadnień inżynierskich. W okresie jesiennym Komisje przystępują do wzmoczonej pracy po wakacjach. W okresie tym następuje zawsze uzupełnianie składu Komisji przez nowych członków. Wszystkich Kolegów zachęcamy gorąco do współpracy w Komisjach, których wykaz podajemy poniżej:

1) Komisja Zagraniczna:

Komisja utrzymuje ścisły kontakt z Sekcją Polską Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcyj (Association International des Ponts et Charpentes z siedzibą w Zurychu) oraz zajmuje się w porozumieniu z M. S. Z. propagandą techniki polskiej zagranicą.

2) Komisja Laboratoriów:

Zajmuje się współpracą między laboratoriami budowlanymi w zakresie wzajemnej wymiany dorobku naukowego.

3) Komisja Badań Przeciwożarowych:

Program prac Komisji został podzielony między trzy Podkomisje:

- a) Podkomisja materiałów niepalnych;
 - b) Podkomisja konstrukcyjna;
 - c) Podkomisja drewna.
- 4) Komisja Spraw Zawodowych:
Stoi na straży zawodowych praw inżynierów.
- 5) Komisja Organizacyjna:

Zajmuje się opracowywaniem regulaminów normujących życie Związku.

6) Komisja Konkursowa:

Opracowała projekt „Regulaminu Konkursów na projekty inżynierskie”.

7) Komisja Taryfowa:

Zajmuje się opracowywaniem norm wynagrodzeń za prace inżynierskie.

8) Komisja Odczytowo-Wycieczkowa:

Organizuje odczyty i wycieczki.

9) Komisje Normalizacyjne:

Związek nasz objął wszystkie Komisje Normalizacyjne P. K. N. z zakresu budownictwa. W ten sposób normy budowlane są rezultatem prac Komisji naszego Związku.

Komisje Normalizacyjne istnieją następujące:

- a) Komisja Budowlana;
- b) Komisja Izolacyjna;
- c) Komisja Kamieni Budowlanych;
- d) Komisja Cementu, Betonu i Żelbetu;
- e) Komisja Konstrukcyj Stalowych;
- f) Komisja Badań Gruntów.

ROZSTRZYGNĘCIE KONKURSU FUNDACJI IM. LINCOLNA

Jak donosiliśmy kilkakrotnie w poprzednich Biuletynach, amerykańska fundacja naukowa im. Lincoln rozpiła

przed rokiem międzynarodowy konkurs na prace z zakresu spawania z ogólną sumą nagród 200.000 dolarów. Konkurs ten został w sposób amerykański zareklamowany we wszystkich państwach, również i na terenie Polski. Na Konkurs nadesłano ponad 2000 prac, oczywiście najwięcej amerykańskich. Przez 4 miesiące kolegium 31 sędziów badało nadesłane prace i udzieliło prawie 450 nagród. Najwyższa z nich wynosiła ok. 14.000 dolarów. Spośród nagrodzonych jest kilkunastu Anglików, trzech Holendrów, Szwajcar, Francuz, poza tym sami Amerykanie. Najwięcej nagród rozdzielono w zakresie stosowania spawania w budowie maszyn, w automobiliźmie i areonautyce, choć i w budownictwie oraz mostownictwie są wcale pokaznie reprezentowane.

Dobrze by było, gdyby i w Polsce znalazły się fundusze na konkursy w zakresie nauk technicznych, są one bowiem świetnym bodźcem do pracy naukowej, zwłaszcza wśród młodszych inżynierów, którzy drogą konkursu mogą wybić się jako specjaliści w danej dziedzinie.

PIERWSZY POLSKI KONGRES TECHNIKÓW

W dniach 11 — 13 listopada 1958 r. odbędzie się w Warszawie Pierwszy Polski Kongres Techników, organizowany przez Naczelną Organizację Stowarzyszeń Techników R. P. (N.O.S.T.).

Obrady Kongresu toczyć się będą pod wysokim protektoratem Pana Prezydenta Rzeczypospolitej i Pana Marszałka Polski Edwarda Śmigłego-Rydza.

Pierwszy Polski Kongres Techników, który ma się odbyć w tak doniosłym dla Państwa okresie tworzenia nowej polskiej rzeczywistości, bierze sobie za hasło:

*„Przez zorganizowany świat techniczny
do realizacji planu gospodarczego Polski!”*

W pełnej realizacji stworzonej przez siebie idei musi zorganizowany społecznie i samorządowo polski świat techniczny znaleźć najważniejszy cel swego zbiorowego istnienia oraz najważniejszy cel zawodowej pracy każdego ze swych członków.

Blizsze szczegóły o Kongresie podane są wewnątrz numeru.

TERMINARZ IMPREZ ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO

*organizowanych wspólnie z Kolem Inżynierów Dróg
i Mostów.*

17 — X — rb. godz. 20 — Stow. Techników, ul. Czackiego 3/5. Wieczór klubowy.

24 — X — rb. — godz. 20 — Stow. Techników, herbatka dyskusyjna na temat: „IV. Zjazd Inżynierów Budowlanych w Gdyni we wrześniu 1958 r.

31 — X — rb. godz. 20 — Stow. Techników. Wieczór klubowy.

KURSY JĘZYKÓW OBCYCH

Kursy języków obcych H. Lewandowskiego, Warszawa, Nowogrodzka 41, tel. 8-22-90 zgłosiły gotowość przyznania ulg w opłatach za naukę członkom naszego Związku.

Nauka odbywa się w grupach składających się z ośmiu osób najwyżej.

Od opłaty wynoszącej miesięcznie za lekcje 2 razy na tydzień 10 zł, a za lekcje 3 razy na tydzień 15 zł członkowie Związku uzyskują ulgę. Koledzy zainteresowani zechcą powołać się na wiadomość w biuletynie celem uzyskania ulgi w opłatach.

PROTOKÓŁ

Zjazdu Delegatów Z. P. I. B. odbytego w Gdyni

w dniu 11.IX.1938 roku

Obecni Kol.: Oddział Gdyniński — J. Czyż, St. Zaorski, S. Strokowski.

Oddział Krakowski — St. Andruszewicz, W. Pogány, B. Kopyciński, A. Gabryszewski.

Oddział Lwowski — B. Łazoryk, St. Serafin, M. Kogut, R. Rogowski.

Oddział Łódzki — D. Gawalkiewicz, A. Grapów, Mjr S. Więckowski.

Oddział Poznański — P. Zaremba, O. Pohlman, S. Lassaud.

Oddział Śląsko-Dąbrowski — J. Cwiżewicz, J. Kozielek, H. Honheiser, K. Wolniewicz, Wl. Wachniewski.

Oddział Warszawski — S. Bryła, S. Kuhnke, A. Pszenicki, T. Kluz, W. Kędzierski, A. Chmieleński, W. Bielicki, E. Brenneisen, S. Sandomierski, J. Nechay, W. Srokowski.

P o r z á d e k o b r a d :

1. Przyjęcie protokołu poprzedniego pierwszego Zjazdu Delegatów,

2. Zmiana statutu — wniosek Oddziału Poznańskiego,

3. Podwyższenie opłat członkowskich w Związku z wydawaniem pisma i jego obowiązkowa prenumerata dla członków,

4. Wniosek Zarządu Głównego i Oddziału Lwowskiego o nadanie godności Członka Honorowego prof. Bratro,

5. Ustalenie terminu i miejsca następnego Zjazdu Naukowego Związku,

6. Współpraca Oddziałów z Komitetem Redakcyjnym „Inżynieria i Budownictwo”,

7. Sprawy bieżące i wolne wnioski.

Zjazd zagaja o godz. 8,15 prof. Pszenicki witając zebranych i stwierdzając, że odnośnie porządku obrad sprzeciwu nie podniesiono. Na przewodniczącego kol. Nechay prosi prof. Pszenickiego co zebrani przyjmują przez akklamację. Z kolei przewodniczący zaprasza na zastępców kol. Zaorskiego i Kozielek oraz na sekretarzy kol. Chmieleńskiego i Zarembę, na co zebrani się godzą.

Ad. 1. Przyjęcie protokołu z poprzedniego Zjazdu. Protokół z poprzedniego Zjazdu przyjęto bez odczytania.

Ad. 2. Zmiana Statutu i wniosek Oddziału Poznańskiego. Kol. Zaremba referuje wniosek Oddziału Poznańskiego odczytując jego treść: „Część II. p. 2 statutu Związku uzyskuje brzmienie następujące: członkami zwyczajnymi Związku mogą być wszyscy inżynierowie Polacy, wyznania chrześcijańskiego lub mahometańskiego, posiadający dyplomy“... dalej wg brzmienia statutu. Referent uzasadnia wniosek. Kol. Nechay podaje do wiadomości ilość członków aryjczyków i niearyjczyków.

Po obszernej dyskusji, w której zabierali głos kol. kol. Bielicki, Bryła, Brenneisen, Nechay, Czyżewski, Honheiser, Łazoryk, Kuhnke, Chmieleński, Zaorski, Gawalkiewicz, Pszenicki, Zaremba i inni — wyłoniły się następujące wnioski:

a) wniosek kol. Brenneisena:

„Przejsć do porządku dziennego nad wnioskiem Oddziału Poznańskiego z tym, że Zjazd Delegatów poleca Komisjom balotującym Oddziałów Związku szczególne badanie złożonych deklaracji kandydatów pod kątem lojalności państwowej oraz obywatelskiej polskiej celem zabezpieczenia organizacji zawodowej od wpływów obcych, różnych z duchem oraz celami Związku“.

b) wniosek kol. Zorskiego:

„Część II. p. 2 statutu Związku uzyskuje brzmienie następujące: „...w poczet członków Polacy z wyjątkiem osób wyznania mojżeszowego“ — dalej wg brzmienia statutu“. W tym kol. Zaremba w imieniu Oddziału Poznańskiego przychyliła się do wniosku kol. Zaorskiego.

c) Poprawka kol. Wachniewskiego do wniosku kol. Zaorskiego treści następującej:

„Zamiast słów inżynierowie Polacy wstawić słowa inżynierowie obywatele Polscy“.

d) Wniosek kol. Bielickiego, który proponuje uzupełnienie wniosku kol. Zaorskiego w ten sposób by po słowach:

„wyznania mojżeszowego“ dodać zdanie „chyba, że kandydat jest oficerem służby czynnej lub rezerwy WP. lub jest dekorowany odznaczeniami bojowymi lub niepodległościowymi“.

W tym miejscu przewodniczący prof. Pszenicki zauważa, że właściwie w myśl statutu nie może być przewodniczącym zebrania będąc prezesem Związku, proponuje wobec tego p. inż. Pohlmana na przewodniczącego, co zebranie akceptuje uchwalając uznanie dotychczasowego przebiegu obrad za ważne.

Przystąpiono do imiennego głosowania na wniosek kol. Bryły.

Przewodniczący poddaje pod głosowanie wniosek kol. Brenneisena, za którym spośród 32 ważnych głosów 7 oświadczyło się za, a 23 przeciw przy 2 wstrzymujących się, wobec czego wniosek ten upadł.

Z kolei przewodniczący poddaje pod głosowanie poprawkę kol. Wachniewskiego, za którą oświadczyło się 24 głosy, przeciw 7, wstrzymało się 1, zatem poprawka uzyskała kwalifikowaną większość $\frac{2}{3}$ głosów.

Przewodniczący poddaje pod głosowanie wniosek kol. Bielickiego, za którym oświadczyło się 6 głosów, przeciw 24, wstrzymało się 2 głosy, wobec czego wniosek ten upadł.

W końcu przewodniczący poddaje wniosek kol. Zaorskiego pod głosowanie z poprawką kol. Wachniewskiego uzyskując 25 głosów „za“, 6 „przeciw“ i 1 wstrzymujący się, czyli kwalifikowaną większość wymaganą statutem.

Po podaniu do wiadomości wyniku głosowania i stwierdzeniu przyjęcia wniosku o zmianę statutu — kol. Kogut odczytuje następujące oświadczenie.

„Imieniem grona żydowskich członków Z. P. I. B. protestuję przeciw uchwale Nadzwyczajnego Zjazdu Delegatów odbytego dnia 11 września w Gdyni zmieniającej statut w kierunku usunięcia żydowskich inżynierów budowlanych ze Związku. Uchwała ta nie znajduje uzasadnienia w małej ilości kolegów żydów w stosunku do ogółu członków Z. P. I. B. ani też z powodu pozytywnej współpracy tych kolegów na terenie wszystkich Oddziałów Związku.

Oświadczam, że dyskryminacja, jaka nas spotkała, nie zdola zmienić naszych dotychczasowych dążeń do podniesienia pracy zawodowej inżyniera budowlanego na coraz to wyższy szczebel rozwoju, dla dobra stanu inżynierskiego i całego społeczeństwa.

Naśladownictwo nieludzkich metod sąsiada nie zdola również naruszyć naszych uczuć patriotycznych i przywiązania do Państwa Polskiego, dla którego wielkość pracować jako Jego obywatela uważamy za zaszczyt i obowiązek. Będąc od wieków złączeni z losami tej ziemi, w której obronie praojcowie nasi krew przelewali wspólnie i przy boku całego patriotycznego mieszczaństwa polskiego, wyrażamy nadal gotowość stawienia się w potrzebie.

Wobec zapadłej kwalifikowaną większością głosów uchwały zmiany statutu, zgłaszam imieniem swoim i grona kolegów żydowskich wystąpienie ze Z. P. I. B. i wyrażam nadzieję, że to samo uczynią wszyscy koledzy żydowscy, przy czym zapowiadam złożenie zaszczytnego mandatu skarbnika Oddziału Lwowskiego.

W końcu wyrażam podziękowanie tym kolegom Polakom, którzy mieli odwagę przeciwstawić się ogólnie chwilowo panującej nagonce antysemitycznej, broniąc tym samym wiekowej tradycji kulturalnej Polaków, polegającej na szlachetnej tolerancji“.

Ad 3. Podwyższenie opłat członkowskich w związku z wydawaniem pisma i jego obowiązkowa prenumerata przez członków. Uzasadniając potrzebę podwyższenia opłat jak wyżej kol. Nechay zgłasza następujące wnioski Zarządu Głównego:

1) Zjazd Delegatów uchwała: każdy członek Związku, jest obowiązany prenumerować organ Związku „Inżynieria i Budownictwo“.

2) Zjazd Delegatów uchwała podwyższenie składki rocznej z 12 zł na 24 zł z czego pozostaje 6 zł na cele Oddziału, zaś 18 zł otrzymuje Zarząd Główny na własne potrzeby, opłacanie składek do N. O. I. i wydawanie pisma „Inżynieria i Budownictwo“.

W dyskusji, w której zabierali głos kol. Bryła, Kluz, Czyż, Kogut, Pszenicki, Brenneisen, Honheiser, Nechay, Więckowski, Kuhnke, Andruszewicz, Zaorski, wyłonili się jeszcze następujące wnioski:

a) kol. prof. Bryły, jako poprawka do wniosku Nr 2: w tym kierunku, że wysokość składki określa się na 30 zł zamiast 24 zł;

b) kol. prof. Bryły i prof. Pszenickiego: „członek, który jednorazowo wpłaci 250 zł tytułem jednorazowej składki członkowskiej, zostaje zwolniony dożywotnio od obowiązku opłacania jakichkolwiek składek na rzecz Związku;

c) kol. Nechaya, który proponuje we wniosku Nr 2 „podwyższenie składek rocznych ma obowiązywać już od 1 lipca 1938 r.“.

W głosowaniu większością głosów przeszły wnioski Zarządu Głównego wraz z wnioskiem kol. Nechaya co do terminu obowiązującego powyższą uchwałę oraz wspólny wniosek kol. prof. Bryły i Pszenickiego.

Ad 4. Wniosek Zarządu Głównego i Oddziału Lwowskiego o nadanie godności Członka Honorowego prof. Bratro.

Kol. prof. Bryła w imieniu Zarządu Głównego oraz Oddziału Lwowskiego referuje odnośny wniosek, który przez Zjazd zostaje przyjęty bez dyskusji przez aklamację.

Ad 5. Ustalenie terminu i miejsca następnego Zjazdu Naukowego Związku.

Po zreferowaniu sprawy przez kol. Nechaya i przeprowadzonej dyskusji, w której zabierali głos kol. Bryła, Pszenicki, Kopyciński, Pohlman — Zjazd uchwała ustalenie terminu oraz miejsca następnego Zjazdu pozostawić decyzji Zarządu Głównego z tym, że Zjazd winien się odbyć w miarę możliwości zimą 1939/40 w Centralnym Okręgu Przemysłowym lub w Krakowie, jako mieście najbliższym położonym C. O. P.-u.

Równocześnie Zjazd przyjął do wiadomości zaproszenie kol. Kopycińskiego, delegata Oddziału Krakowskiego na odbycie przyszłego Zjazdu w Krakowie.

Ad 6. Współpraca Oddziału z Komitetem Redakcyjnym „Inżynierii i Budownictwa“. Na podstawie referatu kol. Kluzy uchwalono co następuje:

„Zjazd Delegatów nakłada na poszczególne Oddziały Związku obowiązek zorganizowania w swym łonie komórki, której celem byłaby współpraca nad utrzymaniem właściwego poziomu technicznego organu oraz nad zapewnieniem mu podstaw finansowych“.

Ad 7. Sprawy bieżące i wolne wnioski.

a) Zjazd uchwała jednogłośnie wniosek zgłoszony przez Oddział Lwowski, a referowany przez kol. Kogutą treści następującej:

„Zjazd Nadzwyczajny Delegatów Z. P. I. B. poleca Zarządowi Głównemu wejść w kontakt z Zarządem N. O. I. w tym celu, aby uniknąć wielokrotnego opodatkowania poszczególnych członków na rzecz N. O. I. z racji równoczesnego należenia do kilku organizacji wchodzących w skład N. O. I.“.

b) Zjazd uchwała jednogłośnie na wniosek kol. Nechaya, co następuje:

„Zjazd Delegatów wzywa wszystkich członków Związku do popierania w miarę możliwości budowy Domu Inżyniera w Gdyni, jako placówki zwiększającej znaczenie i majątek Związku“.

c) Zjazd uchwała jednogłośnie na wniosek wspólny kol. prof. Pszenickiego i Bryły, jak niżej:

„Zjazd Delegatów upoważnia Zarząd Główny do przyznania Oddziałowi Gdyniowskiemu subwencji w wysokości do 600 zł rocznie przez okres 2 lat na budowę Domu Inżyniera w Gdyni“.

d) Kol. Zaorski zgłasza dezyderat, który przewodniczący odesłał do Zarządu Głównego:

„Zarząd Główny Z. P. I. B. dążyć będzie do zmiany rozporządzenia p. Ministra Przemysłu i Handlu § 1 p. a i ust. II (Dz. U. 40/38, poz. 332), w tym sensie, aby „uzdolnieniem“ do wykonywania robót murarskich i ciesielskich uznać ukończenie odpowiednich studiów wyższych lub średnich“.

Wobec wyczerpania porządku dziennego, przewodniczący kol. Pohlman zamknął Nadzwyczajny Zjazd Delegatów o godz. 12,15.

Sekretarz Zjazdu: Przewodniczący Zjazdu:
Inż. Zaremba i inż. Chmieleński Inż. Pohlman

PROTOKÓŁ

Zebrania Informacyjnego na IV Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Gdyni

dn. 11.IX.1938 r., godz. 19.

Zebranie informacyjne zagal prof. A. Pszenicki nawiązując do faktu stałego wzrostu liczby członków Związku wraz z rozszerzaniem się zakresu działalności fachowo-zawodowej licznych Komisji Związku. Liczba członków Związku stanowiąca odpowiednik roli i znaczenia Z. P. I. B. w społeczeństwie polskim wiąże się jak widać z cyfr ściśle ze wzrostem powagi i zasięgu prac podejmowanych przez Związek.

Inż. J. Nechay rozwinął następnie szczegółowo program prac Związku, odsyłając bliżej zainteresowanych obszerniejszym opisem każdej dziedziny działalności do ogłoszonego drukiem „Sprawozdania z działalności Zw. Pol. Inż. Bud.“ wydanego w ub. roku z racji I. Polskiego Kongresu Inżynierów we Lwowie.

Prace bieżące Związku są ogłaszane w miesięcznych „Biuletynach“ ukazujących się obecnie łącznie z fachowym organem Związku miesięcznikiem „Inżynieria i Budownictwo“, — wymagają natomiast podkreślenia niektóre momenty specjalne tej pracy.

Związek należy do N. O. I. i bierze b. czynny udział w pracach tej organizacji. Prof. St. Bryła, członek i V-Prezes Związku jest Przewodniczącym „Komitetu Akcji w sprawie tytułu inżyniera“ przy N. O. I.

Związek zainicjował w r. ub. i rb. dwie oryginalne imprezy targowe: Targi Budowlane w ramach wiosennych Targów Poznańskich oraz (wspólnie z N. O. I.) dział budowlany Targów Technicznych na jesiennych Targach Wschodnich we Lwowie.

Duży wysiłek organizacyjny czeka Związek z racji mającego się odbyć w r. 1940 międzynarodowego kongresu A. I. P. C. w Warszawie. Doskonałą zaprawą do tej, wielkie znaczenie posiadającej, manifestacji naukowej są Zjazdy naukowe Związku, których poziom organizacyjny podnosi się coraz bardziej.

Zagadnienie koordynacji prac naukowych polskich Laboratoriów Budowlanych uzyskało nareszcie stałą, o zasadniczym znaczeniu pomoc w kwartalnym „Biuletynie Polskich Laboratoriów Budowlanych“, którego pierwszy zeszyt ukazał się łącznie z pierwszymi zeszytami „Inżynierii i Budownictwa“. Pamiętna uchwała II. Zjazdu Delegatów Laboratoriów na II. Zjeździe Inż. Budowlanych w Katowicach w r. 1936 została wreszcie zrealizowana.

Prace normalizacyjne rozwijają się nadal bardzo żywo

od czasu przejścia ich przez Związek. Duże trudności są z funduszami, — praca jednak Związku w dziedzinie normalizacyjnej spotyka się obecnie z tak żywym i nadzwyczaj przychylnym zainteresowaniem i uznaniem miarodajnych instytucji, przemysłu i organizacji zawodowych, że należy mieć przekonanie o jej niewątpliwie wielkiej pożyteczności, — co na pewno pozwoli zmobilizować konieczne do pracy fundusze w ten, czy inny sposób.

Najważniejszym obecnie wydarzeniem w życiu Związku jest powstanie własnego pisma Związku. Obowiązkiem każdego członka Związku jest jak najwydatniejsze jego popieranie przez abonowanie go (co zresztą jest obecnie uznane przez Zjazd Delegatów nie tylko za zalecenie, ale za część nierozłączną składek), propagowanie w sferach zawodowych, zachęcanie do zamieszczania ogłoszeń i przede wszystkim przez zasilanie odpowiednim, oryginalnym materiałem publikacyjnym, stanowiącym dowód nieprzemijającej wartości pracy polskiego inżyniera budowlanego.

W dyskusji zabierali głos liczni pp. Koledzy, którym odpowiadał prof. Pszenicki i inż. Nechay.

Kol. inż. Kogut z Oddziału Lwowskiego poruszył sprawę zaliczania przez Ministerstwo Op. Społ. przemysłu budowlanego do wyższej kategorii niebezpieczeństwa niż dotychczas i zgłosił w tej sprawie następujący wniosek:

„Wobec tego, że rozporządzenie Minist. Op. Sp. z dnia 6.IV.1938 (Dz. U. R. P. Nr 26, poz. 238) zalicza przemysł budowlany do wyższej kategorii niebezpieczeństw wypadkowych niż dotychczas. Zebranie Informacyjne członków Z. P. I. B. obradujące przy sposobności odbycia Zjazdu naukowego w Gdyni dnia 11.IX.1938 r.:

1) przypomina uchwałę I. Zjazdu Organizacyjnego o koncesjonowaniu przemysłu budowlanego,

2) zwraca się do Zarządu Głównego z prośbą o pozyczenie kroków:

a) aby Ministerstwo Op. Społ. wydało okólnik do Ubezpiec. Społ. w tym kierunku, aby przedsiębiorstwa budowlane prowadzone przez członków Z. P. I. B. zaliczone były do najniższej klasy IX. kategorii niebezpieczeństwa wypadkowego,

b) aby Ministerstwo Op. Społ. zorganizowało „służbę bezpieczeństwa pracy“ dla budownictwa celem uzyskania dalszego obniżenia kategorii niebezpieczeństwa dla przemysłu budowlanego.

Wszyscy inżynierowie budowlani
winni należeć do naszego Związku

PORADNIA BETONOWA

przy Redakcji czasopism „Cement” i „Beton”, Warszawa,
ul. Mazowiecka 4 udziela informacji we wszelkich tech-
nicznych sprawach, związanych z wykonaniem, konserwacją
i przebudową budowli betonowych i żelbetowych.

Porady udzielane są bezpłatnie prenumeratom tych pism.

Przy wykonywaniu robót betonowych i żelbetowych należy
zapoznać się z następującymi wydawnictwami
Związku Fabryk Cementu

- | | | | |
|---|--------|---|---------|
| 1. Beton i sposoby jego przyrządzania, wyczerp. (w przygotowaniu) | Zł 1.— | 20. „Kurs Żelbetnictwa” inż. L. Hubl i inż. J. Nechay | Zł 12.— |
| 2. Fundamenty betonowe pod małe budynki | „ 1.— | 21. W sprawie oszczędności w budowie żelbetowych mostów drogowych małych i średnich rozpiętości, inż. dr Z. Wasiutyński | „ 1.— |
| 3. Beton w zastosowaniu do higieny | „ 1.— | 22. Technologia betonu, inż. A. Eiger | „ 3.— |
| 4. Betonowe mosty drogowe | „ 1.— | 23. Przepowiadanie 28-dniowej wytrzymałości betonu, inż. dr Bronisław Bukowski | „ 6.— |
| 5. Cegła cementowa, jej wyrób i użycie | „ 1.— | 24. Budowa nawierzchni betonowych pod Warszawą w roku 1935, inż. A. Kobyliński | „ 2.— |
| 6. Wyroby betonowe:
cz. I: pustak, dachówka i cembrowina | „ 1.— | 25. Most łukowy żelbetowy na Sole w Tresnej-Czernichowie, prof. dr W. Burzyński | „ 2.— |
| 7. cz. II: inne wyroby | „ 1.— | 26. Żelbet, wiad. podstawowe, III wyd., inż. J. Nechay | „ 1.— |
| 8. Sztuczny kamień, inż. M. Masłowski | „ 2.— | 27. Rury betonowe, inż. W. Bielicki | „ 1.— |
| 9. Budowa dołów betonowych do kiszenia pasz zielonych, inż. T. Kałkowski | „ 0.50 | 28. Żelbet na Kongresie Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcji, Berlin 1936 | „ 2.— |
| 10. Beton w ogrodzie, W. Kupsto | „ 0.80 | 29. Organizacja Betoniarń Miejskich, inż. J. Nechay | „ 0.50 |
| 11. Beton, jego tworzenie i własności, inż. J. Nechay | „ 10.— | 30. Wibratory (praca zbiorowa) | „ 1.— |
| 12. Beton w budownictwie mieszkaniowym, inż. J. Nechay, wyczerp. (w przygotowaniu II wyd.) | „ 8.— | 31. Cement portlandzki, inż. St. Altman | „ 1.— |
| 13. Beton i żelbet w budownictwie | „ 2.— | 32. Rúsztowania żelazobetonowych mostów drogowych, inż. Ludwik Hubl | „ 25.— |
| 14. Ósmy cud świata, Lech Niemojewski | „ 1.— | 33. Rożnów — budowa zbiornika i zakładu wodno-elektrycznego do r. 1938, technik St. Jarzqbek | „ 1.— |
| 15. Wyprawy szlachetne, L. Radyx | „ 0.80 | | |
| 16. Kontrola betonu na budowie, inż. dr B. Hupczyc | „ 2.— | | |
| 17. O pomostach żelazobetonowych złożonych tylko z 2. podłużnic i z poprzecznic, inż. dr Z. Wasiutyński | „ 1.— | | |
| 18. Most na Sole w Kobiernicach, inż. W. Straszynski | „ 1.— | | |
| 19. Projektowanie betonu, inż. H. Wąsowicz | „ 2.— | | |

ZBROSZUROWANE ROCZNIKI:

- | | | | |
|-----------------------------------|--------|---|--------|
| „Beton” 1932 i 1933 po | Zł 3.— | „Cement” 1933, 1935 i 1936 po | Zł 5.— |
| „Cement” 1931 i 1932 po | „ 8.— | „ 1937 | „ 5.— |

MIESIĘCZNIK „CEMENT” WRAZ Z DWUMIESIĘCZNIKIEM „BETON”, ROCZNA PRENUMERATA Zł 6.—

Wszystkie ceny obejmują koszt przesyłki pocztowej, płatne na konto Związku Polskich Fabryk Cementu P. K. O. 19044

Warszawa, ul. Mazowiecka 4, tel. 2-28-12 i 5-17-85.