



INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK I

GRUDZIEŃ 1938

NR 6

T R E Ś Ć: Inż. H. Honheiser — Hale łukowe z blach stalowych. S. Bryła — Warunki wykonania i odbioru konstrukcji stalowych. Inż. I. Berger — Szkielet stalowy gmachu K.K.O. w Chorzowie. Dr. T. Kluz — W sprawie rozwiązań ustrojów ramowych w książkach Kleinogla. Inż. A. Hauke-Bosak — W sprawie błędów w książkach Kleinogla. Inż. H. Griffel — Słupy z rur stalowych w budownictwie. Dr. P. Szachow — Budynek szkieletowy jako rama przestrzenna. Recenzje z prasy technicznej. Przegląd prasy. Kronika. Biuletyn Związku Polskich Inżynierów Budowlanych.

Inż. HENRYK HONHEISER (Katowice)

HALE ŁUKOWE Z BLACH STALOWYCH

Przejawiająca się ostatnio we wszystkich dziedzinach budownictwa dążność do jak najdalszego wykorzystania tworzyw konstrukcyjnych zaznacza się szczególnie w budowlach inżynierskich tego typu, jak hale o dużej rozpiętości. Jakkolwiek składają się na to między innymi również przyczyny natury gospodarczej oraz ograniczenia w stosowaniu pewnych materiałów na terenie niektórych państw, należy sobie zdać sprawę, że te nowe kierunki projektowania i wykonywania współczesnych budowli mają tak szeroki wpływ na wszystkie inne konstrukcje, że wszelkie poczynania w tej dziedzinie godne są zanotowania i bliższej uwagi.

Szczególnie ciekawe jest rozpowszechnienie się ostatnio w konstrukcjach stalowych tzw. „budownictwa lekkiego“, gdzie naczelną zasadą jest dążenie do jak największego wykorzystania stali jako materiału konstrukcyjnego przez stosowanie:

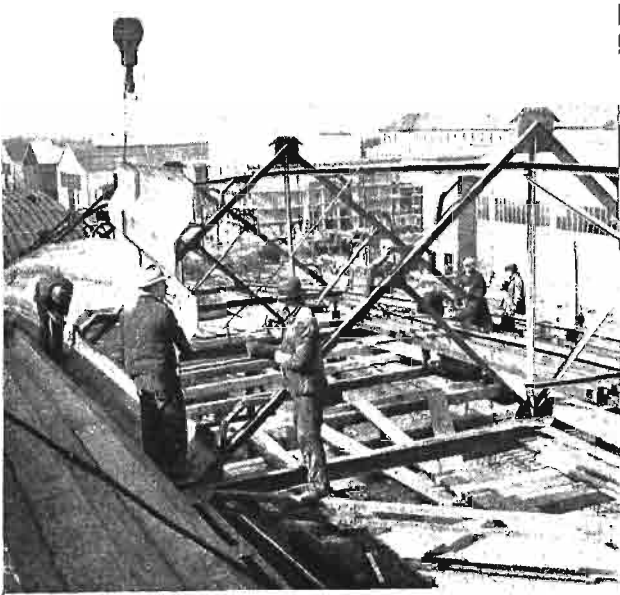
1. odpowiednio dobranych ustrojów statycznych;
2. lekkich przekrojów o małej wadze i dużej wytrzymałości;
3. nowych metod łączenia elementów konstrukcyjnych (spawanie);
4. stali budowlanych specjalnych.

Budując w myśl przytoczonych zasad, uzyskuje się konstrukcje lekkie, przejrzyste i wytrzymałe oraz łatwe i proste w montażu.

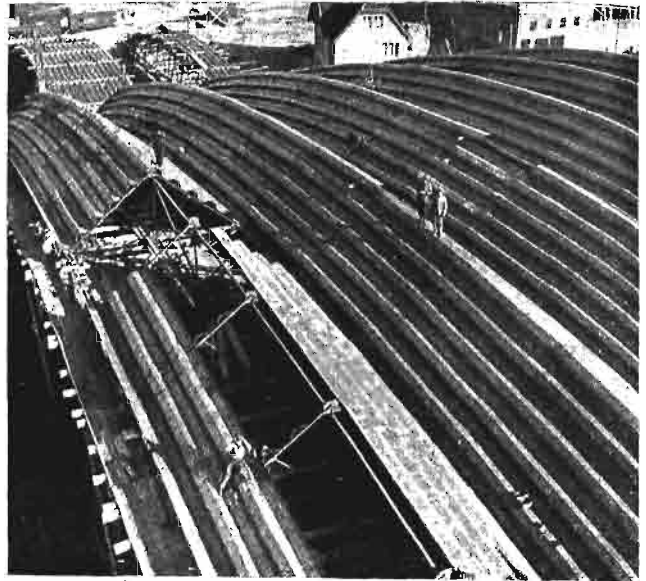
W halach dużych rozmiarów o konstrukcji stalowej, w których stosowanie podpór pośrednich w formie słupów jest niedopuszczalne ze względu na specjalne przeznaczenie tych hal, (hangary, remizy itp.) stosowanie wytycznych „budownictwa lekkiego“ daje oczywiście korzyści większe niż w budowlach innych rodzajów. Jest to możliwe dzięki wciągnięciu pokrycia dachowego do współpracy

statycznej z resztą ustroju, co oprócz obniżenia wagi, pozwala na równoczesne korzystne obniżenie rozmiarów budowli.

Przykładem ciekawego rozwiązania tego rodzaju konstrukcji jest wzniesiona w ubiegłym roku w Niemczech w Düsseldorfie hala o więzarach łukowych z blach stalowych (pomysłu inż. Hünnebecka). Rzut poziomy hali jest prostokątem o wymiarach 85,00 × 45,00 m. Po obu krótszych bokach dostawiono przybudówki o charakterze pomocniczym, szerokości 8 m. Wysokość hali w środku wynosi 14,00 m. Właściwy ustrój nośny hali składa się z sześciu łuków ze ścięgnem, wspartych na konstrukcji ścian. Elementy łukowe posiadają przekrój trójkątny o podstawie 7,45 m i wysokości 3,00 m. Wykonano je z blach stalowych 4,75 mm grubości, zginanych falisto w formie kołrytek o trapezowym przekroju. Kształt ten dobrano dla uzyskania lepszego udźwigu i większej sztywności blach. W ten sposób płaszczyzna dachowa stanowi równocześnie element niosący i przykrycie dachu. Ściany boczne hali przejmują tylko obciążenia pionowe, pochodzące z oddziaływań łuków. Parcie wiatru na te ściany przeniesiono przez konstrukcję szkieletu przybudówek. Parcie wiatru na ściany czołowe przejęte zostało przez dodatkowe stężenia, biegnące wzdłuż podstawy przekroju obu czołowych łuków. W miejscu styków poprzecznych poszczególnych elementów blaszanych łuku, zastosowano dodatkowe trójkątne stężenia poprzeczne, na których równocześnie zawieszono ścięgna z kształtowników I NP34. Do ścięgien przytworowano lekki dźwig elektryczny o nośności do 3 t, zmontowany w ten sposób, że może on obsługiwać całą powierzchnię hali. Dla umożliwienia przesunięcia poziomych łuku, spowodowanych wpły-



Rys. 1. Montaż elementów łukowych hali. Widoczne stężenia poprzeczne oraz blachy dźwigarowe.

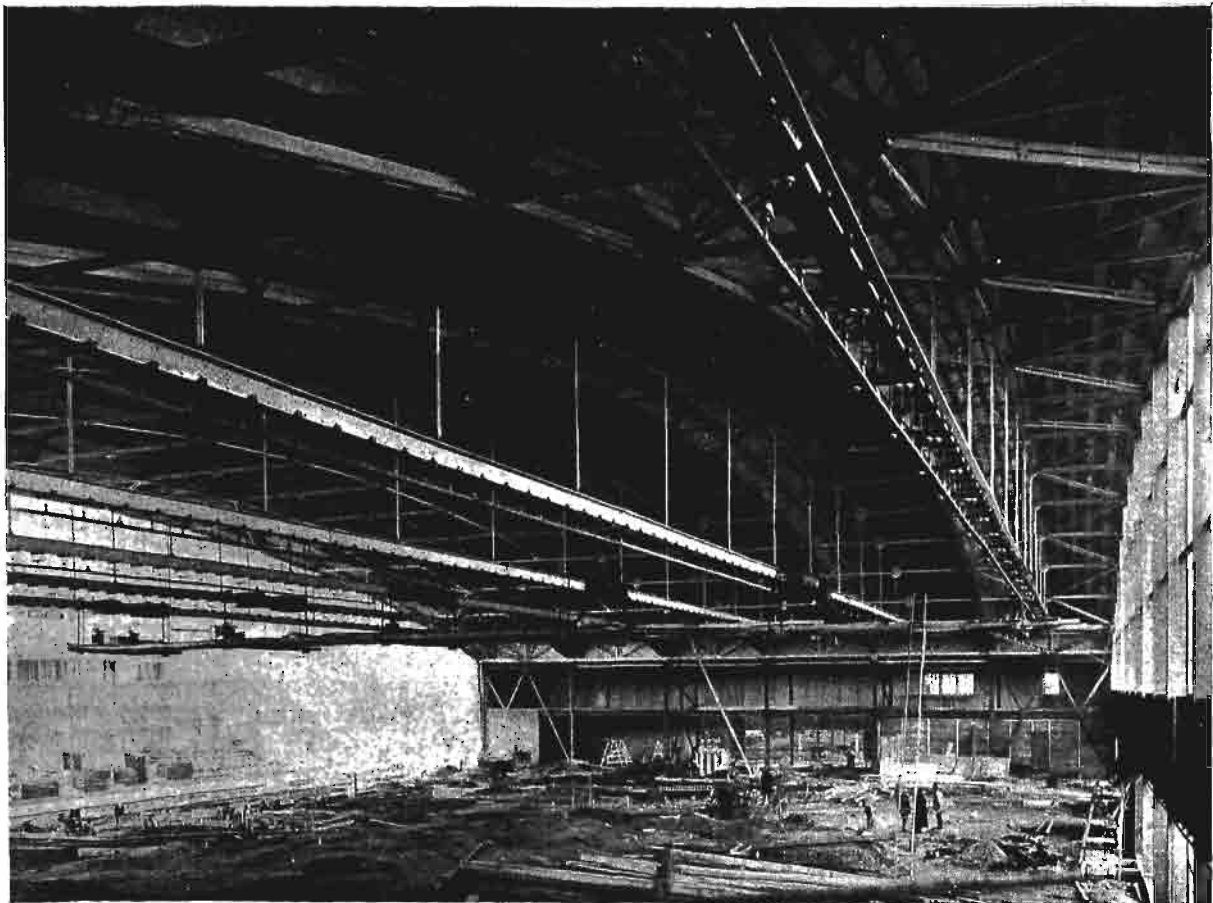


Rys. 2. Dach hali w czasie ustawiania ostatniego łuku.

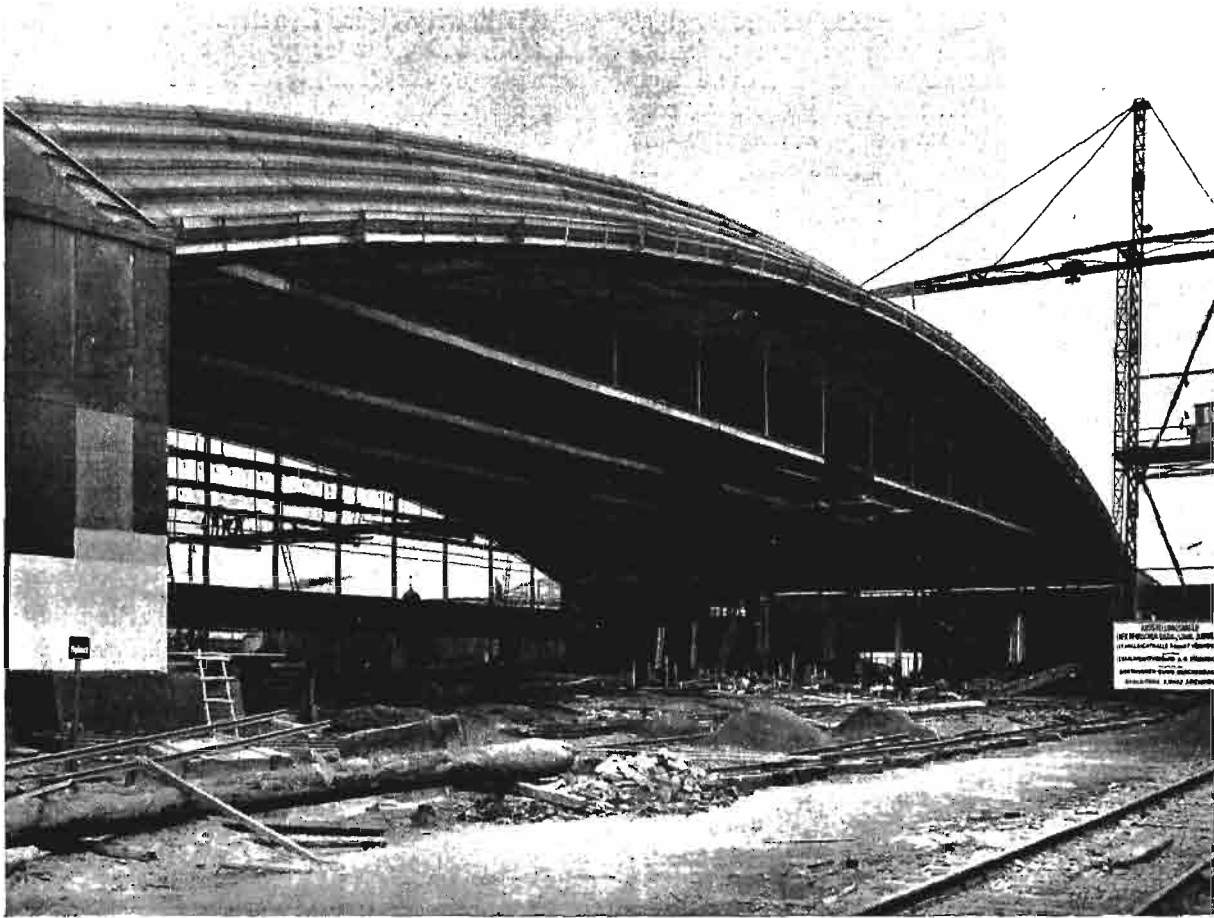
wem temperatury i obciążeń, jedną z podpór łuków wykonano jako ruchomą.

Ściany szczytowe tworzą normalny ustrój szkieletowy wsparty na słupach i ryglach. Od zewnątrz wypełniono ściany do wysokości 5,24 m blachą stalową 3 mm grubości, od wewnątrz lekkimi płytami izolacyjnymi. Górne płaszczyzny ścian

oszkłono. Zamocowanie słupów przewidziano w ten sposób, że możliwe są drobne ich przesunięcia na zetknięcie z dachem. Dla wentylacji zamieszczono na dachu wywietrzniki oraz okna otwierane w ścianach czołowych. Jako tworzywo konstrukcyjne zastosowano stal budowlaną, określoną w normach niemieckich jako stal St 37. Widoczne powierzch



Rys. 3. Wnętrze hali po ukończeniu montażu.

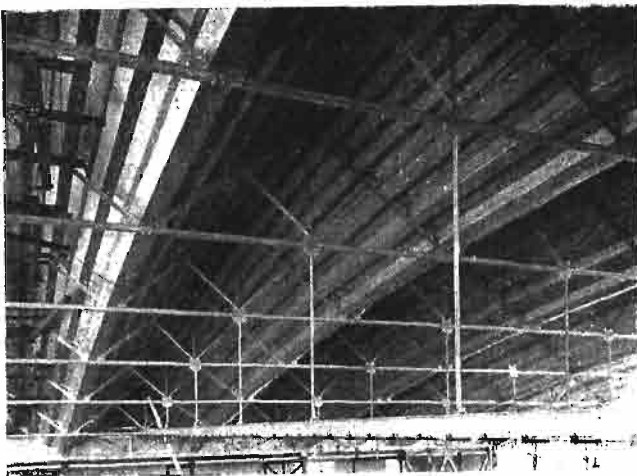


Rys. 4. Widok hali od strony ściany szczytowej.

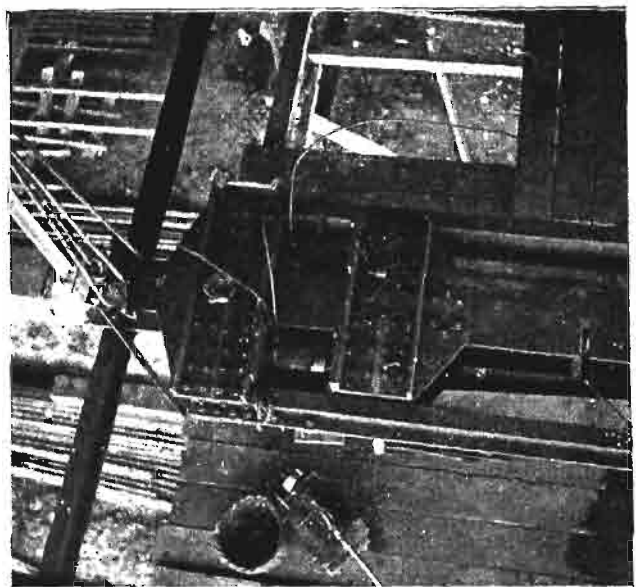
nie konstrukcji powleczone po ukończeniu od wewnątrz farbą aluminiową, od zewnątrz farbą olejną na podkładzie z minii.

Ustawienie konstrukcji hali na miejscu budowy było proste i zajęło niewiele czasu, dzięki temu, że zastosowano elementy stosunkowo lekkie i łatwe w łączeniu. Najpierw zmontowano konstrukcję stalową obu przybudówek wraz ze stężeniami. Następnie ustawiono pomocnicze rusztowanie na szerokości dwu elementów łukowych hali głównej. Składało się ono z drewnianych słupów, na których wsparło dźwigary dwuteowe, biegnące

spodem równoległe do łuków, a na dźwigarach ułożono deskowanie robocze. Pas dolny trójkątnych stężeń poprzecznych łuków umieszczono bezpośrednio pod stemplami, tak że można było uzyskać dokładne ułożenie stężeń na przepisanej wysokości. Następnie zmontowano kompletnie stężenia i tężnik wiatrowy pierwszego łuku, po czym zawieszono ścięgna tymczasowo na rusztowaniu i



Rys. 5. Szczegół stężenia poprzecznego łuków.



Rys. 6. Urządzenie dla dociągania ścięgien łuków.

zamocowano łożyska. Poszczególne elementy blaszane łuku łączono w kierunku podłużnym śrubami, w kierunku poprzecznym nitami. Dzięki tego rodzaju łączeniu, cała konstrukcja jest łatwo rozbierna i bez trudności można ją zdemontować i ustawić na nowo w innym miejscu. Następne łuki ustawiono na ten sam sposób.

Celem uniknięcia wzajemnego oddziaływania sąsiednich łuków w czasie montażu, zdecydowano się na równoczesne dociągnięcie wszystkich ściągów oraz równoczesne ustawienie wszystkich 6 łuków na łożyskach. Gdyby usunąć stemple środkowe łuków bez dodatkowego napinania ściągów, łożyska przesunęłyby się o ok. 25 mm na zewnątrz. Zastosowano więc wstępne napięcie ściągów, które odpowiadało przesunięciu do wewnątrz o ok. 35 mm i przeprowadzono je równocześnie z opuszczeniem łuku, tak że nastąpiło częściowe wyrównanie się obu procesów. Urządzenia do wstępnego dociągania umieszczono w środku ściągów. Składało się ono z dwu pras wodnych dla każdej połowy. Po osiągnięciu przez naciąg przepisanej miary, przewiercono w ściągach otwory i złączono je nitowanymi przykładkami. Ściany szczytowe ustawiono na samym końcu, w normalny sposób.

STEFAN BRYŁA (Warszawa)

WARUNKI WYKONANIA I ODBIORU KONSTRUKCJI STAŁOWYCH

Wzmagające się wciąż zastosowanie stali w budownictwie wymaga ustalenia normalnych warunków wykonania i odbioru tychże konstrukcji. Minęły bowiem czasy, gdy konstrukcje stalowe zaliczano do „robót ślusarskich”. Dziś żaden inżynier ich tak nie zakwalifikuje. W nowych podręcznikach kosztorysowanie wprowadza się coraz częściej oddzielną partię „konstrukcje stalowe”. Departament Budowlany Ministerstwa Spraw Wojskowych, który pierwszorzędnie dostosowuje się do wymagań postępu techniki i do zmiennych warunków ekonomiczno-budowlanych, usankcjonował oficjalnie ten dział konstrukcji inżynierskich w tej właśnie formie.

Przepisy budowlane poszczególnych ministerstw ujmowały w pewnym, nawet daleko sięgającym stopniu, ogólne zasady wykonania i odbioru konstrukcji stalowych. Na rynku budowlanym prywatnym panował jednak zupełny chaos. Tym bardziej wskazane było, by Komisja Konstrukcji Stalowych P. K. N. opracowała takie warunki. Podajemy je poniżej w brzmieniu uchwalonym przez Komisję.

Jako materiał podstawowy biorą „Warunki” stal handlową, która znajduje się na rynku w największej ilości. Ten moment przeważał, aczkolwiek racjonalniej pod względem należytego wyzyskania materiału konstrukcyjnego byłoby zastosować stal 010W. Stal 010W jest właściwie tą samą stalą, co stal handlowa, tylko zbadaną, „kwalifikowaną”; zaś naprężenia dopuszczalne jej są

Całkowity ciężar konstrukcji stalowej hali wynosił ok. 640 t, z czego na konstrukcję główną łącznie z przykryciem, tężnikami i słupami przypada 579,5 t. Należy jednak podkreślić, że w wadze tej mieści się już i pokrycie dachowe, co musi być uwzględnione przy porównywaniu kosztów hali z innymi konstrukcjami tego typu.

Opisaną wyżej halę wzniesiono dla celów wystawowych. Nadawała się ona w tym wypadku specjalnie, ze względu na prostotę montażu i łatwą rozbiórkę. Zasadniczo pomyślana była jednak jako hangar lotniczy. Wśród znanych już i opisywanych typowych konstrukcji tego rodzaju¹⁾ hala ta jest jeszcze jednym ciekawym przykładem umiejętnego wykorzystywania stali jako tworzywa konstrukcyjnego.

¹⁾ Inż. T. Kluz — „Nowoczesne konstrukcje stalowe w hangarach lotniczych i ich koszt” — Inżynieria i Budownictwo, Nr 5/1938.

co zresztą ma znaczenie raczej teoretyczne, gdyż w praktyce już się ich do tego celu nie stosuje. Profil zastępczy może mieć równy lub większy przekrój (dla konstrukcji nitowanej przekrój netto, po odtrąceniu dziur na nity), większy wskaźnik wytrzymałości (W), względnie moment bezwładności (I), albo też zastosuje się przekrój nieco słabszy. W tym ostatnim razie naprężenie dopuszczalne można przekroczyć o 3%. Zapłatę za konstrukcję stalową ujmuje się według ciężaru teoretycznego lub rzeczywistego.

Waga rzeczywista profilów stalowych różni się od ciężaru teoretycznego, gdyż profile przechodzą z walców o rozmaitych wymiarach, zależnie od tego, czy walce są nowe, czy też zużyte i w jakim stopniu. Zazwyczaj walce nowe mają wymiary nieco większe, a więc profile wychodzące z nich są mniejsze od profilów teoretycznych; po pewnym czasie różnica ta redukuje się do zera, po czym w miarę dalszego ścierania się walców poczyna się z nich wychodzić profile większe. Różnica poszczególnych profilów pochodzących czasem z różnych walcowni, może w poszczególnych wypadkach w wysokości profilu wynosić nawet parę mm. Pochodząca z tego powodu różnica jest znacznie częściej niepotrzebna nadwyżką niż niedoborem, gdyż z walców wychodzi więcej profilów za dużych niż za małych. Dopuszczalna tolerancja w stosunku do wymiarów znormalizowanych określona jest w normach kształtówek i mieści się zazwyczaj w granicach ± 2 do $\pm 4\%$.

Różnica w ciężarze może dalej nastąpić na skutek zastosowania innych profilów, a nieprzewidzianych w projekcie, o czym wyżej.

Różnica na ciężarze powstaje również wskutek obliczenia ciężaru główek nitów lub spoin, na które przewiduje się określony procent wagi. Obliczenie takie nie może być ścisłe. Różnice stąd powstałe mogą wynosić w konstrukcji nitowanej do 0,5 — 1% przy przeciętnie dobrej ocenie, przy złej ocenie nawet więcej, w konstrukcji spawanej 0,2 — 0,5%. Ilości te wahają się mianowicie w granicach następujących:

- a) w konstrukcjach nitowanych 3% — 5%,
- b) w konstrukcjach spawanych 1% — 1,5%,
- c) w konstrukcjach nitowo-spawanych do 3,5%.

Cyfry niższe odnoszą się do konstrukcji szkieletowych i w ogóle konstrukcyj, w których jest wiele dźwigarów niełączonych na ich długości z innymi elementami (innymi dźwigarami, nakładkami itd.), cyfry wyższe do niskich blachownic i belek kratowych, posiadających większą ilość nitów.

Projekt normy nie podaje jednak dla uproszczenia granic zmiennych, ale wprowadza średnie ilości stałe, mianowicie poleca przyjmować (ust. 8):

- a) w konstrukcjach nitowanych na główki nitów 3,5%,
- b) w konstrukcjach spawanych na spoiny 1,2%,
- c) w konstrukcjach nitowo-spawanych na spoiny i nity 2,5%.

Wobec cyfr jednolicie ustalonych odpadają wszystkie wątpliwości, jakie procenty stosować w poszczególnych wypadkach, a kwestią kalkula-

cji firmy będzie uwzględnić w cenie ogólnej większą lub mniejszą ilość spoin lub nitów.

Za podstawę umowy można wziąć ciężar teoretyczny lub ciężar rzeczywisty (ust. 6).

Ciężar teoretyczny należy obliczać na podstawie zestawień wykonanych wraz z rysunkami wykonawczymi. Zbytńia drobiazgowość jest przy tym tak samo niewskazana, jak zbyt daleko idące zaokrąglanie. Sprawę tę omawia ust. 10.

Ciężary poszczególnych kształtówek podawane są w kg/mb, przy czym tablice podają ciężar ten z dokładnością na setne kilograma. Mnożąc tak podane ciężary przez długości w milimetrach otrzymuje się oczywiście ostateczne wyniki z szeregiem miejsc dziesiętnych. Spotyka się niekiedy projekty i zleceńodawców, którzy takie właśnie obliczenia podają nieraz nawet z czterema miejscami dziesiętnymi (!), pomimo, że nie ma to najmniejszego sensu. Projektowana norma usuwa tego rodzaju nonsensy, określając, że ciężar każdej pozycji wystarczy podać w całych kilogramach. Oczywiście nie oznacza to jeszcze, że każdy element np. każdy pręt ciężaru kratowego ma być zaokrąglony do kilogramów. Natomiast ciężar każdego więzara należy zaokrąglić i dopiero następnie pomnożyć go przez ilość więzarów. Jeżeli np. ciężar jednego więzara obliczony teoretycznie wynosi 428,85 kg, a więzarów takich jest 5, to zaokrąglamy ciężar do 429 kg, co pomnożone przez 5 daje $429 \cdot 5 = 2145$ kg jako ciężar danej pozycji, który wstawiamy w ostateczne zestawienie ciężarów.

Jak obliczać poszczególne elementy (pręty) tych więzarów, norma nie podaje, dyktuje to jednak racjonalność i celowość. Wskazane jest więc obliczanie ciężaru każdego elementu oddzielnego (np. pręta więzara kratowego) z dokładnością do jednego, najwyżej do dwu miejsc dziesiętnych kilograma.

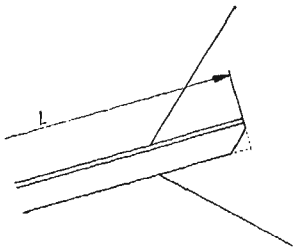
Obliczenie te poza tym nie może uwzględniać trzeciorzędnych wartości jak np. wycięć i ścięć poszczególnych prętów na końcach tychże. Np. takie pręty, jak podane na rysunku 1 i 2, należy liczyć, jak gdyby miały one pełną długość. Małe ścinki nie mają żadnego znaczenia; wprawdzie idą na złom, ale zato dodają znacznie więcej kłopotu z wycięciem lub wypaleniem. Również dla uproszczenia liczy się długość prętów wygiętych nie według osi ciężkości, ale według ich zewnętrznej krawędzi (ust. 8, część I).

Sprawę obliczenia ciężaru rzeczywistego konstrukcji ujmuje ust. 9, ustalając obliczenie w takim wypadku według listów przewozowych.

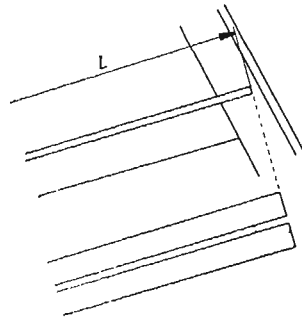
Który ze sposobów obliczenia wybrać, zależy od umowy. Zazwyczaj władze i instytucje publiczne wolą obliczenia według ciężaru teoretycznego i one przypuszczalnie ten właśnie sposób utrzymają u siebie w mocy. Obliczanie według ciężaru rzeczywistego jest wygodniejsze dla wykonawców.

Ustępy dotyczące wykonania konstrukcji stalowej nie wymagają objaśnień. Ujmują bowiem sprawy znane i w ogóle jednolicie wykonywane. Parę słów można tylko dodać o sprawie fundamentów i podłania łożysk i słupów. Zwłaszcza sprawa zalewania otworów na śruby zaprawą cementową nastęrczała często wątpliwości, kto ma to wykonać,

gdyż prosto w umowach o tym niejednokrotnie zapomniano. Często zdarza się, że firma wykonująca fundamenty już zeszła z budowy, a firma montująca konstrukcję stalową nie chciała wykonywać czynności, które umową objęte nie były.



Rys. 1.



Rys. 2.

Projekt normuje te sprawy w ten sposób, że firma wykonująca fundamenty powinna umieścić kotwy i zabetonować je, ale nie więcej niż do połowy. Zależy to od projektu kotew. Mogą więc niekiedy pozostać całe otwory niezabetonowane, można też kotwy zabetonować częściowo; w żadnym razie jednak niecałe. Chodzi bowiem o to, że kotwy zabetonowane i tym samym już ustalone, mogą nie odpowiadać otworom w płytach podstawowych i trzeba je wtedy nagiąć i dostosować do tychże. Jeżeli otwór jest zabetonowany tylko od połowy, to górna część kotwy dzięki sprężystości jej można łatwo nagiąć.

Projekt normuje też sprawę podlewania podstaw cementem i ołowiem. Chodzi tu głównie o to, by podlanie było szczelne, co nieraz szwankuje. O nieszczelnym podlaniu można się przekonać choćby przez opukanie płyty. Projekt wymaga pozostawienie co najmniej 3 — 4 cm pod płytą. Tak szeroka szczelina pozwala na dokładne wypełnienie bez trudności, gdy przy grubościach dawniej stosowanych 1 — 2 cm zupełnie szczelne podlanie jest bardzo utrudnione.

Z tego samego powodu, w razie zastosowania podkładki ołowianej pod płytę, projekt przewiduje wykonanie jej z poszczególnych arkuszy ołowiu, a nie przez podlanie ołowiem. Arkusze takie mają zwykle grubość 3 mm, należy zatem podłożyć taką ich ilość, jaka będzie potrzebna z uwagi na pozostawioną szparę. Oczywiście przy podkładce ołowianej szpara winna być znacznie mniejsza (ok. 1 cm).

Podane poniżej brzmienie projektu „Warunków” jest brzmieniem „w pierwszym czytaniu”. Ogłasza się je dlatego, by uzyskać głosy inżynierów, celem uwzględnienia ich w ostatecznej redakcji.

Ta ostateczna redakcja ukaże się mniej więcej za pół roku, a tym samym ta niejasna dotąd dziedzina wykonania i odbioru konstrukcji stalowych zostanie uregulowana.

Nawiązując do tej normy opracowane będą w Komisji Konstrukcji Stalowych wkrótce zasady obliczania i projektowania konstrukcji stalowych.

WARUNKI WYKONANIA I ODBIORU KONSTRUKCJI STALOWYCH (Projekt normy)

1) Konstrukcja może być wykonana ze stali węglowej bez znaku — (stal gatunku handlowego), ze stali węglowej ze znakiem 010 W, 015 W, 020 W, lub ze stali specjalnych co powinno być wyraźnie zaznaczone w projekcie.

2) O ile w kosztorysie lub umowie nie zaznaczono użycia specjalnego gatunku stali, przyjętą należy stal handlową (bez znaku).

3) W odosobnionych wyjątkowych wypadkach wolno jest za specjalną zgodą władz budowlanych zastosować w konstrukcjach drugorzędnych materiał stalowy już raz użyty poprzednio, jednak pod warunkami podanymi w normie PN/B—640, tj. przekrój jego po usunięciu rdzy itp. uszkodzeń, nie powinien być nigdzie mniejszy niż 80% przekroju pierwotnego, zaś naprężenia dopuszczalne należy w nim przyjmować nie większe jak 600 kg/cm².

4) Profile stosowane w konstrukcjach, które mają być wykonane w krótkich terminach, powinny odpowiadać profilom „rozpowszechnionym” w myśl zestawień wykonywanych przez Syndykat Polskich Hut Żelaznych. Dopuszczalną tolerancję profilów walcowanych w stosunku do wymiarów znormalizowanych, należy przyjmować według norm P. K. N. W razie potrzeby zmiany któregoś z profilów, przewidzianych w projekcie z powodu braku na rynku, można na taką zmianę pozwolić pod warunkiem, by wytrzymałość na tym nie ucierpiała. Największe naprężenie nie powinno w takim razie przewyższać wartości dopuszczalnych, ustalonych normą PN/B—190 więcej niż o 3%.

5) Zamiast profilów walcowanych wolno stosować przekroje składane, spawane lub nitowane, odpowiadające wymiarom możliwości zasadniczymi wymiarami w wysokości i szerokości danemu profilowi walcowanemu.

6) Zmianę profilów w myśl punktów 5 i 6 należy uzgodnić z zamawiającym.

7) Opłatę za konstrukcję stalową można w umowie ująć: a) według ciężaru teoretycznego, lub b) według ciężaru rzeczywistego.

8) Ciężar teoretyczny oblicza się na podstawie zestawienia zawartego w projekcie wykonawczym. Obliczając ciężar poszczególnych prętów bierze się za podstawę pełną długość prętów bez uwzględnienia niewielkich ścięć, wycięć i otworów. Długość prętów wygiętych oblicza się wzdłuż zewnętrznej krawędzi. Ciężar blach węglowych oblicza się według ich rzeczywistych wymiarów. Ciężar spoin i ciężar główek nitów dodaje się zawsze procentowo, a mianowicie:

- w konstrukcjach nitowanych dodaje się na główki nitów 3,5%,
- w konstrukcjach spawanych dodaje się na spoiny 1,2%,
- w konstrukcjach nitowano-spawanych dodaje się na spoiny i nity 2,5%.

9) Ciężar rzeczywisty w konstrukcji oblicza się według ciężaru podanego w listach przewozowych. Zaliczanie jakiegokolwiek urządzeń montażowych załadowanych przypadkowo na wagony jest niedopuszczalne.

10) Ogólny ciężar każdej pozycji konstrukcji stalowej powinien być podany w liczbach zaokrąglonych do całych kilogramów, bez uwzględnienia miejsc dziesiętnych. Ciężar jednostkowy stali i staliwa, należy przyjmować 7,85, a żeliwa 7,25.

11) Wykonywanie konstrukcyj stalowych składa się z następujących czynności:

- a) wykonanie w warsztacie części składowych konstrukcji dogodnych do transportu, z dopasowaniem i obrobieniem styków,
- b) transport tych części konstrukcji na miejscu budowy,
- c) składanie i łączenie ich w całość na miejscu budowy.

Każda z tych czynności może być wykonana przez innych wykonawców.

12) Wszystkie elementy składowe w konstrukcji należy w warsztacie przed ich użyciem wyprostować, obciąć nożycami lub palnikiem acetylenowym i oczyścić z luźno przylegającej łuski walcowniczej i zendry powstałej od opalenia. Te elementy, które wymagają dokładniejszego zakończenia należy ścinać na 2 — 5 min za pomocą piły, ścinaka lub toczaka.

Ukosowanie do spawania można wykonać mechanicznie, lub palnikiem acetylenowym.

Specjalną uwagę należy zwrócić w konstrukcjach szkieletowych na możliwie dokładne dopasowanie elementów składowych słupów w podstawach i głowicach tam zwłaszcza, gdzie w myśl projektu mają się siły z nich przenieść bezpośrednio na kształtówki lub płyty. Zakończenia kształtówek należy tu dokładnie obrobić.

13) Kształtówki i blachy powinny do siebie szczelnie przylegać a krawędzie ich nie powinny posiadać żadnych wad materiału. Wygięcia i odgięcia większych profili, oraz mniejszych pod kątem ostrym lub w łuku o małym promieniu należy wykonać na gorąco. Wykrzywienia, wichrowatości i uszkodzenia materiału są niedopuszczalne. Wypalenie wycinków (sektorów) przy ostrych zgięciach jest dopuszczalne z tym, że po wygięciu przekrój zostanie po odpowiednim zamocowaniu należycie zespawany.

14) Wycinanie blach może być wykonane przy pomocy palnika tlenowo-acetylenowego lub przy pomocy nożyc. Wycinanie kątów ostrych w blachach dopuszczalne jest albo palnikiem, albo też po wywierceniu przy wierzchołku wklęsłego kąta odpowiedniej ilości otworów.

15) Powierzchnie dotykania, ślizgania lub toczenia się w łożyskach i przegubach, powinny być obrobione ściśle według projektu, blachy zaś pionowe pod łożyskami winny ściśle przylegać do blach poziomych.

16) Dla umożliwienia należytego zebetonowania konstrukcji stalowej należy w miejscach wskazanych w projekcie wykonać odpowiednie otwory.

17) Dla zabezpieczenia konstrukcji stalowej od wpływów atmosferycznych, oraz w celu uzyskania lepszych wyników późniejszej konserwacji, należy po odbiorze warsztatowym, a w każdym razie przed transportem i montażem, wszystkie powierzchnie widoczne i dostępne dla procesu korozji powleć warstwą minii ołowianej, po uprzednim oczyszczeniu z rdzy, zendry itp. za wyjątkiem końców części konstrukcji, których montowanie przewiduje się na budowie. Powierzchnie konstrukcji stalowej podlegające na budowie

obetonowaniu względnie obmurowaniu, należy pomalować mlekiem cementowym.

18) Przy ładowaniu i wyladowaniu części konstrukcji, należy je chronić przed uszkodzeniem i dbać aby w czasie transportu nie doznały uszkodzeń wskutek wadliwego załadowania. Powstałe wygięcia elementów należy wyprostować na gorąco.

19) Składanie i spawanie lub nitowanie części należy wykonać pod nadzorem fachowo wykształconych inżynierów i bezpośrednim kierownictwem doświadczonych majstrów. Wykonanie winno być staranne i dokładne oraz we wszystkim zgodne z projektem.

20) Przy składaniu konstrukcji na miejscu budowy obowiązują te same przepisy co przy składaniu konstrukcji w wytwórni.

21) Firma montująca powinna otrzymać wszystkie fundamenty na 3 — 4 dni przed przystąpieniem do montażu.

22) Zakładanie i umocowanie kotew należy do firmy wykonywającej fundamenty, przy czym w celu dokładnego ich umieszczenia względem osi słupa, firma wykonywająca fundamenty winna przygotowywać zawczasu odpowiednie szablony i umieścić kotwy w ich otworach, wytrasowanych według rysunku zakotwień oraz zabetonować je najwyżej do połowy. Zalanie górnej części otworów cementem należy z reguły do firmy montującej konstrukcję stalową.

23) Pod słupami należy umieścić warstwę zaprawy lub ołowiu. Pierwszy sposób powinien być stosowany dla konstrukcyj mniej obciążonych i mniej odpowiedzialnych, drugi dla konstrukcyj bardziej obciążonych i ważniejszych.

24) Zalewanie cementem wykonywa się po zmontowaniu części lub całości konstrukcji. Powinno ono być tak wykonane, aby zaprawa wypełniła całą przestrzeń pod płytą. Należy ułatwiać należyte podlanie cementem przez pozostawienie co najmniej 3, lepiej 4 cm między górną powierzchnią fundamentu, a płytą. Podkładki stalowe, na których słupy stoją przed zalaniem, pozostają pod słupami po ich podlaniu zaprawą cementową.

25) Podkładkę ołowianą należy wykonywać z położonych arkuszy ołowiu.

26) Otwory pozostawione na śruby kotwiczne lub montażowe należy zalać cementem po dokładnym ich oczyszczeniu; by to ułatwić powinny być one zamknięte szczelnie przez cały czas przed założeniem śrub i zalaniem.

27) Odbiór konstrukcji stalowej polega na kontroli zgodności zastosowanych kształtowników z projektem, kontroli materiału, z którego wykonywano kształtowniki, kontroli łączników (nity, śruby, spoiny) i ich należytego dopasowania, oraz kontroli zgodności wymiarów konstrukcji z projektem.

28) Sposób przeprowadzenia odbioru konstrukcji stalowej winien być ściśle określony w umowie, przy czym umowa może przewidywać częściowy odbiór,

- a) odbiór w hucie dla kontroli materiału przeznaczonego na wykonanie konstrukcji przy stalach kwalifikowanych,
- b) odbiór w warsztacie dla kontroli części składowych przygotowanych do transportu na miejsce budowy,
- c) odbiór całości konstrukcji wykonanej na miejscu budowy,
- d) ostateczny odbiór po upływie okresu gwarancyjnego, przewidzianego w umowie.

SZKIELET STALOWY GMACHU K. K. O. W CHORZOWIE

Komunalna Kasa Oszczędności m. Chorzowa—puszczając w obieg nagromadzone oszczędności kapitały w formie pożyczek na cele bądź to inwestycyjno-przemysłowe bądź też prywatno-budowlane, — odgrywa w życiu gospodarczym tej dzielnicy ważną rolę i w dużym stopniu przyczynia się do wzmoczenia ruchu budowlanego na terenie miasta.

Wzrost wkładów oszczędnościowych oraz agend kasowych, jaki się w ostatnich latach dał zastrzeżać, skłoniły Zarząd do przeniesienia siedziby kasy z dawnego lokalu przy ul. Moniuszki, gdzie dotkliwy brak miejsca utrudniał rozwinięcie działalności na szerszą skalę, do nowoczesnego gmachu, któryby z jednej strony zapewnił biurom wygodne pomieszczenia, a równocześnie zaspokoił potrzebę reprezentacji na zewnątrz. Po dłuższych naradach poprzedzonych dokładnym przestudiowaniem nagromadzonego materiału kalkulacyjnego, Zarząd Główny z Dyrektorem Dr J. Dymnickim na czele zdecydował budowę gmachu mieszczącego oprócz odpowiednich biur dla samej Kasy, również i część mieszkalną, przeznaczoną na mieszkania czynszowe.

Reprezentacyjny ten budynek u zbiegu ulic Wolności i Zjednoczenia (rys. 1) stanął zupełnie



Rys. 1. Plan sytuacyjny.

na wysokości zadania. Ponieważ teren jaki dla budowy uzyskano należy do nielicznych w mieście gruntów bez podkopów górniczych, przeto wybrano tę okoliczność na wzniesienie „drapacza”, tym bardziej, że działka stojąca do dyspozycji była stosunkowo nieduża. Całkowita wysokość budynku wynosi ok. 39 m ponad poziom terenu, tak że pod względem wysokości zajmuje w Polsce trzecie miejsce za 14-piętrowym gmachem Izby Skarbowej w Katowicach. Całość składa się z dwu organicznie różnych części: wysokiej wykonanej w konstrukcji stalowej oraz parterowej przybudówki żelbetowej. Obie części przedzielone są fugą dyfuzyjną i posadowione na zupełnie oddzielnych fundamentach, co jest zresztą zupełnie zrozumiałe ze względu na odmienne warunki osiadania. Budynek liczy 10 kondygnacji nad ziemią, tj. parter

8 pięter oraz poddasze z przeznaczeniem na pralnię, suszarnię i strych oraz 2 kondygnacje pod ziemią, tj. sutereny i piwnice. Z tego cały parter i część I piętra zajmują pomieszczenia biurowe, na pozostałych piętrach mieszczą się komfortowe 2 — 5 pokojowe mieszkania.

Pod względem konstrukcyjnym zastosowano system stalowo-szkieletowy, spawany, jednakowoż z połączeniami montażowymi przeważnie na śruby i nity. System ten okazał się najekonomiczniejszy, gdyż łączy w sobie wszystkie korzyści spawania przy równocześnie szybkim i tanim montażu.

Słupy szkieletowe są na ogół dość nieregularnie ustawione, a ich położenie dostosowano do układu architektonicznego. Na rys. 2a—f przeciwstawiono planom architektonicznym rzuty poziome konstrukcji na typowych kondygnacjach. Z powyższych zestawień widać, że słupy frontowe skryto w pilastwach międzyosiowych, resztę słupów umieszczono bądź w ścianach zewnętrznych, bądź też w ściankach działowych między poszczególnymi ubikacjami. Na niektórych kondygnacjach, gdzie projekt architektoniczny przewidywał duże sale jak hall kasowy na parterze lub gabinet dyrektora i sala posiedzeń na I piętrze, słupy nie przechodzą aż do fundamentów, lecz są zawieszane czy to na kratownicach—jeżeli można je było skryć w ścianie, czy też ramowo jeżeli tego wymagały względy architektoniczne (rys. 3).

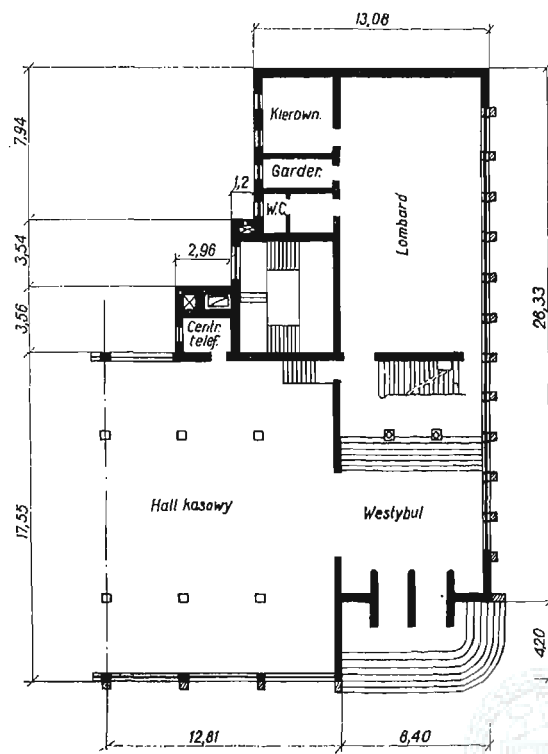
Przekrój słupów składa się zasadniczo z dwu ceówek skierowanych półkami do siebie a środkami na zewnątrz. Jest to pod każdym względem najwygodniejszy przekrój; pomijając już jego statyczne zalety, jako że cały materiał jest zgromadzony na zewnątrz przez co zwiększa się jego sztywność, odgrywająca przy wyboczeniu tak ważną rolę, pozwala on ponadto na bardzo wygodne przepuszczenie belek przez środek słupa, dzięki czemu zapewniona jest ciągłość podciągów, bez uciekania się do skomplikowanych i kosztownych połączeń spawanych na montażu, gdzie koszt spoiny jest trzykrotnie droższy jak na warsztacie. Oprócz tego łożyskowanie podciągów na siodełkach przyspawanych do średników ceówek jest pod względem statycznym dla słupów bardzo korzystne, gdyż nie wprowadza się mimośrodków i nie naraża się słupów dodatkowo na momenty zginające. W wypadku mniejszych sił osiowych zastosowano przekrój ażurowy, złożony z czterech kątówek zakratowanych, co wprawdzie jest na ogół dla obudowy przyjemniejsze, jednakowoż w wykonaniu znacznie droższe mimo pozornych oszczędności na materiale. Wszystkie słupy wypełnione zostały wewnątrz studym betonem, a następnie wyłożone specjalną cegłą pustakową dla ochrony przeciwogniowej. Wybetonowanie słupów uwzględniono w obliczeniu statycznym przy wyboczeniu przez zastosowanie koeficientów β żelbetu wg PN/B—195 za-

miast odnośnych współczynników miarodajnych dla konstrukcji stalowych. Oszczędności w ten sposób uzyskane nie stoją jednak w żadnym stosunku do ogólnych kosztów wykonania słupów i nie są wobec tego polecenia godne, tym bardziej, że według nowych przepisów PN/B-190 mających wkrótce wejść w życie, współczynniki zmniejszające β dla smukłości spotykanych ogólnie w budownictwie szkieletowym są korzystniejsze jak dotychczas. Styki słupów wykonano przy pomocy blach nakładkowych. Jakkolwiek tego rodzaju styki coraz rzadziej się stosuje zastępując je blachami głowicowymi, to jednak przy wyborze rodzaju styków decydujące były względy montażowe, albowiem czas do wykonania i montażu był bardzo ograniczony. O ile chodzi o osłabienie przekroju przez stosowanie nitów montażowych, trzeba zaznaczyć, że w tym wypadku osłabienie to nie miało ujemnego wpływu na przekrój, ponieważ styki umieszczono tuż nad poziomem podłogi, gdzie wyboczenie uwzględnione w obliczeniu nie wchodzi w rachubę, na osiowe zaś ścisnienie nawet osłabiony przekrój wystarcza. Fundamenty pod słupy wykonano zasadniczo jako pojedyncze żelbetowe, krzyżowo zbrojone przy dopuszczalnym nacisku na grunt budowlany $2,5 \text{ kg/cm}^2$.

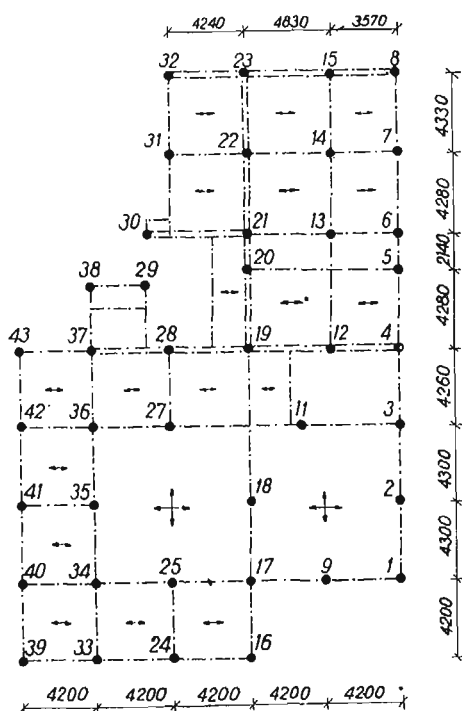
Belki stropowe. Dzięki zastosowaniu stropu systemu „Isteg” (rys. 4), którym jak wiadomo można przykryć znaczne rozpiętości, udało się wyeliminować belki drugorzędne, a pozostały jedynie belki główne łączące osie słupów, na których spoczywają beleczki „Isteg”. Belki te jak już poprzednio powiedziano przechodzą przez słupy jako belki ciągłe, przy obliczeniu zaś przekrojów wyrównywano momenty zginające w przęśle i nad podporą, posługując się teorią plastyczności materiału. W wypadkach gdy nie można było uzyskać ciągłości zastosowano zamocowanie do słupów przy pomocy spa-

wania na montażu (rys. 5). Warto zaznaczyć, że przy projektowaniu takich połączeń zwrócono szczególną uwagę na wygodne położenie spoin wykonanych na montażu; nad głową lub w miejscach trudno dostępnych w ogóle nie spawano.

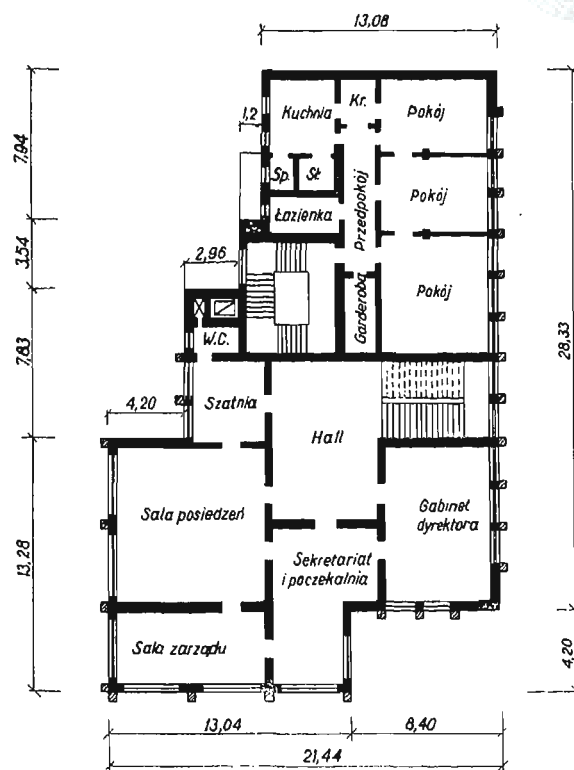
Z reguły stosowano przekroje belek stropowych z pojedynczych dwuteówek i to jedynie do Nr 24 ze względu na ograniczoną wysokość kon-



Rys. 2a. Plan parteru.



Rys. 2b. Strop nad suterena.

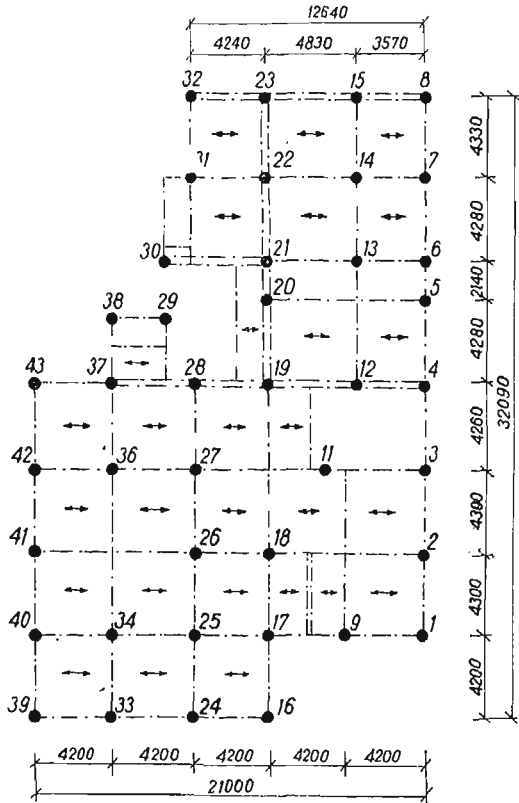


Rys. 2c. Plan I piętra.

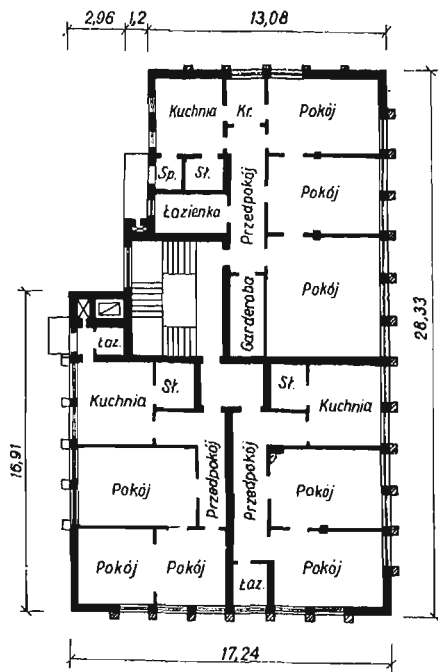
strukcyjną. Wyjątkowo tylko strop nad halą kasową wykształcono w formie kasetonów, w których można było skryć belki do 36 cm wysokości. Ciekawe rozwiązanie zarówno pod względem statycznym jak i konstrukcyjnym przedstawiają bla-

ci przy ograniczonej równocześnie wysokości konstrukcyjnej, wciągnięto do współpracy również belkę poprzeczną, tworząc w ten sposób rodzaj krzyża. Przy obliczeniu takiego zespołu wychodzimy z założenia, że obie krzyżujące się belki muszą mieć jednakowe ugięcie w środku. Belkę, na której bezpośrednio spoczywa strop, liczymy jako dwuprzęsłową, o rozpiętości przęseł $l_1 = 4,3$ m, przy czym uwzględniamy obniżenie środkowej podpory, natomiast belkę poprzeczną liczymy jako jednoprzęsłową, o rozpiętości $l = 8,6$ m, obciążoną siłą skupioną, której wielkość oblicza się z założonego warunku równych ugięć w środku. Zadanie konstrukcyjne polegało na tym, by na skrzyżowaniu żadnej z belek nie przecinać, ponieważ tylko w tym wypadku działanie ich odpowiada założeniom statycznym. Szczegóły skrzyżowania pokazano na rys. 5. Celem uniknięcia stykowania w miejscu przenikania się obu belek, gdzie jak wiadomo występują największe momenty zginające, obniżono dźwigar poprzeczny o grubości jednej półki względem dźwigara podłużnego tak, że obie półki nieprzerwane przechodzą, środki zaś zacięto do połowy, wskutek czego zazębiają się wzajemnie. Dla wygodnego transportu na miejsce budowy, przewidziano 2 styki montażowe w miejscach gdzie osłabienie przekroju nie wpływa na nośność ustroju.

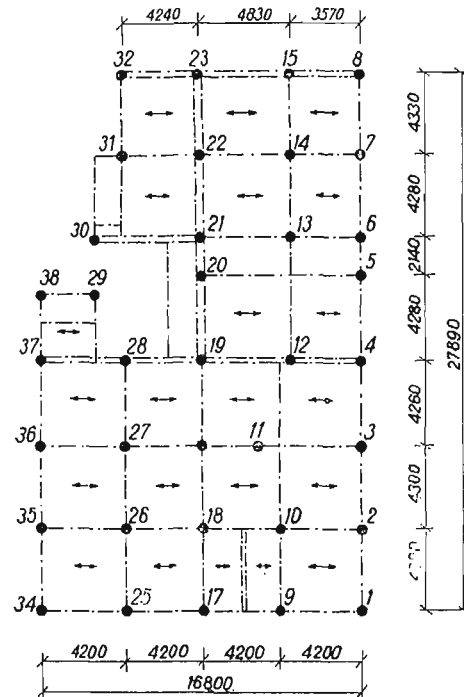
Wypełnienie szkieletu stanowi mur z lekkich cegieł pustakowych ustawionych w dwu warstwach, poprzedzielanych warstwą izolacyjną powietrza (rys. 7). Belki ścienne wykonano również z pojedynczych dwuteówek, które następnie zostały obe-



Rys. 2d. Strop nad parterem.



Rys. 2e. Plan VII piętra.



Rys. 2f. Strop nad VII piętrzem.

chownicę o rozpiętości 8,6 m w stropie nad halą kasową (rys. 6).

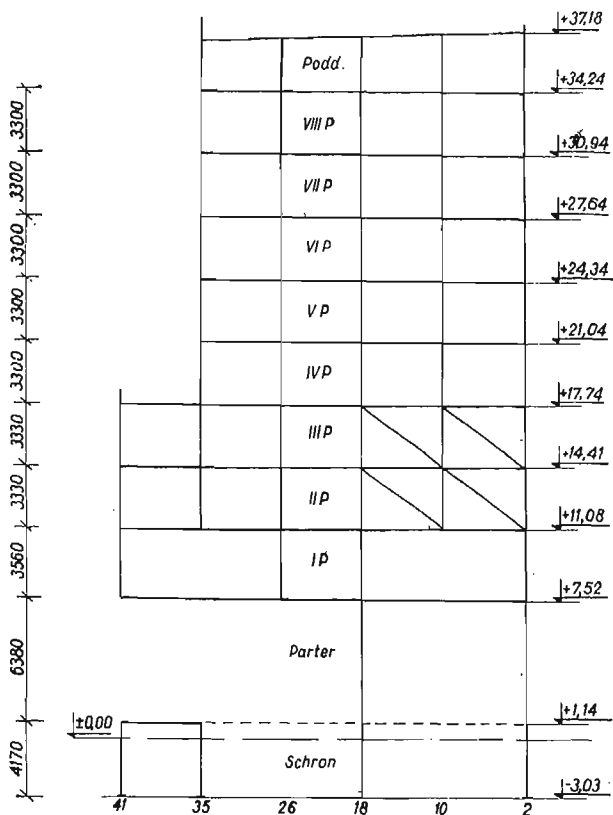
Celem zmniejszenia zarówno przekroju jak i sprężynowania belki o stosunkowo dużej rozpięto-

stwowane zarówno celem uzyskania dobrego oparcia dla muru jak i dla uzyskania odpowiednich nadproży okiennych. Tylko w ścianach, w których przebiegają kanały wentylacyjne wzgl. ognio-

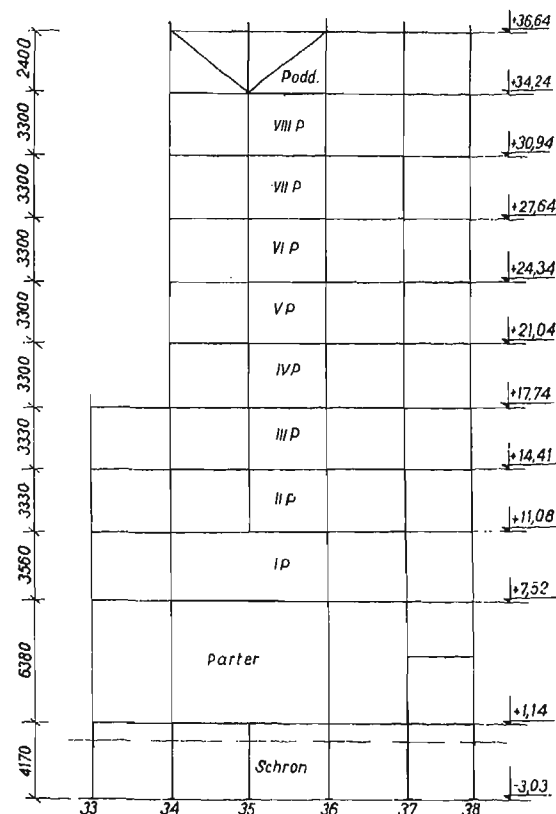
we, wykształcono belki z dwu korytek rozstawionych tak, by między nimi zostało miejsce na potrzebne przewody.

Przy tak znacznej wysokości budynku i zupełnym braku masywnych ścian, musiano przewie-

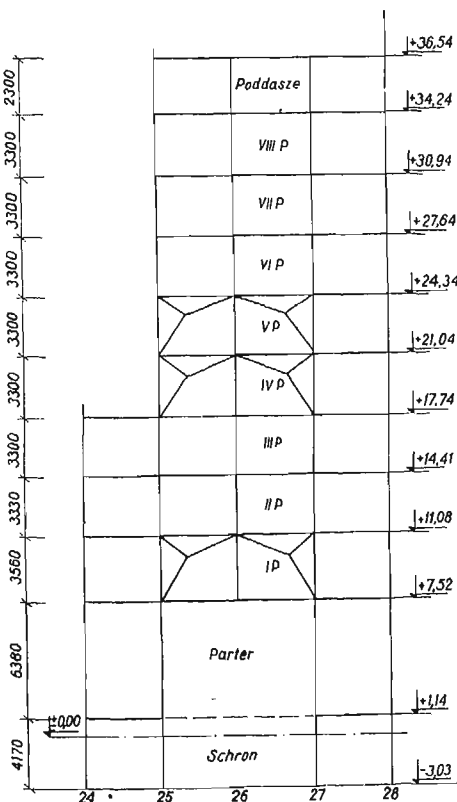
źć tężniki pionowe dla usztywnienia szkieletu i przeniesienia sił poziomych na fundament. Ogółem wykonano 5 wiatrownic z tego dwie w kierunku podłużnym budynku i trzy w kierunku poprzecznym. Stężenia kratowe umieszczono w tych



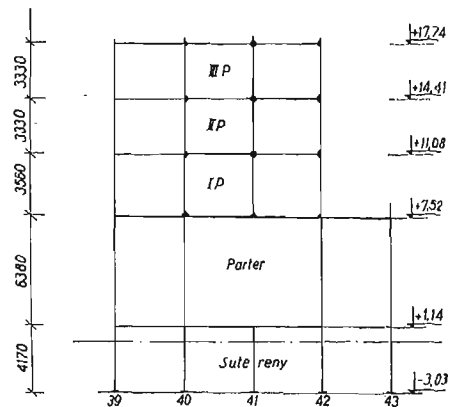
Rys. 5a. Podwieszenie słupa Nr 10.



Rys. 5c. Podwieszenie słupa Nr 35.



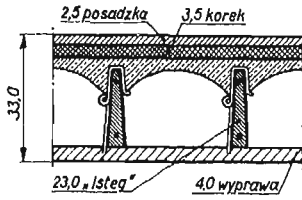
Rys. 5b. Podwieszenie słupa Nr 26.



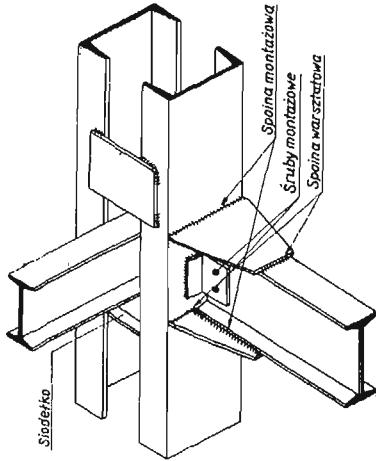
Rys. 5d. Podwieszenie słupa Nr 41.

ścianach, gdzie projekt architektoniczny przewidywał kanały ogniowo-wentylacyjne, a więc między słupami 4—37, 8—32 i 19—20 (rys. 8). Fakt ten narzucał z góry dobór przekroju krzyżulców; z jednej bowiem strony należało wewnątrz ściany pozostawić zupełnie wolne, z drugiej zaś ściany musiano przekrój dostosować do ściany złożonej z dwu warstw cegieł i tak skryć, by nie występowały żadne smugi. Zastosowano przekrój dwuścienny z dwuteówek Nr 10 (rys. 9), na płask, co umożliwiło wygodne dopasowanie cegieł do profilu. Zaletą tego przekroju jest stosunkowo duża sztywność

ność, ponieważ wyboczenie może nastąpić tylko po osi większego momentu bezwładności ze względu na wymurowanie w drugim kierunku. Przyłączenie prętów do blach węzłowych na montażu wykonano na śruby; szczegól przyłączenia pokazano na rys. 10.

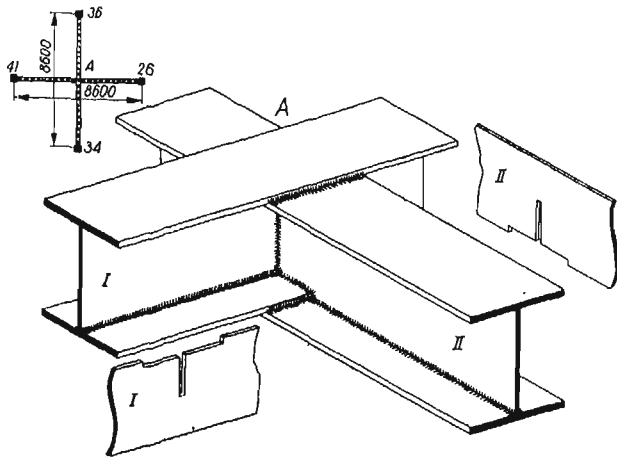


Rys. 4. Szczegół stropu.



Rys. 5.

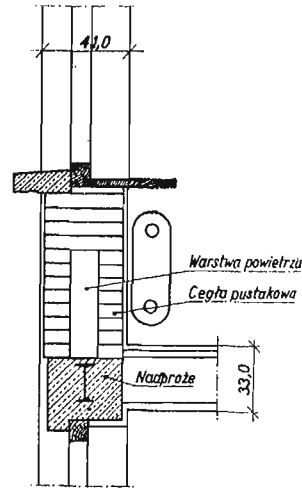
Stężenia ramowe wykonano w ścianach frontowych, gdzie ze względu na duże otwory okienne, innego rodzaju stężenie nie wchodziło w rachubę. Pod względem statycznym są to ramownice wieloprzęsłowe i wielopiętrowe. Przekrój słupów i w tym wypadku stanowią dwie ceówki, w miarę potrzeby wzmocnione blachami nakładkowymi, ustawione środkami równoległe do osi ściany. Belki ścienne, w tym wypadku rygle ramowe, wykonane



Rys. 6.

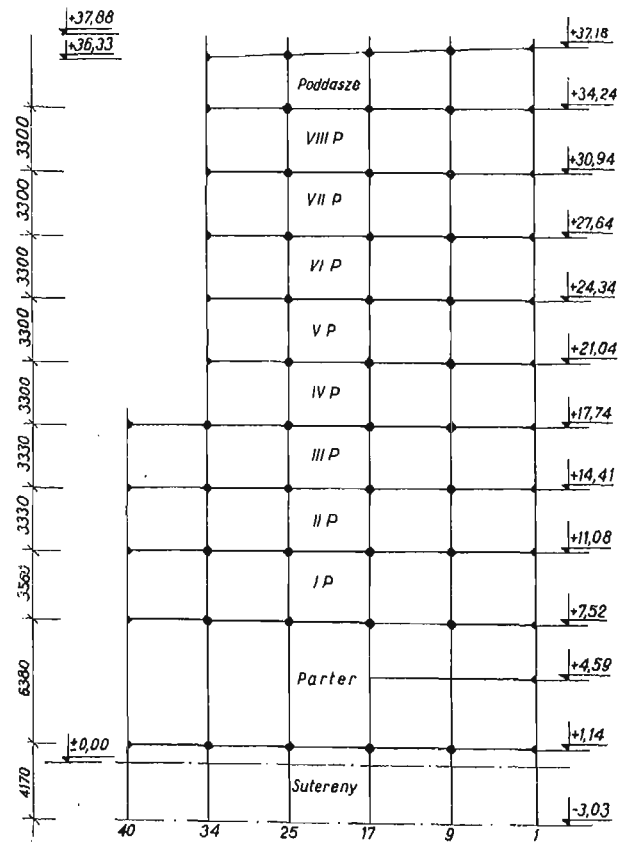
z pojedynczych dwuteówek do Nr 34 i stosownie do momentów podporowych wzmocnione przyspawanymi nakładkami, przebiegają jako belki ciągłe na wskroś przez słupy, a usztywnienie naroży ramowych wykonano przez odpowiednie zaklinowa-

nie, zamieniając w ten sposób momenty zginające w narożach na parę sił pionowych. Na usztywnienie węzłów ramowych klinami zamiast blachami węzłowymi złożyły się zarówno względy czysto konstrukcyjne jak i architektoniczne. Trudno bowiem połączyć bezpośrednio przy pomocy blach

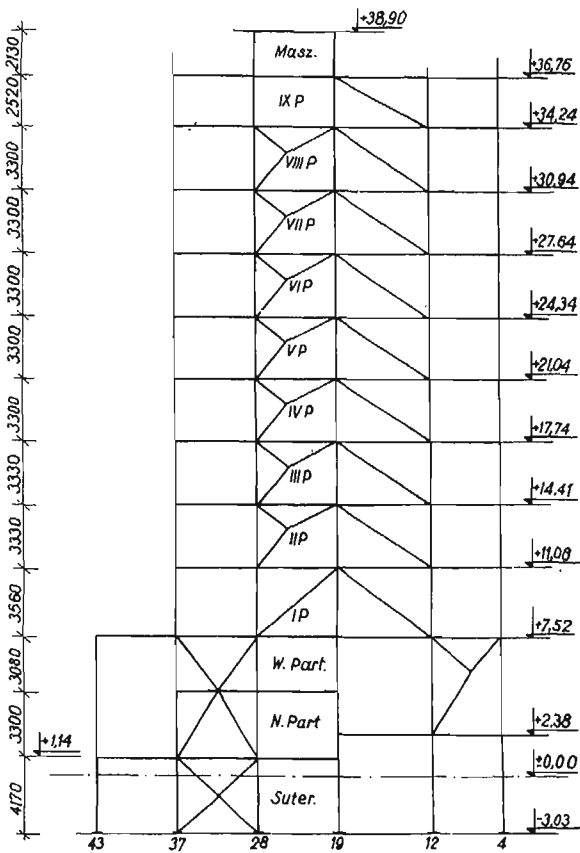


Rys. 7.

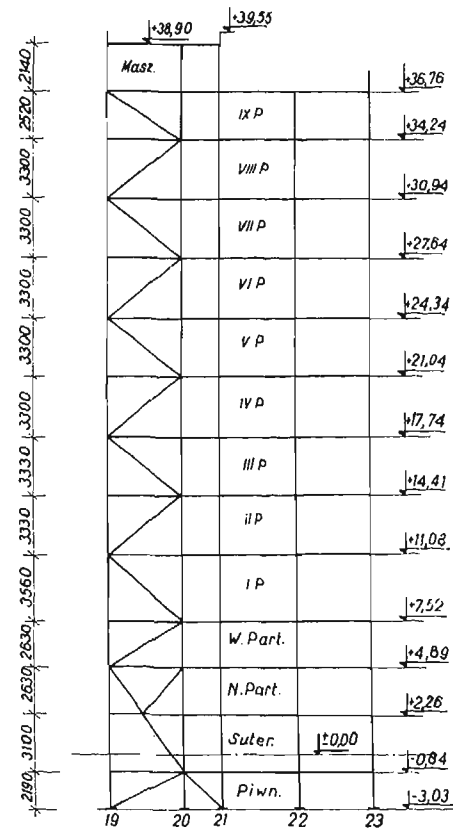
jednościenny przekrój belek z dwuciennym przekrojem słupów, niemniej jednak decydującym pod tym względem było obrysie okien, które w danym wypadku nie pozwalało na stosowanie innego sposobu połączenia. Szczegół zaklinowania pokazano na rys. 11. Dla osiągnięcia pewniejszego dościsłu, powierzchnie klinów frezowano a następnie szlifowano dla łatwiejszego wbijania ich na budowie. Dokładne ułożenie poziome belek osiągnięto przez stosowanie w każdym narożu po 3 pary



Rys. 8a. Ramownica poprzeczna 40-1.



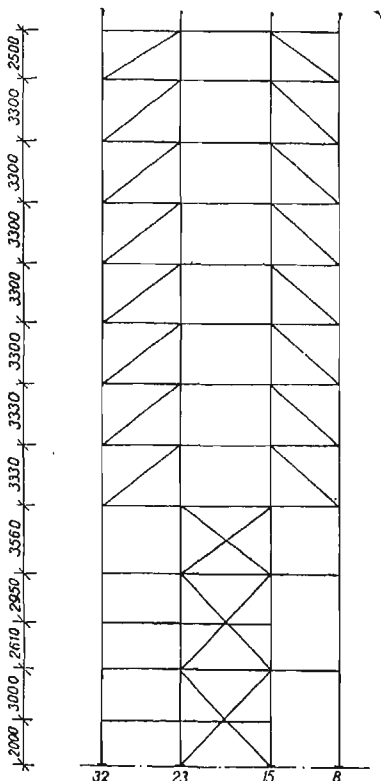
Rys. 8b. Tężnik kratowy w ścianie poprzecznej 43—4.



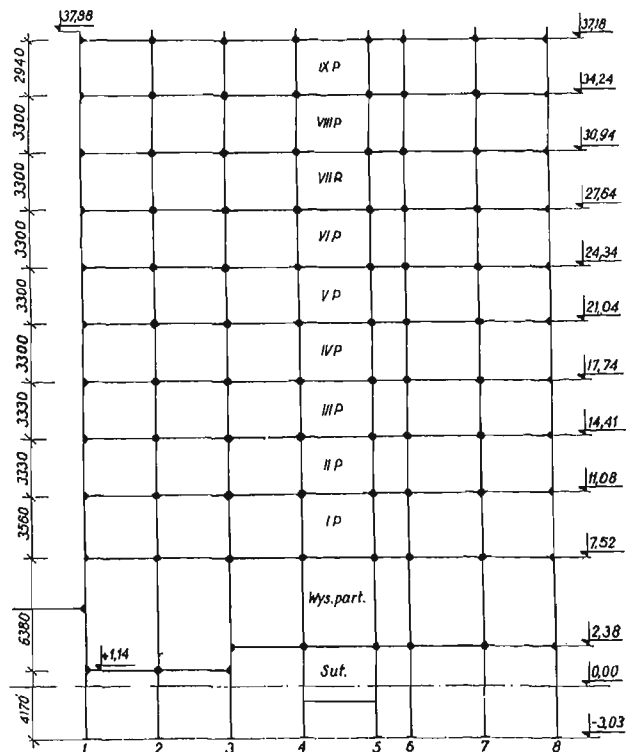
Rys. 8d. Tężnik kratowy w ścianie podłużnej 19—23.

klinów, które po wyregulowaniu konstrukcji zabezpieczono przed rozluźnieniem się i wypadnięciem lekką spoiną. Ze względu na duże siły ściskające w belkach ramowych musiano środki na podporze wzmocnić przyspawanymi blachami (rys. 12).

Budynek posiada 2 klatki schodowe, z których jedna służy do wyłącznego użytku części biurowej i prowadzi z westybulu przy głównym wejściu jedynie na I. piętro, druga zaś w części mieszkalnej budynku prowadzi przez wszystkie kondygnacje aż do maszynowni dla dźwigu, umieszczonej nad

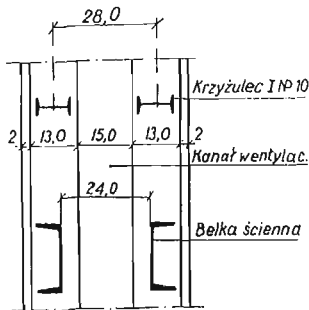


Rys. 8c. Tężnik kratowy w ścianie poprzecznej 32—8.



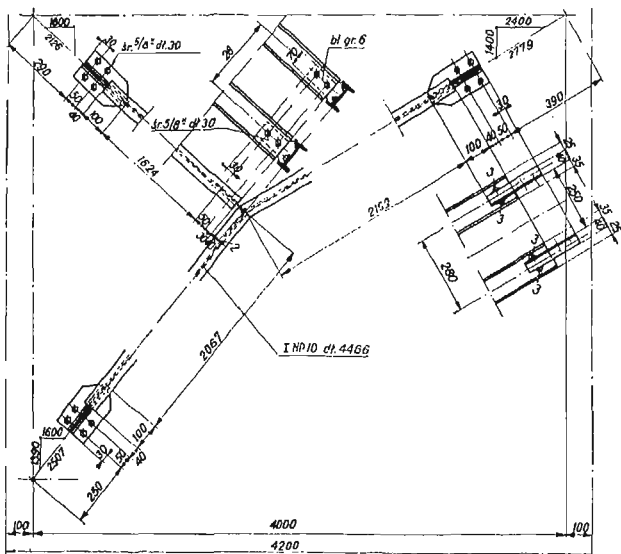
Rys. 8e. Ramownica podłużna 1—8.

dachem. Schody części biurowej dwubiegowe, w części mieszkalnej trójbiegowe o stopniach żelbetowych między policzkami stalowymi. Pośrodku między trzema biegami schodów znajduje się szyb windy, w którym pierwotnie projektowano dwa dźwigi, osobowy i towarowy, ostatecznie jednak wykonano tylko jeden dźwig. Przy sposobności



Rys. 9.

należałoby nadmienić, że prowadnice dla dźwigu, które dostarczono i zmontowano łącznie z konstrukcją szkieletu okazały się po założeniu przeciwwagi niedość dokładnie spionowane, co spowodowało dodatkowe ich prostowanie i dopasowywa-



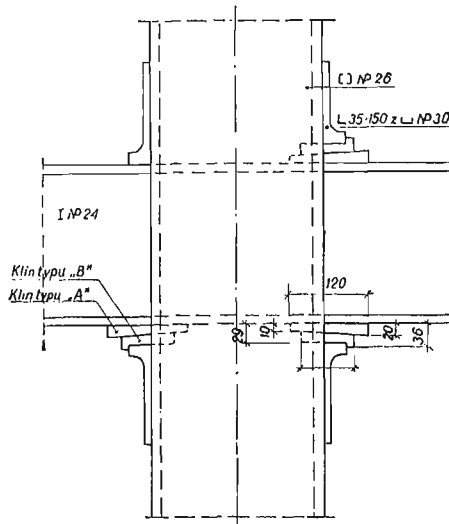
Rys. 10.

nie. Jeżeli się zważy, że już najdrobniejsze odchylenia od pionu powodują zacinięcie się przeciwwagi, oraz że prostowanie jest przykre i kosztowne, to wynika z tego logicznie, że dostawę i ułożenie prowadnic, jako części składowych całego mechanizmu, powinna przeprowadzić we własnym zakresie firma dostarczająca urządzenia dźwigowe.

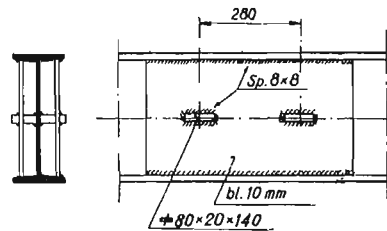
Budowę rozpoczęto późną jesienią r. 1935 przygotowaniem fundamentów dla szkieletu a ukończono

no jesienią 1936 r. Sam montaż przeprowadzono w bardzo krótkim czasie, a mianowicie od połowy marca do połowy maja. Do użytku oddano budynek na wiosnę 1937.

Ogólny tonaż szkieletu stalowego wynosi 250 ton na 20700 m³ zabudowanej przestrzeni czyli około 12 kg/m³ budynku. Rekordowa ta cyfra w



Rys. 11. Szczegół zaklinowania belek.



Rys. 12.

budownictwie szkieletowo-stalowym dała się osiągnąć z jednej strony przez wyeliminowanie drugorzędnych belek stropowych, co przy ogólnej powierzchni stropów 5600 m² dało bardzo duże oszczędności, z drugiej zaś strony przyczyniło się do tego gruntowne i oszczędne opracowanie projektu oraz wyzyskanie tych wszystkich doświadczeń, jakimi dziś dysponujemy w dziedzinie budownictwa stalowego.

Projekt architektoniczny całości wykonał inż. arch. Tabeński, który był równocześnie kierownikiem budowy. Projekt wstępny i obliczenia kosztorysowe przeprowadził prof. dr inż. Stefan Bryła. Obliczenie statyczne i projekt wykonawczy opracowało Biuro Mostowe Zakładów Przetwórczych, należących do Wspólnoty Interesów, konstrukcję stalową dostarczyły i zmontowały Warsztaty wójzej wspomnianych Zakładów w Chorzowie.

W SPRAWIE ROZWIĄZAŃ USTROJÓW RAMOWYCH W KSIĄŻKACH KLEINLOGLA

Z szeregu technicznych wydawnictw niemieckich przeznaczonych dla konstruktorów i inżynierów-praktyków książki Prof. A. Kleinlogla cieszą się od lat wielkim rozgłosem i specjalnym uznaniem tak w Niemczech jak i zagranicą. Imię i rozgłos zdobył sobie Kleinlogel przede wszystkim dzięki dwóm książkom pt.: *Rahmenformeln* oraz *Mehrstiellige Rahmen*, rozchodzącym się corocznie w dziesiątkach tysięcy egzemplarzy w coraz to nowych wydaniach.

Powyższe książki Kleinlogla należą u nas, w Polsce, do najbardziej znanych i rozpowszechnionych w naszym świecie inżynierskim. Można stwierdzić bez przesady, że w naszym kraju wszystkie niemal konstrukcje ramowe liczy się już od lat wyłącznie wzorami Kleinlogla i sięga do innych dzieł naukowych tylko w tych przypadkach, gdy danego ustroju ramowego nie ma w książkach Kleinlogla.

To rozpowszechnienie zawdzięczają książki Kleinlogla praktycznemu układowi rozwiązań poszczególnych ustrojów ramowych oraz podaniem gotowych rozwiązań, potrzebnych inżynierowi-praktykowi i konstruktorowi do wymiarowania poszczególnych elementów i sprawdzenia naprężeń. Praktyk najczęściej nie odczuwa zupełnie braku wyprowadzeń danych rozwiązań i formuł, przyjmuje bowiem z całym przekonaniem, że podane wzory są ściśle i prawdziwe. Jeśli więc napotka w swym obliczeniu statycznym na jakiś nieprawdopodobny wynik, składa to na karb omyłki czy błędu arytmetycznego przez siebie popełnionego lub na błędne zastosowanie danego wzoru, a nie na możliwość błędu tkwiącego w podanych rozwiązaniach Kleinlogla.

Jest zupełnie zrozumiałe, że wartość podanych i zestawionych bez wyprowadzenia rozwiązań czy formuł matematycznych polega na zaufaniu do ich prawdziwości. Jeśli z powodu braku wyprowadzeń danych wzorów nie można tych wzorów sprawdzić, jak to ma miejsce w Kleinloglu, przyjmuje się, że autor o tak znanym nazwisku dokładnie je sprawdził tak, że można je przyjąć za prawdziwe. Jeśli zdarzy się danemu konstruktorowi, że mając bardzo często do czynienia z obliczeniem ram przy pomocy wzorów Kleinlogla, napotyka na jakiś oczywisty błąd w jego książce, przyjmuje zasugerowany autorytetem autora, że dany błąd jest sporadycznym i prawdopodobnie jedynym, nie traci więc zaufania do danego wydawnictwa, posługuje się nim nadal bez zastrzeżeń.

Tym czasem okazuje się, że błędy i omyłki charakteru nie tylko drukarskiego, nie należą w podanych wydawnictwach Kleinlogla do wypadków tylko sporadycznych. Inż. Hauke-Bosak, w poniżej podanym artykule zajmuje się bliżej zagadnieniem błędów we wzorach Kleinlogla. Jego zdaniem mało jest wydawnictw, a zwłaszcza podręczników, któreby zawierały tyle błędów, jakie

na każdym kroku spotkać można w podręczniku „*Rahmenformeln*“; ...To samo odnosi się do podręcznika „*Mehrstiellige Rahmen*“. Powyższy zarzut inż. Bosak podaje za udowodniony dla szeregu ustrojów ramowych i obciążeń, przytaczając za uwazonych ponad trzydzieści błędów i błędnych rozwiązań.

Przypuszczam ze swej strony -- nie wchodząc w to, czy wszystkie błędy podane przez inż. Bosaka w tak poważnej ilości można uznać za rzeczywiście stwierdzone, czy też nie-- że znajdzie się wielu naszych konstruktorów, którzy w swej praktyce natknęli się na błędy w Kleinloglu, i którzy nie omieszkają z nimi zapoznać naszych konstruktorów i projektantów na łamach *Inżynierii i Budownictwa*. Z powodu braku na rynku tego typu wydawnictw książki Kleinlogla będą i nadal w użyciu na naszym rynku, mimo stwierdzenia wielu błędów. Stwierdzenie tych błędów zaoszczędzić może naszym konstruktorom wielu kłopotów i daremnej pracy w poszukiwaniu „oczywistego“ błędu arytmetycznego, rzekomo przez siebie popełnionego.

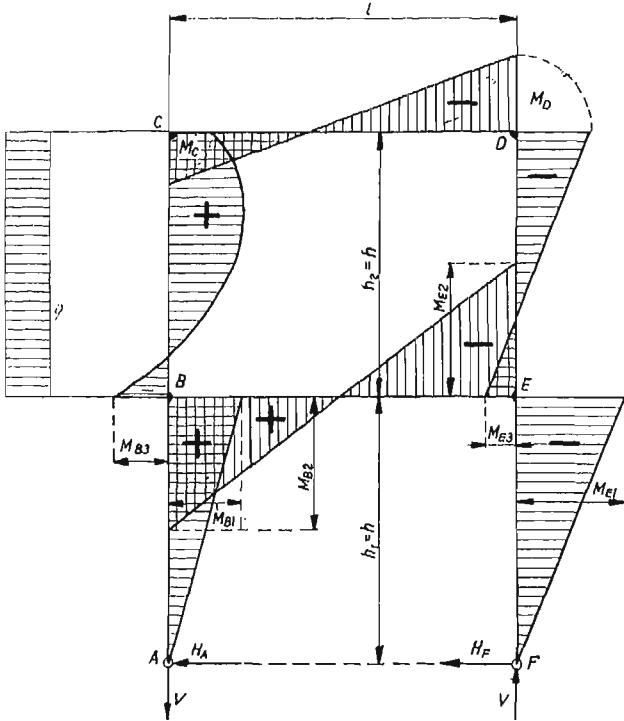
Z błędami we wzorach i książkach Kleinlogla spotkałem się w swej pracy naukowej i praktyce budowlanej wielokrotnie. Błędy te kosztowały mnie np. „dużo zdrowia“, gdy w książce pt.: *Nouvelle méthode de calcul des poutres droites continues*¹⁾ dla ułatwienia sprawdzenia i kontroli zastosowałem niektóre przykłady podane w książkach Kleinlogla: *Der durchlaufende Träger* oraz *Rahmenformeln*. W większości przykładów wyniki obliczone moją metodą (przykłady z belek ciągłych i prostych ustrojów ramowych) różniły się w mniejszym lub większym stopniu od wyników podanych w Kleinloglu. Oczywiście początkowo byłem przekonany, że moja metoda obliczeń jest błędna lub niedokładna. Dopiero gdy „wpadłem na pomysł“ sprawdzenia przykładów i wzorów Kleinlogla znalazłem tam błędy, po których poprawieniu uzyskałem zupełną zgodność wyników. Do takich błędów na przykład należy w przykładzie belki ciągłej dwuprzęsłowej obustronnie utwierdzonej na str. 181 książki Kleinlogla *Der durchlaufende Träger* (r. 1929) wynik $\sigma_2 = 2250$ kgm zamiast 22500 oraz wartości momentów podporowych na str. 182 w drugim wierszu.

W praktyce swej spotkałem się również z ramą trójprzęsłową o załamanych rozporach, która obliczona wzorami Kleinlogla (*Mehrstiellige Rahmen*, wyd. prawdopodobnie pierwsze) dała w wyniku zupełnie błędne, bezużyteczne wyniki, oddziaływanie na jednej podporze dla sumarycznych obciążeń pionowych wypadło skierowane na dół!). Rama trójprzęsłowa o poziomej rozporze obliczona według *Mehrstiellige Rahmen*, wydanie pierwsze, daje w wyniku niektóre momenty różniące się o

¹⁾ Wydanej w Paryżu w 1932 r.

kilkanaście procent od momentów obliczonych według wydania drugiego.

Rama piętrowa dwusłupowa, którą kwestionuje inż. Bosak, okazała się jako poprawnie obliczona dla obciążeń symetrycznych pionowych (*Mehrstiellige Rahmen*, wydanie drugie), dla obciążeń poziomych daje jednak błędne wyniki. Dla wykrycia błędu obliczyłem ten ustrój ramowy metodą Riegera przy pomocy wzorów podanych w



tablicach 75 i 76 jego książki pt.: *Berechnung statisch unbestimmter Systeme, Mehrstiellige Rahmen, Tabellen*, dla ramy o słupach równej wysokości w obydwu piętrach (ustrój ramowy 27 w drugim wydaniu *Mehrstiellige Rahmen* Kleinogla). Wzory Riegera sprowadziłem — stosując te same oznaczenia, co w Kleinoglu — do postaci podanych przez Kleinogla.

Dla obciążenia jednostajnie rozłożonego na górnym słupie otrzymano według wzorów Kleinogla, *Mehrstiellige Rahmen*, wydanie drugie, str. 352, na momenty następujące wartości po wstawieniu wartości na N i N_1

$$N = 12 + 11\lambda + 2\lambda^2$$

$$N_1 = 1 + 3\lambda$$

w górnym narożu C przy słupie obciążonym (rys. 1).

$$M_C = g \frac{h^2}{4} \left[\frac{3 + 2\lambda}{2 + 6\lambda} - \frac{\lambda(9 + 2\lambda)}{6(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)} \right] \quad (1)$$

w górnym narożu D po stronie przeciwnej

$$M_D = g \frac{h^2}{4} \left[\frac{3 + 2\lambda}{2 + 6\lambda} + \frac{\lambda(9 + 2\lambda)}{6(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)} \right] \quad (2)$$

Według Riegera, (Tablica 76) moment w narożu C przy słupie obciążonym ma wartość (dla ramy o nierównych słupach w obu kondygnacjach h_1 i h_2)

$$M_C = \left[\frac{2(1 + 2n + 2\lambda_3)}{\Omega_2} - \frac{6\lambda_1 + \lambda_3(3 + 2\lambda_1)}{3\Omega_1} \right] \cdot \lambda_2 \cdot \eta_2 \quad (3)$$

gdzie $n = \frac{h_1}{h_2} = 1$ (dla równych słupów)

$$\eta_2 = \frac{1}{8} q h_2^2 = \frac{1}{8} q h^2$$

$$\Omega_1 = 2\lambda_1(3 + 2\lambda_2) + \lambda_3(2 + \lambda_2)(3 + 2\lambda_1)$$

$$\Omega_2 = \lambda_2 + \lambda_3(1 + 6\lambda_2)$$

a dla $h_1 = h_2 = h$ oraz $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = \lambda$

$$\Omega_1 = 2\lambda(3 + 2\lambda) + \lambda(2 + \lambda)(3 + 2\lambda) = 6\lambda + 4\lambda^2 + 6\lambda + 3\lambda^2 + 4\lambda^2 + 2\lambda^3 = \lambda(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)$$

$$\Omega_2 = \lambda + \lambda + 6\lambda^2 = \lambda(2 + 6\lambda)$$

Po wstawieniu powyższych wartości w równanie 3 otrzymamy

$$M_C = \left[\frac{2(1 + 2 + 2\lambda)}{\lambda(2 + 6\lambda)} - \frac{6\lambda + 3\lambda + 2\lambda^2}{\lambda(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)} \right] \cdot \lambda \cdot \frac{1}{8} h \lambda^2$$

oraz w dalszym ciągu

$$M_C = + \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{3 + 2\lambda}{2 + 6\lambda} - \frac{\lambda(9 + 2\lambda)}{2(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)} \right] \quad (1a)$$

Porównując ostatni wzór Riegera z wzorem (1) Kleinogla widzimy błąd w mianowniku drugiego wyrazu Kleinogla. Zamiast cyfry 6 ma być w tym miejscu cyfra 2. Różnica więc bardzo znaczna.

Na moment w narożu D otrzymamy według Riegera analogicznie

$$M_D = - \left[\frac{2(1 + 2n + 2\lambda_3)}{\Omega_2} + \frac{6\lambda_1 + \lambda_3(3 + 2\lambda_1)}{3\Omega_1} \right] \cdot \lambda_2 \cdot \eta_2 \quad (4)$$

a po wstawieniu wartości, jak wyżej

$$M_D = - \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{3 + 2\lambda}{2 + 6\lambda} + \frac{\lambda(9 + 2\lambda)}{2(12 + 11\lambda + 2\lambda^2)} \right] \quad (2a)$$

Błąd we wzorze Kleinogla jak dla momentu M_C , tkwi w współczynniku. Zamiast 6 (równ. 2) w mianowniku drugiego wyrazu ma być 2.

Z wzorów Kleinogla otrzymuje się momenty w narożu C przy słupie obciążonym dużo większe, niż są w rzeczywistości, a w narożu D mniejsze. Np. dla $K = 1$ mamy:

$$\text{wg Kleinogla } M_C = + \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{5}{8} - \frac{11}{210} \right] = \frac{1}{4} q h^2 \cdot 0,5726$$

$$\text{wg Riegera } M_C = + \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{5}{8} - \frac{11}{70} \right] = \frac{1}{4} q h^2 \cdot 0,4579,$$

$$\text{moment wg K. jest o } \frac{0,5726 - 0,4579}{0,4579} \times 100 =$$

= 25% większy od momentu rzeczywistego; dla naroża M_D (o wartości bezwzględnej największej) mamy:

$$\text{wg Kleinogla } M_D = - \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{5}{8} + \frac{11}{210} \right] = - \frac{1}{4} q h^2 \cdot 0,6774$$

$$\text{wg Riegera } M_D = - \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{5}{8} + \frac{11}{70} \right] = - \frac{1}{4} q h^2 \cdot 0,7822$$

czyli moment wg Kleinlogla jest $\frac{0,7822 - 0,6774}{0,7822} \times 100 = 13,4\%$ mniejszy od momentu rzeczywiście tego.

Momenty w narożach górnych B i E słupów dolnych sprawdzamy analogicznie, jak wyżej.

Według Kleinlogla mamy

$$M_{B1} = +q \frac{h^2}{8} \left[4 - \frac{3+z}{12+11z+2z^2} \right]$$

Według Riegera otrzymujemy

$$M_{B1} = \left[4n - \frac{z(3+z)}{\Omega_1} \right] \cdot \eta_2 = \frac{1}{8} q h^2 \left[4 - \frac{3+z}{12+11z+2z^2} \right]$$

Jak z ostatniej wartości wynika, wzór na M_{B1} w Kleinloglu jest poprawny. Dobry i bez błędu jest również wzór w Kleinloglu na M_{E1} (rys. 1).

Moment M_{B2} w narożu B rozporze dolnej ma wg Kleinlogla wartość

$$M_{B2} = +q \frac{h^2}{4} \left[\frac{3+16z}{2(1+3z)} + \frac{z(3+z)}{3(12+11z+2z^2)} \right] \quad (5)$$

Z wzorów Riegera otrzymujemy

$$M_{B2} = M_{B1} + M_{B3} = \left[4n - \frac{z(3+z)}{\Omega_1} \right] \cdot \eta_2 + \left[\frac{z(3+2z)(3+z)}{3\Omega_1} + \frac{2z(1+4z) - 4nz}{\Omega_2} \right] \cdot \eta_2$$

Po wstawieniu wartości na Ω , n i η dostajemy

$$M_{B2} = \frac{1}{8} q h^2 \left[4 - \frac{3+z}{12+11z+2z^2} \right] + \frac{1}{8} q h^2 \left[\frac{z(3+2z)(3+z)}{3z(12+11z+2z^2)} + \frac{2z(1+4z) - 4z}{z(2+6z)} \right]$$

a po wykonaniu działań i uproszczeniach

$$M_{B2} = \frac{1}{4} q h^2 \left[\frac{z(3+z)}{3(12+11z+2z^2)} + \frac{3+16z}{2(1+3z)} \right] \quad (5a)$$

Porównując ostatnią wartość z równaniem (5) widzimy, że wzór Kleinlogla na M_{B2} jest dobry. Poprawny jest również wzór na M_{E2} .

W podobny sposób przeprowadziłem sprawdzenie wszystkich wzorów Kleinlogla (wg II-go wydania *Mehrstiellige Rahmen*) dla obciążenia ciężarem jednostajnym słupa dolnego rozpatrywanej ramy piętrowej. Wszystkie wzory Kleinlogla dla tego rodzaju obciążenia okazały się zgodne z wzorami Riegera.

Poza niesprawdzonym przeze mnie przypadkiem obciążeń pionowych asymetrycznych (według inż. Bosaka wzory dla tych obciążeń mają być błędne) wszystkie wzory w Kleinloglu dla obciążeń pionowych symetrycznych oraz dla obciążeń poziomych słupów tego typu ramy piętrowej są poprawne, poza wzorami na momenty w górnych narożach przy obciążeniu górnego słupa i to nie tylko dla obciążenia jednostajnego q lecz i dla dowolnego obciążenia słupa górnego. Należałoby więc dla obciążenia dowolnego słupa górnego na str. 348 *Mehrstiellige Rahmen*, wydania 2-go Kleinlogla podany przez niego wzór

$$\frac{M_C}{M_D} > = -z \cdot \frac{3 \eta (5+2z) - \sigma (3+2z)}{6N} \pm \frac{\eta_1 N_1 - \sigma z + Qh}{4N_1}$$

jako błędny poprawić i posługiwać się wzorem

$$\frac{M_C}{M_D} > = -z \cdot \frac{3 \eta (5+2z) - \sigma (3+2z)}{2N} \pm \frac{\eta_1 N_1 - \sigma z + Qh}{4N_1}$$

jako wzorem poprawnym.

Na jeden jeszcze fakt chciałbym zwrócić uwagę czytelników. Błędy trafiają się we wszystkich książkach i pracach naukowych w mniejszym lub większym stopniu. Zauważone jednak błędy w następnych wydaniach — o ile takie wydanie ma miejsce — autor zwykle prostuje i poprawia. W nowych wydaniach *Rahmenformeln* i *Mehrstiellige Rahmen* brak jest sprostowań i uzupełnień do wydań poprzednich, mimo, iż właśnie poprzednie wydania są w powszechnym użyciu i mimo, iż zawierają bezsprzecznie bardzo wiele błędów (a może właśnie dlatego!), których w takiej ilości być nie powinno. Jak to wynika z zestawienia błędów zauważonych przez inż. Bosaka w wydaniu 4 i 5 *Rahmenformeln* — zestawieniu obejmującemu ograniczony tylko szereg sprawdzonych przypadków ustrojów ramowych — nie wszystkie wzory błędne w wydaniu poprzednim, otrzymują „milcząco” formę poprawną w wydaniu następnym. W bardzo wielu przypadkach autor radzi sobie w ten sposób, że całe nieraz przypadki obciążeń lub ustrojów ramowych o zbyt rażących błędach — poprostu opuszcza w następnym wydaniu (np. asymetryczne przypadki obciążeń siłą skupioną ramy dwuprzegubowej o załamanej rozporze ze ścięgnem, analogiczne przypadki obciążeń pionowych ramy piętrowej — itp. przypadki bardzo często spotykane w praktyce), nie podając przy tym, że dane wzory w poprzednich wydaniach są błędne! Tego rodzaju postępowanie rzuca niezbyt korzystnie światło na autora tak popularnego i zasłużonego dla świata inżynierskiego dzięki swym wydawnictwom przystosowanym do potrzeb praktycznych.

Wszystkim czytelnikom i przyjaciółom naszego pisma,
serdeczne życzenia Noworoczne i Świąteczne, składa
Redakcja

W SPRAWIE BŁĘDÓW WE WZORACH KLEINLOGLA

W Nr 9 „Cementu“ w recenzjach ukazała się notatka inż. E. O. dotycząca wydania siódmego prof. Kleinlogla *Rahmenformeln*. W recenzji tej autor gloryfikuje całe to wydawnictwo, które z biegiem czasu zespoliło się formalnie nie tylko z konstruktorem, ale stało się nieodzowną i istotną pomocą dla młodych sił technicznych. Szkoda tylko, że autor podnosił tylko dodatnie strony tego wydawnictwa.

Tu zaznaczyć muszę, że mało spotkałem wydawnictw, a zwłaszcza podręczników, któreby zawierały tyle błędów, jakie na każdym kroku spotkać można w podręczniku *Rahmenformeln*. Bardzo wiele rozdziałów, w których rozpatrywane są ramy umocowane dla obciążeń wspornikowych, zawierają wzory błędne i nie do użycia, a stosowanie ich przysparza konstruktorom następnie wiele kłopotu. To samo odnosi się do podręcznika *Mehrstiellige Rahmen*, wydanie drugie. Wzory dla ram mownic 2¹⁾ i 3 piętrowych są zupełnie błędne, a zatem nie do użycia.

Powyzsze uwagi podnoszę ze względu na dobro młodych i niedoświadczonych inżynierów i techników konstruktorów, którzy posługując się gotowymi wzorami — w dobrej wierze ze względu na autorytet wydawnictwa — wykluczają istnienie błędów.

Jeżeli następnie weźmiemy pod uwagę, że książki te są stosunkowo drogie, — co powoduje, że nie każdy może się zdobyć na nabycie wydania nowszego — wskazanym by było, żeby w wydaniach nowszych wszelkie takie błędy były nie tylko usuwane, ale żeby zawierały spis wszelkich błędów spostrzeżonych w wydaniach poprzednich, celem popierania tychże — bo inaczej wydania poprzednie będą niezdatne do użytku.

Ze względu na dobro ogółu techników upraszam Szanowną Redakcję o wydzielenie w swym wydawnictwie specjalnej rubryki, która by zawierała zgłoszenia czytelników i zainteresowanych o błędach znalezionych w *Rahmenformeln* oraz w *Mehrstiellige Rahmen*.

Przy tej sposobności zaznaczyć muszę, że jeszcze w r. 1922 zawiadomiłem prof. Kleinlogla, że wzory dla ramy łukowej ze ścięgnem dla obciążeń pionowych skupionych, zawarte w wyd. drugim są błędne i, że służyć mu mogą ze względu na dobro ogółu, wzorami innymi przeze mnie sprawdzonymi. Prof. Kleinlogel nie udzielił mi żadnej odpowiedzi ale w następnych wydaniach do dnia dzisiejszego ten system obciążenia ramy łukowej ze ścięgnem w zupełności zniknął.

Podobnie przedstawia się sprawa z obciążeniami skupionymi dla ram 2 i 3 piętrowych w *Mehrstiellige Rahmen* wyd. 2-gie. Dla ramy 3-piętrowej różnice w momentach dochodziły do 200 i 300%. W wydaniu 3. posunięto w zupełności ten schemat obciążenia i nie zastąpiono go już niczym.

Ponizej podaję zestawienie zauważonych przeze mnie błędów w *Rahmenformeln* Kleinlogla, a mianowicie:

- | | | | |
|-----|-----------------|---|---|
| 1) | wyd. 4 str. 62 | wzór dla Z w mianowniku błędny. | |
| | „ 5 „ 103 | powyższy błąd poprawiony. | |
| 2) | „ 4 „ 99 | u góry wzory na M_{B_1} nie są zgodne | } |
| | „ 5 „ 146 | z sobą. | |
| 3) | „ 4 „ 99 | u dołu wzory na M_C i M_{B_2} nie są | } |
| | „ 5 „ 146 | zgodne ze sobą | |
| 4) | „ 4 „ 100 | u dołu wzory na M_{B_1} i M_{B_2} są nie | } |
| | „ 5 „ 147 | zgodne ze sobą | |
| 5) | „ 4 „ 83 | wzór na H jest błędny; podstawiając $c = h$ otrzymuje się $H = 0$, powinno być $H = \frac{P}{2}$ | |
| | „ 5 „ 123 | dtto | |
| 6) | „ 4 „ 82 | u góry wzory na H | } |
| | „ 5 „ 124 | są błędne | |
| 7) | „ 4 „ 82 | u dołu wzory są błędne | } |
| | „ 5 „ 123 | | |
| 8) | „ 4 „ 121 | u dołu wzory są błędne | } |
| | „ 5 „ 173 | | |
| 9) | „ 4 „ 122 | u dołu wzory są błędne | } |
| | „ 5 „ 174 | | |
| 10) | „ 4 „ 123 | u dołu wzory są błędne | } |
| | „ 5 „ 175 | | |
| 11) | „ 4 „ 124 | u dołu wzory są błędne | } |
| | „ 5 „ 176 | | |
| 12) | „ 4 „ 146 | u góry wzór na H jest błędny | |
| | „ 5 „ 200 | poprawiono | |
| 13) | „ 4 „ 146 | u dołu na lewo i prawo wzory na H są błędne | |
| | „ 5 „ 200 | poprawiono | |
| 14) | „ 4 „ 147 | u góry wzór na H jest błędny | |
| | „ 5 „ 201 | poprawiono | |
| 15) | „ 4 „ 148 | u góry wzór na H jest błędny | |
| 16) | „ 4 „ 148 | u dołu w obu wypadkach wzory na H są błędne | |
| 17) | „ 4 „ 149 | u góry wzór na H jest błędny | |
| 18) | „ 4 „ 149 | u dołu w obu wypadkach wzory na H są błędne | |
| | „ 5 „ 202 i 203 | poprawiono powyższe błędy | |
| 19) | „ 4 „ 158 | u dołu wzory na H różnią się między sobą. | } |
| | „ 5 „ 214 | | |
| 20) | „ 4 „ 160 | u góry wzory na H różnią się między sobą. | } |
| | „ 5 „ 216 | | |
| 21) | „ 4 „ 168 | u góry wzór na H jest błędny | |
| | „ 5 „ 227 | poprawiono | |

1) Por. artykuł Dr Kluza w bieżącym numerze.

- 22) „ 4 „ 170 u góry wzór na H jest błędny
 „ 5 „ 229 poprawiono
- 23) „ 4 „ 171 u góry wzór na H jest błędny
 „ 5 „ 230 u góry poprawiono
- 24) „ 4 „ 174 u góry wzór na H jest błędny
 „ 5 „ 233 u góry wzór powyższy zmieniono
- 25) „ 4 „ 223 u góry wzór na H błędny
 „ 5 „ 295 u góry poprawiono
- 26) „ 4 „ 223 u dołu wzory błędne
 „ 5 „ 295 u dołu poprawiono
- 27) „ 4 „ 224 u dołu wzory błędne
 „ 5 „ 296 u dołu poprawiono
- 28) „ 4 „ 236 wzory błędne
 „ 5 „ 307 u dołu poprawiono
- 29) „ 4 „ 238 u góry wzory błędne
 „ 5 „ 305 u góry poprawiono
- 30) „ 4 „ 240 u góry wzory błędne
 „ 5 „ 311 u góry poprawiono
- 31) „ 4 „ 249 u góry wzory błędne
 „ 5 „ 323 u góry poprawiono
- 32) „ 4 „ 252 u góry i u dołu wzory są błędne
 „ 5 „ 326 „ „ „ „ poprawiono
- 33) „ 4 „ 253 u góry i u dołu } wzory są niezgod-
 „ 5 „ 327 u góry i u dołu } ne ze sobą.

Co do wydania siódmego to należy zaznaczyć:

a) wszystkie wzory zaczepione jako błędne a mianowicie poz. 5—11 w wyd. siódmym *zupełnie opuszczono*. Tak samo opuszczono cały szereg innych obciążeń, które zostały zakwestionowane,

b) wszystkie obciążenia wspornikowe wykazane w wydaniach 4 i 5 nie są zawarte w wyd. siódmym. Wprawdzie wyd. 7. wykazuje obciążenia naroży momentem — takie obciążenie nie można jednak przyrównać do obciążenia wspornikowego:

1) obciążenie działające na przedłużeniu ryglu (obc. ryglowe),

2) obciążenie działające na przedłużeniu słupa (obc. słupowe).

W obu wypadkach otrzymujemy się inne parcie i inne momenty. W wyd. 7. objęte to jest jednym równaniem. Weźmy np. obciążenie wyd. 7, str. 97, wzory na składowe oddziaływań:

$$H = \frac{3M}{2hN}, \quad V = \frac{M}{l}$$

Otóż wzór H jak też i kierunki parcia wskazywały by na wspornik ryglowy — w takim razie V_A nie może być równy V_B .¹⁾

To samo tyczy się wyd. 7, str. 136, str. 147, 157, 167, 186, 187, 211, 212, 245, 246, itd.

Co do prawdziwości lub błędów układów ramowych w wyd. 7. to trudno narazie wypowiedzieć się, gdyż wzory te są zupełnie inaczej ujęte i przedstawione są przy pomocy wartości, które należy z osobna podstawić. Sprawdzenie tych wzorów wymaga zatem już bardzo długiego okresu czasu — „wzrokowo“ bowiem nie da się tego osiągnąć.

Większa część rozdziałów w wyd. 7. zawiera ramy ze ścięgniami, których wzory nasuwają mnie

już pewne poważne wątpliwości, a zwłaszcza dla obciążeń poziomych.

Weźmy przykład str. 321. i podane wzory

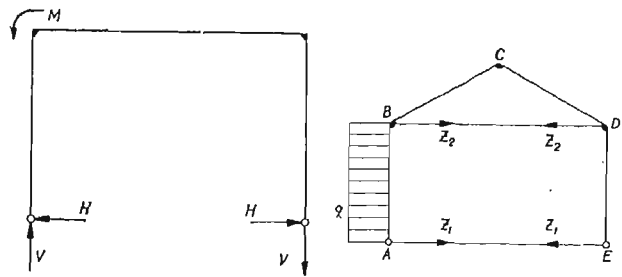
$$Z_2 = \frac{qh}{32\varphi} \cdot \frac{12\lambda_1 - (10x + 3z + 6\varphi)}{N}$$

$$Z_1 = \frac{qh}{16} \cdot \frac{\lambda_2(5z + 12 + 6\varphi) + (5z + 3)}{N}$$

Otóż na str. 316 pisze autor wyraźnie: dla

$$Fz_1 = 0, \lambda_1 = \infty, Z_2 = \frac{3qh}{8\varphi N^2}, \text{ dla } x = 1, h = l, \varphi = \frac{1}{4},$$

$$S = \frac{1}{4} \sqrt{5} \cdot \frac{I_2}{Fz_1} = m, \frac{E}{Ez_1} = n, \lambda_1 = \frac{6\sqrt{5}}{5} m \cdot n, N = \frac{u}{4} + \lambda_1 + \lambda_2, N' = 1 + \lambda_2. \text{ Jeżeli zatem } \lambda_1 = \infty \text{ to } N \text{ jak też i } N' \text{ są } = \infty, Z_2 = 0 \text{ co się zgadza. Dla obc}$$



ciążenia pionowego równomiernego str. 322,

$$Z_2 = \frac{Pl}{4fN^2} = 0 \dots ? \text{ co jest błędne.}$$

(Dokończenie nastąpi)

¹⁾ Zarzut zdaniem Redakcji niesłuszny, gdyż dla samego momentu zaczepionego w narożu podane przez Kleinogla wzory na składowe oddziaływań są poprawne. Ponieważ jednak w praktyce z działaniem samego momentu w narożu, jako obciążenia, prawie że nie mamy do czynienia, więc przy wsporniku ryglowym należy przeprowadzić obliczenie nie tylko na moment M (wywołany np siłą pionową P o ramieniu a , czyli $M = Pa$) lecz również i na siłę pionową P zaczepioną w danym narożu. Siła ta jako osiowa nie wywołuje w ramie momentów lecz tylko reakcję $V = P$ w obciążonym słupie. Sumaryczne reakcje pionowe pod niezależnymi obciążeniami momentu M i siły P , zastępującymi obciążenie wspornika ryglowego, będą miały wartości nierówne

$$V_A = \frac{M}{l} + P \text{ oraz } V_B = -\frac{M}{l}.$$

W przypadku wspornika słupowego należy obliczyć ramę nie tylko na moment $M = Pa$ działający w narożu, lecz i na siłę poziomą P zaczepioną w narożu, wywołującą momenty w całej ramie. Sumaryczne momenty i sumaryczne składowe oddziaływań dadzą dopiero szukane wartości wywołane obciążeniem wspornika słupowego.

Swoją drogą zastąpienia obciążeń wsporników ryglowego i słupowego podanych w wyd. 4 i 5 przez obciążenie momentem M w narożu (wyd. 7) nie można uważać za ulepszenie wzorów w wydaniach poprzednich, lecz raczej za ich pogorszenie (konieczność liczenia 2 układów). Dla mniej wprawnych konstruktorów układ w wydaniu 7. prowadzi w prostej drodze do błędnych wyników, jeśli ograniczą się tylko do obliczenia momentów i reakcji pod działaniem momentu M , uważając go za równoznaczny z działaniem obciążenia wspornika ryglowego lub słupowego.

Autor artykułu uważając podane wzory K , za błędne ściśle biorąc nie ma racji, choć ze stanowiska praktycznego ma częściowo rację o tyle, że podany układ i wzory K utrudniają stosowanie lub prowadzą do błędnych wyników.

Przypisek Redakcji.

SŁUPY Z RUR STALOWYCH W BUDOWNICTWIE

Słup obciążony osiowo stanowi jeden z najczęściej spotykanych elementów budownictwa. Pośród całego szeregu najrozmaitszych rodzajów słupów, wykonanych z różnych materiałów, jedno z najważniejszych miejsc zajmują słupy stalowe, używane przede wszystkim w budownictwie szkieletowym oraz wszędzie tam, gdzie chodzi o dużą nośność, przy stosunkowo małych wymiarach i wadze. Słupy te wykonywano i wykonuje się dotychczas najczęściej z jednej lub kilku kształtówek stalowych, odpowiednio ze sobą połączonych czy to przy pomocy nitowania, czy też spawania.

Między różnymi możliwymi typami słupów stalowych, rura stalowa bez szwu jako słup osiowo obciążony jest idealnym rozwiązaniem. Słup taki, aczkolwiek nie wiadomo dlaczego rzadko używany, posiada wiele zalet, widocznych już na pierwszy rzut oka, z których najważniejsze są następujące:

1. Jednolitość słupa;
2. Łatwe wykonanie;
3. Oszczędność na materiale;
4. Oszczędność na kosztach;
5. Korzyści architektoniczne i budowlane.

Zalety te, niektóre z nich bardzo ważne, postaram się w dalszym ciągu szczegółowo omówić w tym samym porządku, jak powyżej wyszczególniłem.

1. Jednolitość słupa

Słup rurowy nie posiada oprócz podstawy i głowicy żadnych części ani połączeń. Rura stalowa bez szwu stanowi właściwy słup.

Jest to bardzo ważne ze względu na konserwację, która, jeśli chodzi przede wszystkim o malowanie, jest przy słupie rurowym najtańsza ze wszystkich możliwych typów słupów stalowych. Konserwacji wymaga tylko zewnętrzna strona rury, gładka i łatwo dostępna, wewnątrz słup konserwacji nie wymaga, gdyż jest zupełnie szczelny.

Dzięki właściwości rury o przekroju kołowym, słup posiada równy moment bezwładności we wszystkich osiach, — obliczenie tegoż zwłaszcza przy pomocy stosownych tabel jest idealnie łatwe i proste.

2. Łatwe wykonanie

Wykonanie słupa rurowego sprowadza się do najmniejszego nakładu pracy, jaki w ogóle jest możliwy. Całe wykonanie ogranicza się do obciąćcia rury na daną długość, oraz do przyspójnienia podstawy i głowicy słupa, które najlepiej wykonać z odpowiednio grubych blach. O ile rury zamówione są już w żądanej długości, to ta pierwsza czynność w ogóle odpada.

Jeśli porównamy czynności, potrzebne np. przy wykonaniu nitowanego słupa z kształtówek, jak cięcie, trasowanie, dopasowanie, wiercenie dziur, nitowanie itd., z czynnościami, które trzeba wyko-

nać przy słupie rurowym, uzmysłowimy sobie natychmiast, jakie duże uproszczenie w robocie przynosi za sobą zastosowanie rur bez szwu oraz spawanie, do wykonania słupów.

3. Oszczędność materiału

Stosując słupy z rur stalowych, jesteśmy często w możności uzyskać znaczne oszczędności przez obniżenie wagi samego słupa, przy niezmięnionej nośności.

Uwidocznimy to na następujących przykładach:

Przykład I. Słup wolno stojący, długość 5,00 m, przepisane obciążenie 65,0 t.

a) Słup stalowy z korytek NP 20, spawany:

$$F = 64,4 \text{ cm}^2, i = 7,70 \text{ cm}, l/i = 65, \beta = 0,74$$

$$\text{Udźwig słupa: } P = 1,4 \cdot 0,74 \cdot 64,4 = 66,7 \text{ t.}$$

Waga słupa: (z łącznikami lecz bez podstawy i głowicy) 305 kg, czyli $305/66,7 = 4,57 \text{ kg}$ na 1 t udźwigu słupa.

b) Słup z rury stalowej bez szwu:

$$D = 254 \text{ mm}, g = 8 \text{ mm}, F = 61,83 \text{ cm}^2, i = 8,70 \text{ cm}, l/i = 57,5, \beta = 0,78.$$

$$\text{Udźwig słupa: } P = 1,4 \cdot 0,78 \cdot 61,83 = 67,5 \text{ t.}$$

Waga słupa: (bez podstawy i głowicy) 243 kg, czyli $243/67,5 = 3,60 \text{ kg}$ na 1 t udźwigu słupa.

Oszczędność na wadze wynosi zatem tutaj 21,2%.

Szczególnie wyraźnie występuje ta oszczędność w słupach o dużej smukłości, jak to wskazuje przykład następujący:

Przykład II. Słup wolno stojący, długość 6,00 m, przepisane obciążenie 15,0 t.

a) Słup stalowy z korytek NP 12, spawany:

$$F = 34,0 \text{ cm}^2, i = 4,62, l/i = 130, \beta = 0,33.$$

$$\text{Udźwig słupa: } P = 1,4 \cdot 0,33 \cdot 34,0 = 15,7 \text{ t.}$$

Waga słupa: (z łącznikami lecz bez podstawy i głowicy) 194 kg, czyli $194/15,7 = 12,35 \text{ kg}$ na 1 t udźwigu słupa.

b) Słup z rury stalowej bez szwu:

$$D = 152 \text{ mm}, g = 6 \text{ mm}, F = 27,52 \text{ cm}^2, i = 5,17 \text{ cm}, l/i = 116, \beta = 0,42.$$

$$\text{Udźwig słupa: } P = 1,4 \cdot 0,42 \cdot 27,52 = 16,2 \text{ t.}$$

Waga słupa: (bez podstawy i głowicy) 130 kg, czyli $130/16,2 = 8,03 \text{ kg}$ na 1 t udźwigu słupa.

Oszczędność na wadze wynosi tu, jak widzimy, 34,9%. Może ona być jeszcze większa, zwłaszcza przy dużej wysokości słupa i stosunkowo małych obciążeniach, oraz jeśli nie jesteśmy zbyt skrupowani wymiarami poprzecznymi słupa, tj. w

tym wypadku średnicą rury. Jeśli bowiem zamiast rury stalowej o $D = 152$ mm i $g = 6$ mm w powyższym przykładzie, użyjemy rury o $D = 178$ mm, $g = 4$ mm, otrzymamy:

$$c) F = 21,87 \text{ cm}^2, i = 6,16 \text{ cm}, l/i = 97,4, \beta = 0,52.$$

$$\text{Udźwig słupa: } P = 1,4 \cdot 21,87 \cdot 0,52 = 15,9 \text{ t.}$$

$$\text{Waga słupa: (bez podstawy i głowicy) } 103 \text{ kg, czyli } 103/15,9 = 6,48 \text{ kg na 1 t nośności słupa.}$$

Oszczędność na wadze względem słupa a) wynosi tutaj 47,5% czyli słup ten jest prawie o połowę lżejszy.

Jeszcze większe oszczędności na wadze otrzymujemy, stosując słupy z rur stalowych walcowanych ze stali o wyższej wytrzymałości np. 020 W, dla której według norm PN/B—190 możemy dopuścić naprężenie 1800 kg/cm^2 . Mógłby ktoś naturalnie powiedzieć, że w takim razie moglibyśmy stosować również słupy z korytek o wyższej wytrzymałości, więc porównanie takie nie byłoby właściwe. W rzeczywistości jednak sprawa się tak przedstawia, że korytek i innych kształtówek z materiału o wyższej wytrzymałości w handlu dostać nie można. Huty mogą wprawdzie profile takie wykonać, ale za dość dużą dopłatą, a co najważniejsze, przy zamówieniu pewnej minimalnej ilości tych profili (co najmniej 10 t). Rury natomiast stale walcuje się do różnych celów z materiałów o różnej wytrzymałości, a bardzo często z materiałów o wyższej wytrzymałości niż profile kształtowe. Np. rury wiertnicze, kotłowe dla wysokich ciśnień itp., muszą być ze reguły wykonywane z materiałów o dużej wytrzymałości. Huty posiadają zatem zwykle takie rury na składzie, względnie odwalcowanie tychże nie przedstawia tutaj większych trudności. W dodatku cena rur ze stali o wyższej wytrzymałości jest stosunkowo niewiele wyższa od takichże rur z żelaza zwykłego, gdyż w cenie rury przeważającą rolę gra pozycja robocizny.

Jeżeli zatem powrócimy do naszego pierwszego przykładu, to stosując np. rurę ze stali 020 W o naprężeniu dopuszczalnym 1800 kg/cm^2 , możemy użyć zamiast rury $D = 254$ mm i $g = 8$ mm, rurę $D = 229$ mm i $g = 7$ mm. Nośność takiego słupa będzie 65,9 t, waga zaś 192 kg, czyli $192/65,9 = 2,92 \text{ kg}$ na 1 t nośności słupa. Oszczędność na wadze względem słupa z korytek wyniesie się tu zatem nie 21,2% lecz 36,1%, zaś względem słupa z rury $D = 254$ mm — 18,9%. Jak widać, użycie słupów z takich rur często może się opłacić, gdyż nie należy zapominać o tym, że oszczędność na wadze pociąga za sobą oszczędność również w kosztach, przede wszystkim zaś oszczędności na kosztach transportu i montażu.

4. Oszczędność na kosztach

Rury jako materiał konstrukcyjny są na ogół znacznie droższe od zwykłego żelaza kształtowego. Mimo to, stosując rury te zamiast słupów stalowych z kształtówek, możemy bardzo często uzyskać dość dużą oszczędność na kosztach, co moż-

na wykazać porównując w poszczególnych przypadkach koszty jednego i drugiego wykonania.

W dalszych rozważaniach naszych na ten temat będziemy porównywali dla prostoty tylko koszty spawanych słupów stalowych z kształtówek z kosztami słupów rurowych. Słupy nitowane są wprawdzie na wagę nieco tańsze, są one jednak także i cięższe, co się mniej więcej wyrównuje. Miarodajny jest bowiem koszt 1 kg słupa na 1 t jego nośności.

Otóż biorąc za podstawę cenę spawanego słupa z kształtówek ± 500 .— zł za 1 t loco huta bez montażu, zaś 800.— zł z transportem i montażem na miejscu w Warszawie, to zachodzi teraz pytanie, jak się będzie kształtowała cena słupa rurowego o tej samej nośności w tych samych warunkach. Kalkulacja ceny słupa rurowego musi być różna od kalkulacji słupa z kształtówek; podczas gdy ten ostatni składa się z poszczególnych części o cenach jednostkowych niewiele od siebie odbiegających, to słup rurowy składa się ze stosunkowo dość drogiej rury i o wiele tańszej podstawy i głowicy. Od razu więc widać, że na koszt gotowego słupa ma duży wpływ waga podstawy i głowicy, która to waga może wynosić do 50% wagi całego słupa a nawet i więcej, zależnie od jego obciążenia, wysokości typu podstawy i głowicy oraz sposobu posadowienia. Ceny słupów rurowych muszą być zatem skalkulowane w każdym przypadku z osobna, przy czym musi się uwzględnić średnicę rury, jej długość i jakość, wagę podstawy i głowicy etc. W rozważaniach naszych przyjmujemy ceny jednostkowe gotowych słupów rurowych łącznie z podstawą i głowicą, skalkulowane dla każdego poszczególnego przykładu z osobna i zapodane przez hutę produkującą tego rodzaju słupy, zaś transport i montaż będziemy liczyć jak poprzednio 300.— zł za 1 t.

Porównanie kosztów przeprowadzimy na tych samych przykładach co poprzednio, przyjmując, że w obu przypadkach słupy posiadają podstawy i głowice o tych samych wymiarach w rzucie poziomym, oraz uwzględniając również koszty transportu i montażu.

Przykład 1. Słup wolno stojący, długości 5,00 m, obciążenie 65,0 t.

a) Słup stalowy z korytek NP 20, udźwig 66,7 t.

Waga słupa samego	305 kg
Waga podstawy	59 kg
Waga głowicy	51 kg
	<hr/>
Waga całkowita	415 kg

Koszt słupa loco warsztat:

$$0,415 \times 500 = 207,50 \text{ zł}$$

Koszt transportu i montażu:

$$0,415 \times 300 = 124,50 \text{ „}$$

Koszt całkowity słupa 332,00 „

Koszt na 1 t udźwigu wypadka:

$$332,00/66,7 = 4,98 \text{ zł}$$

b) Słup z rury stalowej bez szwu, $D = 254$,
 $g = 8$, udźwig 67,5 t.

Waga słupa: 353 kg. Koszt:
 $0.353 \times 550 = 194.15$ zł

Koszt transportu i montażu:
 $0.353 \times 300 = \underline{105.90}$ „

Koszt całkowity słupa 300.05 zł

Koszt na 1 t udźwigu wypadu:
 $300.05/67.5 = 4.45$ zł

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu:
 $(4.98 - 4.45) : 0.0498 = 10,6\%$

Oszczędność na kosztach słupa wynosi:
 $332.00 - 300.05 - 31.95$ zł = 9,6%

Przykład II. Słup wolno stojący, długość
 6,00 m, obciążenie 15,0 t.

a) Słup stalowy z korytek NP 12, udźwig
 15,7 t.

Waga słupa samego 194 kg
 Waga podstawy i głowicy 22 kg

Waga razem 216 kg

Koszt słupa loco warsztat:
 $0.216 \times 500 = 108.00$ zł

Koszt transportu i montażu:
 $0.216 \times 300 = \underline{64.80}$ „

Razem 172.80 zł

Koszt na 1 t udźwigu wypadu:
 $172.80/15.7 = 11.00$ „

b) Słup z rury stalowej bez szwu, $D = 152$,
 $g = 6$, udźwig 16,2 t.

Waga słupa: 152 kg. Koszt:
 $0.152 \times 650 = 98.80$ zł

Koszt transportu i montażu:
 $0.152 \times 300 = \underline{45.60}$ „

Koszt całkowity słupa 144.40 zł

Koszt na 1 t udźwigu wypadu:
 $144.40/16.2 = 8.91$ zł

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu:
 $(11.00 - 8.91) : 0.11 = 19,0\%$

Oszczędność na kosztach słupa wynosi:
 $172.80 - 144.40 = 28.40 = 16,4\%$

c) Słup z rury stalowej bez szwu, $D = 178$,
 $g = 4$, udźwig 15,9 t.

Waga słupa: 125 kg. Koszt:
 $0.125 \times 650 = 81.25$ zł

Koszt transportu i montażu:
 $0.125 \times 300 = \underline{37.50}$ „

Koszt całkowity słupa 118.75 zł

Koszt na 1 t udźwigu wypadu:
 $118.75/15.9 = 7.47$ zł

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu
 względem a) = 32,1%.

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu
 względem b) = 16,2%.

Oszczędność na kosztach słupa względem a)
 wynosi: 52.05 zł = 31,3%.

Oszczędność na kosztach słupa względem b)
 wynosi: 25.65 zł = 17,8%.

Stosując rury ze stali o wyższej wytrzymałości,
 możemy często osiągnąć jeszcze większe oszczędności
 na kosztach i tak powróciwszy do przykładu
 pierwszego otrzymamy:

I, c. Słup z rury stalowej bez szwu 020 W,
 $D = 229$, $g = 7$, udźwig 65,9 t.

Waga słupa: 302 kg. Koszt:
 $0.302 \times 600 = 181.20$ zł

Koszt transportu i montażu:
 $0.302 \times 300 = \underline{90.60}$ „

Koszt całkowitego słupa 271.80 zł

Koszt na 1 t udźwigu wypadu:
 $271.80/65.9 = 4.12$ zł

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu
 względem a) = 17,3%.

Oszczędność na koszcie 1 t udźwigu wypadu
 względem b) = 7,4%.

Oszczędność na kosztach słupa względem a)
 wynosi: 60.20 zł = 18,1%.

Oszczędność na kosztach słupa względem b)
 wynosi: 28.25 zł = 9,4%.

Jak widać, zastosowanie słupów rurowych ze
 stali o wysokiej wytrzymałości może dać poważne
 oszczędności tak względem słupów z kształtówek
 jak też i względem słupów rurowych ze stali miększej.
 Nie we wszystkich jednak wypadkach. Jeśli
 bowiem przeprowadzimy podobną kalkulację dla
 słupa z przykładu II, o wysokości 6,00 m i obciążeniu
 15 t, to zobaczymy, że słup rurowy ze stali
 020 W nie będzie tu tak ekonomiczny jak słup rurowy
 ze stali 010 W lub 015 W, zamiast bowiem,
 rury o średnicy 152 mm i $g = 6$ mm, względnie o
 średnicy 178 mm i $g = 4$ mm, musielibyśmy,
 chcąc w zupełności wyzyskać nośność słupa, użyć
 tutaj rury ze stali 020 W o średnicy 129 mm i
 $g = 8$ mm o nośności 15.07 t. Rura ta będzie ważyć
 141 kg, a zatem znacznie więcej niż w przykładzie
 II b i c. Chcąc nie chcąc zatem, będziemy musieli
 użyć rury ze stali 020 W o średnicy 152 mm i
 $g = 8$ mm o nośności 17,5 t, a zatem znacznie
 większej niż potrzeba względnie użyjemy tutaj rury
 ze stali 015 W o tych samych wymiarach i o
 nośności 16,5 t. Słup taki będzie niewiele tańszy
 od słupa obliczonego w przykładzie II b, natomiast
 będzie droższy od słupa w przykładzie II c. Stosowanie
 rur stalowych 015 W i 020 W jest zatem ekonomiczne
 przede wszystkim w słupach silnie ob-

ciężonych i o małej smukłości, natomiast w słupach o dużej smukłości rury ze stali miększej, a więc handlowej bez znaku lub 010 W, będą tańsze. W każdym razie widoczne jest, że w celu znalezienia jak najekonomiczniejszego rozwiązania, często konieczne jest przeprowadzenie w danym przypadku kilku rachunków porównawczych dla różnych średnic rur i dla różnych gatunków stali. Porównania takie niezmiernie ułatwiają gotowe tablice nośności rur, obliczone dla różnych wysokości i różnych naprężeń dopuszczalnych.

5. Korzyści architektoniczne i budowlane

Słup okrągły stanowi gotową formę architektoniczną, a jako taki jest nie do zastąpienia w niektórych wypadkach, tym bardziej, że słupy takie jako kolumny mogą być nieporównanie bardziej smukłe niż kolumny wykonane z najbardziej wytrzymałego kamienia lub betonu wzgl. żelbetu, wliczając już grubość potrzebnej okładziny. Dadzą się w ten sposób osiągnąć efekty architektoniczne o nieprzeciętnych walorach.

Nie będąc architektem, nie mogę tutaj poza ogólną wzmianką szerzej się na tą sprawę rozpaździć, warta jest ona jednak szczegółowego rozpatrzenia. Wspomnę tu tylko jeszcze, że okrągłe kolumny wykonane z rur stalowych zastosowano we wnętrzach budującego się obecnie Muzeum Śląskiego w Katowicach, osiągając bardzo korzystny wygląd tych wnętrz z powodu możliwości wykonania tych słupów o bardzo dużej smukłości przy stosunkowo znacznych obciążeniach.

Należałoby tu także dodać, że słupy z rur stalowych można przy tej samej nośności wykonać w wielu wariantach, co umożliwi architektowi wybór słupów o wymiarach pod względem architektonicznym najkorzystniejszych w danym wypadku. I tak np. słup o wysokości 4,50 m i obciążeniu około 80 t, można wykonać

- 1) jako rurę stalową o $D = 330$ mm i $g = 8$ mm z materiału bez znaku (gatunku handlowego),
- 2) z rury $D = 305$ mm i $g = 8$ mm z materiału 010 W,
- 3) z rury $D = 279$ mm i $g = 8$ mm z materiału również 010 W,
- 4) z rury $D = 254$ mm i $g = 8$ mm z materiału 015 W,
- 5) z rury $D = 229$ mm i $g = 9$ mm z materiału 015 W,
- 6) z rury $D = 203$ mm i $g = 11$ mm z materiału 015 W, względnie
- 7) z rury o tej samej średnicy i grubości 10 mm z materiału 020 W, wreszcie
- 8) z rury $D = 178$ mm i $g = 13$ mm z materiału 020 W.

A zatem 8 różnych wariantów słupów o średnicach od 178 — 330 mm o tej samej nośności około 80 t.

Słupy rurowe w wielu wypadkach mogą być użyte bez żadnych innych dodatkowych robót jako wolno stojące kolumny okrągłe. Jako takie wymagają tylko pomalowania lub też powłoczenia zewnątrz jedną z różnych powłok rdzochronnych. Wewnątrz słup taki żadnej konserwacji — jak już pisałem — nie wymaga, gdyż jest zupełnie szczelny.

O ile wymagane jest również zabezpieczenie przeciwogniowe, a słup ma pozostać okrągły, można je skutecznie najlepiej przez obetonowanie rury warstwą betonu 4 — 5 cm grubości, lub też przez otynkowanie na siatce metalowej. Obetonowanie najłatwiej wykonać częściami w rozbieralnej formie, betonem ubijanym, za wyjątkiem górnego odcinka słupa, który niekiedy (przy szerokiej głowicy) dobrze będzie obrzucić zaprawą cementową na siatce. Otynkowanie na siatce wykonuje się przez kilkakrotne narzucenie zaprawy cementowej lub wapienno-cementowej na siatkę drucianą lub jednolitą, którą przed tym otoczono rurę. Wykonuje się to przy mniej ważnych robotach jako jedną warstwę, przy lepszym wykonaniu w dwu warstwach. Ostatnią warstwę zaprawy obciąża się szablą do żądanej średnicy koła i otynkowanie gotowe. O ile mamy obetonować szereg słupów rurowych o tej samej średnicy, może tanio wypaść obłożenie ich zawczasu zrobionymi betonowymi kamieniami formowymi o półokrągłym przekroju.

Bardzo łatwe i nie wymagające szerszego omówienia jest obetonowanie rury na inny kształt np. na kwadratowy, bądź też obetonowanie lub obłożenie rury w murze ceglanym. Roboty te często można tu wykonać nawet łatwiej i taniej, niż przy innych rodzajach słupów stalowych.

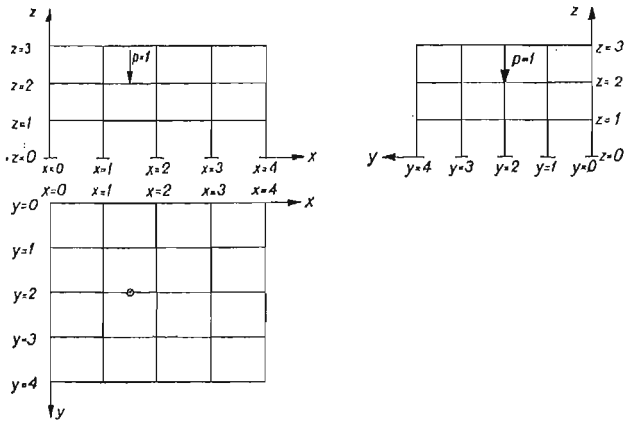
Na tym wyczerpalibyśmy omówienie zalet stosowania słupów z rur stalowych, o ile można to zadawałajaco uczynić w krótkim artykule. Wiele z poruszonych kwestyj wymagałoby może szerszego potraktowania względnie zajęcia się nimi w osobnych rozprawach, co przypuszczam prędzej lub później nastąpi. W artykule tym pragnąłem jedynie wskazać na duże niewyzyskane u nas dotychczas możliwości zastosowania słupów z rur stalowych, które doskonale się do tego celu nadają. Ułatwią to zastosowanie obszerne tabele nośności słupów rurowych, opracowane przeze mnie na podstawie obowiązujących norm PN/B—190, które wkrótce ukażą się w druku. Tabele te obejmują słupy z rur stalowych o średnicach od 51 do 508 mm (od 2 — 20 cali ang.) i o wysokościach od 1,00 — 7,00 m. Obliczone są one dla wszystkich naprężeń dopuszczalnych przewidzianych przez normy, tj. 1200, 1300, 1400, 1500 oraz 1800 kg/cm², dla gatunków stali

- 1) bez znaku (handlowej),
- 2) 010 W,
- 3) 015 W i
- 4) 020 W.

BUDYNEK SZKIELETOWY JAKO RAMA PRZESTRZENNA

(Dokończenie)

§ 6. Przykład



Rys. 11.

Rozpatrzmy ramę przestrzenną, w której $n = 4$; $m = 4$ i $k = 3$; (patrz § 2). Załóżmy, że słupy są zamocowane u dołu. Przypuśćmy, że rama jest obciążona pionowo siłą $P = 1$, której punkt zaczepienia znajduje się w środku rygła między węzłami (1, 2, 2) i (2, 2, 2). Zgodnie z powyższą teorią, wszystkie beleczki równoległe do osi x , oraz wszystkie słupy są zginane w płaszczyznach równoległych do płaszczyzny XZ , wszystkie zaś beleczki równoległe do osi Y są skręcane naokoło swych osi (rys. 11).

Znajdziemy wszystkie momenty P, L, G, D, T i A .

Zgodnie z tym, co było powiedziane poprzednio, przyjmujemy

$$\alpha_x = 1$$

Niech wymiary poszczególnych elementów ramy będą takie, że

$$\beta_y = 0,2$$

oraz

$$\gamma_1 = 0,6$$

$$\gamma_2 = 0,4$$

$$\gamma_3 = 0,2$$

Z załączonych do pracy niniejszej tabelk bierzemy grupy rozwiązań X_{gx} przy $n = 4$ (tab. 1).

Z tych samych tablic bierzemy również grupy rozwiązań Y_{iy} dla $m = 4$, przy czym zgodnie z teorią zamiast λ bierzemy $\lambda'' = \beta\lambda$; (tab. 2).

Grupy rozwiązań Z_{jz} dla $\gamma = 0,6; 0,4$ i $0,2$ były już znalezione w przypuszczeniu słupów zamocowanych u dołu.

TABELA 3

Z_{jz}

$i \setminus z$	0	1	2	λ_j'''
1	+ 0,92022	+ 0,38892	+ 0,04397	+ 2,169054
2	+ 0,38649	- 0,88521	- 0,25889	+ 1,083849
3	+ 0,06177	- 0,25524	+ 0,96495	+ 0,347097

TABELA 1

X_{gx}

$g \setminus x$	0	1	2	3	4	λ'_g
0	+ 0,14407	+ 0,51312	+ 0,65719	+ 0,51312	+ 0,14407	+ 5,561553
1	+ 0,27060	+ 0,65328	0	- 0,65328	- 0,27060	+ 4,414214
2	+ 0,35355	+ 0,35355	- 0,70711	+ 0,35355	+ 0,35355	+ 3,000000
3	+ 0,65328	- 0,27060	0	+ 0,27060	- 0,65328	+ 1,585786
4	+ 0,59518	- 0,33423	+ 0,26096	- 0,33423	+ 0,59518	+ 1,438447

TABELA 2

Y_{iy}

$i \setminus y$	0	1	2	3	4	$0,2 \lambda''_i$
0	+ 0,44721	+ 0,44721	+ 0,44721	+ 0,44721	+ 0,44721	0
1	+ 0,60150	+ 0,37175	0	- 0,37175	- 0,60150	- 0,076393
2	+ 0,51167	- 0,19544	- 0,63246	- 0,19544	+ 0,51167	- 0,276393
3	+ 0,37175	- 0,60150	0	+ 0,60150	- 0,37175	- 0,523607
4	+ 0,19544	- 0,51167	+ 0,63246	- 0,51167	+ 0,19544	- 0,723607

Znajdziemy teraz wszystkie U_{xyz} . Ponieważ tylko belka (1, 2, 2) (2, 2, 2) jest obciążona, wszystkie $U_{xyz} = 0$, oprócz U_{122} i U_{222} .

Zgodnie ze wzorem (20), przyjmując pod uwagę dodatnie kierunki przyjęte dla F i S , (patrz rys. 5) otrzymujemy:

$$U_{122} = 0,125 l_{x=2}$$

oraz

$$U_{222} = -0,125 l_{x=2}$$

Albo, przyjmując, że wszystkie $l = c \cdot l_e = 1m$.

$$U_{122} = 0,125 \quad i \quad U_{222} = -0,125$$

TABELA 4

U_{xyz}

z	x \ y		0	1	2	3	4
	0	1					
1	0	0	0	0	0	0	0
	1	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
	1	0	0	0	0	0	0
	2	0	+ 0,12500	- 0,12500	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
	1	0	0	0	0	0	0
	2	0	0	0	0	0	0
	3	0	0	0	0	0	0

a więc:

$$u_{gij} = U_{122} \cdot X_{g1} \cdot Y_{i2} \cdot Z_{j2} + U_{222} \cdot X_{g2} \cdot Y_{i2} \cdot Z_{j2} = (U_{122} \cdot X_{g1} + U_{222} \cdot X_{g2}) Y_{i2} \cdot Z_{j2};$$

Np. jeżeli $g = 0; i = 0; j = 1;$

$$u_{001} = (U_{122} \cdot X_{01} + U_{222} \cdot X_{02}) Y_{02} \cdot Z_{12};$$

Z tabel 1, 2 i 3 mamy

$$X_{01} = 0,51312 \quad Y_{02} = 0,44721$$

$$X_{02} = 0,65719 \quad Z_{12} = 0,38892$$

tak że

$$u_{001} = -0,00313;$$

W ten sposób znajdujemy wszystkie u_{gij}

Wyniki podajemy w tabeli 5.

TABELA 5

U_{gij}

j	g \ i		0	1	2	3	4
	0	1					
1	0	0	-0,0313	+0,01420	+0,02306	-0,06588	-0,01294
	1	0	0	0	0	0	0
	2	+ 443	- 2909	- 3261	+ 832	+ 1830	
	3	0	0	0	0	0	
2	0	+ 713	- 3233	- 5249	+ 1339	+ 2945	
	1	0	0	0	0	0	
	2	- 1008	+ 4572	+ 7423	- 1894	- 4165	
	3	0	0	0	0	0	
3	0	+ 206	- 932	- 1514	+ 386	+ 849	
	1	0	0	0	0	0	
	2	- 291	+ 1318	+ 2140	- 546	- 1201	
	3	0	0	0	0	0	

Obliczymy teraz wszystkie u_{gij} ze wzoru (32).

Ponieważ wszystkie U_{xyz} oprócz U_{122} i U_{222} są = 0, we wzorze (32) x może być tylko = 1 lub = 2,

$$y = 2 \quad \text{oraz} \quad z = 2;$$

Teraz ze wzoru (33) znajdujemy wszystkie c_{gij} .

Jeżeli np. $g = 0; i = 0; j = 1;$

$$c_{001} = \frac{u_{001}}{\lambda'_0 - \lambda''_0 + \lambda'''_1}$$

TABELA 6

$\lambda'_g - \lambda''_i + \lambda'''_j$

j	g \ i		0	1	2	3	4	0,2 λ''_i
	0	1						
1	$\lambda'''_1 = 2,169054$	0	7,730607	6,583268	5,169054	3,754840	3,607501	0
		1	7,807000	6,659661	5,245447	3,831233	3,683894	- 0,076393
		2	8,007000	6,859661	5,445447	4,031233	3,883894	- 0,276393
		3	8,254214	7,106875	5,692661	4,278447	4,131108	- 0,523607
		4	8,454214	7,306875	5,892661	4,478447	4,331108	- 0,723607
2	$\lambda'''_2 = 1,083849$	0	6,645402	5,498063	4,083849	2,669635	2,522296	0
		1	6,721795	5,574456	4,160242	2,746028	2,598689	- 0,076393
		2	6,921795	5,774456	4,360242	2,946028	2,798689	- 0,276393
		3	7,169009	6,021670	4,607456	3,193242	3,045903	- 0,523607
		4	7,369009	6,221670	4,807456	3,393242	3,245903	- 0,723607
3	$\lambda'''_3 = 0,347097$	0	5,908650	4,761311	3,347097	1,932883	1,785544	0
		1	5,985043	4,837704	3,423490	2,009276	1,861937	- 0,076393
		2	6,185043	5,037704	3,623490	2,209276	2,061937	- 0,276393
		3	6,432257	5,284918	3,870704	2,456490	2,309151	- 0,523607
		4	6,632257	5,484918	4,070704	2,656490	2,509151	- 0,723607
$\lambda'_g =$		5,561553	4,414214	3,000000	1,585786	1,438447		

Z tabelki Nr 1 mamy: $\lambda_0' = 5,561553$

„ Nr 2 „ $\lambda_0'' = 0$

„ Nr 3 „ $\lambda_1''' = 2,169051$

więc $c_{001} = -0,00040$.

Ponieważ suma $(\lambda_g' - \lambda_i'' + \lambda_j''')$ będzie potrzebna w dalszych obliczeniach, podajemy jej wartość w tabl. 6.

Znajdujemy dalej wszystkie c_{gij} . W tym celu wystarczy, gdy podzielimy liczby tabeli 5 przez odpowiednie liczby tabeli 6.

TABELA 7
 c_{gij}

j \ i \ g	0	1	2	3	4	
1	0	-0,00040	+0,00216	+0,00446	-0,00157	-0,00359
	1					
	2	+ 55	- 293	- 599	+ 206	+ 471
	3					
2	0	+ 107	- 588	- 1285	+ 502	+ 1168
	1					
	2	- 146	+ 792	+ 1702	- 643	- 1488
	3					
3	0	+ 35	- 196	- 452	+ 200	+ 475
	1					
	2	- 47	+ 262	+ 591	- 247	- 582
	3					
4	0	+ 44	- 240	- 526	+ 206	+ 479
	1					
	2					
	3					

Obliczymy teraz wszystkie kąty obrotów węzłów Θ_{xyz} ze wzoru (34). Tabele 1, 2, 3, i 7 dają wszystkie wielkości zawarte we wzorze (34). Trzeba tylko znaleźć potrójną sumę iloczynów tego wzoru. W tym celu przekształcamy wzór (34):

$$\Theta_{xyz} = \sum_{g=0}^n \sum_{i=0}^m \sum_{j=0}^k c_{gij} X_{gx} Y_{iy} Z_{jz} =$$

$$= \sum_{j=0}^k Z_{jz} \sum_{i=0}^m Y_{iy} \sum_{g=0}^n c_{gij} X_{gx};$$

Tu Z_{jz} wychodzi z pod sumy $\sum_{i=0}^m$ oraz $\sum_{g=0}^n$ ponieważ Z

nie zależy od (i) i (g). Analogicznie Y_{iy} .

Oznaczmy:

$$\sum_{g=0}^n c_{gij} X_{gx} = v_{xij}; \quad (35)$$

Wtedy

$$\Theta_{xyz} = \sum_{j=0}^k Z_{jz} \sum_{i=0}^m Y_{iy} \cdot v_{xij};$$

Oznaczmy sumę

$$\sum_{i=0}^m Y_{iy} v_{xij} = w_{xyj}; \quad (36)$$

Wtedy ostatecznie

$$\Theta_{xyz} = \sum_{j=0}^k Z_{jz} \cdot w_{xyj}; \quad (37)$$

W ten sposób obliczenie potrójnej sumy ze wzoru (34) sprowadza się do obliczenia trzech zwykłych sum ze wzorów (35), (36) i (37).

Wyznaczamy więc najpierw v_{xij} ze wzoru (35).

Jeżeli np. $x = 0, i = 0, j = 1$

$$v_{001} = \sum_{g=0}^n c_{g01} X_{g0} =$$

$$= c_{001} \cdot X_{00} + c_{101} \cdot X_{10} + c_{201} \cdot X_{20} + c_{301} \cdot X_{30} + c_{401} \cdot X_{40};$$

Podstawiając wszystkie te wielkości w tablicę 1 i 7 otrzymujemy v_{001} .

Praktycznie dla znalezienia v_{xij} przy $x = 0$ i jakichkolwiek (i) i (j) tj. v_{0ij} , trzeba kolumny tabelki 7 przemnożyć odpowiednio przez kolumnę „0” tabeli 1 (kolumnę „0” tabeli 7 przemnożyć przez X_{00} z tabeli 1 tj. przez 0,14407; kolumnę „1” tab. 7 przez X_{10} , tab. 1 tj. przez 0,27060 itd.). Iloczyny trzeba zapisać kolumnami i wyniki złożyć poziomo jak to zrobiono niżej:

TABELA 8a

v_{0ij} i v_{4ij}

„0”×0,14407	„1”×0,27060	„2”×0,35355	„3”×0,65328	„4”×0,59518	v_{0ij}	v_{4ij}	i	j
- 0,00006	± 58	+ 158	∓ 103	- 214	- 107	- 17	0	1
+ 8	∓ 79	- 212	± 135	+ 280	+ 132	+ 20	1	
- 7	± 74	+ 196	∓ 122	- 252	- 111	- 15	2	
							3	
+ 15	∓ 159	- 454	± 328	+ 695	+ 425	+ 87	0	2
- 21	± 214	+ 602	∓ 420	- 886	- 511	- 99	1	
+ 20	∓ 199	- 546	± 365	+ 764	+ 404	+ 72	2	
							3	
+ 5	∓ 53	- 160	± 131	+ 283	+ 206	+ 50	0	3
- 7	± 71	+ 209	∓ 161	- 346	- 234	- 54	1	
+ 6	∓ 65	- 186	± 135	+ 285	+ 175	+ 35	2	
							3	

Jeżeli sprawdzimy, jakie wartości wchodzi w skład pierwszego wiersza, znajdziemy wszystkie wielkości wypisane wyżej dla v_{001} .

Ta sama tabelka może służyć dla znalezienia v_{401} .

W tym celu trzeba byłoby przemnożyć kolumny tab. 7 nie przez kolumnę „0” tab. 1, (jak to robiliśmy dla znalezienia v_{0ij}) lecz przez kolumnę „4” tab. 1.

starczy więc jeszcze raz dodać poziomo składniki z tabeli v_{0ij} zmieniając znaki kolumn „1” i „3” (znaki dolne). Wtedy suma da v_{4ij} .

Dla znalezienia v_{xij} przy $x = 1$ i jakichkolwiek (i) i (j) trzeba kolumny tab. 7 przemnożyć przez kolumnę „1” tab. 1. (Analogicznie do powyższego).

Z tej samej tabeli znajdziemy v_{3ij} zmieniając znaki w kolumnach „1” i „3” na odwrotne (tab. 8 b).

TABELA 8b

v_{1ij} i v_{3ij}

„0”×0,51312	„1”×0,65328	„2”×0,35355	„3”×-0,27060	„4”×-0,33423	v_{1ij}	v_{3ij}	i	j
-- 21	± 141	+ 158	± 42	+ 120	+ 440	+ 74	0	
+ 28	∓ 191	- 212	∓ 56	- 157	- 588	- 94	1	1
- 27	± 180	+ 196	± 50	+ 141	+ 540	+ 80	2	
							3	
							4	
+ 55	∓ 384	-- 454	∓ 136	- 390	- 1309	- 269	0	
- 75	± 517	+ 602	± 174	+ 497	+ 1715	+ 333	1	2
+ 70	∓ 480	- 546	∓ 151	- 429	- 1536	- 274	2	
							3	
							4	
+ 18	∓ 123	- 160	∓ 54	- 159	- 483	- 119	0	
- 24	± 171	+ 209	± 67	+ 195	+ 618	+ 142	1	3
+ 23	∓ 157	- 186	∓ 56	- 160	- 536	- 110	2	
							3	
							4	

Ale wartości kolumn tabeli 1 (jak również i tab. 2) są symetryczne względem osi pionowej. Tylko znaki drugiego i czwartego wiersza („1” i „3” poziomo) są odwrotne: Wy-

analogicznie znajdujemy (tab. 8 c).

Tablica 8 zawiera wyniki obliczeń poprzednich trzech tablic 8a 8b i 8c.

TABELA 8c

v_{2ij}

„0”×0,65719	„1”×0	„2”×-0,70711	„3”×0	„4”×0,26096	v_{2ij}	i	j
-0,00026		-- 315		- 94	- 435	0	
+ 36		+ 424		+ 123	+ 583	1	1
- 34		-- 391		- 110	- 535	2	
						3	
						4	
+ 70		+ 909		+ 305	+1284	0	
- 96		- 1204		- 388	-1688	1	2
+ 90		+ 1092		+ 335	+1517	2	
						3	
						4	
+ 23		+ 320		+ 124	+ 467	0	
- 31		- 418		- 152	- 601	1	3
+ 29		+ 372		+ 125	+ 526	2	
						3	
						4	

TABELA 8

v_{xij}

$j \setminus i \setminus x$	0	1	2	3	4
1 \ 0	-0,00107	+0,00440	-0,0045	+0,00074	-0,00017
1 \ 1					
1 \ 2	+ 132	- 588	+ 583	- 94	+ 20
1 \ 3					
1 \ 4	- 111	+ 540	- 535	+ 80	- 15
2 \ 0	+ 425	-- 1309	+ 1284	- 269	+ 87
2 \ 1					
2 \ 2	- 511	+ 1715	- 1688	+ 333	- 99
2 \ 3					
2 \ 4	+ 404	- 1536	+ 1517	- 274	+ 72
3 \ 0	+ 206	- 483	+ 467	- 119	+ 50
3 \ 1					
3 \ 2	- 234	+ 618	- 601	+ 142	- 54
3 \ 3					
3 \ 4	+ 175	- 536	+ 526	- 110	+ 35

Znajdziemy teraz w_{xyj} ze wzoru (36).
Jeżeli np. $x = 0; y = 0$ i $j = 1$.

$$w_{001} = \sum_{i=0}^m Y_{i0} \cdot v_{0i1} =$$

$$= Y_{00} v_{001} + Y_{10} \cdot v_{011} + Y_{20} \cdot v_{021} + Y_{30} v_{031} + Y_{40} \cdot v_{041};$$

Wszystkie te wielkości są w tabelach 2 i 8.

Praktycznie, dla znalezienia w_{xyj} przy $y = 0$ i jakichkolwiek x oraz j , trzeba wiersze tabeli 8 przemnożyć

Wyniki te trzeba zapisywać kolumnami i poziomo dodawać. Sumy dadzą wyrażenie w_{x0j} , co łatwo sprawdzić (tab. 9a).

W ogólnym wypadku zmiana znaków w kolumnach „1” i „3” dadzą nam w_{x4j} . W naszym wypadku jednakże, z powodu tego, że cały ustrój i obciążenia są symetryczne względem płaszczyzny $y = 2$, mamy $w_{x4j} = w_{x0j}$.

Dla znalezienia w_{xyj} przy $y = 1$ trzeba te same wiersze tabeli 8 przemnożyć przez kolumnę „1” tabeli 2 (za-

TABELA 9a

w_{x0j} i w_{x4j}

„0”×0,44721	„1”×0,60150	„2”×0,51167	„3”×0,37175	„4”×0,19544	$w_{x0j} = w_{x4j}$	x	j
- 0,00048		+ 68		- 22	- 2	0	1
+ 197		- 301		+ 106	+ 2	1	
- 195		+ 298		- 105	- 2	2	
+ 33		- 48		+ 16	+ 1	3	
- 8		+ 10		- 3	- 1	4	
+ 190		- 261		+ 79	+ 8	0	2
- 585		+ 878		- 300	- 7	1	
+ 574		- 854		+ 296	+ 6	2	
- 120		+ 170		- 54	- 4	3	
+ 39		- 51		+ 14	+ 2	4	
+ 92		- 120		+ 34	+ 6	0	3
- 216		+ 316		- 105	- 5	1	
+ 209		- 308		+ 103	+ 4	2	
- 53		+ 73		- 21	- 1	3	
+ 22		- 28		+ 7	+ 1	4	

przez kolumnę „0” tabeli 2 (wiersze z $i = 0$) (takich mamy 3) przemnożyć przez Y_{00} tj. 0,44721; $i = 1$ (3) przez Y_{10} tj. 0,60150 itd.).

miast kolumny „0” tej tabeli, jak to było robione dla znalezienia wartości w_{x0j} . (tab. 9b).

W analogiczny sposób znajdziemy w_{x2j} (tab. 9c).

TABELA 9b

w_{x1j} i w_{x3j}

„0”×0,44721	„1”×0,37175	„2”×-0,19544	„3”×-0,60150	„4”×-0,51167	$w_{x1j} = w_{x3j}$	x	j
- 0,00048		- 26		+ 57	- 17	0	1
+ 197		+ 115		- 276	+ 36	1	
- 195		- 114		+ 274	- 35	2	
+ 33		+ 18		- 41	+ 10	3	
- 8		- 4		+ 8	- 4	3	
+ 190		+ 100		- 207	+ 83	0	2
- 585		- 335		+ 786	- 135	1	
+ 574		+ 330		- 776	+ 128	2	
- 120		- 65		+ 140	- 45	3	
+ 39		+ 19		- 37	+ 21	4	
+ 92		+ 46		- 90	+ 48	0	3
- 216		- 121		+ 274	- 63	1	
+ 209		+ 117		- 269	+ 57	2	
- 53		- 28		+ 56	- 25	3	
+ 22		+ 11		- 18	+ 15	4	

TABELA 9c

 w_{x2j}

„0” × 0,44721	„1” × 0	„2” × -0,63246	„3” × 0	„4” × 0,63246	w_{x2j}	x	j
- 0,00018		- 83		- 70	- 201	0	1
+ 197		+ 372		+ 342	- 911	1	
-- 195		-- 369		- 338	- 902	2	
+ 33		+ 59		+ 51	+ 143	3	
- 8		-- 13		- 9	- 30	4	
+ 190		+ 323		+ 256	- 769	0	2
- 585		-- 1085		- 972	- 2642	1	
+ 574		+ 1068		+ 959	+ 2601	2	
- 120		- 211		- 173	- 504	3	
+ 39		+ 63		+ 46	+ 148	4	
+ 92		+ 148		+ 111	+ 351	0	3
- 216		- 391		- 339	- 946	1	
+ 209		+ 380		+ 333	+ 922	2	
- 53		- 90		- 70	- 213	3	
+ 22		+ 34		+ 22	+ 79	4	

Przy zapisywaniu wyników w jedną tabelę trzeba kolumny tabelki dających w_{x0j} , w_{x1j} i w_{x2j} zapisywać w 5 wierszach, żeby otrzymać y poziomo i x pionowo.

przez Z_{21} tj. 0,38649 i „w” z prostokąta $j = 3$ przemnożyć przez Z_{31} tj. 0,06177. Wyniki te należy zapisać w kolumny i poziomo złożyć.

TABELA 9 -

 w_{xyj}

$j \setminus x \setminus y$	0	1	2	3	4	
1	0	-0,00002	+0,00002	-0,00002	+0,00001	-0,00011
	1	- 17	+ 36	- 35	+ 10	- 4
	2	- 201	+ 911	- 902	+ 143	- 30
	3					
	4		S y m e t r j a			
2	0	+ 8	- 7	+ 6	- 4	+ 2
	1	+ 83	- 135	+ 128	- 45	+ 21
	2	+ 769	- 2642	+ 2601	- 504	+ 148
	3					
	4		S y m e t r j a			
3	0	+ 6	- 5	+ 4	- 1	+ 1
	1	+ 48	- 63	+ 57	- 25	+ 15
	2	+ 351	- 946	+ 922	- 213	+ 79
	3					
	4		S y m e t r j a			

Znajdziemy teraz θ_{xyz} ze wzoru (37).

Jeżeli np. $x = 0$; $y = 0$ i $z = 1$.

$$\theta_{001} = \sum_{j=0}^k Z_{j1} w_{00j} = Z_{11} w_{001} + Z_{21} w_{002} + Z_{31} w_{003}; \quad (38)$$

Praktycznie dla znalezienia θ_{xyz} przy $z = 1$ tj. θ_{xy1} należy wszystkie w tabeli 9 przemnożyć przez kolumnę 1 tabeli 3; „w” w prostokącie $j = 1$ przemnożyć przez Z_{11} tj. 0,92022; wszystkie „w” z prostokąta $j = 2$ przemnożyć

TABELLA 10-a

 θ_{xy1}

„1” × 0,92022	„2” × 0,38649	„3” × 0,06177	θ_{xy1}	y	x
-0,00002	+ 3	0	+ 1	0	0
- 16	+ 32	+ 3	+ 20	1	
- 185	+ 297	+ 22	+ 134	2	
+ 2	- 3	0	- 1	0	1
+ 33	- 52	- 4	- 23	1	
+ 838	- 1021	- 53	- 241	1	
- 2	+ 2	0	0	0	2
- 32	+ 49	+ 4	+ 21	1	
- 830	+ 1005	+ 57	+ 232	2	
+ 1	- 2	0	- 1	0	3
+ 9	- 17	- 2	- 10	1	
+ 132	- 195	- 13	- 76	2	
- 1	+ 1	0	0	0	4
- 4	+ 8	+ 1	+ 5	1	
- 23	+ 57	+ 5	+ 34	2	

Łatwo sprawdzić, że np. w pierwszy wiersz tej tabeli wchodzi właśnie składniki potrzebne do znalezienia θ_{001} (patrz wzór 38).

Dla znalezienia θ_{xy2} przy $z = 2$ tj. θ_{xy2} , trzeba te same wielkości co i poprzednio mnożyć nie przez kolumnę „1” tab. 3, lecz przez kolumnę „2” tej samej tabeli (tab. 10b).

TABELA 10b

 θ_{xy2}

„1”×0,38892	„2”×-0,88521	„3”×-0,25524	θ_{xy2}	y	x
-0,00001	- 7	- 2	- 10	0	
- 7	- 73	- 12	- 92	1	0
- 78	- 681	- 90	- 849	2	
+ 1	+ 6	+ 1	+ 8	0	
+ 14	+ 119	+ 16	+ 149	1	1
+ 354	+ 2333	+ 241	+ 2933	2	
- 1	- 5	- 1	- 7	0	
- 14	- 113	- 15	- 142	1	2
- 351	- 2302	- 235	- 2888	2	
0	+ 4	0	+ 4	0	
+ 4	+ 40	+ 6	+ 50	1	3
+ 56	+ 446	+ 54	+ 556	2	
0	- 2	0	- 2	0	
- 2	- 19	- 4	- 25	1	4
- 12	- 131	- 20	- 163	2	

Mnożąc to samo przez kolumnę „5” tab. 3 i dodając poziomo, znajdziemy wszystkie kąty θ_{xy3} .

TABELA 10c

 θ_{xy3}

„1”×0,04397	„2”×-0,25889	„3”×0,96495	θ_{xy3}	y	x
- 0	- 2	+ 6	+ 4	0	
- 1	- 21	+ 46	+ 24	1	(θ)
- 9	- 199	+ 339	+ 131	2	
0	+ 2	- 5	- 3	0	
+ 2	+ 35	- 61	- 24	1	1
+ 40	+ 684	- 913	- 189	2	
0	- 2	+ 4	+ 2	0	
- 2	- 33	+ 55	+ 20	1	2
- 40	- 673	+ 890	+ 177	2	
0	+ 1	- 1	0	0	
0	+ 12	- 24	- 12	1	3
+ 6	+ 130	- 206	- 70	2	
0	- 1	+ 1	0	0	
0	- 5	+ 14	+ 9	1	4
- 1	- 38	+ 75	+ 36	2	

Wyniki z trzech poprzednich tabel podajemy w jednej tabeli 10.

U w a g a. Ponieważ w obliczeniach przyjęto $\alpha = 1$, tabela 10 daje

$$\text{nie kąt } \theta \text{ lecz } \theta \frac{2EJ}{l};$$

Teraz łatwo już według wzorów (8) i dalszych znaleźć wszystkie momenty P, L, G, D, T, A .

Ponieważ siła = 1 znajduje się w płaszczyźnie symetrii ramy przestrzennej, a mianowicie w płaszczyźnie $y=2$, wszystkie momenty panujące w płaszczyznach $y = 1$ i $y = 3$ są identyczne.

W płaszczyznach $y = 0$ i $y = 4$ też panują identyczne momenty. W tych krańcowych płaszczyznach momenty są bardzo małe.

TABELA 10

 θ_{xyz}

z \ y \ x	0	1	2	3	4
0	+0,00001	-0,00001	+0,00001	-0,00001	0
1	+ 20	- 23	+ 21	- 10	+ 5
2	+ 134	- 241	+ 232	- 76	+ 34
3	S y m e t r j a				
4					
0	- 10	+ 8	- 7	+ 4	- 2
1	- 92	+ 149	- 142	+ 50	- 25
2	- 849	+ 2933	- 2888	+ 556	- 163
3	S y m e t r j a				
4					
0	+ 4	- 3	+ 2	0	0
1	+ 24	- 24	+ 20	- 12	+ 9
2	+ 131	- 189	+ 177	- 70	+ 36
3	S y m e t r j a				
4					

Podajemy więc tylko momenty przy węzłach znajdujących się w płaszczyznach $y = 2$ oraz $y = 1$ (lub = 3).

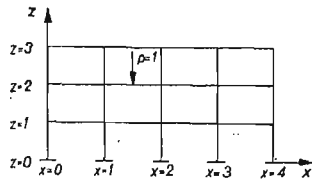
TABELA 11
Momenty w ramie przestrzennej

y=2	z \ x	0	1	2	3	4
1	P	+0,00027	-0,00250	+0,00388	-0,00118	-
	L	-	- 348	+ 223	+ 80	- 14
	G	- 232	+ 980	- 970	+ 162	- 38
	D	+ 161	- 289	+ 278	- 91	+ 41
	T	+ 23	- 44	+ 42	- 13	+ 6
	A	+ 23	- 44	+ 42	- 13	+ 6
2	P	+ 1235	- 9522	- 5220	+ 949	-
	L	-	+ 5017	+ 9657	- 1776	+230
	G	- 313	+ 1135	- 1120	+ 268	- 58
	D	- 626	+ 2250	- 2218	+ 414	-117
	T	- 151	+ 557	- 549	+ 101	- 28
	A	- 151	+ 557	- 549	+ 101	- 28
3	P	+ 73	- 201	+ 284	- 104	-
	L	-	- 247	+ 165	+ 37	+ 5
	G	-	-	-	-	-
	D	- 117	+ 511	- 507	+ 88	- 18
	T	+ 21	- 33	+ 31	- 12	+ 5
	A	+ 21	- 33	+ 31	- 12	+ 5
y=1	P	+0,00017	-0,00025	+0,00022	-0,00015	-
	L	-	- 26	+ 20	+ 1	0
	G	- 21	+ 41	- 40	+ 12	- 3
	D	+ 24	- 28	+ 25	- 12	+ 3
	T	+ 4	- 4	+ 4	- 2	+ 1
	A	- 23	+ 44	- 42	+ 13	- 6
2	P	- 35	+ 156	- 234	+ 75	-
	L	-	+ 206	- 135	- 42	0
	G	- 32	+ 55	- 53	+ 18	- 8
	D	- 66	+ 110	- 105	+ 36	- 18
	T	- 16	+ 28	- 27	+ 9	- 5
	A	+ 151	- 557	+ 549	- 101	+ 28
3	P	+ 24	- 28	+ 28	- 15	-
	L	-	- 24	+ 16	- 4	+ 4
	G	-	-	-	-	-
	D	- 9	+ 20	- 20	+ 8	- 1
	T	+ 4	- 4	+ 4	- 2	+ 2
	A	- 21	+ 33	- 31	+ 12	- 5

Z tabeli 11 widzimy, że w elementarnych ramach płaskich $y = 1$ i $y = 3$, sąsiadujących z ramą obciążoną $y = 2$, momenty nie są równe 0, jakby to wynikało z obliczenia ramy jako płaskiej.

Np. moment $G_{111} = 0,00041$ stanowi 4,2% momentu $G_{121} = 0,0980$; moment $D_{111} = -0,00028$ stanowi 10% momentu $D_{121} = -0,0289$; moment $L_{112} = +0,00206$ stanowi 4,1% momentu $L_{122} = 0,05017$; itd.

Suma momentów naokoło każdego węzła z dostateczną dokładnością równa się 0. W celach porównania znalezionych momentów ramy przestrzennej z momentami w ramie płaskiej, odrzucimy w naszej ramie elementarne ramy $y = 0$, $y = 1$, $y = 3$, $y = 4$, i zostawimy tylko ramę $y = 2$. (Patrz rys. 12).



Rys. 12.

Momenty panujące w tej ramie możemy znaleźć np. za pomocą teorii niniejszej, ponieważ rama płaska jest to wypadek szczególny ramy przestrzennej. W tym wypadku wzory (32), (35) i (34) będą:

$$u_{gj} = \sum_{x=0}^n \sum_{z=0}^k U_{xz} X_{gx} Z_{jz}; \quad (39)$$

$$c_{gj} = \frac{u_{gj}}{\lambda'_g + \lambda''_j}; \quad (40)$$

$$t_{xz} = \sum_{x=0}^n \sum_{z=0}^k c_{gj} X_{gx} Z_{jz}; \quad (41)$$

Po wykonaniu obliczeń, które w tym wypadku są o wiele krótsze niż przy obliczeniu ramy przestrzennej, otrzymujemy następujące wartości momentów:

TABELA 12
Momenty w ramie płaskiej

z	Moment	x				
		0	1	2	3	4
1	P	+0,00063	-0,00309	+0,00456	-0,00148	-
	L	-	408	+ 261	+ 81	- 8
	G	- 278	+ 1066	- 1053	+ 188	- 49
	D	+ 214	- 352	+ 332	- 118	+ 58
2	P	+ 1150	- 9185	- 5706	+ 1114	-
	L	-	+ 5450	+ 9378	- 1854	+230
	G	- 382	+ 1252	- 1230	+ 248	- 76
	D	- 769	+ 2483	- 2438	+ 494	-155
3	P	+ 135	- 261	+ 346	- 131	-
	L	-	- 294	+ 201	+ 33	+ 20
	G	-	-	-	-	-
	D	- 135	+ 554	- 549	+ 96	- 21

Porównyując momenty w ramie przestrzennej z odpowiednimi momentami w ramie płaskiej, widzimy, że np. w ramie przestrzennej moment $P_{122} = -0,09522$ jest większy o 3,6% od odpowiedniego momentu w ramie płaskiej gdzie $P_{12} = -0,09186$;

Jest to wynikiem większego zamocowania rygła ramy przestrzennej w porównaniu z tym samym rygłem w ramie płaskiej w punkcie (122) za pomocą belek poprzecznych (1, 1, 2 - 1, 2, 2 - 1, 3, 2).

Natomiast moment $P_{222} = -0,05220$ jest już mniejszy o 8,5% od odpowiedniego momentu ramy płaskiej $P_{22} = -0,05706$.

Moment $L_{122} = +0,05017$ jest o 8,6% mniejszy od odpowiedniego momentu ramy płaskiej $L_{12} = +0,05450$;

Moment $G_{122} = 0,01135$ jest mniejszy o 9,5% od odpowiedniego momentu ramy płaskiej $G_{12} = 0,01252$.

Moment $D_{122} = 0,02250$ jest mniejszy o 9,5% od odpowiedniego momentu ramy płaskiej $D_{12} = 0,02483$.

Max. moment skręcający

$$T_{122} = A_{122} = 0,00557$$

ma duży wpływ na ogólny rozkład momentów.

Różnica pomiędzy momentami w ramie przestrzennej i płaskiej szybko rośnie, kiedy oddalamy się od punktu zaczepienia siły P .

F prawie wszystkie momenty ramy płaskiej są większe od odpowiednich momentów w ramie przestrzennej ze względu na obciążający wpływ w tej ostatniej sąsiednich elementarnych ram płaskich.

§ 7.

Wnioski

Z porównania momentów (tabl. 11 i 12) wnioskujemy, że przy obciążeniach stałych obliczenie ramy przestrzennej i płaskiej dają rozbieżne wyniki.

W ogóle trzeba zaznaczyć, że wpływ „przesztywności” ramy zależy w silnym stopniu od sztywności na skręcanie jej belek poprzecznych (tych, które w danej chwili grają rolę belek poprzecznych).

O ile np. przypuścimy, że sztywność tych belek na skręcanie $\approx \infty$ to wszystkie węzły ramy przestrzennej, związane jedną i tą samą belką poprzeczną, obrócą się o jeden i ten sam kąt, co w dużym stopniu odciąży obciążone elementy danej ramy. O ile odwrotnie sztywność belek poprzecznych na skręcanie ≈ 0 , to sąsiednie ramy płaskie wcale nie będą mogły pomóc obciążonej ramie i będzie ona pracowała zupełnie jak oddzielna rama płaska.

Zeby osądzić, jak się rozkładają momenty gnące w ramie przestrzennej przy obciążeniu ruchomym trzeba obliczyć linie wpływowe tych momentów.

O tym w jednym z następujących artykułów.

Każdy inżynier budowlany winien prenumerować „Inżynierię i Budownictwo”

Rozwiązanie równania różnicowego $Y_{y-1} - 2Y_y + Y_{y+1} = \lambda Y_y$
przy $m = 1, 2, \dots, 6$ i warunkach granicznych $Y_{-1} - Y_0 = 0$; $Y_n - Y_{n+1} = 0$;

m = 1	$y \backslash i$	0	1	λ					
	0	0,70711	0,70711	0					
	1	0,70711	-0,70711	-2					
m = 2	$y \backslash i$	0	1	2	λ				
	0	0,57735	0,57735	0,57735	0				
	1	0,70711	0	-0,70711	-1				
	2	0,40825	-0,81650	0,40825	-3				
m = 3	$y \backslash i$	0	1	2	3	λ			
	0	0,50000	0,50000	0,50000	0,50000	0			
	1	0,65328	0,27060	-0,27060	-0,65328	-0,585786			
	2	0,50000	-0,50000	-0,50000	0,50000	-2			
	3	0,27060	-0,65328	0,65328	-0,27060	-3,414214			
m = 4	$y \backslash i$	0	1	2	3	4	λ		
	0	0,44721	0,44721	0,44721	0,44721	0,44721	0		
	1	0,60150	0,37175	0	-0,37175	-0,60150	-0,381966		
	2	0,51167	-0,19544	-0,63246	-0,19544	0,51167	-1,381966		
	3	0,37175	-0,60150	0	0,60150	-0,37175	-2,618034		
	4	0,19544	-0,51167	0,63246	-0,51167	0,19544	-3,618034		
m = 5	$y \backslash i$	0	1	2	3	4	5	λ	
	0	0,40825	0,40825	0,40825	0,40825	0,40825	0,40825	0	
	1	0,55768	0,40825	0,14943	-0,14943	-0,40825	-0,55768	-0,267950	
	2	0,50000	0	-0,50000	-0,50000	0	0,50000	-1	
	3	0,40825	-0,40825	-0,40825	0,40825	0,40825	-0,40825	-2	
	4	0,28867	-0,57735	0,28868	0,28868	-0,57735	0,28868	-3	
	5	0,14943	-0,40825	0,55768	-0,55768	0,40825	-0,14943	-3,732050	
m = 6	$y \backslash i$	0	1	2	3	4	5	6	λ
	0	0,37797	0,37797	0,37797	0,37797	0,37797	0,37797	0,37797	0
	1	0,52112	0,41791	0,23192	0	0,23192	-0,41791	-0,52112	-0,198062
	2	0,48159	0,11894	-0,33327	-0,53452	-0,33327	0,11894	0,48159	-0,753020
	3	0,41791	-0,23192	-0,52112	0	0,52112	0,23192	-0,41791	-1,554958
	4	0,33327	-0,48159	-0,11894	0,53452	-0,11894	-0,48159	0,33327	-2,445042
	5	0,23192	-0,52112	0,41791	0	-0,41791	0,52112	-0,23192	-3,246980
	6	0,11894	-0,33327	0,48159	-0,52452	+0,48159	-0,33327	0,11894	-3,801938

(P. Szachow)

Rozwiązanie równania różnicowego $X_{x-1} + 4X_x + X_{x+1} = \lambda X_x$
przy $n = 1, 2, \dots, 6$ i warunkach granicznych $2X_0 + X_{-1} = 0$ i $2X_n + X_{n+1} = 0$.

n = 1	$x \backslash g$	0	1	λ					
	0	0,70711	0,70711	3					
	1	0,70711	-0,70711	1					
n = 2	$x \backslash g$	0	1	2	λ				
	0	0,32506	0,88807	0,32506	4,732051				
	1	0,70711	0	-0,70711	2				
	2	0,62796	-0,45970	0,62796	1,267949				
n = 3	$x \backslash g$	0	1	2	3	λ			
	0	0,20491	0,67677	0,67677	0,20491	5,302776			
	1	0,37175	0,60150	-0,60150	-0,37175	3,618034			
	2	0,67677	-0,20491	-0,20491	0,67677	1,697224			
	3	0,60150	-0,37175	0,37175	-0,60150	1,381966			
n = 4	$x \backslash g$	0	1	2	3	4	λ		
	0	0,14407	0,51312	0,65719	0,51312	0,14407	5,561553		
	1	0,27060	0,65328	0	-0,65328	-0,27060	4,414214		
	2	0,35355	0,35355	-0,70711	0,35355	0,35355	3		
	3	0,65328	-0,27060	0	0,27060	-0,65328	1,585786		
	4	0,59518	-0,33423	0,26096	-0,33423	0,59518	1,438447		
n = 5	$x \backslash g$	0	1	2	3	4	5	λ	
	0	0,10827	0,40057	0,57255	0,57255	0,40057	0,10827	5,699628	
	1	0,20727	0,59682	0,31756	-0,31756	-0,59682	-0,20727	4,879185	
	2	0,28583	0,50331	-0,40618	-0,40618	0,50331	0,28583	3,760877	
	3	0,31756	0,20727	-0,59682	0,59682	-0,20727	-0,31756	2,652704	
	4	0,63764	-0,29363	0,08485	0,08485	-0,29363	0,63764	1,539495	
	5	0,59682	-0,31756	0,20727	-0,20727	0,31756	-0,59682	1,467911	
n = 6	$x \backslash g$	0	1	2	3	4	5	6	λ
	0	0,08515	0,32200	0,48855	0,54842	0,48855	0,32200	0,08515	5,781653
	1	0,16489	0,52272	0,44674	0	-0,44674	-0,52272	-0,16489	5,170086
	2	0,23318	0,53337	-0,07993	-0,55634	-0,07993	0,53337	0,23318	4,287336
	3	0,28080	0,36816	-0,53442	0	0,53442	-0,36816	-0,28080	3,311108
	4	0,27828	0,12456	-0,47164	0,60762	-0,47164	0,12456	0,27828	2,447590
	5	0,62766	-0,30303	0,12172	0	-0,12172	0,30303	-0,62766	1,518810
	6	0,60078	-0,31035	0,18074	-0,14324	0,18074	-0,31035	0,60078	1,483420

(F. Bleich i E. Melan)

RECENZJE

Karol Szrajber: „Nowoczesne piece mieszkaniowe”.
Warszawa, 1938, stron 265.

Na treść tej pracy składają się następujące rozdziały:

I. Piece w budownictwie współczesnym.

II. Zasady racjonalnej budowy pieców akumulacyjnych, urządzenia do spalania opalu, rozrząd gazów gorących w piecu, konstrukcja ścian w piecu, piece z kafli ceramicznych i opancerzone.

III. Materiał techniczny do projektowania instalacji ogrzewania budynków piecami akumulacyjnymi, pojemność ciepła i jego utrzymywanie przez konstrukcję budowlaną, obliczenie strat ciepła i wielkość pieców.

IV. Tablice projektowania pieców.

O pożyteczności tego wydawnictwa świadczą najlepiej słowa przedmowy, napisanej przez prof. Wacława Żenczykowskiego:

„Przemysł żduński jest dziedziną budownictwa, która w Polsce w chwili obecnej pozostawia bardzo wiele do życzenia. Podczas gdy na Zachodzie, a ostatnio i w Rosji Sowieckiej poczyniono bardzo znaczne postępy w konstruowaniu pieców, a u nas w bardzo wielu wypadkach wykonywa się typy pieców sprzed kilkudziesięciu laty, które w innych krajach zostały zupełnie zaniechane, jako nieracjonalne, nieekonomiczne. Nieliczne tylko może jednostki w Polsce wprowadzają udoskonalenia w tej dziedzinie.

Literatura techniczna o piecach w Polsce jest minimalna; prawie nie egzystuje. Toteż praca p. Karola Szrajbera pojawia się w bardzo odpowiedniej chwili. Wypełnia ona poważną lukę, jaka tkwiła w naszym piśmiennictwie technicznym. Autor analizuje procesy spalania, podaje zasady konstrukcji pieców nowoczesnych, wytyka błędy konstrukcyjne pieców dawniejszych tzw. kanałowych, przytacza obliczenia przepływu gazów przez kanały i zwraca uwagę na zagadnienia higieniczne ogrzewania.

Bardzo ciekawe pouczenia podaje autor o racjonalnym wykonywaniu ścian i kanałów pieców, o budowie pieców kaflowych, ceglanych, opancerzonych i oczywiście o piecach „Szrajbera”.

Drugą częścią pracy jest zebranie materiału technicznego do projektowania instalacji ogrzewania budynków piecami akumulacyjnymi. A więc znajdujemy tam wyczerpujące dane liczbowe, poparte przykładami o przewodności, pojemności ciepła, akumulowaniu i przenikaniu ciepła z pieców do pomieszczenia, dane o strefach klimatycznych Polski i normach temperatur do obliczeń. Szczegółowe przykłady liczbowe, obliczenia i projektowania pieców oraz kanałów dymowych i kominów, dają możliwość zorientowania się inżynierom i technikom w tej tak mało u nas znanej dziedzinie. W zakończeniu podano niezbędne do projektowania tablice: o właściwościach fizycznych materiałów, o współczynnikach promieniowania i przenikania, o temperaturach wewnątrz, o wartości kalorycznej i składzie chemicznym węgla poszczególnych kopalń polskich itd.

P. Karol Szrajber, dał bardzo dobry przykład obywatelskiego ustosunkowania się do przemysłu. Gdyby i inni przemysłowcy szli Jego przykładem, ogłaszając w druku swoje doświadczenia i dane praktyczne, moglibyśmy wzbogacić naszą literaturę i wiedzę techniczną”.

Inż. Arch. Stanisław Mielnicki: „Ustroje budowlane”.

Wśród wyjątkowo skąpej polskiej literatury technicznej należy z prawdziwą radością powitać książkę, która przed kilku miesiącami pojawiła się na półkach księgarskich. I nie tylko dlatego, że spis literatury technicznej wzbogacił się o jedno skromne dzieło, tylko dlatego, że książka jest wyjątkowo udana.

Autor — kierownik wydziału budowlanego Śląskich Technicznych Zakładów Naukowych, przeznaczył swoje dzieło „dla uczniów i pracowników budowlanych jako pomocy przy projektowaniu konstrukcyjnym, a to przede wszystkim w zakresie budownictwa mieszkaniowego miejskiego i średniego”. Jest to zatem zbiór „drobnoustrojów budowlanych”, którym tyle miejsca poświęca literatura niemiecka, z której największą może popularnością cieszy się u nas książka Fricka i Knolla. Z wielką przyjemnością należy stwierdzić, że nasza polska książka, tego samego mniej więcej typu jest o wiele lepsza zarówno pod względem rysunków (!!) jak i układu wewnętrznego. A największym jej walorem jest wyjątkowo sumienne potraktowanie podanego materiału, gdzie żaden rysunek nie jest puszczony na odczepnego dla prostego konwenansu, tylko każdy jest dokładnie i ściśle wymiarowany, zaleta rzadko spotykana nawet w najlepszych pracach zagranicznych, a dla konstruktora może najważniejsza. Z tych względów przerasta ona znacznie wąski zakres jaki książce wyznaczył autor. Jest doskonale pomocna przy pracy nie tylko uczniów, ale i już dobrze „wyuczonych”, którym nie zawsze wszystkie wymiary możliwych w budownictwie kombinacji trzymają się w głowie.

Drugą niemięjszą zaletą książki jest przejrzysty układ i zwięzły a rzeczowy styl opisów. W przeciwieństwie do zakorzenionego u nas wielomówstwa i rozwodnienia myśli, autor podchodzi do sprawy w sposób lapidarny i bezpośredni od strony jej charakterystyki ściśle technicznej. Nie jest to suchy styl telegraficzny znanego u nas austriaka Dauba, ale żywy język krótkich a treściwych opisów. Niezwykle przyjemne wrażenie sprawia wyjątkowa staranność wykonania i drukarska perfekcja rysunków, które można stawiać za wzór przejrzystości i czytelności.

Ze wszystkich 352 kartek książki wieje zamilowanie autora do podjętej pracy. Ale z tego właśnie zamilowania paradoksalnie rozrosła się jedyna wielka wada tej książki, jej o dobre 100% za wysoka cena. Zł. 21,50 to o wiele za dużo dla ucznia i technika budowlanego. Jest to chyba skutek wybitnego „arystokratyzmu” książki, nie zupełnie harmonizującego z jej przeznaczeniem obijania się po zakurzonych półkach baraku kierownictwa budowy, lub stołach biura konstrukcyjnego. Ale jest to jedyny błąd tej przyjemnej książki, który niestety mocno zatamuje jej pożądane rozpowszechnienie.

Sp. Wyd. K. Miarki w Mikołowie, która książkę drukowała zasługuje na najzaszczytniejszą wzmiankę.

E. N.

Z PRASY TECHNICZNEJ

NOWY MOST ŻELBETOWY W KALIFORNII



W Kalifornii na drodze Carmel — San Simeon około 80 km na południe od Carmel, trzeba było zbudować most drogowy przez szeroki wąwóz, w głębi którego płynię strumień. Grunt na dnie tego wąwozu był wytrzymały i zupełnie pewny. Tymczasem skarpę składały się z niestalej ziemi skłonnej do ruchów. Na takich skarpach nie można było budować przyczółków, ponieważ głębokie ich fundowanie było uznane za nieoszczędne i niebezpieczne ze względu na możliwe ruchy skarp. Zaprojektowano ostatecznie dwa łuki żelbetowe, które całkowicie zapelnily szerokość wąwozu. Żeby połączyć się z górnym terenem, nad skarpami z obydwu stron zbudowano wsporniki łukowe, które swymi zwornikami sięgają górnej krawędzi skarp, w węzłowiach zaś są przegubowo połączone z resztą konstrukcji. W zworniku łuki te są przerwane i most się kończy dwiema beleczkami, które z jednej strony opierają się na krańcowych łukach, a z drugiej wprost na gruncie.

(Patrz rys. 1). Każdy z dwóch łuków środkowych ma 54,00 m rozpiętości, przy wysokości ponad 23 m. Wsporniki łukowe mają po 25 m rozpiętości i beleczki skrajne po 10 m. W ten sposób całkowita długość mostu wynosi 178 m. Szerokość mostu — 7,5 m.

Fundamenty mostu były obliczone w ten sposób, żeby naprężenia na grunt nie przewyższały 5 kg/cm². Ponieważ pod jedną z podpór grunt okazał się gorszy niż w innych miejscach, fundamenty trzeba było poszerzyć aby zmniejszyć naprężenie na grunt do 3 kg/cm². Podczas betonowania filaru nad tym fundamentem zanotowano osiadanie. Proces ten skończył się, kiedy zabetonowano mniej więcej $\frac{2}{3}$ wysokości filaru. Całkowite osiadanie wynosiło około 2 cm.

W projekcie przyjęto dopuszczalne naprężenie betonu na ściskanie 70 kg/cm², o ile nie brać pod uwagę naprężeń termicznych i skurczowych.

O ile obciążenia biorąc pod uwagę te naprężenia, to dopuszczalne powiększa się o 25%. Wytrzymałość kostkowa betonu po 28 dn. wyniosła 350 kg/cm². Przy obliczeniu mostu, jako obciążenie ruchome przyjęto ciężar 50 t. Celem uwzględnienia wpływów dynamicznych obciążenie to było powiększone o 30% przy obliczeniu wsporników łukowych. Same betonowanie było zorganizowane w ten sposób, żeby przy jego wykończeniu żadna część konstrukcji nie była przeciążona.

Ponieważ oba wsporniki łukowe nie mogą opierać się na niestabilnych skarpach, w celu zastosowania równowagi są one połączone ścięgniami idącymi przez cały most. Ściągna te są zabetonowane w skrajnych belkach podłużnych podtrzymujących jezdnię. Zabetonowanie ścięgien wykonano w ten sposób, że nad dwoma łukami głównymi są one pograżone bezpośrednio w beton. Ale żeby zabezpieczyć pewien ruch wsporników łukowych, ścięgna nad nimi odizolowano od betonu, za pomocą asfaltu.

Tylko na końcach wsporników ścięgna zaankrowano na długości 4,5 m.

W szczelinach dylatacyjnych ścięgna przechodzą przez rurki miedziane, które bronią przed wilgocią. Przed zabetonowaniem ścięgien były one rozciągnięte siłą, która miała w nich powstać pod wpływem wagi własnej wsporników łukowych. W ten sposób waga własna oku wsporników równoważy się. Kiedy zaś na końcu jednego z nich znajduje się obciążenie ruchome, dodatkowa siła przechodzi za pomocą ścięgien na mocne filary, znajdujące się pomiędzy łukami, które są obliczone w odpowiedni sposób.

Po zabetonowaniu wsporników łukowych okazało się, że przegub u ich podnoża był zbyt sztywny tak że pod wpływem naprężonego ścięgna zamiast pewnego odkształcenia w przegubie cały wspornik odkształcił się i pokazały się drobne rysy. Sytuacja była uratowana zabetonowaniem beleczek skrajnych i obciążeniem ich. W ten sposób, stopniowo wspornik wrócił na swoje miejsce.

Należy również zwrócić uwagę na to, że wszystkie części rusztowania były dostarczone na miejsce budowy już w gotowym stanie, tak że trzeba było tylko je zebrać według ustalonego planu.

Użyty beton okazał się cięższy niż to było przyjęte w projekcie, ponieważ ciężar objętościowy kruszywa przewyższał normalny (3 zamiast 2,65). Nie spowodowało to zresztą żadnych trudności.

Przy betonowaniu zastosowano wibrowanie.

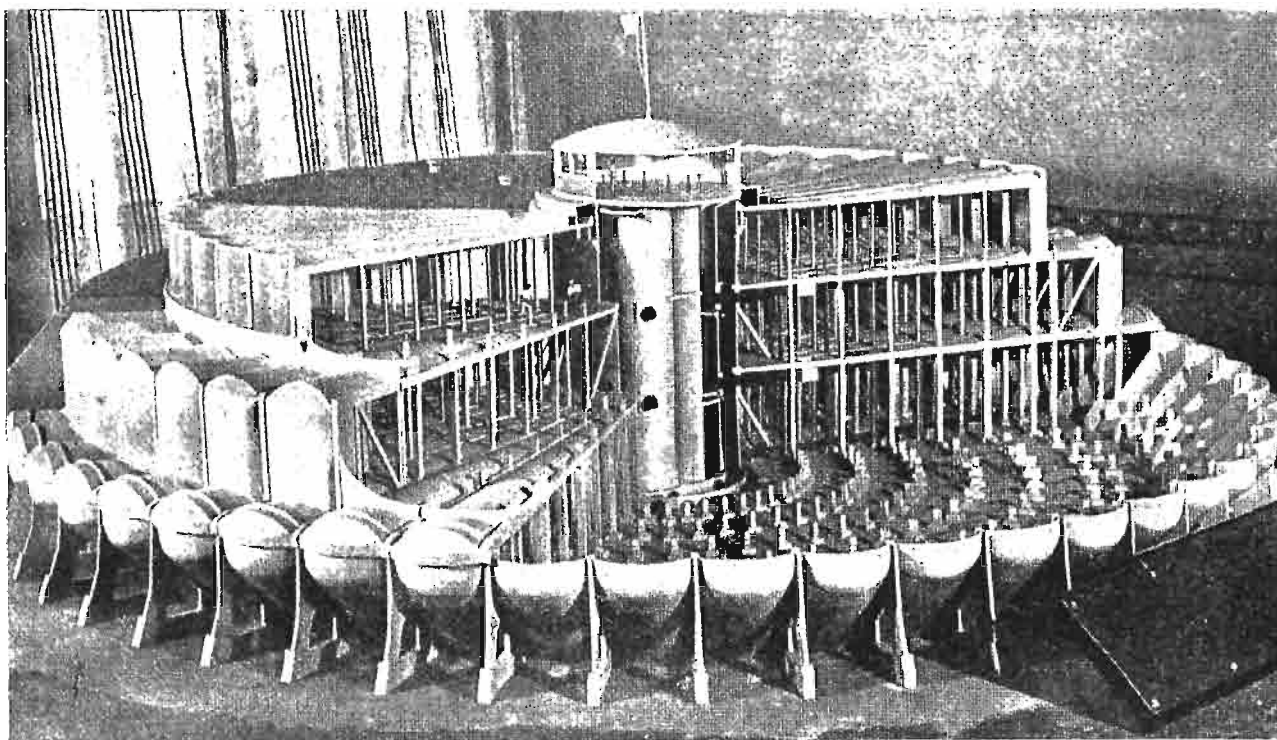
Budowę ukończono w sierpniu 1938 r.

Roads and Streets (Październik 1938)

P. S.

ŻELBETOWY ZBIORNIK NA WODĘ W NANTES

(Francja)



Rys. 1. Model zbiornika w Nantes, wystawiony na wystawie paryskiej 1937 r.

Nowemu, niezwykle oryginalnemu w pomysłach konstrukcyjnym, zbiornikowi na 40000 m³ wody, wykonanemu w Nantes (Francja), poświęcają obszernie artykuły inż. Le Marec (autor projektu) w „Le Génie Civil” i inż. Merciot w „Le Constructeur de Ciment Armé”.

W konstrukcjach wielkich zbiorników żelbetowych ogromną rolę muszą odgrywać zjawiska odkształceń termicznych, skurczowych i elastycznych. W konstrukcjach monolitycznych związane z tym naprężenia osiągałyby wartości tak duże, że powstawałyby pęknięcia, szczególnie — ze względu na warunek wodoszczelności — niebezpieczne w zbiornikach. Podział konstrukcji na mniejsze części szczelinami dylatacyjnymi nie rozwiązuje zwykle w dostatecznej mierze zagadnienia, stwarzając jednocześnie duże trudności w wykonaniu uszczelnienia szczelin. Najwłaściwsze więc rozwiązanie sprawy polega na umożliwieniu swobodnych odkształceń wszystkim elementom konstrukcji. Projekt zbiornika w Nantes, wykonany z ramienia przedsiębiorstwa budowlanego „Entreprises Limousin” przez inż. Le Marec, realizuje te właśnie wytyczne.

Zbiornik (rys. 1—3) składa się z trzech komór o łącznej pojemności 40000 m³, umieszczonych jedna nad drugą. Cały zbiornik zaprojektowany jest na planie kołowym. Średnica dolnego piętra wynosi 74 m, średniego — 66 m, górnego — 54,50 m, całkowita wysokość jest 17,50 m. Na osi zbiornika umieszczona jest komora zasuw w postaci wieży o średnicy 10,30 m i wysokości 22 m.

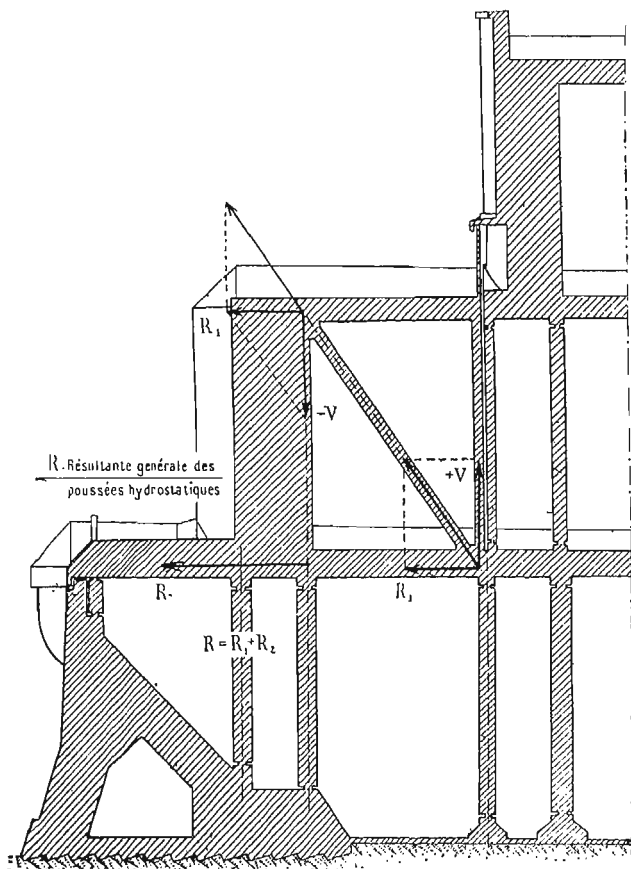
Przy opracowywaniu szczegółowego projektu oparł się inż. Le Marec na następujących założeniach: 1) każda z komór, a więc każde z pięter zbiornika ma mieć pełną możliwość odkształcania się we wszystkich kierunkach, 2) ze względu na możliwości różnych napełnień poszczególnych ko-

mór mają być ich odkształcenia całkowicie od siebie niezależne. Z powyższych założeń z prawdziwie francuską przejrzystością i prostotą rozumowania została wyprowadzona cała konstrukcja zbiornika, którą opiszemy za wymienionymi artykułami.

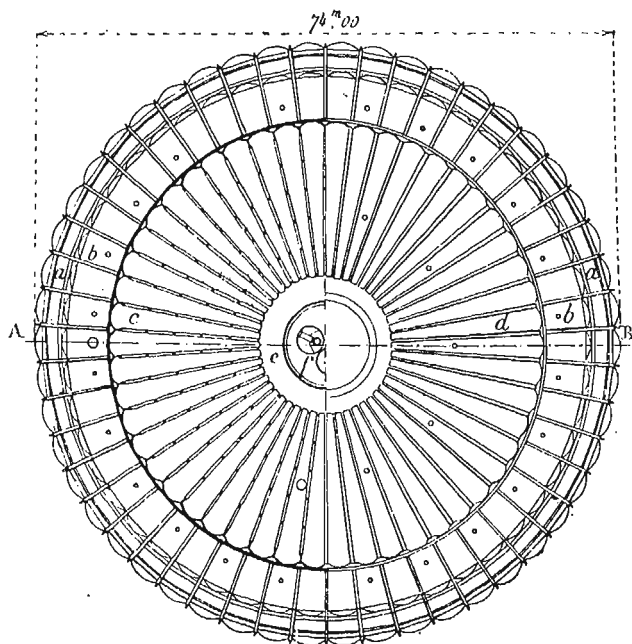
Posadzka komory najniższej, wykonana jako płyta betonowa lekko zbrojona, spoczywa bezpośrednio na skale granitowej. Nie przenosi ona żadnych obciążeń i nie podlega zmianom temperatury, można więc ją uważać za zupełnie nieodkształcającą się. Inaczej ma się sprawa ze ściankami bocznymi komory, przyjmującymi boczne parcie wody. Skonstruowano je (rys. 1) w postaci serii 50 małych sklepień rozciąganych, zamocowanych parami w bardzo sztywnych, opartych na skale podporach. Kontrforsy te (rys. 4) stanowią punkty nieruchome konstrukcji, poszczególne sklepienka są więc od siebie niezależne, a ich wywołana małą grubością giętkość pozwala im na swobodne odkształcanie się tak termiczne jak i sprężyste. Parcie hydrostatyczne przenoszone jest ze sklepień przez rozmieszczone wzdłuż obwodu komory kontrforsy bezpośrednio na skalę. Dla zmniejszenia momentu wywracającego w każdej podporze sklepienka ścianek pochylono na zewnątrz pod kątem 45°.

Komora I piętra posiada konstrukcję całkowicie niezależną od konstrukcji komór wyższej i niższej. Dno jej składa się z 50 ściskanych cienkich sklepień stożkowych, zbieżnych ku środkowi zbiornika (rys. 3). Sklepienka te są na wezłowiach zamocowane w silnych promienistych belkach wezłowiowych, opartych na szeregach słupów, rozmieszczonych promieniście w dolnej komorze zbiornika. Ścianki boczne posiadają na I piętrze konstrukcję analogiczną jak ścianki komory dolnej, z tą różnicą, że nie są one pochylone i że pionowe podpory sklepień umieszczone są we

wnętrz zbiornika. Rytm związanych ze sobą sklepień dna i ścianek jest identyczny, tak że każda podpora ściany bocznej zmcowana jest z belką węzłowiową dna. Oprócz tego również górny koniec podpory połączony jest przy pomocy ukośnego ścięgna z belką węzłowiową (rys. 4). Konstrukcja



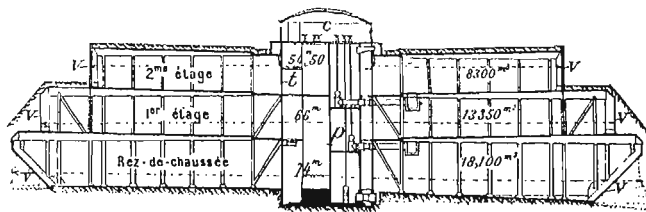
Rys. 2. Przekrój osiowy zbiornika.



Rys. 3. Plan zbiornika.

taka zapewnia przekazywanie całkowitej siły od bocznego parcia wody na belkę węzłowiową, w której siła ta wywołuje osiowe rozciągania, składowe pionowe od działania ukośnego ścięgna przejęte są bowiem przez słupy, na których

spoczywa belka węzłowiowa. Siły poziome rozciągające (o wartości 37 ton) belek węzłowiowych przejmowane są przez sztywny pierścień, otaczający centralną wieżę zbiornika. Pierścień ten podlega więc osiowemu rozciąganiu (siłą 265 ton), które przejęte jest przez odpowiednie zbrojenie.



Rys. 4. Przekrój pionowy części zewnętrznej zbiornika.

Sklepienka dna i ścian bocznych ze względu na swą giętkość mają pełną możność odkształcenia się termicznego i sprężystego w kierunku obwodu zbiornika. W kierunku przeciwnym odkształcenia powodować muszą zmianę wielkości promienia konstrukcji. Ponieważ środek zbiornika stanowi punkt stały, więc belki węzłowiowe muszą mieć możność swobodnego wydłużania się i kurczenia. Możność ta zapewniona została przez wahadłowe skonstruowanie słupów podpierających te belki. Ponieważ komory nie są podzielone żadnymi przegrodami na mniejsze elementy, praca wszystkich belek węzłowiowych będzie zawsze identyczna i wydłużenie ich (dochodzące do 20 mm) — jednakowe. Sklepienka dna nie będą więc w tych warunkach przenosić żadnych ścinających wzdłuż swych tworzących.

Ponieważ komora I piętra ma mniejszą średnicę niż komora dolna, więc dla przykrycia wytworzonego uskoku wydłużono dno komory pośredniej, opierając je na dolnych kontrforsach w taki sposób, że swobodny ruch dna nie doznaje przeszkód (rys. 4). Także przykrycie analogicznego uskoku nad komorą I piętra związane jest ze ścianami i dnem tej komory. Ponieważ zastosowanie ukośnych ścięgien przeniosło boczne parcie wody w całości na belki węzłowiowe dna komory, można więc było pierścieniowe przykrycie tego uskoku oddzielić całkowicie od dna komory górnej. Szczelina dylatacyjna obiega tu wzdłuż obwodu komory górnej, przecinając także odpowiednie słupy komory pośredniej (rys. 4).

Konstrukcja komory górnej jest podobna jak w komorze pośredniej. Przykrycie otrzymało tu konstrukcję identyczną jak dno. Boczne parcie wody może więc tutaj przenosić się na belki węzłowiowe i pierścień centralny zarówno dna jak i przykrycia, a co za tym idzie ukośne ścięgna nie są już potrzebne. Całość konstrukcji komory górnej spoczywa na wahadłowych słupach, rozmieszczonych w komorze I piętra ponad słupami parteru. Umożliwia to, analogicznie jak w niższej komorze, swobodne ruchy odkształceniowe we wszystkich kierunkach. Słupy komory górnej, podtrzymujące jej przykrycie, nie są już wahadłowe, gdyż giętkość ich jest dostatecznie duża, aby możliwe były różnice w odkształceniach termicznych dna i przykrycia komory. Różnice te są zresztą niewielkie ze względu na zasypanie górnej komory 50-centymetrową warstwą ziemi (w klimacie Nantes warstwa taka jest już całkowitym zabezpieczeniem od przemarzania).

Ogólna stateczność konstrukcji jest dla sił, działających równomiernie wzdłuż kierunków radialnych, dostatecznie zabezpieczona przez istnienie stałego oparcia wokół centralnej wieży zbiornika. Dla zabezpieczenia się jednak od możliwych nierównomierności odkształceń wzmocniono stateczność przez dodanie przy wieży w komorach parteru i I piętra

ukośnych zastrzałów, biegnących w płaszczyznach belek wzdłużowych (rys. 2).

Wszystkie sklepienka konstrukcji posiadają grubość nieprzekraczającą 8 cm. Otrzymały one kształt krzywych sznurowych, tak że praca ich sprowadza się do czystego rozciągania lub ściskania. Naprężenia osiowe w tych warunkach nie przekraczają, pomimo małej grubości, 20 kg/cm², wyklucza powstawanie wszelkich rys, zapewniając doskonałą wodoszczelność.

Zbiornik posiada w planie układ konstrukcyjny powtarzający się 50 razy, zaś elementy tego układu w różnych kondygnacjach również są podobne. Pozwoliło to na znaczne zmechanizowanie wykonania, poważnie obniżając jego kosz-

ty. Do budowy zbiornika użyto 4000 m³ betonu i 500 ton stali, powierzchnia deskowania doszła do 35000 m².

Całość konstrukcji zbiornika w Nantes jest świetnym przykładem prostej i celowej myśli konstrukcyjnej, rozwijającej się logicznie z jasno sformułowanych założeń. Opisał ją też konstrukcję tak szczegółowo, nie tylko ze względu na możliwości praktycznego u nas zrealizowania zastosowanych w niej pomysłów, ale także aby dać klasyczny przykład prawdziwie pięknego rozumowania konstrukcyjnego w całym jego przebiegu.

Le Génie Civil (19 Czerwiec 1937)

Le Constructeur de Ciment Armé (Luty 1938)

inż. E. O.

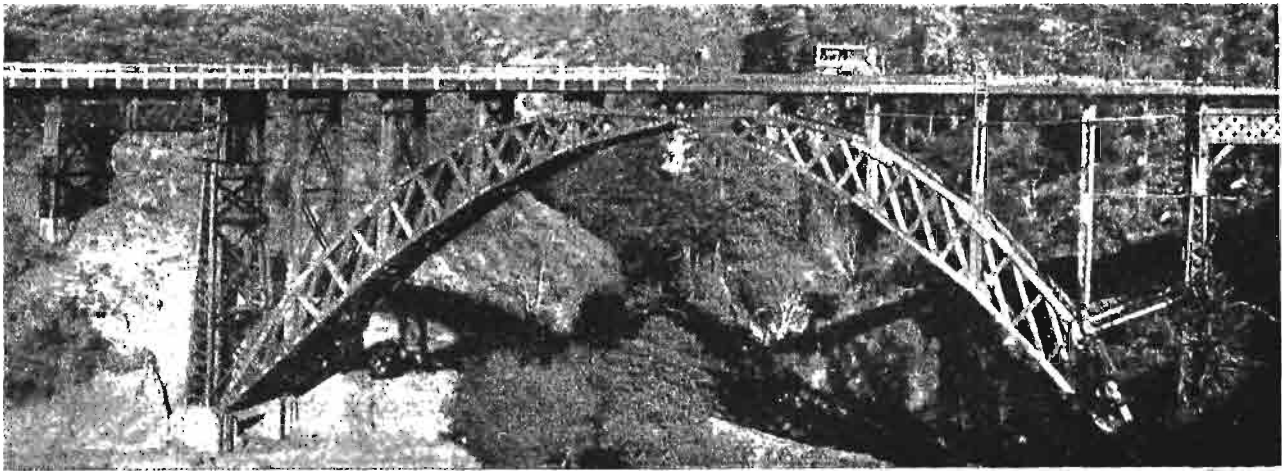
PRZYKŁADY NOWOCZESNYCH DREWNIANYCH MOSTÓW DROGOWYCH

Obecnie dużo myśli się nad opracowaniem takich typów mostów, koszt których, nie przewyższał by rażąco kosztów drogi. Mosty drewniane, jako najtańsze, odgrywają tu dużą rolę. Nowe sposoby zabezpieczenia drewna konstrukcyjnego przed destrukcyjnym wpływem czynników natury fizycznej i biologicznej, oraz nowe sposoby połączenia drewnianych części, przyczyniły się w wysokim stopniu do rozpowszechnienia mostów drewnianych. Obecnie w Stanach Zjednoczonych budują dużo mostów drewnianych.

Rys. 1 przedstawia most drogowy na Deardorff Road w stanie Oregon. Rozpiętość mostu wynosi 18 m, szerokość — 6 m. Wszystkie drewniane części mostu były kreozotowane pod ciśnieniem. Na rysunku widać połączenia wykonane za pomocą bolców. Drewniana jezdnia mostu została po-



Rys. 1.



Rys. 2.

kryta pięciocentymetrową warstwą asfaltu. Koszt mostu bez przyczółków, (które należały jeszcze do starego mostu) wyniósł około 120 \$ za metr bieżący.

Rys. 2 przedstawia wiadukt drewniany, tak zwany Dolan Creek Bridge w Kalifornii. Nowoczesne połączenia elementów drewnianych pozwoliły na wykonanie tak pięknej i dość skomplikowanej budowli z drzewa.

Wiadukt nie jest bynajmniej unikatem — w Kalifornii jest już obecnie 20 analogicznych drewnianych mostów. Ogólna długość wiaduktu wynosi ponad 155 m. Szerokość jezdni 7 — m. Centralną część wiaduktu stanowi łuk trójprzegubowy o rozpiętości 55 m, przy wysokości ponad 18 m. Oprócz tego wiadukt posiada 4 przęsła po 12 m i 9 przęsła po 6 m długości.

Przy obliczeniu wiaduktu przyjęto obciążenie ruchome 40 t, chociaż zwykle przy projektach mostów drogowych w Kalifornii przyjęto obliczać na ciężar ruchomy 20 t.

W ogóle trzeba zaznaczyć, że o ile dawniej postęp w konstrukcjach drewnianych, zależał w znacznym stopniu od umiejętności robotników a dużo mniej od konstruktora, obecnie postępowi konstruktorzy posiadający wiedzę techniczną, studiują prawidłowe zastosowanie drewna i opracowują nowoczesne połączenia drewnianych konstrukcji.

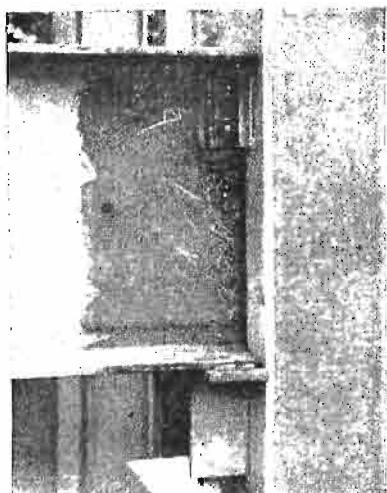
Roads and Streets. (Październik 1938)

P. S.

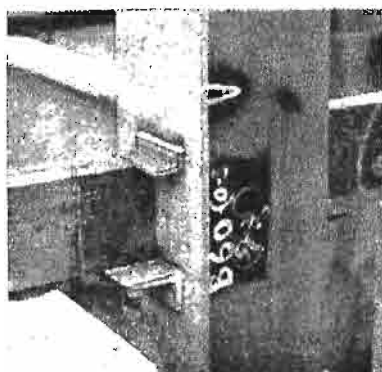
SPAWANE SZKIELETY STALOWE W NEW-YORKU

W związku z nowymi przepisami budowlanymi w roku bieżącym, spawanie znajduje bardzo szerokie zastosowanie przy budowie szkieletów stalowych w New-Yorku. Wszystkie w ciągu 8 miesięcy rb. zostało wykonane konstrukcyj spawanych około 3,000 ton. Wszystkie te konstrukcje były pierwotnie zaprojektowane jako nitowane i później przerobione lub całkowicie zmienione na spawane.

Z początku władze budowlane pozwalały na zastosowanie spawania tylko w warsztatach. Tak np. przy budowie trzech szkół wykonano 36 spawanych dwuteówek o rozpiętości 18,30 m. Każda z tych dwuteówek ważyła około 7 ton. Ponieważ w poprzednim projekcie przy zastosowaniu



Rys. 1



Rys. 2

nitowania waga tych belek miała wynosić 10 ton, spawanie dało w tym wypadku 33% oszczędności na wadze. Na 7 avenue wybudowano 14 piętrowy szkielet, który też poprzednio był zaprojektowany jako nitowany. Później w celu zastosowania spawania zostały przerobione tylko połączenia elementów.

Przekroje belek i słupów zostawiono bez zmian. W porównaniu z metodami pracy, które miały miejsce kilka lat temu, zauważa się, że obecnie robi się prawie dwa razy mniej spawania na budowie. Wszystko co można spawać się na warsztacie. Konstruktorzy projektują z takim nastawieniem, żeby jak najmniej spawać na budowie. Prawie wszystkie spawki wykonane na budowie mają grubość od 6,4 do 9,5 mm. Połączenie belek ze słupami wykonuje się jak na rys. 1 i 2. Elementy łącznikowe na rys. 1 przypawane są do słupa na warsztacie. Na budowie belkę stawia się na przypawaną teóweczkę dolną i dosuwa się pomiędzy dwa górne przypawane kątowniki. Żeby nie spawać na budowie, belkę przymocowuje się do tych kątowników za pomocą nitów (na rys. 1 widać główki dwóch nitów).

Na rys. 2 przedstawiono inny sposób połączenia, a mianowicie belkę przypawuje się na budowie do kątowników, które już na warsztacie były przypawane do słupa. Na rys. widać, że półki poziome kątowników łącznikowych są dłuższe od pionowych. Zrobiono to w celu większego zamocowania belki przy podporze.

Engineering News—Record (15 Września 1938)

O ZASTOSOWANIU SPAWEK PODŁUŻNYCH

Dr inż. K. Klöppel, profesor Politechniki w Darmstadt omawia spawki podłużne w konstrukcjach spawanych. Autor dochodzi do wniosku, że naprężenia skurczowe w konstrukcjach spawanych mają większy wpływ na bezpieczeństwo budowli niż to przypuszczano dotychczas.

Pod tym względem trzeba rozróżniać rozmaite spawki.

Przy spawce czołowej, kiedy twarda spawka łączy miększy metal, naprężenia skurczowe nie mają dużego wpływu na bezpieczeństwo budowli.

Rys. 1



Rys. 2



Przy spawkach podłużnych natomiast trzeba zawsze liczyć się ze znacznymi naprężeniami skurczowymi, które nie mogą być wyrównane plastycznością materiału części spawanych. Co prawda wytrzymałość tego materiału w miejscu spawania wzrasta, kiedy ochładza się on po nagraniu przy wykonaniu spawki (ma tu miejsce hartowanie stali), ale robi się to kosztem zmniejszenia jego ciągliwości. Właśnie to zmniejszenie może niekorzystnie wpłynąć na stopień bezpieczeństwa budowli. Np. przy stali niemieckiej S. 52 próby na zginanie podłużnie spawanych elementów wykazały, że wcale nie można liczyć na plastyczne zmiany w materiale.

Żeby zabezpieczyć się od tego, można by używać twardej wysokowartościowej stali z b. małą ciągliwością, ale przy obciążeniu ruchomym (np. w mostach) jest to niemożliwe ze względu na wpływy dynamiczne. Można by z drugiej strony używać stal o mniejszej wytrzymałości np. St. 44, lecz w tym wypadku konstrukcja była by zbyt ciężka. Stopień hartowania stali przy spawaniu cieńszych elementów zmniejsza się ponieważ szybkość odpływu ciepła jest w tym wypadku mniejsza niż w elementach grubych. Z tego względu lepiej spawać złożone dwuteowe przekroje jak wskazuje rys. 1, niż jak na rys. 2. Autor przychodzi do wniosku, że w tych wypadkach kiedy przy zastosowaniu spawania ciągliwość stali spada, konstrukcja nie może być liczona jak konstrukcje nitowane ponieważ nie można liczyć na plastyczność materiału. Chociaż z jednej strony wytrzymałość stali w miejscu spawki wzrasta (hartowanie), staje się ona zbyt krucha i współczynnik bezpieczeństwa wyraźnie spada.

W świetle tych rozważań nitowanie ma dużą przewagę i autor proponuje stosować spawanie tylko tam gdzie nie zachodzi możliwość zmniejszenia współczynnika bezpieczeństwa budowli.

Der Stahlbau (15 Lipiec 1938 r.)

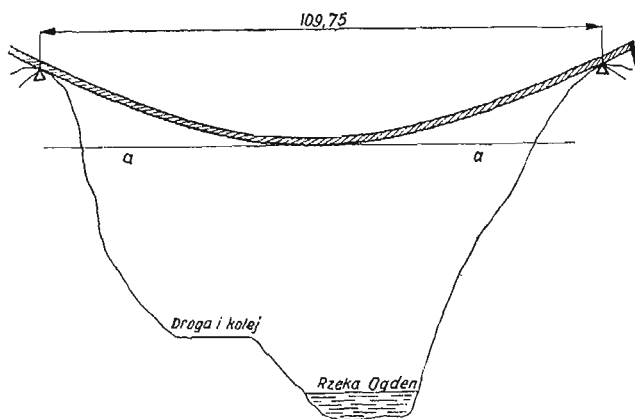
P. S.

WISZĄCY AKWEDUKT NAD RZEKĄ OGDEN

(Stany Zjednoczone)

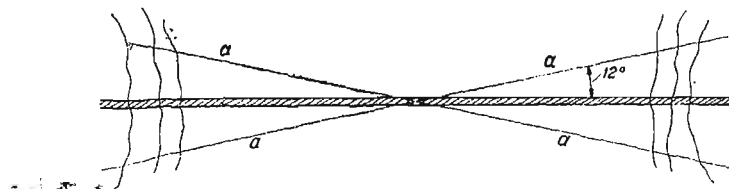
Projekt wielkich robót melioracyjnych, wykonywanych obecnie w Stanach Zjednoczonych w stanie Utah, przewidywał przerzucenie jednego z kanałów, doprowadzających wodę przez wąwóz rzeki Ogden, przy czym punkty wyjściowe kanału znajdowały się na poziomie około 50 m ponad poziomem rzeki.

Po przestudiowaniu kilku wariantów, wśród których znajdowało się też zejście syfonem po zboczach aż na dno doliny, wybrano, jako najekonomiczniejsze, przerzucenie przewodu ponad doliną przy pomocy konstrukcji wiszącej o rozpiętości około 110 m. Oryginalność rozwiązania polega na tym, że przewód o średnicy wewnętrznej około 80 cm



Rys. 1

otrzymał razem z linami mostu kształt krzywej sznurowej i możliwość odkształcania się łącznie z linami. Przewód składa się z elementów o długości 6,10 m, połączonych kolnierkami, w których izolacja kauczukowa pozwala na odpowiednie ruchy członów. Konstrukcja linowa złożona jest z czterech



Rys. 2

lin średnicy 38 mm, zgrupowanych po dwie w odstępie 3,05 m. Liny połączone są poprzecznikami, na których spoczywa przewód wodny i kładki rewizyjne. Sily od parcia wiatru przejęte są przez odciały a , umieszczone w płaszczyźnie poziomej stycznej do krzywej sznurowej. Strzałka ugięcia od całkowitego obciążenia wyniosła 0,51 m.

Na rys. 1, i 2. pokazana jest elewacja i plan tego oryginalnego akweduktu.

Inż. R. Sailer. *Engineering News—Record* (21 Lipiec 1938)

inż. E. O.

UDERZENIA DYNAMICZNE BELEK I PŁYT

Inż. L'Hermite ogłasza wyniki przeprowadzonych przez siebie badań nad zachowaniem się belek i płyt pod wpływem spadających na nie ciężarów. Okazuje się, że zachowanie to jest zupełnie odmienne dla różnych materiałów.

W stali po przekroczeniu granicy plastyczności występują duże odkształcenia niesprężyste w miejscu uderzenia. Praca potrzebna do złamania belki (proporcjonalna do spadającego ciężaru i do wysokości jego spadku) jest duża i w niewielkim tylko stopniu rosnąca ze wzrostem rozpiętości belki.

W betonie odkształcenia sprężyste i plastyczne są małe, cała — stosunkowo niewielka — energia złamania zużywa się w przekroju uderzonym, nie jest więc dla znaczniejszych rozpiętości zupełnie od nich zależna.

W azbesto-cemencie wreszcie większa część energii zużywa się na odkształcenia plastyczne całej belki, praca złamania wzrasta więc wydatnie z rozpiętością belki.

Poza tym przeprowadził inż. L'Hermite szereg doświadczeń z okrągłymi płytami betonowymi i żelbetowymi opartymi na obwodzie. Płyty betonowe były pod wpływem uderzeń niszczone przez radialne pęknięcia, w płytach żelbetowych pęknięcia te również się ukazywały, lecz zniszczenie następowało na skutek przebicia płyty w miejscu uderzenia. O ile przy tym dla płyt o większej średnicy pęknięcia promieniste ukazywały się przy większych wysokościach spadku, to energia potrzebna do przebicia płyty nie zależała w widoczny sposób od jej średnicy.

Wynika stąd, znany zresztą, wniosek, że z punktu widzenia obrony przeciwlotniczej drugorzędą rolę odgrywają rozpiętości płyt i wymiarowanie belek, na pierwszym zaś planie stoi grubość warstwy ochronnej.

Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. (Styczeń—Luty 1938)

inż. E. O.

WPŁYW ROZWOJU TECHNIKI NA BEZROBOCIE

Bardzo rozpowszechnione jest zdanie, że rozwój techniki i zastosowanie w przemyśle coraz to nowych maszyn jest jedną z głównych przyczyn zwiększenia się bezrobocia. P. John van Dervanter udowadnia, że tak nie jest i że odwrotnie rozwój techniki przyczynia się do powiększenia dobrobytu ogółu.

Np. ilość mieszkańców pięciu głównych centrów przemysłu automobilowego w Stanach Zjednoczonych (Detroit, Lansing, Flint, Pontiac i Akron) w początkach 20 wieku wynosiła razem 368,000. Obecnie ilość ta powiększyła się pięciokrotnie. Jednocześnie w całym kraju ilość mieszkańców w tym czasie powiększyła się tylko o 70%.

Jasne, że przemysł, w którym ilość robotników powiększa się prędkiej niż ogólna ilość mieszkańców danego państwa, przyczynia się do powiększenia jego dobrobytu i nie jest przyczyną zwiększenia się bezrobocia.

Génie Civil (22 Października 1938)

P. S.

NOWY WIADUKT PRZEZ GALVESTON BAY

Miasto Galveston (USA) leży na wyspie w odległości 2,5 km od lądu stałego. W 1900 r. tropikalna burza zniszczyła całkowicie most łączący wyspę z lądem stałym i część miasta. Postanowiono zabezpieczyć się na przyszłość, za pomocą masywnej konstrukcji. Zatokę przekroczone groblą, której część środkowa zastąpiona została wiaduktem żelbetowym łącznej długości 680 m, składającym się z luków o rozpiętości 20 m. Samą groblę całkowitej długości 2 km, tworzyły dwie ścianki szpuntowe zabite w odległości 42 m. Przestrzeń między nimi zasypano ziemią. Budowę ukończono w 1912 r., a już burza w 1915 r. ją zniszczyła. Wiadukt żelbetowy utrzymał się co prawda, ale powstały w nim pęknięcia. Żelbetowe szpuntopale utrzymały się również, lecz ziemia między nimi była doszczętnie wymyta, miejscami nawet głębiej niż pierwotne dno zatoki. Ponieważ okazało się, że wiadukt stosunkowo dobrze wytrzymał burzę, przedłużono go poprzez całą zatokę. W 1935 r. ze względu na potrzeby komunikacyjne przystąpiono do projektowania jeszcze jednego mostu.

Całe ujęcie nowego projektu zasadniczo różni się od projektów poprzednich. Ponieważ poprzednio potężne zapory nie spełniły należycie swego zadania, projektodawca dał falom morskim swobodne przejście, podwyższając poziom jezdni o 2,5 m w stosunku do mostów poprzednich oraz zwięźając podpory do minimum. Nowy wiadukt składa się z 39 trójprzęsłowych belek żelbetowych o rozp. 19,00—22,00—19,00 m.

Podpory budowano na studniach. W miejscu przyszłej podpory wznoszono lekkie rusztowanie na 4 palach, z którego opuszczano pierścienie studni. Każdy z nich składał się z dwóch rur stalowych, przestrzeń między nimi była wypełniona betonem. Dla lepszej ich współpracy z betonem, pierścień wewnętrzny był falisty. Kiedy studnie opuszczono na potrzebną głębokość bito wewnątrz pale pionowo i pochyło, uzbrajano i zabetonowywano.

Na tak wykonanych studniach, ponad średnim poziomem morza budowano słupy żelbetowe, związane między sobą belkami poprzecznymi pod jezdnią i nad wodą, tak że utworzyły one w kierunku poprzecznym ramę sztywną, mogącą przeciwstawić się bocznemu parciu fal.

Rusztowaniem dla wykonania ustroju nośnego były przenośne kratownice stalowe w ilości odpowiadającej 9 przęsłom mostu. Opierano je na filarach za pomocą łożysk paskowych. Po zabetonowaniu jednej belki przenoszono je dalej.

Jezdnie mostu miała 12,00 m szerokości. Betonowano ją za pomocą maszyn służących do betonowania dróg. Uzbrojenie łączono, stosując spawanie.

Najciekawszą rzeczą przy budowie, było wykonanie całej pracy przy zapuszczaniu studzien i budowie podpór bez rusztowań stałych. Używano pontonów, z których zapuszczano studnie i którymi przewożono kratownice stalowe, używane jako rusztowanie. Należyta organizacja pracy (te same czynności powtarzano wielokrotnie) była przy tej budowie podstawowym warunkiem sprawności jej przebiegu.

Engineering News—Record (15 września 1938)

P. S.

TANI ZBIORNIK WODNY

W Oaklandzie w Stanach Zjednoczonych został zbudowany okrągły, kryty, żelbetowy zbiornik na wodę. Ze względu na b. cienkie ściany i kopułę, beton był natryskiwany pod ciśnieniem. Około połowy wysokości zbiornika

znajduje się poniżej poziomu terenu. Średnica wynosi ponad 15 m, wysokość 9 m. Ścianki mają tylko 15 cm grubości; grubość kopuły 14 cm przy wezłowiach i 6 cm w zworniku. Deskowanie z nieoheblowanych desek było ustawione w ten sposób, że wewnętrzna jego strona znajdowała się o 2,5 cm w głąb przyszłej ścianki zbiornika. Pierwsza warstwa pionowego i poziomego uzbrojenia była przymocowana do deskowania. Na to uzbrojenie została natryskana warstwa betonu 6,5 cm grubości. Dalej idzie znów warstwa uzbrojenia i znów warstwa betonu 6 cm grubości.

Po wykonaniu tej pracy deskowanie zostało zdjęte i powierzchnię zewnętrzną ścianki zmyto wodą pod ciśnieniem, celem jej oczyszczenia. Poza tym zbiornik został okręcony cienkim drutem i opryskany betonem grubości 2,5 cm. W ten sposób całkowita grubość ścianki wyniosła $2,5 + 6,5 + 6 = 15$ cm.

Po ustawieniu deskowania wewnątrz zbiornika celem zabetonowania kopuły i po ułożeniu jej uzbrojenia, kopułę zabetonowano w ten sposób, że najpierw zabetonowano zwornik, od którego betonowanie kręgami opuszczało się ku wezłowiu. Kręgom tym nadawano od razu całkowitą ich grubość, żeby nie stwarzać powierzchni najmniejszego oporu (różnica z betonowaniem ścian). Małe wypaczenie się kopuły pokazało, że pracuje ona już niezależnie i było sygnałem do jej rozdeskowania.

Umocowanie zewnętrznej warstwy uzbrojenia wprost na deskowaniu dało b. dobre wyniki ponieważ: 1) dało ono możliwość umieszczenia ściśle według projektu, 2) było doskonałym połączeniem ścianki z natryskanym później z wewnątrz betonem. Kruszywo betonu składało się z grubego czystego piasku. Proporcja mieszaniny 1 część cementu na 3 części piasku. Ilość wody była użyta taka, żeby beton był wilgotny, lecz nie ściekał w dół przy natryskiwaniu.

Engineering News—Record (8 Września 1938)

P. S.

PLYWALNIA W PANTIN

(Francja)

Inżynier-architekt Ch. Seé omawia w czasopiśmie *Génie Civil* nowowytbudowaną pływalię w Pantin (Francja) i ustala warunki, którym musi odpowiadać dobrze wybudowana nowoczesna pływalia.

Jednym z głównych warunków, jest według autora dobre oświetlenie dzienne pływali. Musi ona być jasna i nawet słoneczna. Często w bardzo dobrze urządzonej pływaliach, oświetlenie dzienne zapewnia się oknami w płaszczyznach pionowych lub mało odchylających się od pionu (w dachu). Tymczasem najwięcej światła daje właśnie część nieba znajdująca się bezpośrednio nad głową. Pod tym względem pływalia w Pantin jest urządzona wzorowo. Cały jej bardzo płaski dach i sufit bezpośrednio nad basenem są szklane. W basenie widać dno. Jasność w pływali potęguje się jeszcze tym, że w wodzie odbija się niebo, a nie ciemny sufit. Dyskretnie zamaskowane oświetlenie nocne daje bardzo przyjemne, równe światło. Na wypadek zepsucia się sieci elektrycznej pływalia posiada baterię akumulatorów, które mogą oświetlać cały budynek w ciągu 2 godzin. Długość basenu wynosi 33,33 m, szerokość 12,5 m, głębokość minimalna 0,75 m — maksymalna 3,50 m.

Są to najwięcej spotykane wymiary. (Największy basen w Paryżu ma co prawda 50×18 m w rzucie poziomym przy maks. głębokości 5,25 m).

Objętość basenu wynosi 800 m^3 . Ponieważ codziennie basen pochłania 800 m^3 wody, z tego wynika, że zmienia się

ona codziennie, a oprócz tego istnieje rozległa instalacja oczyszczenia wody.

Ścianki i dno basenu są żelbetowe. Umieszczony on jest na słupach w ten sposób, że pod jego dnem znajduje się wolna przestrzeń wykorzystana dla umieszczenia maszyn, węgla itd. Takie rozplanowanie daje również możliwość śledzenia szczelności dna i ścianek bocznych basenu. Pewna zaś odkształcalność słupów na których opiera się basen zapewnia mu możliwość odkształceń jako całości bez pojawienia się pęknięć. Fundamenty słupów wywierają na grunt ciśnienie 1 kg/m^2 . Choć bardzo dobry w tym miejscu grunt mógłby wytrzymać znacznie więcej, ciśnienie na grunt ograniczono ze względu na ważność i odpowiedzialność takiej konstrukcji jak basen. Współczynnik bezpieczeństwa równa się 10.

Beton zawierał 350 kg cementu na 1 m^3 . Przy betonowaniu była zastosowana vibracja. Kiedy betonowano basen, zostawiono w nim szczeliny dylatacyjne żeby zabezpieczyć równomierność skurczu. Po pewnym czasie szczeliny te zabetonowano. Wreszcie całe wnętrze basenu otrzymało warstwę betonu natryskanego pod ciśnieniem. W ten sposób szczelność konstrukcji została zapewniona przy zastosowaniu jednego materiału bez użycia jakichkolwiek sztucznych domieszek. Wewnętrzne ścianki basenu otrzymały białą licówkę, linie ograniczające tory pływackie wykonano ciemnoniebieskie, gdy kolor ten nadaje wodzie przyjemny odcień. Pływalnica ma dwie galerie w których są umieszczone kabiny. Rozplanowanie wykonano w ten sposób, że aby się dostać do basenu trzeba koniecznie przejść przez pokój z natryskami (osobno dla kobiet i mężczyzn).

W niektórych pływalniach przejścia są urządzone w ten sposób, że publiczność idąca boso od kabiny do basenu i odwrotnie przechodzi inną drogą, niż wtedy kiedy w obuwii udaje się do kabiny lub wychodzi z pływalni. Osiąga się to dzięki urządzeniu dwu osobnych korytarzy z obu stron kabin. W Pantin takie urządzenie nie istnieje, ze względu na duży koszt a także na to, że pozbawiłoby to kabiny światła dziennego.

W kabinach może się pomieścić jednocześnie 300 osób. Pływalnica zawiera oprócz basenu jeszcze sale gimnastyczne.

Szkielet budynku o długości 52 m i szerokości 21 m podzielono w poprzek szczeliną dylatacyjną na dwie niezależne części. Wykonano zupełnie oddzielnie od żelbetowej konstrukcji basenu, dlatego, żeby mogły one odkształcać się niezależnie. Ruchooma platforma w górze pozwala na czyszczenie szklanego sufitu i dachu. Budynek ogrzewa się za pomocą wtłaczania ogrzanego powietrza, które zastępuje zepsute wyrzucane przez wentylatory. To ostatnie przechodząc ogrzewa przestrzeń pomiędzy szklanym dachem i sufitem i w ten sposób zapobiega poceniu się okien. Oprócz ogrzewania powietrznego istnieje jeszcze i parowe.

Génie Civil (22 Października 1938)

P. S.

PORĘCZE MOSTÓW DROGOWYCH

Inżynier S. Slack omawia w „*Engineering News—Record*” jakie powinny być poręcze mostów drogowych. Wychodzi on z założenia, że dobre poręcze muszą raczej kierować na właściwą drogę powozy, które o nie zahaczają, niż te powozy zatrzymywać. Z tej zasady wynikają następujące cechy, które muszą posiadać dobre poręcze.

1) Powierzchnia poręczy musi być od strony drogi gładka, bez żadnych występów.

2) Słupy podtrzymujące poręcz muszą z nią licować lub znajdować się od strony zewnętrznej względem drogi.

3) Krawężnik musi występować na tyle, że gdy koło powozu dotyka krawężnika, sam powóz jeszcze nie sięga poręczy.

Odległość pomiędzy płaszczyzną krawężnika i poręczą musi wynosić minimum 30 cm.

4) Żeby krawężnik mógł skierować powóz na właściwą drogę i jednocześnie nie był przeszkodą dla części powozu znajdujących się pod kołami, wysokość jego powinna wahać się pomiędzy 35 — 45 cm.

5) Słupy podtrzymujące poręczę nie powinny wystawać wyżej ogólnej linii poręczy, żeby nie zatrzymywać powozu, który już całym swym ciężarem ślizgał się wzdłuż poręczy.

6) Poręcze muszą być tak sztywne by mogły wytrzymać znaczne parcie.

7) Na obu końcach muszą one być zaankrowane.

Autor proponuje liczyć poręczę jako obciążone siłą poziomą 450 kg/mb prostopadle do osi mostu. (W Polsce liczymy na siłę 80 kg/mb).

Słupy oprócz tego muszą być obciążone na siłę poziomą równoległą do osi mostu w wysokości 2 t. Słupy zaś skrajne, w których poręcze są zaankrowane i również same poręcze na siłę przeszło 10 t.

Za słupy skrajne trzeba uważać wszystkie te, przy których poręcze przerywają się (jak np. przy szczelinach dylatacyjnych).

Odległość pomiędzy słupami nie powinna przekraczać 3,5 m.

U w a g a:

Wszystkie rozważania autora odnoszą się do mostów, w których nie ma chodników.

Engineering News—Record (20 Października 1938)

P. S.

DROGI ZAGRANICĄ

Argentyna

Od roku 1933 w ciągu pięciu lat rząd wydał 10 milionów funtów na rozbudowę dróg w Argentynie. O znaczeniu tej sumy możemy sądzić z tego, że za cały czas od 1888 do 1929 r. na drogi wszystkiego było wydano 13 milionów funtów. Argentyna posiada obecnie 54.000 km dróg państwowych przy czym z 27.000 km można korzystać we wszelką pogodę(!). W r. 1938 na drogi państwowe przyznane było 2.700.000 f.

Dużo buduje się w Patagonii i kolo granicy Chili..

Przed rokiem 1933 budowano bardzo mało dróg kołowych ponieważ sądzono, że będą one konkurowały z koleją. Obecnie jednakże rozumiano, iż kolej i droga mają swoje odrębne cele do spełnienia i że jak jedna tak i druga są niezbędną w gospodarce państwowej.

Finlandia

W tylko co opublikowanym budżecie na 1939 rok, rząd finlandzki przeznacza 116 milionów marek na rozbudowę dróg. Jest to o 400 mil. więcej niż było wydane w roku 1938. Projektuje się nadanie trwałej nawierzchni 500 km dróg państwowych.

Jugosławia

Ministerstwo Komunikacji zdecydowało nadawać autostradom szerokość 7 m zamiast 6 jak to robiono poprzednio.

Już zbudowane autostrady będą poszerzone o 0,50 m z każdej strony. Poszerzenie jednej tylko drogi Belgrad — Novisad będzie kosztowało 10 milionów dinar.

Łotwa

Łotwa posiada obecnie już 325 km dróg o trwałej nawierzchni.

Norwegia

Z powodu suchego lata w niektórych miejscowościach w Norwegii, ze względu na bardzo intensywny ruch, kurz z dróg bitych stał się wprost plagą, od której nie ma ratunku. W związku z tym opracowaniem 3-letni plan przebudowy 925 km dróg bitych i nadania im trwałej nawierzchni. Przebudowa ta będzie kosztowała 15 milionów koron.

Szwecja

Na zjeździe inżynierów i przedsiębiorców drogowych była omawiana polityka drogowa. Zdecydowano prosić rząd, aby nie szedł za przykładem Niemiec i nie budował autostrad. Zjazd wyraził zdanie, że o wiele potrzebniejsze są nowe drogi o trwałej nawierzchni o lokalnym znaczeniu, zwłaszcza w miejscowościach posiadających wielkie bogactwa naturalne, które obecnie nie mogą być należycie eksploatowane. Drogi takie nie będą może miały znaczenia turystycznego, ale podniosą ogólną gospodarkę państwa.

Roads and Road Construction (1 Listopada 1938)
P. S.

BUDOWA DRÓG BETONOWYCH ZAGRANICĄ

(na podstawie sprawozdań z VIII. Międzynarodowego Kongresu Drogowego w Hadze)

1. Argentyna

Drogi betonowe są budowane o szerokości jezdni 6,0 m, przedzielonej spoiną podłużną pośrodku. Płyta jezdni posiada naroża przy poboczach wzmocnione przez ich pogrubienie, przy czym na drogach o silnym natężeniu ruchu stosuje się grubość płyty betonowej w środku jezdni 18 cm, przy poboczach zaś — 23 cm, na drogach o słabszym natężeniu ruchu natomiast — odpowiednio — 15 cm i 20 cm. Płyta betonowa jest przeważnie zbrojona przy pomocy wkładek z żelaza okrągłego o średnicy 8 — 10 mm w ilości od 3 do 3,5 kg/m. Uzbrojenie to umieszcza się w odległości 5 cm od górnej powierzchni płyty. Spoiny dylatacyjne poprzeczne rozmieszcza się w odstępach 10-metrowych, przy czym urządza się w nich połączenia przesuwne przy pomocy dybli żelaznych.

Beton nawierzchni winien posiadać następujące cechy wytrzymałościowe: po 28-dniach tężenia wytrzymałość na ściskanie, określona na próbkach walcowych o średnicy 15 cm i wysokości 30 cm wynosić winna co najmniej 285 kg/cm², wytrzymałość na zginanie zaś, określona na beleczkach prostokątnych o wymiarach 100/20/15 cm — 45 kg/cm².

Kruszywo do betonu dobierane jest w proporcjach wagowych, nawierzchnie wykonuje się z betonu jednowarstwowego, który zagęszcza się przy pomocy wibratorów lub wykończarek ubijakowych.

Bezpośrednio po wykonaniu nawierzchnię przykrywa się płachtami zwilżonymi wodą, płachty te po 12 godzinach

usuwa się i zastępuje je 5-centymetrową warstwą ziemi podwyższoną na narożach.

Uzyskuje się w ten sposób jakgdyby wklęsnięcia w pokrywie ziemnej; wklęsnięcia te wypełnia się wodą do głębokości około 5 cm na przeciąg dni 14. Kontrolę wytrzymałości betonu przeprowadza się na próbkach cylindrycznych, wywierconych z nawierzchni. Na podstawie przeprowadzonych badań kontrolnych ustalono, że przeciętna wytrzymałość na ściskanie po 28-dniach betonów wykonanych w latach 1934 — 1937 waha się w granicach od 285 do 325 kg/cm².

Łączna długość dróg betonowych, wykonanych do końca roku 1936 wynosi 1182 kilometrów.

2. Australia

W Australii wykonywa się 2 rodzaje nawierzchni betonowych: 1) normalne nawierzchnie betonowe z tłustego betonu i 2) nawierzchnie betonowe z chudego betonu (szutrówki betonowe) zagęszczanego przez walowanie.

Normalne nawierzchnie betonowe wykonywane są z pogrubionymi przy poboczach narożami, przy czym grubość płyty betonowej wynosi na drogach o silnym natężeniu ruchu pośrodku 22,9 cm i na narożach 30,5 cm, na drogach zaś o słabszym natężeniu ruchu — odpowiednio 15,2 cm i 22,9 cm.

Płyta betonowa na odcinkach o specjalnie intensywnym ruchu, na odcinkach o niepewnym podłożu i na nasypach począwszy od 0,61 m wysokości wzmocniana jest przy pomocy uzbrojenia.

Spoiny poprzeczne wykonywane są w odstępach nie większych od 15,24 m; umieszcza się w nich dyble z żelaza okrągłego o średnicy 19 mm w odstępach co 46 cm.

Skład betonu waha się w granicach od 1:2:3,5 do 1:2:4 w proporcjach objętościowych, wytrzymałość na ściskanie waha się w granicach od 280 do 420 kg/cm².

Nawierzchnie betonowe walcowane posiadają również zgrubienia na narożach, przy czym wymiary płyty wynoszą w zależności od natężenia ruchu pośrodku od 12,7 do 16,5 cm i na narożach od 17,8 do 25,4 cm.

Skład betonu waha się w granicach od 1:2:7 do 1:2,5:10, jako kruszywo stosuje się piasek o średnicy ziarn od 0—2 mm i grys od 1,9 do 6,3 cm średnicy.

Beton bezpośrednio po naniesieniu i wyrównaniu jest walcowany przy pomocy walców o ciężarze 6 do 12 ton, poczym wszelkie niedokładności i nierówności nawierzchni wyrównane są przy pomocy ubijaków ręcznych.

Nawierzchnie oddaje się do ruchu już po 6. dniach.

3. Belgia

Grubość nawierzchni betonowych wynosi przeważnie co najmniej 20 cm; grubość ta jest jednakowa w całym przekroju poprzecznym. Spoiny podłużne wykonuje się na ogół bez dylatacji, ponieważ nawierzchnię betonuje się przeważnie pasami 3—4,5 m szerokości. Na górnej powierzchni płyty nad spoiną podłużną pozostawia się rowek o szerokości 2—3 cm, który wypełnia się masą bitumiczną.

W wypadkach, gdzie szerokość nawierzchni wynosi co najmniej 7 m i betonuje się ją jednocześnie na całej szerokości, spoinę podłużną wykonuje się jako dylatacyjną, analogicznie do spoin poprzecznych. Spoiny poprzeczne wykonuje się w odstępach najrzadziej co 15 m.

Na ogół przywiązuje się tu duże znaczenie do racjonalnego i właściwego sposobu wykonania spoin dylatacyjnych; opracowano wiele sposobów wykonywania spoin i ich wy-

pełniania, przy czym zaznaczyć należy, że najchętniej stosuje się spoiny, wypełnione pozostającą w betonie masą z materiału ściśliwego.

Uzbrojenie nawierzchni jak również dyble stalowe w spoinach stosują się tylko wyjątkowo przy specjalnie niekorzystnych warunkach podłoża i terenowych.

Nawierzchnię wykonuje się z betonu jednowarstwowego i układa się ją na dobrze odwodnionym i przykrytym warstwą filtracyjną i papierem podłożu.

Skład betonu jest następujący:

- 600 litrów tłuczni 20 — 40 mm luźno usypanego;
- 300 litrów gysu 5 — 20 mm luźno usypanego;
- 300 litrów piasku gruboziarnistego 2—5 mm luźno usypanego;
- 300 litrów piasku drobnoziarnistego 2—5 mm luźno usypanego;
- 450 kg cementu portlandzkiego.

Wytrzymałość na ściskanie określa się po 56 dniach na próbkach sześciennych o boku 10 cm, wypilowanych z bloków co najmniej 40×40 cm z nawierzchni. Wytrzymałość na ściskanie winna wynosić co najmniej 500 kg/cm². Ubijanie betonu odbywa się przy pomocy wykończarek ubijakowych lub wibratorów.

Świeży beton jest zabezpieczony przed wysychaniem przy pomocy pokryw daszkowych, poczym pokrywa się warstwą piasku, stale zraszane wodą w przeciągu co najmniej 15 dnia.

4. Dania

W Danii przy wykonywaniu nawierzchni betonowych poświęca się szczególną uwagę sprawie spoin poprzecznych.

Grubość wkładek stalowych dla wytwarzania spoin, wynosząca pierwotnie 10 — 12 mm, została zwiększona do 12 — 14 mm, ponieważ zaobserwowano wielokrotnie uszkodzenia płyt betonowych podczas rozszerzania się pod wpływem temperatury.

Wkładki stalowe owija się kilkakrotnie papierem pergaloidowym, poczem zabetonowuje się je, tak że górna ich krawędź znajduje się o 2 cm niżej od górnej powierzchni płyty betonowej.

Po zabetonowaniu płyty usuwa się w spoinie beton ponad wkładką stalową, krawędzie płyty betonowej zaokrągla się i po 48-godzinach wyjmuje się wkładki stalowe po uprzednim rozcięciu owijającego je papieru.

Po wyjęciu wkładek stalowych spoiny wypełnia się bitumiczną masą korkową do wysokości o 3 cm poniżej górnej powierzchni jezdni, górną zaś część spoiny — bitumiczną masą zalewową.

W wypadku gdy do ubijania betonu stosuje się lekkie maszyny lub wibratory, do wykonywania spoin używa się wkładek z masy włóknistej, które pozostawia się w spoinie na stałe. Wkładki te posiadają własności sprężyste, przez co umożliwiają rozszerzanie się płyty betonowej.

5. Stany Zjednoczone A. P.

Szerokość jezdni betonowej jest wielokrotnością szerokości pojedynczego pasa jezdni, która wynosiła początkowo 2,74 m, obecnie zaś zwiększona została do 3,66 m.

Nawierzchnia betonowa posiada prawie zawsze naroża wzmocnione przez pogrubienie, grubość płyty betonowej w środku wynosi przeważnie 17,8 cm, na krawędziach 22,9 cm.

Na odcinkach o ciężkim ruchu wymiary płyty betonowej wynoszą w środku 20,3 cm, na krawędziach zaś — 25,4 cm, w wypadkach bardzo silnego podłoża nawierzchnia posiada mniejsze wymiary; przy czym w środku co najmniej 12,7 cm i na krawędziach 17,8 cm.

W wielu wypadkach stosuje się uzbrojenie nawierzchni, które umieszcza się 5 cm poniżej górnej powierzchni jezdni— ilość uzbrojenia wynosi 2,5 kg na 1 m².

W spoinach podłużnych umieszcza się kotwy stalowe, które łączą ze sobą poszczególne płyty; kotwy te wykonuje się z żelaza okrągłego o średnicy 12,7 mm i długości 60 cm i rozstawia się je w odstępach 76 cm.

Spoiny poprzeczne urządza się w odstępach od 12,2 do 30,5 m. Szerokość ich wynosi 19 mm, posiadają one dyble stalowe o średnicy 19 mm, długości 61 cm, rozstawione w odstępach od 30,5 cm do 38,1 cm.

Beton zawiera od 310 do 340 kg cementu na 1 m³ w zależności od warunków klimatycznych. Stosunek wodno-cementowy wynosi 0,8, kruszywo gruboziarniste stosowane jest w dwóch lub trzech frakcjach w zależności od średnicy ziarn.

6. Finlandia

Do roku 1937 wykonano zaledwie 15000 m² dróg betonowych.

Ostatnio zastosowanie przy wykonywaniu robót znalazły wibratory, uruchamiane przy pomocy sprężonego powietrza lub elektryczności

Ostatnio stosuje się nawierzchnie z betonu dwuwarstwowego o grubości płyty 12 cm wzmocnionej przy obrzeżach przez pogrubienie jej do 18 cm. Zawartość cementu wynosi 275 kg/m³ dla dolnej warstwy i 350 kg/m³ dla warstwy górnej. Wykonywane są również nawierzchnie betonowe jednowarstwowe. Zawartość cementu w tym wypadku wynosi 300 kg/m³ betonu.

7. Francja

Rocznie wykonuje się 4 — 500000 m² nawierzchni betonowych. Nawierzchnie te wykonuje się przeważnie z betonu dwuwarstwowego o łącznej grubości płyty 16 — 18 cm, w tym grubość warstwy górnej wynosi 6 cm. Zawartość cementu w dolnej warstwie wynosi 250 kg/m³, w górnej zaś początkowo zawartość ta dochodziła do 700 kg/m³, obecnie zaś ograniczono ją do 350 kg/m³.

Duże znaczenie przywiązuje się do szorstkości nawierzchni i uzyskuje się ją dzięki chropowatości zaprawy, dzięki takiemu ukształtowaniu górnej powierzchni, że kruszywo częściowo z niej wystaje oraz dzięki chropowatości kształtu ziarn gruboziarnistego kruszywa pochodzącego ze skał twardych i małościeralnych. Kruszywo do betonu składa się z przeważającej ilości części gruboziarnistych, zwłaszcza w warstwie górnej (ścieralnej) nawierzchni.

Stosunek wodo-cementowy wynosi dla warstwy górnej— 0,35, dla warstwy dolnej zaś — 0,45.

Wytrzymałość na ściskanie dla warstwy górnej wynosić winna co najmniej 400 kg/cm², dla warstwy dolnej zaś — 200-250 kg/cm².

8. Anglia

Grubość nawierzchni betonowej waha się w granicach od 20 do 25 cm, przy czym na ogół nie stosuje się żadnych specjalnych umocnień naroży.

Na odcinkach dróg o słabym natężeniu ruchu oraz przy zastosowaniu silnego uzbrojenia płyty nawierzchni, grubość jej zmniejsza się nawet do 15 cm.

83,5% dróg betonowych, dotychczas wykonanych, posiada nawierzchnię uzbrojoną przy pomocy prętów stalowych, przy czym 20% tych nawierzchni posiadają nawet uzbrojenie podwójne.

Ilość uzbrojenia waha się w granicach od 0,5 do 4,5 kg/m², przy czym w spoinach są często stosowane kotwy, zwłaszcza na odcinkach o słabym podłożu.

Nawierzchnia wykonywana jest bądź z betonu jednowarstwowego, bądź też z dwuwarstwowego, przy czym dla betonu dolnej warstwy oraz dla betonu jednowarstwowego stosuje się mieszaninę o stosunku 1:2,5:4, dla betonu zaś górnej warstwy zwykle 1:1,5:3.

Nawierzchnia betonowa w korzystnych warunkach terenowych układana jest bezpośrednio na podłożu na warstwie papieru, w warunkach zaś terenowych niekorzystnych

na 8—10 cm warstwie klinkieru, żwiru lub tłucznia jako podłoża.

Nanoszenie i ubijanie betonu odbywa się w przeważającej ilości wypadków ręcznie, przy czym ciężar i wymiary ubijaków są ściśle znormalizowane i ujednostajnione.

Często stosowany jest sposób różnokolorowego zabarwiania nawierzchni betonowych ze względów zarówno estetycznych, jak również ze względów na regulację ruchu. Czynione są doświadczenia nad różnokolorowym zabarwianiem pasów jezdnych przeznaczonych dla poszczególnych kierunków ruchu, jak również dla oznaczenia przejść dla pieszych.

„Die Betonstrasse“, sierpień 1938, str. 164 i 165 oraz wrzesień 1938, str. 203 i 204.

sl.

PRZEGLĄD PRASY

WOŁYŃSKIE WIADOMOŚCI TECHNICZNE, Nr 10—11 — organ Wolyńskiego Stowarz. Techników — zawiera następujące art.: Inż. B. Manieckiego: „Woda i wodociągi miast Wolyńskich”. Inż. M. Kolmakowa: „Silniki gazogeneratorskie na samochodach ciężarowych”, oraz aktualia Wolyńskie i Różne.

WIADOMOŚCI P. K. N., Nr 10—11 — organ urzędowy P. K. N. Z okazji 50-lecia pracy inż. P. Drzewieckiego, prezesa P. K. N., numer ten otwiera życiorys Jubilata. Dalej sprawozdania z prac i projekty norm Komisji: Drzewnej, przetworów naftowych, Rur Stalowych oraz Gospodarstwa Domowego. Poza tym Komunikaty Biur P. K. N. i Komisji.

PRZEGLĄD BUDOWLANY, Nr 11 — organ Stow. Zaw. Przemysłowców Bud. R. P. — Inż. I. Luft w art. pt.: „Zagadnienia na czasie”, zastanawia się ze względu na zapowiedziane inwestycje — więc przede wszystkim budownictwo, nad rozporządzalnymi środkami i możliwościami ich lepszego wykorzystania. Zwraca uwagę na brak fachowców, przerost czynności biurokratycznych, konieczność poprawy organizacji pracy (należyte przygotowanie projektów), oraz bardziej planowe, wobec braków kredytów na rozbudowę, wykorzystanie przemysłu. Dalej art. omawiający wpływ nowej ustawy o podatku obrot. na budownictwo pt.: „Nowy podatek obrotowy a budownictwo” i obszerny artykuł opisowy prof. W. Zenczykowskiego: „Roboty konstrukcyjne przy przebudowie gmachu Sądu Okręgowego na pl. Krasińskich w Warszawie”. Oprócz wymienionych, numer ten zawiera art. J. Niewęgłowskiego i S. Szuka pt.: „Wibrowanie mas betonu”, obserwacje tegorocznych warunków pracy w Niemczech pt.: „Budownictwo niemieckie”, art. inż. T. Konica pt.: „Co zaprzęta umysł przedsiębiorcy budowlanego w Anglii?”, oraz bogate działy z doświadczeń i obserwacji, przegląd wydawnictw, niedyskrecje budowlane, życie budowlane i jako dodatek „Przegląd ceramiczny”.

PRZEGLĄD POŻARNICZY, Nr 11 — organ związku Straży Pożarnych R. P. — Numer ten poświęcony został sprawozdaniu z dwudziestoletnich poczyniń na polu akcji przeciwpożarowej. Poprzedzony wstępem „Od Redakcji”, z aforyzmem Prezesa Rady Ministrów, oraz art. wstępnym prezesa Zw. Straży Pożarnych R. P. W. Gołuchowskiego, daje nam cały szereg bardzo ciekawych artykułów: Mjr. A. Wyszynskiego pt.: „Straże pożarne w opl.”. J. Milewskiego: „Korpus techniczny Związku w akcji obrony przeciwpożarowej Państwa”, inż. S. Kruszkowskiego: „Zapobieganie pożarom i katastrofom w polskim ustawodawstwie techniczno-budowlanym”, S. Rudzińskiego: „Prawodawstwo przeciwpożarowe”, S. Pałowski: „Samorządy w akcji przeciwpożarowej”, inż. J. Kowalczyka: „Rozwój techniki pożarniczej i rola Wydz. Techn. Związku, I. Jabłonowskiego: „Rozwój wyszkolenia pożarniczego”, inż. M. Lewickiego: „Postępy chemii pożarniczej”, inż. J. Sawaszyńskiego: „Akcja zaopatrzenia wodnego”, inż. T. Konica: „Budownictwo a pożary”, inż. M. Rogowskiego: „Zabezpieczenia przeciwpożarowe

we zakładach przem.”, Bud. M. Kosteckiego: „Budownictwo strażackie”, Mjr. W. Jercho: „Przygotowanie samoobrony ludności”. Dalej O. Einfeld i mgr W. Misterek mówią o pożarach w ostatnim 20-leciu, M. Radwan o „Obronie przeciwpożarowej w wojsku”, K. Kosewski o „Obronie przeciwpoż. na P.K.P.”, a M. Wilczyńska o „Żeńskiej Służbie Pożarniczej”, oraz Mgr S. Grzeszczak o „Użyciu wód publ. i przyw. w czasie pożaru”.

DOM, OSIEDLE, MIESZKANIE, Nr 11 — organ Polskiego Tow. Ref. Mieszk. poświęcony budownictwu tani mieszkań w III Rzeszy. Bruno Szwan, Dyrektor Niem. Zw. Ref. Mieszk. w obszernym artykule omawia: „Współczesne problemy mieszkań robotniczych w Niemczech”, a J. Strzelecki opowiada o swych wrażeniach, zebranych podczas wycieczki do Niemiec w art. pt.: „Budownictwo mieszkaniowe w Niemczech”. Obydwa te bardzo ciekawe artykuły, przedstawiają wszechstronnie całokształt budownictwa mieszkaniowego, szczególnie robotniczego w Niemczech, jego wagę, jako zagadnienia państwowego i społecznego, planowości oraz sposoby finansowania. Dział z „Książek i wydawnictw” oraz „Kronika”, uzupełniają numer.

INŻYNIER KOLEJOWY, Nr 11 — Organ Pol. Zw. Inż. Kol. poświęcony 20-leciu kolejnictwa, zawiera art. red. „1918 — 1938”, inż. B. Hummela: „Z zarania dziejów kolejnictwa polskiego”, sprawozdanie pt.: „XVI Zjazd Polskich Inżynierów Kolejowych”, inż. S. Świdły: „Długa nitka torowa”. — Kronikę krajową, zagraniczną, przegląd pism, nekrologię oraz jako dodatek „Przegląd zagranicznego piśmiennictwa kolejowego”.

CEMENT, Nr 10 — organ Związku Polskich Fabryk Cementu. Inż. L. Suwalski omawia w dalszym ciągu: „Beton wibrowany”, inż. W. Bielicki: „Beton i żelbet na IV. Zjeździe Inżynierów Budowlanych w Gdyni”, J. Suwalski w art. pt.: „Rozbijanie i wiercenie kamienia i betonu” — przedstawia nowe zdobycze techniki w dziale narzędzi do rozbijania i wiercenia betonu, a mianowicie: rozbijarki „Warsop”, charakteryzujące się lekkością, własnym źródłem napędu, ekonomiczne i tanie. Artykuł ten jest zaopatrzonej w kalkulacje dokumentujące ekonomiczność i taniość narzędzia. Przegląd piśmiennictwa zagranicznego zamyka numer.

BETON, Nr 5 — dodatek do Nr 10 „Cementu”. Art. redakcyjny pt.: „Betoniarze do czynu”, wskazuje na przyczyny i podaje sposoby na poprawę sytuacji drobnych wytwórców betonowych. W dalszym ciągu numer zawiera notatki o „Wartości technicznej i gospodarczej kanalizacji z rur betonowych”, kpt. Tadeusza Kołaczyńskiego pt.: „Kursy robót betoniarskich dla żołnierzy”, J. Powojewskiego o „Pomniku powstańców w Dalikowie” z „lastrico”, „O formach betoniarskich”, ciekawy projekt „Stojaków betonowych do rowerów” oraz o prowizorycznych „Rzeźbach z betonu trocinowego”.

GOSPODARKA WODNA, Nr 5 — Numer wydany z okazji XX. rocznicy Odrodzenia Polski, opatrzony „Słowem wstępnym” Min. Komunikacji pulk. J. Ulrycha oraz Podsekretarza st. w M. K. inż. J. Piaseckiego — zawiera artykuły: Inż. E. Romańskiego: „Gospodarka wodna na przełomie XX-lecia Niepodległości Polski”, Inż. J. Wowkonowicza: „Nasze drogi wodne i ich wykorzystanie”, Inż. T. Tillingera: „Zagadnienie sztucznych dróg wodnych w Odrodzonej Polsce”, Inż. A. Konopki: „Gdynia”, Inż. S. Wawrzkowicza: „Melioracje w Odrodzonej Polsce”, Inż. H. Herbicha: „Zasoby i wyzyskanie energii wodnej w Polsce”, Inż. A. Rundo: „Rzut oka na działalność Państwowej

Służby Hydrograficznej w okresie 1919 — 1938”, Inż. W. Rabczewski: „Pierwsze XX-lecie Niepodległości w wodociągach i kanalizacjach Polski”, Inż. W. Kollis: „Stowarzyszenia i organizacje wodne w ostatn. 20-leciu”, Prof. dr inż. K. Wójcicki: „Elektrownia wodna Kegums na rz. Dźwinie”, Inż. E. Romański: „Budowa Zakładu wodno-elektrycznego Gėnissiał na rz. Rodanie we Francji”, Inż. J. Lambor: „Największe przepływy w dorzeczu górnego Dniestru na małych zlewniach”, — poza tym dzieła: „Z robót wodnych w kraju”, z literatury techn., wspomnienie pośmiertne o ś.p. inż. J. Puzynic, recenzje i krytyki oraz kronika.

KRONIKA

KOMUNIKAT BIURA P. K. N.

Biuro PKN podaje do wiadomości, iż ukazały się w druku uchwalone przez Komitet w grudniu 1936 i 1937 r. oraz w lipcu i listopadzie 1938 r. następujące:

P O L S K I E N O R M Y

	Cena zł
<i>Kreślenie techniczne.</i>	
o-502 Skale i typy liczb wymiarowych (3-cie wydanie zmienione, 1938 r. Rok uchwały 1935).	0,50
<i>Budownictwo.</i>	
B-1635 Okna drewniane. Rodzaje okien, przekroje schematyczne, wyjaśnienia. (Niniejsza norma unieważnia poprzednią normę B-1604 z 1932 r.).	0,50
B-1636 Okna drewniane. Typy zasadnicze i pochodne. (Niniejsza norma unieważnia poprzednią normę B-1604 z 1932 r.).	0,50
B-1637 Okna futrynowe. Przykłady okien normalnych. (Niniejsza norma unieważnia normę B-1604 z 1932 r.).	0,50
B-1638 Okna futrynowe o wysokości prześwitu do 1500 mm. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn. (Niniejsza norma unieważnia poprzednie normy okien futrynowych B-1605 do 1608 i 1610 do 1615)	0,50
B-1639 Okna futrynowe o wysokości prześwitu ponad 1500 mm. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn. (Niniejsza norma unieważnia poprzednie normy okien futrynowych B-1605 do 1608 i 1610 do 1615)	0,50
B-1640 Okna futrynowe trzyskizydłowe. Szczegóły konstrukcyjne ram i futryn. Przekroje poziome. (Niniejsza norma unieważnia poprzednią normę okien futrynowych B-1609)	0,50
B-1641 Okna futrynowe. Szczegóły: ślemiona, słupki i szczebliny. (Niniejsza norma unieważnia poprzednie normy okien futrynowych B-1605 do 1615)	0,50
B-1642 Okna futrynowe. Obliczenie materiału drzewnego. (Niniejsza norma unieważnia poprzednią normę B-1616 z 1933 r.)	0,50

INFORMATOR — KALENDARZ BUDOWLANY

W roku 1938 tak jak i w latach ubiegłych wychodzi z druku *Informator Kalendarz Budowlany*, na rok 1939 wydawany przez Towarzystwo Wydawnictw Informacyjnych. Redaktorami Naczelnymi tego Kalendarza są: Dr Inż. Prof. St. Kunicki i Inż. T. Klodnicki. Na treść Kalendarza składa się pięć działów: *Dział I*, zawiera Kalendarz na rok 1939 oraz informacje jakie roboty budowlane można wykonywać w odpowiednich porach roku. *Dział II*, zawiera — tablice matematyczne, miary i wagi, miernictwo, wagi własne materiałów i ustrojów budowlanych, obciążenia i siły zewnętrzne do obliczeń i projektowania. *Dział III*, zawiera tablice wytrzymałości materiałów, środków ciężkości i momentów bezwładności, momentów statycznych, Obliczenia statyczne, Spawanie. *Dział IV*, zawiera materiały budowlane, Budownictwo ogólne, stalowe, żelbetowe, drewniane, przeciwołotnicze. *Dział V* wreszcie zawiera: Budowę dróg. Kalendarz ten idzie coraz więcej po linii podania jak najwięcej informacji praktycznych z dziedziny budownictwa, nie pomijając działu teoretycznego.

TANIE ŹRÓDŁO LITERATURY TECHNICZNEJ

Chcącym uzupełnić swe biblioteki książkami z zakresu literatury technicznej, a w szczególności budowlanej, zwracamy uwagę, że znana księgarnia Gebethner i Wolff, Warszawa, ul. Sienkiewicza 9, wydała ostatnio obszerny katalog posiadanych w swym dziale antykwariatu książek technicznych. Katalog ten obejmuje kilka tysięcy pozycji, przeważnie książek w języku niemieckim. Choć są to dzieła wydane nieraz przed kilku laty, o nieprzemijającej wartości technicznej, cena ich wynosi czasami do $\frac{1}{10}$ ceny nowej książki.

Na żądanie wysyła księgarnia katalog.

KRAKOWSKIE TOWARZYSTWO TECHNICZNE

W związku z cyklem odczytów na temat dróg wodnych w Polsce, Krakowskie Towarzystwo Techniczne na skutek zgłoszonej przez Prof. Uniw. Jagiel. Dr Inż. Adama Rożańskiego rezolucji wystosowało do Pana Marszałka Polski Śmigłego Rydza, Pana Premiera Gen. Sławoj-Składkowskiego i Pana Wicepremiera Inż. Kwiatkowskiego pismo następującej treści:

„Krak. Towarzystwo Techniczne zwraca się niniejszym z gorącą prośbą o wzięcie pod uwagę sprawy budowy drogi wodnej Zagłębie Węglowe—Kraków—Dunajec oraz energicznego podjęcia robót regulacyjnych na Wiśle, aby rozpoczęte dzieło C.O.P.-u wzmocnić, zaś Gdyni stworzyć zaplecze i w ten sposób obu tworom Pana Wicepremiera Inż. Kwiat-

kowskiego dać jak najlepsze podstawy dalszego rozwoju, a Zagłębiu dać możliwość taniego dowozu rudy, zaś rozwoju węgla i stali po całej Polsce oraz wywozu ich zagranicę. Drogi te wodne, obok wielkiego znaczenia dla gospodarki narodowej Polski, są niezmiernie ważne i dla jej obronności, która wymaga rozwinięcia wszelkiego rodzaju komunikacji. Dla rozwiązania powyższych zadań konieczne jest powołanie z powrotem Ministerstwa Gospodarki Technicznej, jakim było zniesione Ministerstwo Robót Publicznych, któreby scalilo w jednym resorcie rozrzucone dziś po różnych Ministerstwach, Ligach, Bankach i w Funduszu Pracy — agendy techniczne, których działalność nie kierowana z jednego fachowego ośrodka jest dla Państwa tej miary jak Polska zupełnie niewystarczającym paliatywem".

KONGRES BADANIA MATERIAŁÓW W R. 1940

Dnia 21.VI.1938 r. odbyło się w Düsseldorfie posiedzenie Stałego Komitetu Międzynarodowego Związku Badania Materiałów. Celem obrad posiedzenia tego Komitetu był wybór tematów na kongres Międzynarodowego Związku Badania Materiałów, który odbędzie się w czasie między 3—7. VI.1940 r. w Monachium. Polski Związek Badania Materiałów reprezentował Prof. Dr M. T. Huber, przewodniczący tego Związku. Obszerniejsze sprawozdanie z Międzynar. Związku Badania Materiałów podamy w oddzielnej notatce, obecnie ograniczymy się jedynie do podania tematów, jakie będą przedmiotem obrad kongresu.

Tematy te podzielone będą na cztery grupy, w zależności od charakteru referatu. W zakresie budownictwa ważne są grupy:

Tematy grupy B

1. Wpływ spoiwa na wielkość skurczu zaprawy wapiennej i betonu,
2. Chemiczne, fizyczne i mechaniczne badania wypalonych kamieni (budowlanych oraz kieniemi służących do wykładania chodników),
3. Badanie odporności kamieni sztucznych i naturalnych na wpływy atmosferyczne i mróz.

Tematy grupy D

1. Badanie materiału bez jego zniszczenia (pomiar naprężeń: optyczne i rentgenograficzne badania magnetyczne i akustyczne),
2. Precyzyjna technika pomiarowa w nauce o badaniach materiałów (mechaniczne, fizyczne i chemiczne sposoby),
3. Badanie mikrostruktury materiałów.

W grupie B wybrany został na przewodniczącego prof. M. E. H. Tjadem — Amsterdam.

W grupie D wybrany został na przewodniczącego prof. inż. M. Roß, wiceprzewodniczący prof. dr M. T. Huber.

Polski Związek Badania Materiałów weźmie czynny udział w Kongresie Międzynarodowego Związku Badania Materiałów dla przedstawienia naszego dorobku.

W związku z powyższym prosimy o zgłaszanie w nieprzekraczalnym terminie do dnia 31.XII.1938 r. tematów opracowanych lub będących w opracowaniu w zakresie przewidzianego planu. Tematy te prosimy kierować do swych sekcji fachowych na ręce przewodniczącego, po czym po zaopiniowaniu będą przesłane do Związku Badania Materiałów.

Przewodniczącym Sekcji Budowlanej w Polskim Związku Badań Materiałów jest prof. Paszkowski. Referaty z tej grupy prosimy zgłaszać do Sekretariatu Polskich Inżynierów Budowlanych: Warszawa, ul. Mazowiecka 4.

Rubertin



Rubertol

MATERIAŁY IZOLACYJNE

FABRYKA PAPY BITUMICZNEJ, SMOŁOWCOWEJ, JUTY IZOLACYJNEJ, PREPARATÓW IZOLACYJNYCH I ASFALTU

A. PESZKE

Warszawa, Zawiszy 8, telefon 208 - 96

PRZEDSIĘBIORSTWO ROBÓT IZOLACYJNYCH, DEKARSKICH, BLACHARSKICH, ASFALTOWYCH

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. Kędziński.

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 12

GRUDZIĘŃ

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

Wszystkim Członkom i Przyjaciółom naszego Związku z okazji Świąt Bożego Narodzenia i Nowego Roku przesyłamy tą drogą serdeczne życzenia

OD REDAKCJI

Niniejszym numerem zamykamy wydawanie „Biuletynu Związku Polskich Inżynierów Budowlanych”, zapoczątkowane w marcu 1936 r. przez Redakcję „Przeglądu Budowlanego”, która gościła nas do czerwca rb. Od stycznia 1939 będziemy podawać wiadomości o pracach Zw. Pol. Inż. Bud. w formie Komunikatu na końcu pisma „Inżynieria i Budownictwo”, lecz bez osobnego jego wydzielenia graficznego.

ŚWIADCZENIA NA POMOC ZIMOWĄ

Ogólnopolski Komitet Pomocy Zimowej bezrobotnym ustalił w porozumieniu z organizacjami przemysłowymi i zawodowymi stawki na tegoroczną pomoc zimową. Opłaty te należy przysyłać pod adresem Komitetu (w Warszawie, Stołeczny Obywatelski Komitet Zimowy Pomocy Bezrobotnym, P. K. O. 70.201) w ciągu 5. miesiący od grudnia rb. do kwietnia 1939 najpóźniej do 15-go każdego miesiąca.

Opłaty oblicza się dla pracowników umysłowych (inżynierowie pracujący w biurach) od pensji miesięcznej; instrukcje otrzymały odnośnie biura i przedsiębiorstwa od swych organizacyj.

Poza tym należy opłaty te składać również od dochodów z wolnej praktyki zawodowej, a więc w zakresie naszego zawodu z dochodów za wykonywanie projektów, kierownictwa itp.

Składki od wolnych zawodów oblicza się od średniego dochodu miesięcznego netto uzyskanego w roku 1937. Wynoszą one:

od 160 — 300 zł	1/2%
od 301 — 400 zł	3/4%
od 401 — 600 zł	1%
od 601 — 1000 zł	2%
od 1001 — 2000 zł	2 1/2%
od 2001 — 3000 zł	4%
od 3001 — 5000 zł	5%
od 5001 wzwyż	6%

Dla przykładu jeżeli ktoś miał z wolnej praktyki na cały rok 1937 dochód netto (czyli taki, od którego obliczony miał podatek dochodowy) w kwocie 6000 zł, czyli średnio 500 zł miesięcznie obowiązany jest opłacać na Pomoc Zimową od grudnia rb. do kwietnia 1939 (przez 5 miesięcy) po 1% od 500 zł, czyli 5 zł miesięcznie. Może on także wpłacić jednorazowo 25 zł.

I. POLSKI ZJAZD SPAWALNICZY

Z inicjatywy Stowarzyszenia dla Rozwoju Spawania i Cięcia Metali w Polsce zorganizowany będzie I. Polski Zjazd Spawalniczy w Warszawie w dniach od 20—22 kwietnia 1939 r.

Zjazd ma zobrazować obecny dorobek techniki polskiej w dziedzinie spawania metali i ustalić wytyczne dalszej pracy. Wobec szerokiego zastosowania jakie spawanie i zgrzewanie metali znalazło w technice, Związek nasz z uznaniem przyjął inicjatywę Stowarzyszenia dla R. S. i C. M., ofiarując swoją współpracę przy organizacji Zjazdu. Z ramienia Związku weszli w skład Komitetu Organizacyjnego Zjazdu prof. dr inż. Bryła oraz dr inż. Poniz.

W następnych numerach biuletynu podamy bliższe szczegóły Zjazdu.

ZIMOWA WYCIECZKA DO CHAMONIX

Nawiązując do naszego komunikatu, ogłoszonego w naszym biuletynie w m-cu listopadzie br. — niniejszym podajemy Sz. Kolegom szczegółowy program i warunki uczestnictwa:

Dzień 2 luty — Warszawa — Odjazd wycieczki o godz. 9.15 (rano).

Dzień 2 luty — Berlin — Przyjazd o godz. 19.16, — kolacja w bufecie dworcowym, przewiezienie Uczestników i bagaży na Anhalter-Bhf, odjazd o godz. 21.25.

Dzień 3 luty — Monachium — Przyjazd o godz. 7.38 rano, rozlokowanie w hotelu, po śniadaniu zwiedzanie autokarem miasta, popołudniu zwiedzanie muzeów, kolacja w hotelu, nocleg.

Dzień 4 luty — Monachium — po śniadaniu w hotelu, przeprowadzenie na dworzec i około godz. 8. odjazd w kierunku Szwajcarii.

- Dzień 4 luty — Genewa — Przyjazd o godz. 20. — przeprowadzenie do hotelu, kolacja — nocleg.
- Dzień 5 luty — Genewa — Po śniadaniu przewiezienie na dworzec Gèneve—Eaux—Vives i odjazd około godz. 10 rano.
- Dzień 5—10 luty — Chamonix — Przyjazd o godz. 13.54 i rozlokowanie w hotelu, pobyt wypoczynkowy w Chamonix do dnia 10 lutego. Pobyt w Chamonix, najwykwintniejszej miejscowości turystycznej i uzdrowiskowej Alp francuskich u stóp lodowca Mont Blanc, podczas pełnego sezonu. W międzyczasie zorganizowana będzie całodzienna wycieczka autokarowa do okolicznych uzdrowisk i stacji wysokogórskich.
- Dzień 10 luty — Chamonix — Po śniadaniu przeprowadzenie na dworzec o godz. 9.16.
- Dzień 10 luty — Aix—les—Bains — Przyjazd o godz. 14.03, obiad w restauracji dworca kolejowego, odjazd o godz. 16.30, kolacja w wagonie restauracyjnym.
- Dzień 11 luty — Genua — Przyjazd około godz. 5. rano, śniadanie w bufecie kolejowym, odjazd o godz. 7. r.
- Dzień 11 luty — San Remo — Przyjazd o godz. 10 rano, przeprowadzenie do hotelu i rozlokowanie Uczestników.
- Dzień 11—21 luty — San Remo — Pobyt wypoczynkowy w San Remo, najelegantszej miejscowości kąpielowej włoskiej Riviery. Idealny wypoczynek wśród wiecznie zielonych cyprysów, pinii, oliwek i drzew laurowych. — Kasyno gry. — Podczas pobytu w San Remo będą urządzone dwie całodziennie wycieczki autokarowe, jedna wzdłuż wybrzeża morskiego, druga w Alpy Nadmorskie.
- Dzień 21 luty — San Remo — Po śniadaniu przeprowadzenie na dworzec i odjazd o godz. 9.15, — obiad w wagonie restauracyjnym.
- Dzień 21 luty — Mediolan — Przyjazd o godz. 15.15, — zwiedzanie miasta autokarem, po kolacji odjazd o godz. 19.
- Dzień 21 luty — Wenecja — Przyjazd o godz. 23.38 i rozlokowanie w hotelu.
- Dzień 22—23 luty — Wenecja — Pełne utrzymanie i nocleg w hotelu, zwiedzanie miasta vaporetto i spacerem, po obiedzie przeprowadzenie na dworzec i odjazd o godz. 17.37, kolacja w wagonie restauracyjnym.
- Dzień 24—26 luty — Budapeszt — Przyjazd o godz. 9.45, — rozlokowanie w hotelu, dwurazowe zwiedzanie miasta autokarem, wszystkie posiłki i nocleg w hotelu.
- Dzień 26 luty — Budapeszt — Po śniadaniu przewiezienie na dworzec i odjazd o godz. 7.21.
- Dzień 26 luty — Warszawa — Przyjazd o godz. 23.30 i zakończenie wycieczki.

Cena udziału w wycieczce wynosi w klasie III. zł 795.

Cena udziału w wycieczce wynosi w klasie II. zł 860.

Cena powyższa obejmuje: przejazdy kolejowe w odnośnej klasie na całej trasie, od granicy polskiej do granicy polskiej, miejsca w wagonach kolejowych rezerwowane. Pełne utrzymanie podczas trwania wycieczki, tak w hotelach jak i restauracjach oraz wagonach restauracyjnych, przewidziane w niniejszym programie, ulokowanie w pokojach 2-osobowych w dobrych hotelach, wszystkie imprezy i wycieczki zawarte w powyższym programie, paszporty indywidualne i wizy, opłatę wszystkich taks hotelowych, mel-

dunków, napiwków służbie hotelowej i restauracyjnej, transfer bagażu Uczestników z dworców do hoteli i odwrotnie, przejazdy autokarami, opiekę i fachowe kierownictwo podczas podróży, pobytów wypoczynkowych i zwiedzań przez cały czas trwania wycieczki.

Wycieczkę poprowadzi p. Karol Burzyński, który dał się poznać z najlepszej strony prowadząc zeszłoroczną wycieczkę naszego Związku na Wystawę w Paryżu.

Pokoje pojedyncze mogą być dla Uczestników zarezerwowane, w bardzo jednak ograniczonej ilości i za oddzielną dopłatą zł 35.

Ceny powyższe nie obejmują: biletów kolejowych w granicach Państwa Polskiego, tj. od miejsca zamieszkania do granicy pod Zbąszyniem i od granicy pod Boguminem do miejsca zamieszkania, — oraz napojów podczas posiłków.

WYCIECZKA DODATKOWA

W wypadku zgłoszenia się co najmniej 10 Uczestników, podczas pobytu wypoczynkowego w San Remo będzie zorganizowana specjalna wycieczka turystyczna o nast. programie.

Dzień 17 luty — San Remo — Po śniadaniu odjazd o godz. 10 r., obiad w wagonie restauracyjnym.

Dzień 17 luty — Genua — Przyjazd o godz. 14.15 — odjazd godz. 15, — kolacja w wagonie restauracyjnym.

Dzień 17—19 luty — Rzym — Przyjazd o godz. 24, — rozlokowanie w hotelu, 3-krotne zwiedzenie miasta autokarami i pieszo, wszystkie posiłki, 2 noclegi w hotelu, odjazd o godz. 19, — kolacja w wag. restauracyjnym.

Dzień 19—21 luty — Florencja — Przyjazd godz. 23, — rozlokowanie, posiłki i 2 noclegi w hotelu, półtoradniowe zwiedzanie miasta i muzeów, autokarami i pieszo, odjazd godz. 18, — kolacja w wagonie restauracyjnym.

Dzień 19—21 luty — Wenecja — Przyjazd godz. 22, — rozlokowanie w hotelu i połączenie z wycieczką główną.

Cena udziału w wycieczce wynosi w klasie III. zł 50.—.

Cena udziału w wycieczce wynosi w klasie II zł 65.—, przy czym należności powyższe, ze względów dewizowych, winny być wpłacone przy zapisie na wycieczkę w Polsce. Zgłoszenia na powyższą wycieczkę nie mogą być dokonywane w Italii.

Bagaż Uczestników: Kierownictwo wycieczki przewozi na swój rachunek bagaż uczestników w ilości jednej dużej walizy na osobę; bagaż podręczny np. nesesery, płdy itd. Uczestnicy przenoszą sami. Za bagaż dodatkowy, którym ma się opiekować Kierownictwo, pobiera się dodatkową dopłatę w wys. zł 10 od sztuki, bez względu na jego wielkość.

Sprawy walutowe i dewizowe. Uczestnicy otrzymają do swej dyspozycji poza opłatami wniesionymi w kierownictwie za udział w wycieczce, pewne kwoty, których wysokość ostatecznie zdecyduje Komisja Dewizowa. Sumy te wynosić będą przypuszczalnie około Zł 200—400 na osobę mniej więcej, przy czym zaznaczamy, iż waluty w markach niemieckich oraz Pengö węgierskich można będzie otrzymać nawet w większych ilościach, natomiast przydział franków francuskich będzie bardzo ograniczony. Liry włoskie otrzymać będzie można tylko w określonej ilości. Obowiązywać będą oficjalne kursy czeków turystycznych PIR-u. Przy zamawianiu walut zagr. pobierana będzie również opłata za

czynności banków polskich i zagr. oraz komisji dewizowej w wys. kilku do kilkunastu zł, zależnie od wysokości zamówionych dewiz.

Zapisy i zgłoszenia. Zapisy w absolutnie ograniczonej ilości będą przyjmowane jedynie do dnia 10 stycznia 1939 do godz. 19. W wycieczce brać mogą udział Członkowie naszego Związku i Ich Rodziny oraz wprowadzeni Goście. Przy zapisie obowiązuje złożenie zadatku w kwocie zł 100. Reszta opłat oraz należności za zamówione dewizy, powinny być wpłacone do dnia 20 stycznia 1939 do godz. 17. Wpłaty można skutecznie osobiście w Związku, w Warszawie, ul. Mazowiecka Nr 4, lub przekazem pocztowym, względnie na r-k czekowy w P. K. O. Nr 29787, z zaznaczeniem: „na wycieczkę zagr.“.

Komisja Wycieczkowa Związku zastrzega sobie prawo zmiany programu wycieczki lub nawet całkowitego jej odwołania, o ile sytuacja polityczna lub dewizowa tego by wymagały.

Pasporty i wizy. Celem uzyskania paszportu należy do dnia najdalej 10 stycznia 1939 przesłać do Komisji Wycieczkowej Związku następujące dokumenty:

1) dowód osobisty ze stwierdzoną polską przynależnością państwową względnie legitymację urzędnika państwowego lub przeterminowany paszport zagraniczny,

2) mężczyźni w wieku do lat 50. — dokumenty wojskowe, oficerowie zaś — zezwolenie na wyjazd zagranicę wydane przez:

P. K. U. dla oficerów w rezerwie, pospolitego ruszenia i w stanie spoczynku;

Biuro Personalne M. S. Wojsk. — dla oficerów służby czynnej,

3) mieszkańcy Warszawy — poświadczenie zamieszkania, wydane przez Biuro Meldunkowe Wydziału Ewidencji Ludności Zarządu Miejskiego,

4) mieszkańcy prowincji — zezwolenie Starostwa na wyjazd zagranicę i na wystawienie paszportu zagranicznego przez Starostwo w Warszawie,

5) 4 fotografie wymiaru paszportowego na białym tle bez nakrycia głowy,

6) podanie o paszport zagraniczny,

7) dla nieletnich — zezwolenie ojca lub prawno opiekuna na wyjazd zagranicę oraz dowód osobisty ojca.

Wiza Francuska:

Dla uzyskania wizy francuskiej przedstawić należy dokument stwierdzający, że podróżny wyjeżdża do Francji wyłącznie w celach turystycznych i nie pozostanie tam dłużej, jak to przewiduje program wycieczki. Przeważnie wystarczają następujące dokumenty:

1) dla urzędników państwowych — legitymacja służbowa,

2) dla urzędników prywatnych — zaświadczenie firmy stwierdzające, że dana osoba korzysta z urlopu, po powrocie z którego powróci na zajmowane stanowisko oraz książeczka ubezpieczeniowa Ubezpieczalni Społecznej, z której wynika, że pracownik już najmniej od roku zatrudniony jest w tejże firmie,

3) dla osób uprawiających wolne zawody, jak: lekarze, adwokaci, architekci itp., — zaświadczenie odnośnej Izby lub Zrzeszenia zawodowego, oraz ostatnie wezwanie lub pokwitow. Urzędu Skarb. za podatek dochod.,

4) dla kupców i przemysłowców — świadectwo przemysłowe I. lub II. kategorii, względnie zaświadczenie Izby Przemysłowo-Handlowej (kupcy i przemysłowcy niższych kategorii — muszą dodatkowo przedstawić ostatnie wezwanie płatnicze na podatek dochodowy),

5) dla właścicieli nieruchomości ziemskich i miejskich — wyciągi rzeczowe z ksiąg hipotecznych oraz ostatnie wezwanie płatnicze Urzędu Skarbowego na podatek dochodowy lub podatek od nieruchomości względnie podatek gruntowy.

Osoby zamieszkałe poza terenem kompetencji Warszawskiego Konsulatu Francuskiego powinny uzyskać zgodę Konsula Francuskiego, kompetencji którego podlegają, na wydanie wizy przez Konsulat Warszawski. Podział kompetencji terytorialnej Konsulatów Francuskich jest następujący:

Konsulat w Warszawie, ul. Frascati 22: województwa: Warszawskie, Łódzkie, Lubelskie, Białostockie, Nowogródzkie, Poleskie, Wileńskie.

Konsulat w Gdyni, ul. 10 Lutego: województwo Pomorskie.

Konsulat w Katowicach, ul. 3 Maja 23: województwa Kieleckie i Śląskie.

Konsulat w Katowicach, ul. 3 Maja 23: województwa: Krakowskie.

Konsulat we Lwowie, ul. Czarnieckiego 4: województwa: Lwowskie, Stanisławowskie, Tarnopolskie i Wołyńskie.

Konsulat w Poznaniu, ul. Berwińskiego 1: województwo Poznańskie.

DO NOWEGO YORKU, NA WYSTAWĘ ŚWIATOWĄ

Związek Inżynierów Budowlanych urządza w sezonie letnim 1939, całomiesięczną wycieczkę do Nowego Yorku na Wystawę Światową. Podróż odbędzie się przebudowanym dla celów turystycznych statkiem „Kościuszko“.

W czasie 6 i pół dnia pobytu w Nowym Yorku zorganizowane będzie zwiedzanie zbiorowe Wystawy Światowej, miasta i okolicy ze szczególnym uwzględnieniem obiektów technicznych, jako to budowy dróg, kolei podziemnych i powietrznych, mostów, tunelu pod Hudsonem, wielkich drapaczy chmur i Empire State i R. C. A. itp.

Cena biletu wycieczkowego wynosi od \$1040.— do \$1250.—. Ze względu na niewielką ilość kabin na pokładach mostowym i spacerowym, zaleca się natychmiastowe, a w każdym razie przed dniem 31 stycznia 1939, zgłaszanie udziałów w wycieczce w Sekretariacie Związku Inżynierów Budowlanych w Warszawie przy ul. Mazowieckiej 4, Tel. 517-85, w godzinach urzędowych.

WOLNE POSADY

Potrzebni inżynierowie budowlani do prowadzenia (nadzorowania) robót na okres 1½ do 2 lat na prowincji.

Warunki:

- 1) narodowość polska,
- 2) wyznanie: rzym.-kat.,
- 3) wiek — do 40 lat,
- 4) dobry stan zdrowia,
- 5) oficer rezerwy,
- 6) prawo kierowania robotami budowlanymi,

wynagrodzenie: miesięcznie 600 — 700 zł, lub procentowo od kosztorysu wykonawczego.

Ilość miejsc wolnych — 8. Praca do objęcia od marca 1939 r.

Kandydaci proszeni są o zgłaszanie się z dokumentami w godz. 10—12 do Szefostwa Budownictwa KOP. Warszawa, ul. Chalubińskiego 3 b do dnia 15 stycznia 1939 r.

TERMINARZ IMPREZ ODDZIAŁU WARSZAWSKIEGO

organizowanych wspólnie z Kolem Inżynierów Dróg
i Mostów

24 grudnia br. w sobotę w godz. 12—16 odbędzie się w lokalu Stow. Techn. tradycyjna „rybka“.

31 grudnia br. w sobotę odbędzie się w lokalu Stow. Techn. uroczyste spotkanie Nowego Roku, połączone z zabawą taneczną.

Informacje u kol. J. Kozierskiego, tel. 5-13-39 w godz. 12 — 15.

9 stycznia 1939 r. w poniedziałek — herbatka z pogadanką inż. T. Klodnickiego na temat: „Most im. J. Piłsudskiego w Warszawie“, pocz. o godz. 20.

W dniach 6 — 8 stycznia 1939 r. — projektowana jest wycieczka do Zakopanego celem zwiedzenia nowych obiektów technicznych, budowanych z okazji Międzynarodowych Zawodów Narciarskich (trybuny, skocznice, kolejka na Gubałówkę, garaże autobusowe itp.), oraz terenów narciarskich Jaworzyny Spiskiej.

Włość uczestników ograniczona do 40 osób. Przybliżony koszt wycieczki z drogą i utrzymaniem 60 zł od osoby. Zgłoszenia przyjmuje do dnia 19.XII. br. kol. J. Kozierski, tel. 5-13-39 w godz. 12 — 15.

ZEBRANIE DELEGATÓW LABORATORIÓW BUDOWLANYCH

Dnia 9 grudnia odbyło się zebranie delegatów Laboratoriów Budowlanych i osób pracujących przy badaniach w budownictwie przy udziale następujących delegatów:

Prof. inż. Emil Bratro

kier. Laboratorium Budowlano-Drogowego Politechniki Lwowskiej,

Inż. Antoni Szuman

kier. Poznańskiej Stacji Doświadczalnej Badania Materiałów Budowlanych,

Dyr. Fr. Limbach

del. Laboratorium „Polmin“, Drohobycz,

Inż. Stanisław Gawliński

del. Laboratorium Budowlano-Drogowego Politechniki Lwowskiej,

Inż. Karol Machalski

kier. Laboratorium Śl. Technicznych Zakł. Naukowych w Katowicach,

Inż. A. Mystkowski

del. Laboratorium Biura Badań Techn. Saperów, Min. Spraw Wojskowych,

Inż. E. Szczepaniak

del. Laboratorium Wytrzymałości Materiał. Politechniki Warszawskiej i Laboratorium Budowlano-Rentgenowskie Dyr. Okr. Kolei Państw.,

Inż. dr Tomasz Kluz

del. Departamentu Budownictwa Min. Spraw Wojskowych,

Inż. Jan Grębski

del. Laboratorium do Bad. Cementu z Fund. im. J. B. i B. Eigerów, przy Zakładzie Technol. Nieorg. Politechn. Warsz.

Inż. B. Filipowicz

del. Centralnego Laboratorium Badawczego P. K. P.,

Inż. R. Kurowski

del. Laboratorium Wytrzymałości Materiałów Politechniki Warszawskiej,

Inż. Antoni Kobyliński

del. Drogowego Instytutu Badawczego przy Politechnice Warsz.,

Inż. Wilhelm Grossman

del. Centralnego Laboratorium Badawczego Tow. „Karpaty“, w Jedliczu,

Inż. Jerzy Nechay

del. Związku Fabryk Cementu i Związku Pol. Inżynierów Budowlanych,

Prof. inż. dr Stefan Bryła

kier. Zakładu Badawczego Budownictwa Politechniki Warszawskiej.

Usprawiedliwili nieobecność prof. inż. dr Maksymilian Huber, Prof. inż. Wacław Paszkowski, inż. Alfred Dziedziul i inż. dr Z. Kragen.

N i e m i a ł y p r z e d s t a w i c i e l a :

Laboratorium Instytutu Badania Gruntów przy Katedrze Geologii Uniw. Jag., Kraków,

Stacja Doświadczalna przy Zakładzie Mineralogii i Petrografii Akademii Górniczej, Kraków,

Ceramiczna Stacja Doświadczalna Politechniki Lwowskiej, Lwów,

Zakład Botaniki i Mikrobiologii Politechniki Warszawskiej, Warszawa,

Laboratorium Badań Przewodności Dźwięków przy Zakładzie Budownictwa Politechniki Warszawskiej,

Instytut Badawczy Lasów Państwowych, Warszawa,

Laboratorium Rafinerii „Galicja“, Drohobycz,

Laboratorium cementowni „Firley“, Górka,

Prywatne Laboratorium Technologii i Wytrzymałości Betonu, inż. dr Bronisław Bukowski, Warszawa,

Laboratorium Drogowe Urzędu Wojewódzkiego Śląskiego, Katowice,

Biuro Badań Technicznych Broni Pancernej, Warszawa.

Z ważniejszych spraw, omówionych na tym zebraniu wymienić należy następujące.

Delegaci przedstawili krótkie sprawozdania z działalności reprezentowanych przez siebie zakładów badawczych. Większość danych została zamieszczona w spisie laboratoriów budowlanych, który znajduje się w II. tomie „Kalendarza Przeglądu Budowlanego“ na r. 1939. Szczegółowe zaś sprawozdanie zostanie umieszczone w następnych numerach „Biuletynu Laboratoriów Budowlanych“.

Ponieważ znana broszura „Laboratoria Budowlane w Polsce“, wydana przez nasz Związek w r. 1935 w nakładzie 500 egz. została już wyczerpana, postanowiono wydać jej nowy nakład, zupełnie przerobiony, z wykorzystaniem materiałów, które będą podane w „Biuletynie Lab. Bud.“.

W dalszym ciągu uchwalono regulamin Komisji Laboratoriów Bud., ustalono kto i na jakiej zasadzie może być jej członkiem, omówiono sprawę opracowania i wprowadzenia w życie wspólnego cennika za badania znormalizowane oraz wybrano nowy Zarząd Komisji.

Szczegółowe sprawozdanie ze sposobu realizacji wszystkich uchwał podane będą w „Biuletynie Lab. Bud.“.

KOMISJA KAMIENI BUDOWLANYCH

Prace Komisji postępują stale naprzód. Ostatnio zakończono dyskusję nad projektem tablicy:

„Zestawienie rodzajów badań materiału kamiennego do celów budowlanych z zaznaczeniem wskazanych badań w zależności od przeznaczenia materiału kamiennego“.