

INŻYNIERIA i BUDOWNICTWO

ORGAN ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

ROK II

LIPIEC 1939

NR 7

T R E Ś Ć: Inż. J. Mutermilch i inż. E. Olszewski — Wymiarowanie konstrukcyj stalowych na podstawie teorii plastyczności. Inż. T. Kozłowski — Konstrukcja stoczni Marynarki Wojennej w Gdyni. Inż. T. Konic — Walka z zadymieniem powietrza. Zbrojenie betonu na ścinanie (Dyskusja). Recenzje. Z prasy technicznej. Przegląd prasy. Komunikaty Zw. Polskich Inżynierów Budowlanych.

Inż. JERZY MUTERMILCH i inż. EUGENIUSZ OLSZEWSKI (Warszawa)

WYMIAROWANIE KONSTRUKCJI STALOWYCH NA PODSTAWIE TEORII PLASTYCZNOŚCI

W ostatnich czasach w obliczeniach konstrukcji stalowych coraz szersze zastosowanie znajduje tzw. *teoria plastyczności*. Wymiarowanie na podstawie tej teorii umożliwiając lepsze wyzyskanie materiału pozwala na projektowanie racjonalniejsze i oszczędniejsze w porównaniu z ogólnie dotąd stosowanym wymiarowaniem według *teorii sprężystości*.

Teoria plastyczności nie jest jeszcze całkowicie skryształizowana, sformułowanie jej podstaw i poszczególne zagadnienia podlegają ciągle naukowej dyskusji, była też ona jednym z głównych tematów obrad ostatniego berlińskiego Kongresu Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcji (A.I.P.C.). Liczne badania doświadczalne wykazują jednak zgodność zasadniczych wniosków tej teorii z rzeczywistością, to też w wielu krajach obowiązujące przepisy dopuszczają już jej stosowanie w obliczeniach konstrukcji stalowych.

Także i ostatnie polskie normy PN/B—190. *Konstrukcje stalowe — Obliczanie*, zawierają następujący § 10:

„Przy obliczaniu belek statycznie niewyznaczalnych dopuszcza się obliczanie z uwzględnieniem tzw. *teorii plastyczności materiału*”.

Konstruktorzy polscy dość rzadko jednak wyzyskują wskazaną w tym paragrafie możliwość stosowania teorii plastyczności. Oprócz pewnego przyzwyczajenia do dawnych metod obliczania i nieufności do wszelkich nowych pomysłów i teorii grają tu niewątpliwie znaczną rolę trudności, jakie napotykają konstruktorzy pragnący zapoznać się z podstawami i metodami teorii plastyczności. Wprawdzie literatura przedmiotu jest, szczególnie w języku niemieckim, bardzo obfita, prace te jed-

nak (których część wymieniono w podanym na końcu spisie literatury) omawiają na ogół tylko pewne wybrane zagadnienia teorii plastyczności, nie zawierając systematycznego jej opracowania, rozproszenie zaś tych prac po różnych czasopiśmie nader utrudnia korzystanie z nich. Literatura natomiast polska ogranicza się do kilku zaledwie artykułów pokrótce omawiających niektóre zagadnienia teorii lub pewne przykłady jej zastosowania.

Ta trudność zapoznania się z teorią plastyczności jest tym bardziej dotkliwa, że wspomniany § 10 PN/B—190 sformułowany jest bardzo lakonicznie, co zmusza konstruktora do znacznej ostrożności przy wymiarowaniu konstrukcji na tej podstawie.

Głównym więc zadaniem, jakie stawia sobie praca niniejsza, jest przedstawienie zasad teorii plastyczności oraz krytyczne omówienie jej zastosowania w najważniejszych konkretnych przypadkach. Na podstawie przestudiowanej literatury i przedyskutowania poszczególnych zagadnień dochodzimy tu do pewnych wniosków dotyczących zakresu i sposobu stosowania teorii plastyczności.

Końcowe te rozważania uzasadniają sformułowany przez nas projekt uzupełnienia § 10 PN/B—190. Paragraf ten bowiem powinien zdaniem naszym zawierać bliższe sprecyzowanie zakresu stosowania teorii plastyczności jak również ustalać obowiązujące przy tym współczynniki bezpieczeństwa.

Osobny wreszcie rozdział poświęcamy tu omówieniu najnowszych prac z dziedziny teorii plastyczności dotyczących tzw. *nowych warunków plastyczności*, o których w literaturze polskiej znaleźliśmy tylko krótkie wzmianki.

1. Główne założenia teorii plastyczności.

Według stosowanych dotychczas metod opartych na rozkładzie naprężeń wynikającym z prawa Hooke'a obliczenie wytrzymałościowe konstrukcji stalowych odbywa się na podstawie naprężeń dopuszczalnych. Obliczenie takie, które w dalszym ciągu nazywać będziemy dla uproszczenia obliczeniem według teorii sprężystości, polega na sprawdzeniu, czy w każdym punkcie konstrukcji naprężenia rzeczywiste (wywołane przez dane obciążenie) są mniejsze od naprężeń dopuszczalnych. Jeżeli chodzi o jedynie nas tu obchodzące naprężenia normalne¹⁾, to naprężenie dopuszczalne określone jest jako $\frac{1}{n}$ dolnej granicy plastyczności rozciąganej próbki stalowej (lub jako $\frac{1}{n_1}$ doraźnej wytrzymałości próbki). W wypadkach najczęściej spotykanych, gdy naprężenia są proporcjonalne do obciążeń, powyższa definicja współczynnika bezpieczeństwa n jest równoznaczna z warunkiem, że n -krotne zwiększenie rzeczywistych obciążeń nie wywołuje jeszcze przekroczenia granicy plastyczności w żadnym punkcie konstrukcji, w założeniu, że aż do granicy plastyczności stal jest materiałem sprężystym.

Natomiast według teorii plastyczności wymiarowanie konstrukcji odbywa się na podstawie jej granicznej nośności. Nośnością nazywamy tu maksymalne obciążenie nie wywołujące jeszcze zniszczenia danej konstrukcji nawet przy wielokrotnym jego statycznym powtórzeniu, przy czym uważamy, że zniszczenie następuje w chwili, gdy odkształcenia konstrukcji poczynają wzrastać bez wzrostu obciążeń.

W ten sposób obliczenie konstrukcji sprowadza się właściwie do zagadnienia stateczności, a związana z niestatecznością równowagi geometryczna zmienność konstrukcji jest zatem oznaką przekroczenia jej nośności.

Odkształcenia konstrukcji przy pierwszym obciążeniu składają się z odkształceń sprężystych i plastycznych, następne jednak statyczne obciążenia muszą się odbywać czysto sprężysto, w przeciwnym bowiem razie odkształcenia trwale zwiększałyby się stale przy powtarzaniu obciążeń, co praktycznie byłoby równoznaczne ze zniszczeniem konstrukcji.

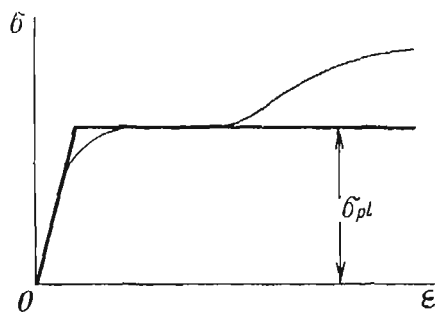
Przy wymiarowaniu miarodajne jest obciążenie dopuszczalne, stanowiące $\frac{1}{n}$ część tak określonej nośności, przy czym współczynnik bezpieczeństwa n , ogólnie biorąc, może mieć inną wartość, niż współczynnik bezpieczeństwa n przyjmowany przy wymiarowaniu na podstawie naprężeń dopuszczalnych²⁾.

W wypadku osiowego rozciągania pręta zniszczenie następuje w chwili, gdy w jednym z przekrojów pręta naprężenia osiągają granicę plastyczności, w tym wypadku zatem oba sposoby wymia-

rowania są przy jednakowych współczynnikach bezpieczeństwa równoznaczne.

W innych jednak wypadkach (np. elementy zginane, układy prętowe statycznie niewyznaczalne) osiągnięcie granicy plastyczności w jednym punkcie konstrukcji nie jest bynajmniej równoznaczne, jak to zobaczymy niżej, z jej zniszczeniem (w sensie powyższej definicji) i nośność konstrukcji zostaje osiągnięta dopiero przy pewnym dalszym zwiększeniu obciążenia. Obrazowo można powiedzieć, że gdy pewne części konstrukcji wskutek osiągnięcia przez materiał stanu plastyczności tracą zdolność dalszego zwiększenia oporu odkształceniom, to niektóre inne części, nie doprowadzone jeszcze do tego stanu, zwiększają swój udział w pracy konstrukcji pozwalając na dalszy wzrost obciążenia.

Praktycznie biorąc teoria plastyczności pozwala tu na większe, w porównaniu z teorią sprężystości, obciążenie konstrukcji o danych wymiarach lub też na zmniejszenie tych wymiarów dla danego obciążenia, wszystko w założeniu jednakowych lub niezbyt wiele się od siebie różniących współczynników bezpieczeństwa \bar{n} i n dla obu sposobów wymiarowania.



Rys. 1.

Wykres pracy stalowej próbki rozciąganej ma zwykle postać przedstawioną na rys. 1. linią cienką. Dla uproszczenia rozważań przyjmuje się powszechnie zamiast tego wykresu rzeczywistego wykres złożony z dwóch prostych (na rys. 1 linie grube). W ten sposób zakładamy więc, że stal zachowuje się sprężysto aż do granicy plastyczności σ , następnie zaś odkształca się nieograniczenie bez przyrostu naprężeń. Założenia te zapewniają dostateczną ścisłość obliczeń, jeżeli, jak to zwykle ma miejsce, granice proporcjonalności i sprężystości stali niezbyt wiele różnią się od jej dolnej granicy plastyczności i jeżeli rozważane odkształcenia plastyczne nie są tak duże, aby stal wchodziła w okres twardnienia. Stal o tak uszczelnianym wykresie nazywamy *stalą elasto-plastyczną* lub *idealnie plastyczną*.

Na zachowanie się stali w elementach zginanych po osiągnięciu w skrajnych włóknach stanu płynności istnieją w teorii plastyczności zasadniczo dwa różne poglądy. Ogólnie jest dziś przyjęte założenie pierwotne, że poszczególne włókna elementu zginanego zachowują się tak samo jak rozciągana próbka stalowa, przy czym i tu przyjmuje się zwykle elasto-plastyczny wykres pracy; w tym założeniu zatem naprężenia nie mogą w żadnym punkcie konstrukcji przekroczyć granicy plastyczności σ_{pl} . Według natomiast tzw. nowych warunków

¹⁾ Sprawa naprężeń stycznych jest w teorii plastyczności zupełnie jeszcze niedostatecznie wyjaśniona i nie będziemy ich rozpatrywać w swych rozważaniach (por. rozdział 7).

²⁾ Sprawę tę omawiamy szerzej w rozdziale 7.

ków plastyczności praca pewnego włókna elementu zginanego nie jest niezależna od pracy włókien pozostałych, a naprężenia, przy których występuje płynięcie, mogą mieć wartość większą niż granica plastyczności σ_{pl} próbki rozciąganej.

W dalszym ciągu będziemy się w rozważaniach szczegółowych (rozdziały 2 — 5) opierać na pierwotnym założeniu poświęcając nowym warunkom plastyczności osobny rozdział 6.

Zaznaczyć należy, że oba te założenia mają tu tylko charakter hipotez roboczych, o których wartości decyduje zgodność otrzymywanych na ich podstawie wyników z rezultatami doświadczeń, a także prostota zastosowania. Wybór jednej z tych hipotez jest dziś jeszcze sprawą otwartą.

2. Elementy zginane.

W pracy przekroju obciążonego momentem zginającym możemy w czasie statycznego wzrostu obciążenia wyróżnić trzy okresy:

1) Okres sprężysty. Odkształcenia każdego włókna są proporcjonalne do naprężeń, a więc w założeniu płaskich przekrojów wykres naprężeń ma kształt trójkątny (rys. 2a). Okres ten kończy się, gdy naprężenia w skrajnych włóknach osiągną wartość granicy plastyczności σ_{pl} .

2) W następującym okresie drugim odkształcenia włókien skrajnych, stosownie do przyjętego warunku elastoplastyczności stali, rosą bez wzrostu naprężeń w tych włóknach. Przy wzroście obciążenia następuje stopniowe rozszerzanie się obszarów plastyczności ku środkowi przekroju. Zachowując dalej w mocy założenie płaskich przekrojów, co znajduje zresztą potwierdzenie doświadczalne, otrzymujemy wykres naprężeń w kształcie dwóch trapezów (rys. 2b).

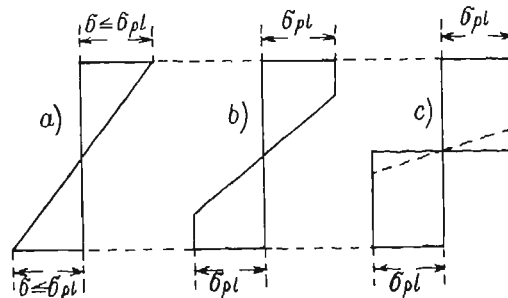
3) Przy dalszym wzroście obciążenia wykres naprężeń 2b zbliża się asymptotycznie do granicznej postaci przedstawionej linią pełną na rys. 2c. Obszar plastyczności objął tu już cały przekrój, wobec czego moment sił wewnętrznych nie może już dalej wzrastać, czyli odkształcenia przekroju zachodzą rosnąć bez zwiększania się obciążeń. Taki stan przekroju jest równoznaczny z określonym w rozdziale poprzednim zniszczeniem, odpowiedni zaś moment zginający \bar{M} stanowiący obciążenie przekroju będzie jego nośnością³⁾, o ile jeszcze udowodnimy, że statyczne odciążenia i ponowne obciążenia przekroju momentem \bar{M} będą się odbywały sprężystie.

Dowód ten przeprowadzimy dla okresu 2 (rys. 3a), którego granicznym przypadkiem jest miarodajny dla nośności okres 3.

Gdyby poszczególne włókna przekroju mogły się odkształcać niezależnie jedno od drugiego, to

³⁾ Wykres naprężeń w postaci dwóch prostokątów (rys. 2c) jest w rzeczywistości nieosiągalny, gdyż musiałby mu odpowiadać nieskończenie wielkie odkształcenia poszczególnych włókien. Gdy jednak wykres naprężeń ma kształt trapezowy zbliżony do prostokątnego (linia przerywana na rys. 2c) to bardzo małym przyrostom obciążenia odpowiadają bardzo duże przyrosty odkształceń. Stan ten można by więc już uznać za zniszczenie przekroju, odpowiedni moment jest jednak bardzo bliski momentowi odpowiadającemu wykresowi prostokątnemu. Popelniamy więc niewielki tylko błąd obliczając nośność na podstawie granicznego wykresu prostokątnego.

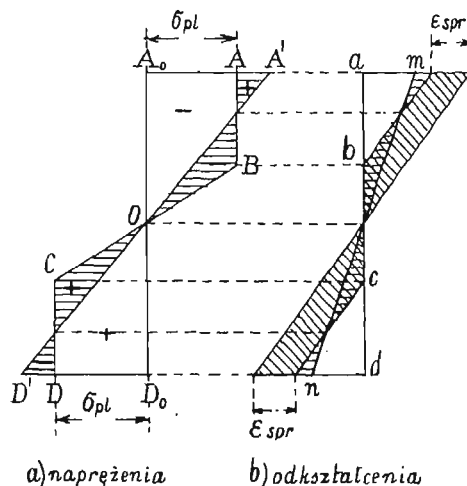
przy odciążeniu znikłyby ich odkształcenia sprężyste, tj. zakreskowana ukośnie część wykresu 3b. W obszarze *bc*, w którym odkształcenia były wyłącznie sprężyste, a więc równe $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$, włókna wróciłyby do swej pierwotnej długości. W obszarach natomiast zewnętrznych *ab* i *cd* zniknęłaby sprężysta część odkształceń równa $\epsilon = \frac{\sigma_{pl}}{E} = \text{const}$, przy czym włókna obszaru *ab* pozostałyby jeszcze



Rys. 2.

skrócone plastycznie, a włókna obszaru *cd* — wydłużone. Naprężenia w tym wypadku spadłyby w całym przekroju do zera.

Ponieważ jednak odkształcenia poszczególnych włókien są ze sobą związane warunkiem płaskości przekroju, przeto muszą powstać odkształcenia dodatkowe doprowadzające przekrój do pewnej płaskiej postaci *mn*. Tym sprężystym odkształceniom (zakreskowanym poziomo) odpowiadają pozostałe po odciążeniu naprężenia wewnętrzne (zakreskowane na wykresie 3a). Położenie płaszczyzny *mn*,



Rys. 3.

a więc i rozkład odpowiednich naprężeń wewnętrznych uwarunkowany jest koniecznością spełnienia równań równowagi przekroju nieobciążonego.

Przy powtórny obciążeniu naprężenia spowodowane momentem zginającym sumują się z istniejącymi naprężeniami wewnętrznymi. Łatwo spostrzec, że momenty wykresu A_0ABCDD_0 i wykresu $A_0A'DD_0$ są sobie równe, gdyż moment wykresu $AA'DDCB$ jako moment naprężeń przekroju nieobciążonego jest równy zeru. Stąd wniosek, że powtórne obciążenie przekroju momentem,

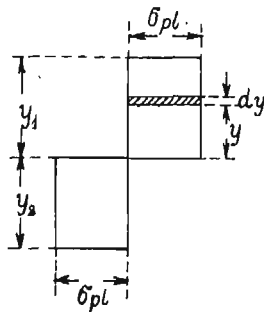
który po raz pierwszy wywołał wykres A_0ABCDD_0 , powoduje naprężenie według wykresu $A_0A'D'D_0$, co łącznie z naprężeniami pozostałymi z pierwszego obciążenia daje ten sam początkowy wykres naprężeń A_0ABCDD_0 .

Zauważyć można, że przy powtórnym obciążeniu granica plastyczności zostaje osiągnięta we wszystkich włóknach obszarów ab i cd jednocześnie, a zatem bez powstawania odkształceń plastycznych. Powtórne obciążenie odbywa się w ten sposób całkowicie sprężysto, a więc i skutki jego znikają przy odciążeniu. Można by tu powiedzieć, że działanie pierwszego obciążenia powodującego odkształcenia plastyczne jest równoznaczne w skutkach z takim podwyższeniem granicy plastyczności, że wszelkie następne obciążenia nieprzekraczające pierwszego odbywają się już sprężysto.

W ten sposób udowodniliśmy, że wartość \bar{M} jest istotnie, według przyjętej definicji, nośnością przekroju.

Moment ten obliczymy z równań równowagi przekroju:

Suma rzutów sił na kierunku prostopadły do przekroju daje (rys. 4):



Rys. 4.

$$\int_0^{y_1} \sigma_{pl} b dy = \int_0^{y_2} \sigma_{pl} b dy \quad (1)$$

gdzie $b = f(y)$ jest szerokością przekroju w danym punkcie.

Z równania tego wynika, że

$$\int_0^{y_1} b dy = \int_0^{y_2} b dy \quad (2)$$

a więc że oś obojętna dzieli tu przekrój na dwie części o równych polach.

Suma momentów sił daje:

$$\int_0^{y_1} \sigma_{pl} b dy \cdot y + \int_0^{y_2} \sigma_{pl} b dy \cdot y = \bar{M} \quad (3)$$

lub

$$\sigma_{pl} \left[\int_0^{y_1} b y dy + \int_0^{y_2} b y dy \right] = \bar{M} \quad (3a)$$

gdzie y oznacza bezwzględną wartość rzędnej danego elementu przekroju.

Wyrażenie w nawiasie przedstawia sumę momentów statycznych górnej i dolnej części przekroju względem osi obojętnej, której położenie

określone jest przez równanie (2). Oznaczając to wyrażenie przez S otrzymamy następujący wzór na moment niszczący tj. nośność przekroju:

$$\bar{M} = S \sigma_{pl} \quad (4)$$

W przekrojach posiadających poziomą oś symetrii jest ona zarazem osią obojętną, a S równa się wtedy podwojonemu momentowi statycznemu połowy przekroju względem tejże osi:

$$S = 2 \int_0^{b/2} b y dy \quad (5)$$

Wzorowi (4) odpowiada w teorii sprężystości wzór na n -krotny moment dopuszczalny w przekroju zginanym:

$$M = W \sigma_{pl} \quad (6)$$

który to moment można nazwać nośnością przekroju według teorii sprężystości.

Ponieważ suma momentów statycznych S jest zawsze większa od wskaźnika wytrzymałości W , więc

$$\bar{M} = S \sigma_{pl} = \frac{S}{W} M > M \quad (7)$$

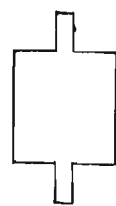
przy czym różnica między \bar{M} i M jest tym większa, im więcej materiału jest skupione koło osi obojętnej przekroju.

Np. dla przekroju prostokątnego $S = \frac{1}{4} b h^2$,

$$W = \frac{1}{6} b h^2, \text{ a więc } \bar{M} : M = S : W = 1,5.$$

Dla przekrojów natomiast cienkościennych używanych w konstrukcjach stalowych stosunek ten jest znacznie mniejszy i wynosi np. dla dwuteowników około 1,15⁴⁾.

Dla przekroju jak na rys. 5 według teorii sprężystości dodanie do prostokąta dwóch wąskich pasków pionowych zmniejsza nośność przekroju, gdyż pomimo wzrostu J zmniejsza się W . W teorii plastyczności nie mamy tego sprzecznego z intuicją konstruktora wyniku, gdyż przez dodanie pasków zwiększamy S , a więc i nośność przekroju⁵⁾.



Rys. 5.

Wprowadzone wyżej pojęcie nośności przekroju zginanego znajduje bezpośrednie zastosowanie do obliczenia statycznie wyznaczalnego belek stalowych.

Za zniszczenie takiej belki uważamy mianowicie stan, gdy co najmniej w jednym z jej przekrojów (tzw. przekroju niebezpiecznym) moment zginający osiąga wartość równą nośności tego przekroju:

$$M_{max} = \bar{M} \quad (8)$$

Obciążenie belki wywołujące ten moment będzie jej nośnością, przy czym pojęcie to będzie się w każdym wypadku odnosiło do danego typu czy schematu obciążenia. Np. nośnością belki według

⁴⁾ Tablicę S dla różnych przekrojów zawiera praca prof. Hubera (spis lit Nr 1). W pracy tej S oznaczono przez W .

⁵⁾ Znajduje to potwierdzenie w doświadczeniach Patona i Gorbunowa (spis lit. Nr 9).

rys. 6 będzie wartość siły P określona warunkiem $M_c = \bar{M}$, czyli równaniem

$$\frac{Pl}{4} = S \sigma_{pl} \quad (9)$$

Podobnie nośnością belki według rys. 7 będzie wartość obciążenia ciągłego q wyznaczona z warunkunku $Ma = \bar{M}$, czyli z równania

$$\frac{ql^2}{2} = S \sigma_{pl} \quad (10)$$

W przekroju, którego nośność została przekroczone, powstaje tzw. przegub plastyczny⁶⁾. Przekrój taki nie może już zwiększyć swego oporu rosnącym odkształceniom, wskutek czego styczne do odkształconej bezpośrednio na lewo i na prawo od niego mogą się względem siebie obracać tworząc załamanie o kącie mniejszym od 180°. Przegub plastyczny tym się różni od zwykłego, że panuje w nim stały moment zginający $\bar{M} = S \sigma_{pl}$ i że opisane wyżej odkształcenia w tym punkcie mają charakter plastyczny⁷⁾.

Powstanie przegubu plastycznego w jednym przekroju belki statycznie wyznaczalnej tworzy z niej układ geometrycznie zmienny, którego odkształcenia mogą rosnąć bez wzrostu obciążeń, co według definicji rozdziału 1 odpowiada stanowi zniszczenia.

Pierwsze obciążenie belki równe jej nośności wywołuje w tych przekrojach, w których naprężenia rozkładają się według rys. 2b, oprócz sprężystych również odkształcenia (obroty) trwałe pozostające po odciążeniu. Te ostatnie, związane z odpowiednim układem naprężeń wewnętrznych (rys. 3a), wywołują trwałe wygięcie belki. Ponowne natomiast obciążenie belki odbywają się już czysto sprężysto ze względu na sprężystość odkształceń w poszczególnych przekrojach.

Praktycznie obliczeniu belki statycznie wyznaczalnej według teorii plastyczności można nadać postać analogiczną do stosowanego powszechnie obliczenia na podstawie dopuszczalnych naprężeń. Podstawiając $\bar{M} = S \sigma_{pl}$ i dzieląc obie strony zasadniczego równania (8) przez współczynnik bezpieczeństwa n równy stosunkowi nośności do obciążenia dopuszczalnego otrzymujemy:

$$M_{dop} = \frac{M_{max}}{n} = \frac{S \sigma_{pl}}{n} \quad (8a)$$

W belkach zginanych statycznie wyznaczalnych momenty są niezależne od odkształceń, a więc zawsze proporcjonalne do obciążeń, wobec czego współczynnik n oznacza tu również stosunek momentu niszczącego do momentu dopuszczalnego. Wymiarowanie belki odbywać się może zatem na podstawie wzoru:

$$\frac{M_{rz}}{S} \leq \frac{\sigma_{pl}}{n} \quad (11)$$

gdzie M_{rz} oznacza największy moment w belce

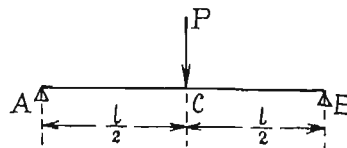
⁶⁾ Ścisłej, zgodnie z odnośnikiem³⁾, przekrój zdąża do tego stanu asymptotycznie.

⁷⁾ Wynika stąd, że działanie przegubu plastycznego jest „jednostronne”, co obszerniej omówiono w rozdz. 5.

pod działaniem danego obciążenia. Wzorowi temu w teorii sprężystości odpowiada znany wzór:

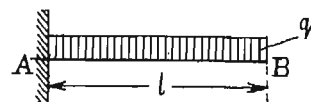
$$\frac{M_{rz}}{W} \leq \frac{\sigma_{pl}}{n} = \sigma_{dop} \quad (12)$$

Całe zagadnienie komplikuje się bardzo w wypadku jednoczesnego zginania i ściskania (lub rozciągania), gdyż momenty zależne tu od odkształceń nie są już proporcjonalne do obciążeń. Trudności obliczeniowe przy stosowaniu teorii plastyczności są tu bez porównania większe, niż w teorii sprężystości⁸⁾. Zamierzając obszerniej omówić to



Rys. 6.

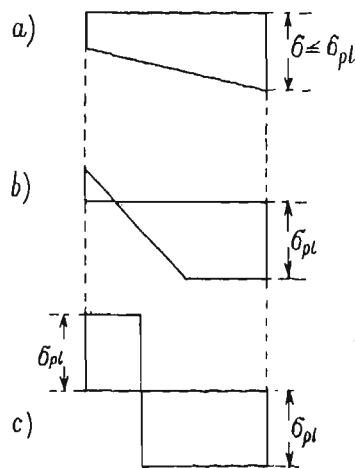
bardziej specjalne zagadnienie w osobnej pracy, ograniczymy się tu tylko do zaznaczenia, że teoria plastyczności interpretując zjawisko jednoczesnego zginania i ściskania jako zagadnienie stateczności upodabnia je pod tym względem do zjawiska wyboczenia.



Rys. 7.

W dość prosty natomiast sposób można stosować teorię plastyczności w wypadku, gdy odkształcenia pręta mimośrodowego obciążonego są tak małe, że możliwe jest pominięcie ich wpływu na wielkość momentów zginających.

Podobnie jak przy zginaniu możemy tu wyróżnić trzy okresy pracy przekroju podczas statycznego wzrostu obciążenia. Po okresie sprężystym (rys. 8a) następuje okres drugi, w którym część przekroju jest doprowadzona do stanu plastyczności (rys. 8b). Wykres naprężeń dąży tu asymptotycznie do postaci według rys. 8c, która odpowiada granicznemu stanowi zniszczenia przekroju.



Rys. 8.

Na podstawie dwóch równań równowagi można w każdym wypadku znaleźć położenie osi obojętnej oraz wartość obciążenia niszczącego przekrój, czyli jego nośność.

W wypadkach prętów statycznie wyznaczalnych będzie to jednocześnie nośność pręta.

(dalszy ciąg nastąpi)

⁸⁾ Patrz spis lit. Nr 6, 8c, 18, 19, 20.

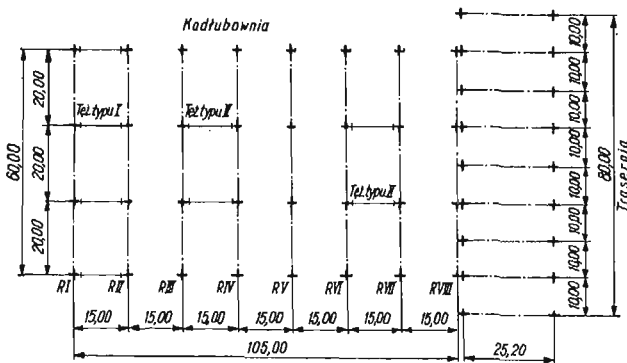
KONSTRUKCJA STOCZNI MARYNARKI WOJENNEJ W GDYNI



Rys. 1. Kadłubownia i trasernia. Widok ogólny.

Stocznia Marynarki Wojennej w Gdyni jest już na ukończeniu i społeczeństwo polskie, tak żywo interesujące się obecnie sprawami polskiego morza, z utęsknieniem będzie oczekiwać chwili ukazania się pierwszego okrętu polskiej marynarki wojennej wykonanego w tej stoczni.

Celem niniejszego artykułu jest opis konstrukcji stalowej dwóch najgłówniejszych budynków stoczni, tj. kadłubowni i traserni. Widok tych budynków po całkowitym ukończeniu pokazano na rys. 1, plan zaś ich na rys. 2.



Rys. 2. Rozplanowanie ramownic kadłubowni i traserni.

Kadłubownia jest budynkiem trzynawowym o jednej kondygnacji, trasernia zaś jednonawowym i jednopiętrowym. Budynek traserni jest ograniczony w kierunku podłużnym dwoma blokami muryrowanymi, w których będą się mieścić biura, szatnie i umywalnie.

W budynkach kadłubowni i traserni zarówno główna konstrukcja nośna, jak szkielet ścian i okna zostały wykonane ze stali. Wypełnienie ścian stanowi mur z cegły.

Konstrukcja stalowa budynków jest efektowna i bardzo ciekawa, gdyż główne jej elementy stanowią spawane ramownice o dużej rozpiętości przęsła i znacznej wysokości. Jest to więc konstrukcja

o typie będącym do pewnego stopnia nowością w Polsce. Pomimo to przy wykonywaniu konstrukcji ram nie natknięto się na żadne specjalne trudności dzięki ogromnemu doświadczeniu, jakie w ostatnich latach uzyskano w Polsce w dziedzinie konstrukcji spawanych.

Zasadniczą część konstrukcji stalowej kadłubowni stanowi 8 trójprzęsłowych ram, rozstawionych co 15,00 m (rys. 3 i 4). Rozpiętość każdego z przęsła ramy wynosi 20,00 m, teoretyczna zaś wysokość ram wynosi 12,410 m.

Ramy te nie są w ścisłym tego słowa znaczeniu trójprzęsłowymi ramownicami, ponieważ każda z nich składa się z dwóch ramownic jednoprzęsłowych, jednowspornikowych w skrajnych nawach, na wspornikach których opiera się zawieszona na belkę stanowią środkowe przęsło ramy. Takie rozwiązanie konstrukcyjne miało na celu zmniejszenie stopnia statycznej niewyznaczalności, stworzyło jednak konieczność dania podłużnych przerw dylatacyjnych w płycie dachowej.

Ramownice zostały wykonane jako blachownic spawane o zmiennym przekroju dwuteowym. Poszczególne części i przekroje ramownic pokazano na rys. 5.

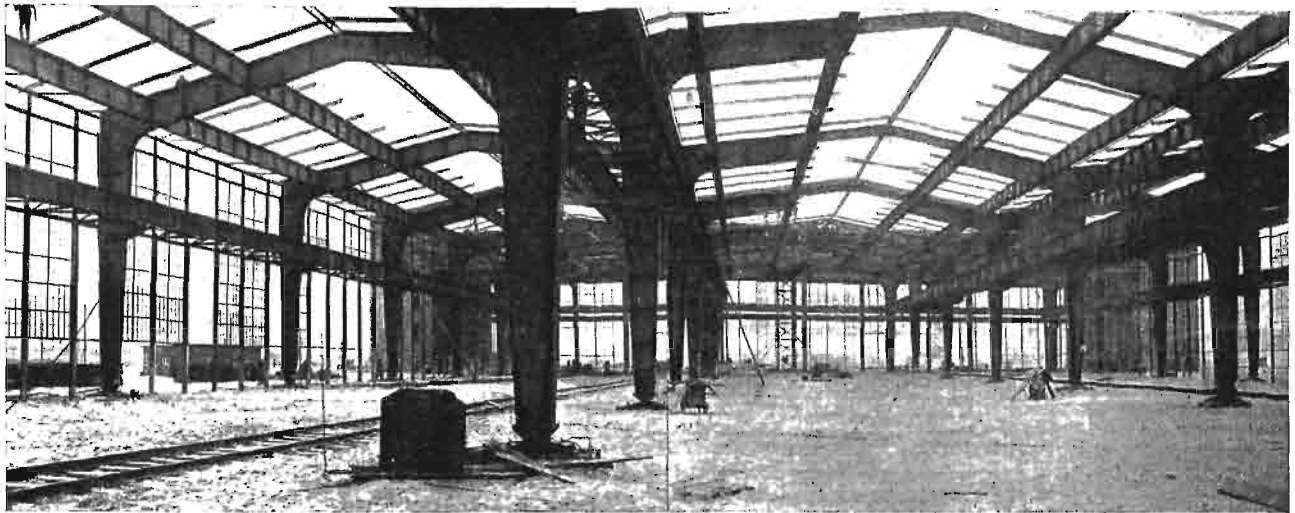
Styki montażowe, konieczne ze względu na duże wymiary ramownic, wykonano jako nitowane (rys. 6). Przy rozplanowaniu tych styków należało podzielić konstrukcję na elementy dające się przewieźć kolejną. Spowodowało to konieczność wykonania styków montażowych w węzłach ramownic, tj. w miejscach, w których występują największe momenty gnące i siły tnące oraz bardzo duże siły osiowe. Ponieważ wymiary nakładek stykowych były również ograniczone przez konieczność zachowania skrajni i możliwość złożenia elementów konstrukcji na montażu, trzeba było zastosować nity o dużej średnicy, a mianowicie w stykach średników o \varnothing 25 i 28 mm, w stykach zaś pasów nawet o \varnothing 34 mm.

Skrajne węzły ramownic wykonano w sposób pozwalający na łatwe dołączenie rozpór ram poszerzających budynek do pięciu naw (teoretyczna rozpiętość wyniesie wtedy 100 m).

Środniki nóg i rozpór ram stanowią blachy o grubości 13 mm. W węzle środkowym grubość średnika zwiększono do 33 mm ze względu na bardzo duże momenty gnące. Sposób połączenia blach średników o grubości 33 mm pokazano na rys. 7.

Pasy blachownic nóg stanowią blachy o szerokości 500 mm i grubości od 25 do 40 mm, pasy zaś blachownic rozpór — blachy o szerokości 450 mm i grubości od 18 do 33 mm. Poszczególne odcinki blach pasów połączone są spoinami bezpośrednimi przekrytymi ponadto od strony wewnętrznej nakładkami rombowymi.

Blachy pasów i średników połączone są spoinami pachwinowymi ciągłymi 10 mm.



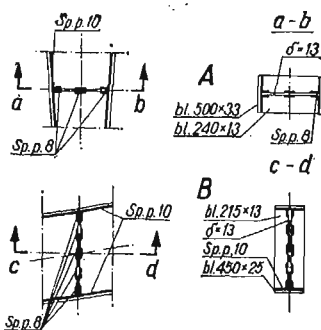
Rys. 3. Wnętrze kadłubowni i traserni.

Ze względu na duże wymiary i znaczną grubość węzłowych blach fasonowych w węzle środkowym blachy te zostały wykonane z kilku części spawanych spoinami bezpośrednimi. Spoiny te zostały ponadto przekryte obustronnymi nakładkami grubości 20 mm, co było koniecznym ze względu na wielkość momentów gnących w miejscach styków i wymagane przez przepisy zmniejszenie naprężenia dopuszczalnego w głównej konstrukcji.

Węzeł narożny skrajnej nogi (rys. 8) został rozwiązany inaczej niż węzeł środkowy, gdyż nie zastosowano w nim wstawki fasonowej o grubości 33 mm, zastępując ją średnikiem o grubości 13 mm i dwiema nakładkami o grubości 10 mm. W ten sposób uzyskano łączną grubość 33 mm, potrzebną ze względów wytrzymałościowych. Konieczność takiego rozwiązania wynikała z opisanego przewidywania poszerzenia budynku.

Każdy ze słupów ram zaopatrzony jest w łożysko przegubowe — (rys. 3). Łożyska te składające się z wahacza i kadłuba zostały wykonane jako specjalne odlewy stalowe o obrobionych powierzchniach tocznych.

Na wysokości 6,395 m nad poziomem podłogi przymocowane są do nóg ramownic skrzynkowe wsporniki, na których spoczywają belki podsuwnicowe, rys. 8. Konstrukcja wsporników była bardzo trudna do zaprojektowania. Trudności te jednak udało się pokonać dzięki rozwiązaniu pokazanemu na rys. 9.



Rys. 5. a. — Przekrój nogi ramowej głównej kadłubowni, b. — Przekrój rozporu ramowej głównej kadłubowni.

Jak już wspomniano wyżej rozporę środkową nawy ramownicy stanowi przesło zawieszone na przegubach wsporników ramownic naw skrajnych. Przesło to jest spawaną blachownicą, załamana w widoku bocznym (rys. 3).

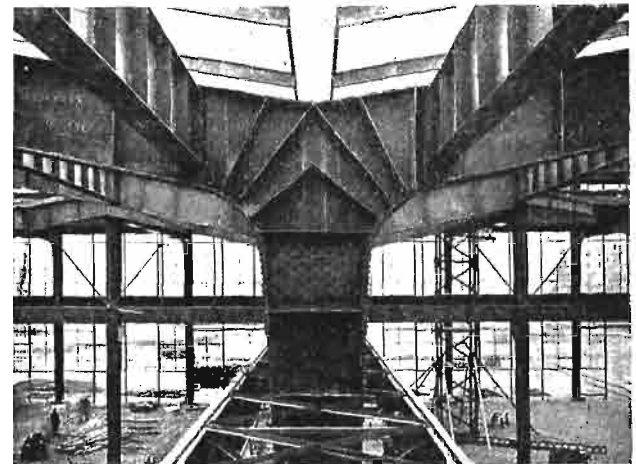
Ramownice główne są stężone pomiędzy sobą tężnikami zaprojektowanymi również w rozwiązaniu ramowym (rys. 4

i 10). Tężniki są dwóch typów — o przekrojach silniejszych pomiędzy ramownicami R_I i R_{II} i o przekrojach słabszych, stężające ramy pośrednie.



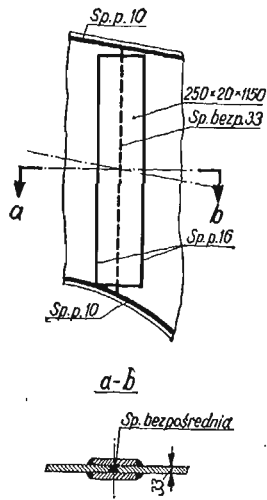
Rys. 4. Szkielet ściany szczytowej i rama skrajna R_I .

Zadaniem tężników pomiędzy ramownicami R_I i R_{II} jest nie tylko stężenie tych ramownic pomiędzy sobą, lecz również przejście sił poziomych



Rys. 6. Styk montażowy w środkowym słupie ramownicy głównej.

od parcia wiatru na ścianę szczytową. Ponieważ tężniki są znacznie niższe od ramownic głównych wiatr przenoszący się z górnej części ściany bezpośrednio na ramownicę główną zostaje przejęty przez tężnik za pośrednictwem specjalnie w tym celu dodanego zastrzału (rys. 3 i 11). Parcie wiatru na dolną część ściany przenosi się na tężnik bezpośrednio, ponieważ środek nogi tężnika jest połączony na całej swej długości z nogą ramownicy.



Rys. 7. Połączenie blach środnika ram kadłubowni w węzle środkowym.

Całkowity więc przekrój brzośny do obliczenia ma kształt pokazany na rys. 11b przy uwzględnieniu przekroju nogi ramownicy głównej.

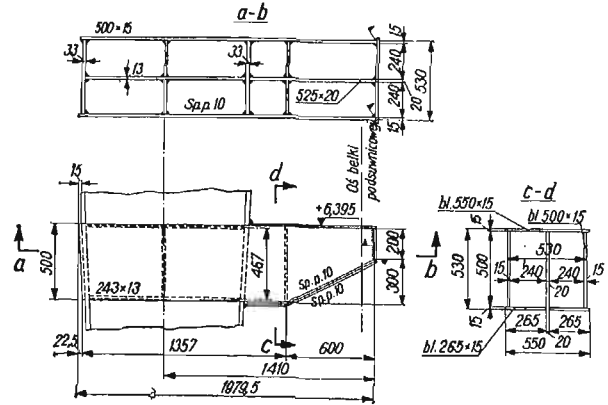
Przekrój rozporę ram tężników jest dwuteowy

o stałym środniku i zmiennych blachach pasów (rys. 11a).

Styki warsztatowe ramownic tężników są spawane (spoiny bezpośrednie), styki montażowe są nitowane (rys. 11a).

Przekrycie dachu kadłubowni stanowi płyta żelbetowa grubości 8 cm, spoczywająca na krokwiach z dwuteowników NP 16. Krokwie opierają się na płatwiach. Płatwie są dwóch typów, o prze-

Przekroje nóg i rozporę tężników oraz przekrój zastrzału pokazane są na rys. 11. Jak widać z tego rysunku przekrój nóg tężników jest teowy i zmienny. Zmienne są: szerokość blach środnika i blach pasów. Oczywiście do obliczenia przekrojów nóg przyjmowane były również odpowiednie przekroje nóg ramownic głównych.

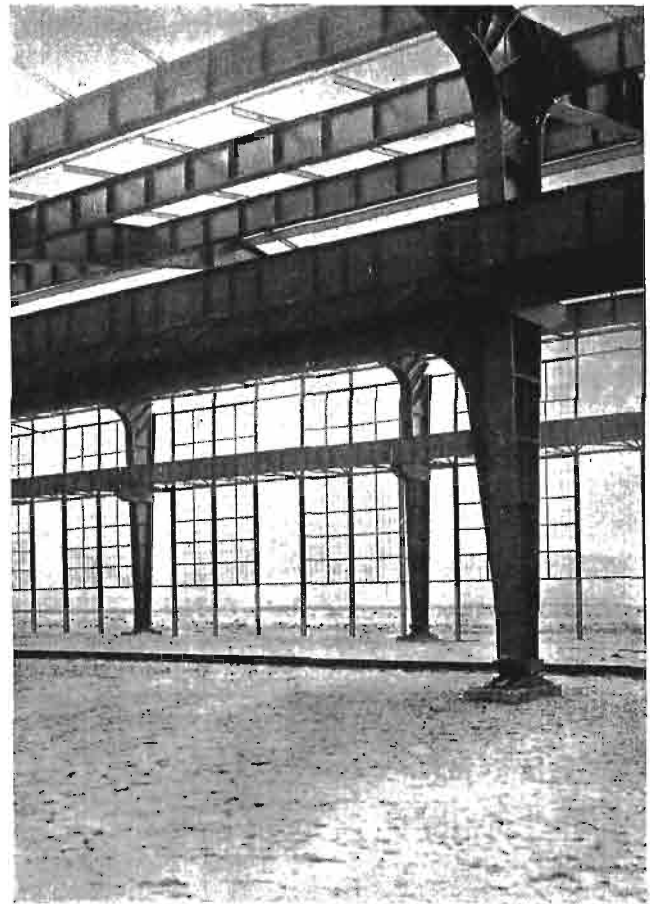


Rys. 9. Wspornik skrajnej nogi ramownicy kadłubowni.

kroju z dwuteownika NP 28 i o przekroju z blachownic spawanych. Przekrój z dwuteownika posiadają płatwie środkowe w każdej nawie, przekrój zaś z blachownic płatwie skrajne.



Rys. 8. Węzeł skrajny ramownicy i wspornik belek podsuwnicowych.

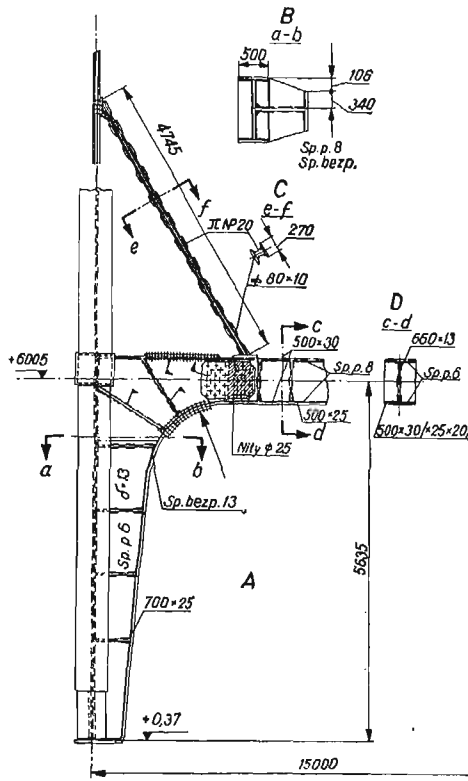


Rys. 10. Tężnik ram głównych.

Platwie obu typów są belkami ciągłymi, trójprzęsłowymi, jednospornikowymi. Podporami belek są oczywiście rozpory ramownic głównych. Na długości budynku kadłubowni znajdują się dwie trójprzęsłowe belki o rozpiętości $(3 \times 15,0 + 0,5)$ m i przeszło środkowe płatwi o rozpiętości $l = 14,0$ m, zawieszane na wspornikach belek trójprzęsłowych.

Przekrój płatwi jest dwuteowy i stały na całej długości płatwi. Przekrój ten pokazano na rys. 12. Pasy są połączone ze środkiem spoinami ciągłymi 6 mm. Blachownice płatwi są oczywiście usztywnione obustronnymi żebrami, rozstawionymi co 1,25 m.

Poszczególne przeszła płatwi są przymocowane do środków ramownic na nity przy pomocy blach czołowych (rys. 6). Ponadto, ponieważ ramownice główne są podporami płatwi, koniecznym



Rys. 11. A. — Widok tężnika wraz z zastrzałem, B. — Przekrój nogi tężnika, C. — Przekrój zastrzału, D. — Przekrój rozpory.

było dodanie w pasie górnym nakładek ciągłości (bl. 350×15 o dług. 1200). Nakładki te zostały przesunięte przez otwór w środku ramy i przyspojone na całym obwodzie spoiną pachwinową 10 mm do pasa górnego płatwi.

Przekrój przeszła środkowego jest taki sam jak przeszła skrajnych: Przesło to jest zawieszane na wspornikach trójprzęsłowych belek przy pomocy struny wahadłowej. Połączenie to, pokazane na rys. 13, stwarza dwie poprzeczne przerwy dylatacyjne w budynku.

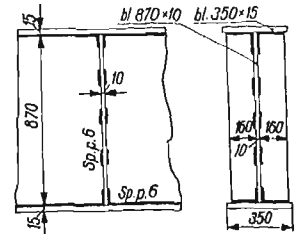
Na wspornikach słupów ramownic głównych wspierają się belki podsuwnicowe (rys. 3, 8 i 10). Belki te zostały zaprojektowane i wykonane jako belki ciągłe. Każda z nich składa się z belki cztero- i trójprzęsłowej, połączonych z sobą przy pomocy

połączenia przesuwno-przegubowego nad wspornikiem ramy V, stwarzającego przerwę dylatacyjną całości konstrukcji torów.

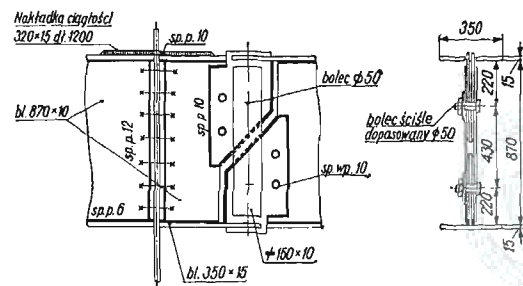
Belki podsuwnicowe wykonano jako blachownice spawane o średniku z blachy 900×8 i pasach z blach o grubości 10 mm i szerokości zmiennej od 190 do 280 mm. Pasy są połączone ze środkiem spoiną pachwinową ciągłą 6 mm. Belki usztywniono żebrami przechodzącymi przez całą wysokość belki rozstawionymi mijankowo oraz krótkimi, trójkątnymi żeberkami, zapobiegającymi zwichrzeniu ściskanych części pasów.

Styki warsztatowe blach środków wykonano przy pomocy spoin bezpośrednich V, dawanych w miejscach najmniejszych momentów. Blachy pasów stykowano również przy pomocy spoin bezpośrednich, wzmacniając je od strony wewnętrznej pasów rombowymi nakładkami.

Belki ułożone są na wspornikach ram za pośrednictwem łożysk płaskich o grubości 50 mm.



Rys. 12. Przekrój płatwi kadłubowni (blachownica spawana).

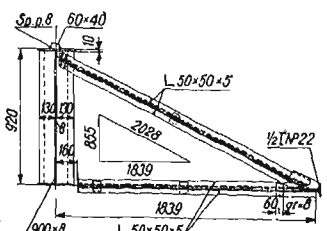


Rys. 13. Zawieszenie środkowego przeszła płatwi kadłubowni na strunie wahającej.

Szyny o przekroju prostokątnym wykonano ze stali szynowej. Są one przyspojone do belek podsuwnicowych spoinami pachwinowymi. 8 mm o długości 100 mm dawanyymi co 150 mm.

Belki podsuwnicowe są usztywnione w kierunku poziomym przy pomocy kratownic przestrzennych. Belki podsuwnicowe środkowe połączone ze sobą pasami, łącząc obie belki spoczywające na wspornikach słupów jednego szeregu. Usztywnienie takiej pary belek pokazano na rys. 6. Usztywnienie składa się z dwóch poziomych kratownic, łączących belki podsuwnicowe w poziomie pasów górnego i dolnego, oraz ze stężeń poprzecznych. Wszystkie te usztywnienia wykonano z lekkich profili ($L 60 \times 60 \times 6$ i $L 40 \times 40 \times 4$). Kratownice te wykonano jako spawane.

Kratownice przestrzenne usztywniające skrajne

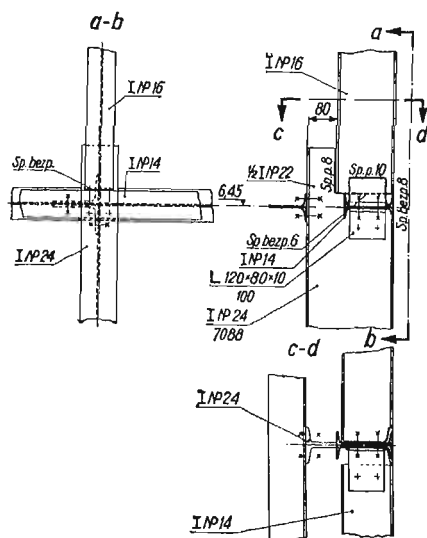


Rys. 14. Przekrój skrajnej belki podsuwnicowej kadłub. i trójkątna przestrzenna belka usztywniająca.

belki podsuwnicowe mają przekrój trójkątny (rys. 8 i 14). Kratownica w poziomie pasa górnego belki leży w płaszczyźnie pochylej i ma wspólny pas z kratownicą dolną w poziomie pasa dolnego belki. Wspólny pas obu kratownic ma przekrój z połowy I NP 22 i stanowi równocześnie część szkieletu ściany.

Oczywiście w kratownicach usztywniających przewidziano również styki montażowe i przerwy dylatacyjne.

Wewnętrzna przestrzeń budynku kadłubowni ograniczają ściany boczne, budynek traserni i ściana szczytowa przeciwna budynekowi traserni.



Rys. 15. Wzrost szkieletu podłużnej ściany kadłubowni.

Ściany szczytowa i boczna są typowymi ścianami szkieletowymi, składającymi się ze słupków i rygli (rys. 3 i 4).

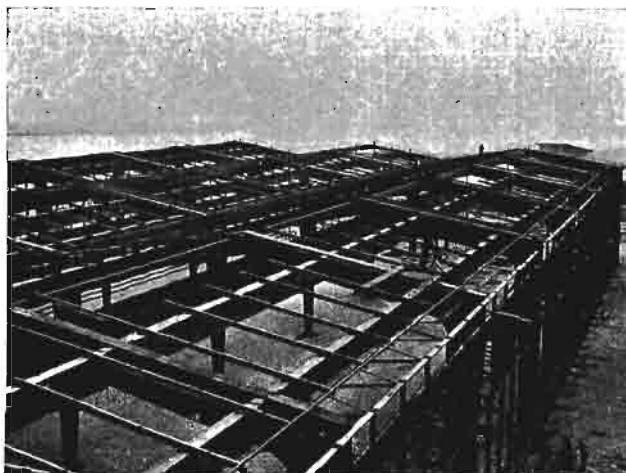
Słupki szkieletu zostały wykonane z dwuteowników NP 24 w dolnej części ściany i dwuteowników NP 16 w górnej. Poziome rygle wykonano z ceowników NP 14½ i dwuteowników NP 14. Na rys. 15 pokazany jest węzeł szkieletu ściany w miejscu przejścia w słupkach z przekroju mocniejszego na słabszy.

Ponieważ szkielety ścian przejmują na siebie bezpośrednio większą część parcia wiatru na bu-

dynek, zostały one usztywnione przy pomocy poziomych kratownic. W ścianie szczytowej kratownice te zostały rozmieszczone na poziomie belek podsuwnicowych i w poziomie dachu, przy czym te ostatnie znajdują się po stronie wewnętrznej skrajnej ramy głównej. Obydwa rodzaje kratownic są doskonale widoczne na rys. 4, na którym widać również sposób przymocowania szkieletu ściany do rozpór ramownic. W ścianach podłużnych rolę kratownic na poziomie belek podsuwnicowych odgrywają opisane powyżej przestrzenne, trójkątne kratownice usztywniające skrajne belki podsuwnicowe (rys. 8). Kratownice usztywniające te ściany w poziomie dachu są widoczne na rys. 3 i 16. Ponieważ jeden z pasów tych kratownic tworzą płatwie, kratownice te wiążą szkielet ścian podłużnych z główną konstrukcją, przenosząc na nią siły od parcia wiatru. Zastosowanie kratownic usztywniających miało oczywiście na celu zmniejszenie wolnej wysokości ścian, a tym samym duże zmniejszenie ciężaru konstrukcji szkieletu ich.

Wszystkie kratownice usztywniające zostały wykonane jako konstrukcje spawane z lekkich kątowników. Przerwy dylatacyjne głównej konstrukcji zostały oczywiście i w tych kratownicach uwzględnione.

Konstrukcja stalowa budynku traserni jest na ogół rozwiązana podobnie do konstrukcji kadłubowni. Nie chcąc przeciążać niniejszego artykułu ponownym opisem konstrukcji wszystkich elementów podamy tutaj w krótkości opis głównych części konstrukcji, tj. ram, płatwi i belek stropowych.



Rys. 16. Widok konstrukcji stalowej dachu kadłubowni.



Rys. 17. Fragment wnętrza budynku traserni.

Ramy tych, rozstawionych co 10 m jest 9 (rys. 2). Ramy są jednopiętrowe o rozpiętości teoretycznej 25,20 m i wysokości teoretycznej 17,625 m. Ramy te, które są częściowo widoczne na rysunku 17, posiadają na wysokości 11,775 m dodatkowe rozpornice poziome, służące jako podpory belek stropowych pierwszego piętra.

Górne części ram głównych oraz płatwie i belki stropu I. piętra są widoczne na rys. 18.

Ramy główne zostały wykonane jako blachownicze spawane o zmiennym przekroju dwuteowym. Zmienne są wysokość środnika oraz szerokość i grubość blach pasów. Poszczególne przekroje nóg i obu rozpornic ram pokazano na rys. 19. Przekroje te zaprojektowano w sposób podobny do przekrojów ram kadłubowni z tą różnicą, że niektóre przekroje pasów składają się z podwójnych blach. Grubość środnika blachownicy ram jest większa, niż w ramach kadłubowni, wynosi bowiem 15 mm. Blachy pasów mają wymiary 550×26 , dodatkowe zaś blachy pasów — 450×18 .

Styki montażowe ram wykonano nitowane. Styki te są widoczne na rys. 17 i 18.

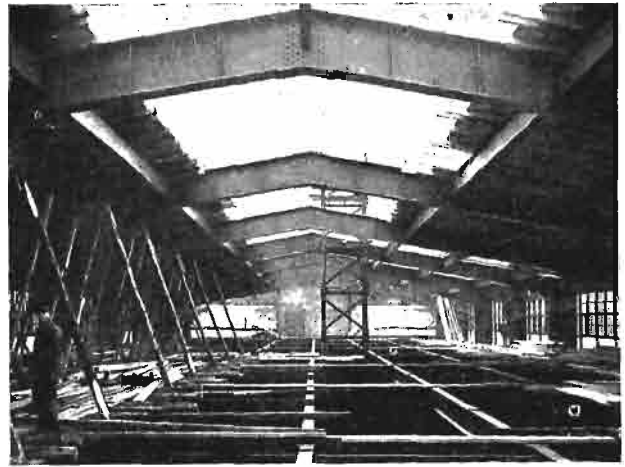
Płatwie, belki stropowe i belki podsuwnicowe traserni (rys. 18) wykonano w sposób podobny do analogicznych części konstrukcji kadłubowni z tą różnicą, że płatwie i belki stropowe zostały zaprojektowane i wykonane z belek walcowanych wysokich profili, a mianowicie — płatwie z I NP 45 , belki stropowe zaś z I NP 50 .

Końce skrajnych przęseł płatwi oparte są na murach bloków murowanych ograniczających trasernię z obu stron.

Konstrukcja szkieletów ścian i ich usztywnień rozwiązana jest również w sposób podobny do konstrukcji ścian kadłubowni.

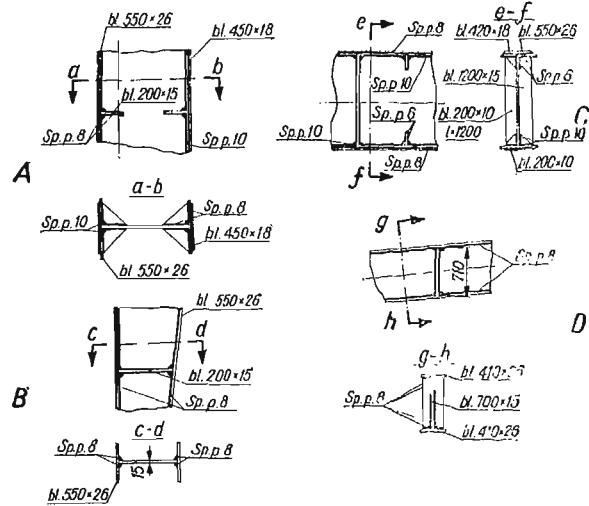
Oba budynki są oświetlone przy pomocy okien w ścianach i przy pomocy świetlni dachowych. Jak widać z rys. 1 powierzchnia okien stanowi większą część powierzchni ścian. Ponieważ ponadto świetlniki dostarczają bardzo dużo światła, wnętrza obu budynków są doskonale oświetlone, posiadają przeto idealne warunki do wykonywania w nich pracy, do której są przeznaczone.

W obu budynkach zastosowano okna o konstrukcji stalowej. Okna w kadłubowni i w dolnej



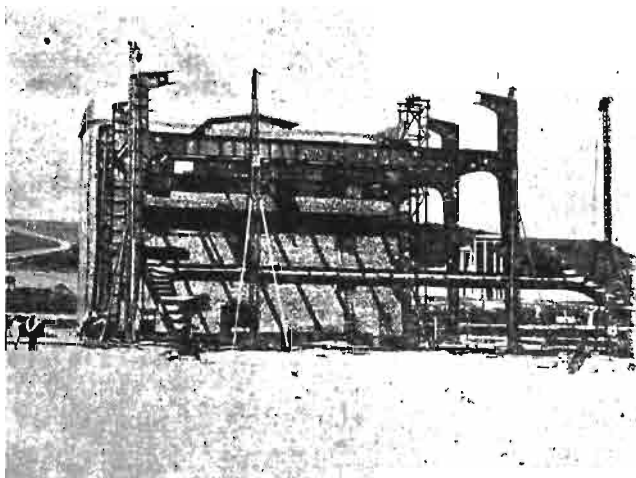
Rys. 18. Główne części ram oraz płatwie i belki stropowe traserni.

części traserni zaopatrzone w liczne przewietrzniki otwierane z dołu przy pomocy specjalnych urządzeń.



Rys. 19. Przekroje ramy traserni: a. — Górnej części słupa, b. — Dolnej części słupa, c. — Rozpory środkowej, d. — Rozpory górnej.

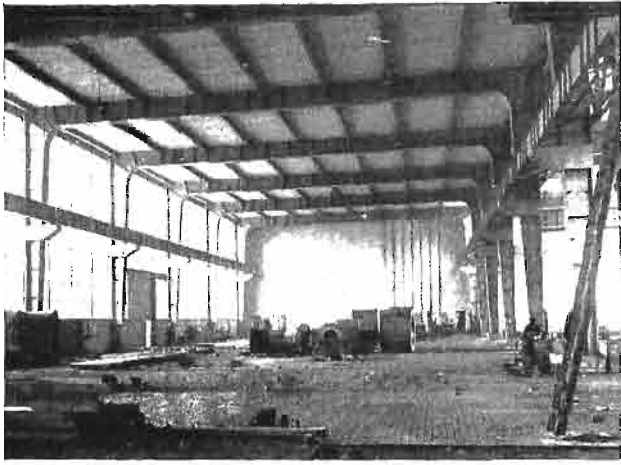
dziej. Piętro traserni zostało zaopatrzone w okna podwójne wykonane z profili okiennych Zakładów



Rys. 20. Podnoszenie ramownicy traserni.



Rys. 21. Wnętrze kadłubowni. Nawa środkowa.



Rys. 22. Wnętrze traserni. Parter.



Rys. 23. Wnętrze traserni. Układanie podłogi traserskiej na piętrze

Ostrowieckich, otwierane z poziomu podłogi przy pomocy zwykłych urządzeń zatraskowych.

Świetliki w obu budynkach są świetlikami bezkitowymi systemu Wema. Świetliki oszklone są szkłem zbrojonym, dającym jasne, lecz rozproszone światło. Główną konstrukcją nośną świetlików stanowią spawane lekkie trójkątne wiązarki kratowe.

Szybszą wymianę powietrza w budynku kadłubowni ułatwiają statyczne wywietrzniki umieszczone na grzbietach dachu (rys. 1).

Reasumując wszystko to, co było opisane powyżej, można powiedzieć, że konstrukcja stalowa obu budynków Stoczni jest nawskroś nowoczesna, zarówno pod względem wyboru typu konstrukcji, jak również i sposobu wykonania jej w rozwiązaniu spawanym. Główne elementy konstrukcji, tj. ramownice, są elementami masywnymi, muszą być jednak takimi ze względu na wymiary hal, do przekrycia których służą. Natomiast całość konstrukcji jest — jak dla budynku przemysłowego o tak znacznych wymiarach — lekka, wynosi bowiem $11,57 \text{ kg/m}^3$ objętości budynku kadłubowni i $17,24 \text{ kg/m}^3$ objętości budynku traserni.

Do wykonania konstrukcji użyto wyłącznie stali znakowanej 0,15 W.

Konstrukcję stalową kadłubowni oraz belki podsuwnicowe traserni wykonały Zakłady Ostrowieckie, większość zaś konstrukcji traserni wykonała Huta Pokój. Montaż całości konstrukcji obu budynków wykonały Zakłady Ostrowieckie. Okna i bramy, z wyjątkiem podwójnych okien traserni, wykonała i zmontowała Stocznia Gdyńska, świetliki zaś i wywietrzniki — Zakłady Metalur-

giczne Radomsko, jako poddostawca Zakładów Ostrowieckich.

Montaż ramownic obu budynków przeprowadzono w ten sposób, że składano je w pozycji leżącej łącząc styki montażowe tylko na śruby, następnie zaś podnoszono i ustawiano.

Ponieważ zarówno ramy traserni, jak i kadłubowni nie mogły być z powodu dużego ciężaru podnoszone w całości, w pozycji leżącej złożono tylko pewne fragmenty ich. Dla ramownic traserni fragment taki o ciężarze około 40 ton obejmował ramownicę bez górnej rozpory, dla ramownic kadłubowni całość jednego przeszła ramy wraz ze wspornikiem (ciężar około 20 ton). Przygotowane w ten sposób fragmenty konstrukcji podnoszono przy pomocy żurawi montażowych, ustawiano na łożyskach, następnie zaś regulowano je i po założeniu płatwi oraz belek podsuwnicowych łączono w stykach na stałe przy pomocy nitów.

Na rys. 20 pokazano podnoszenie jednej z ramownic traserni.

Na rysunkach 21, 22 i 23 pokazano kilka fragmentów wewnątrz budynków kadłubowni i traserni po ukończeniu głównych robót budowlanych.

Projekt konstrukcji opracował inż. S. Baraszczewski. Projekt ten został jednak częściowo przerobiony przez Biura Techniczne Zakładów Ostrowieckich i Huty Pokój.

Na zakończenie należy wyrazić słowa uznania dla Szefa Budownictwa Kierownictwa Marynarki Wojennej p. Komandora inż. T. Kinela za śmiałą i szybką decyzję przy rozstrzygnięciu trudnych kwestji technicznych oraz za nadzwyczaj życzliwą współpracę.

Dział oficjalny Departamentu Budownictwa Ministerstwa Spraw Wojskowych ze względów od Redakcji niezależnych ukaze się w numerze sierpniowym »Inżynierii i Budownictwa«

WALKA Z ZADYMIENIEM POWIETRZA

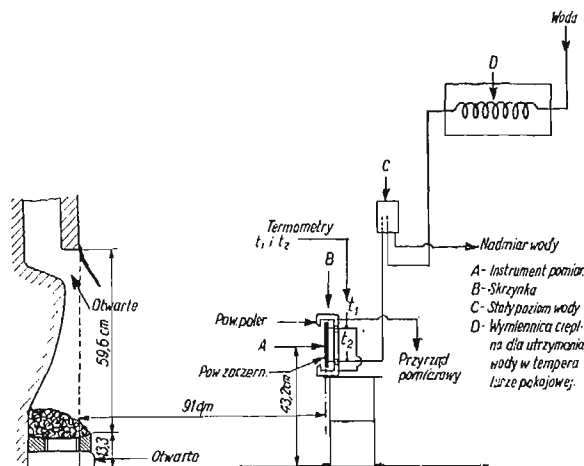
Zadymienie powietrza w Anglii należy do rzędu ważnych problemów, gdyż z jednej strony posiadamy tam duże skupienia ludności, a z drugiej zadymienie jest główną przyczyną powstawania słynnych mgieł londyńskich, wreszcie ze względu na rozpowszechnione tam kominki otwarte, ilość dymu na jednostkę ogrzewania jest większa, niż gdzieindziej.

To też sprawie tej poświęcono dużo uwagi i rozpoczęto systematyczne prace w tym kierunku, które poszły po linii zastąpienia węgla w domach mieszkalnych koksem, jako dającym minimalną ilość dymu. Sprawą tą zajął się specjalny dział Stacji Badań Paliwa (Fuel Research Station), mieszczący się w Londynie w dzielnicy East Greenwich.

Ze względu na to, że badania mogą być interesujące i w naszych warunkach, mimo braku kominków, uważamy za stosowne podać krótki opis wspomnianego działu, gdyż tamtejsze metody pracy mogą się okazać pożyteczne i przy badaniach pieców, u nas stosowanych.

Do prac w omawianym dziale Stacja rozporządza obecnie specjalnym budynkiem posiadającym dwa pokoje o wymiarach 6×6 m i wys. 3 m oraz piwnicę nadziemną wys. 1,0 m pod całym budynkiem. Dom ten nie posiada okien, a wszystkie drzwi i ściany są powietrzoszczelne. Z uszczelnieniem ścian miano pewne trudności, obecnie są one pomalowane farbą kauczukową, przypuszczalnie lepsze byłoby jednak obicie blachą. Do obu pokoi wchodzi rura o śred. 200 mm, doprowadzająca powietrze z piwnicy, następnie odpowiednie urządzenie pozwala na zainstalowanie dowolnego typu kominka, a w jednym pokoju przygotowano fundament i komin dla ew. postawienia pieca kaflowego do dalszych badań. Ilość powietrza wchodzącego mierzy się miernikiem Venturi umieszczonym w części poziomej muru pod podłogą. Instrument ten daje dokładność do 2%, różnicę ciśnienia rejestruje mikro-manometr (Drayton Micro-Differential Pressure Recorder — firmy Drayton Regulator & Instrument Co. West Drayton Middlesex) na skali, w której 10 cm odpowiada różnicy ciśnienia 2,5 mm słupa wody. Pracę kominka kontroluje się za pomocą pomiaru ciepła wypromiowanego przez ognisko, do czego służy miernik promieniowania, skonstruowany przez Stację. W przyrządzie tym woda wchodząc w temperaturze ściśle równej temperaturze powietrza w pokoju ulega nagrzewaniu przez promieniowanie, co pozwala na obliczenie pochłoniętych przez nie kaloryj. Przyrząd pokazany jest na rys. 1. Do otrzymania temperatury wody wchodzącej równej otoczeniu służy specjalna wymiennica ciepła w postaci węzownicy. Temperatury wejścia i wyjścia wody mierzone są jak dotąd termometrami ręcznymi o podziałce w $0,1^\circ$, obecnie jednak będą one zastąpione przez termopary. Ilość wody przepływającej wynosi $100 \text{ cm}^3/\text{min.}$, tak, że podniesienie jej temperatury o 1° przy istniejących wymiarach przyrządu odpowiada promieniowaniu $257 \text{ kal}/\text{m}^2\text{h.}$

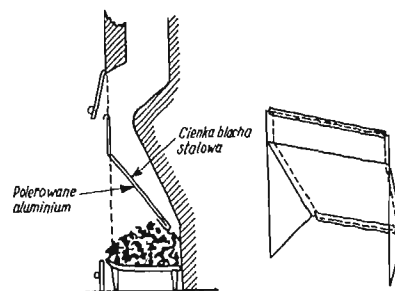
Dotychczas studiowano spalanie koksu w kominku dla porównania z węglem głównie dotąd w Anglii używanym, który ma być jednak wyrzutowany dla zmniejszenia zadymienia miast. Do



Rys. 1.

badan użyto dwa typy kominków: jeden z dnem zagłębionym oraz drugi z dnem płaskim, otoczonym pionowymi prętami. Otrzymano dotąd m.in. następujące wyniki:

1) Wpływ wielkości koksu na zachowanie w paleniu, tzn. na łatwość zapłonu szybkość początkowego spalania i wielkość emisji ciepła: W kominku o dnie zagłębionym z koksu wyprodukowanego w niskiej temperaturze, najlepszy wymiar ziarn jest 38 — 50 mm, poniżej 25 mm zupełnie nieodpowiedni; dla trudniej palnych gatunków 25 — 30 mm. W kominku o dnie płaskim dla



Rys. 2.

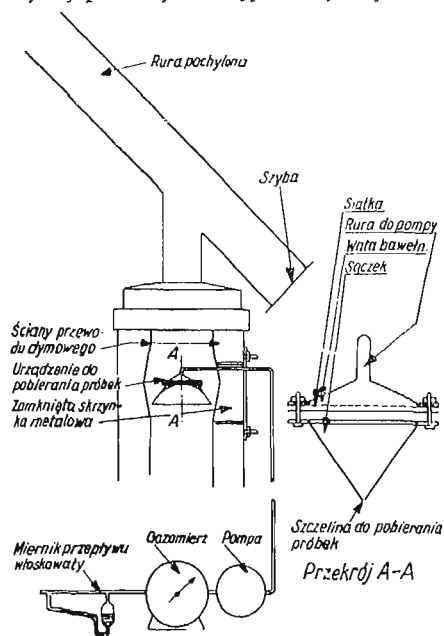
obu rodzajów koksu optymalna wielkość 25 — 30 mm, przy czym koks więcej palny powyżej 62 mm a mniej palny powyżej 38 mm są nieodpowiednie.

2) Wzrost zawartości wilgoci w koksie szczególnie dla gruntów małopalnych, wpływa b. szkodliwie na palność i zmniejsza wielkość promieniowania w przybliżeniu proporcjonalnie do zawartości wilgoci.

3) Powiększanie grubości warstwy paliwa zwiększa promieniowanie, nie można jednak przekroczyć pewnej granicy ze względu na wzrost oporu paliwa dla przechodzącego powietrza. Nie duże

zmiany szerokości kominka nie mają wpływu na przebieg palenia. Zamiana rusztu metalowego na szamotowy zwiększała promieniowanie, zmniejszając nieco spalanie początkowe.

4) Dla zwiększenia ciągu i promieniowania wprowadzono specjalną polerowaną blachę aluminiową, pokazaną na rys. 2. Blacha ta dochodzi na odległość 50 mm do tylnej ściany paleniska, posiada zagięcia dla uszczelnienia boków, a z tyłu przymocowana jest do blachy żelaznej, która doprowadza ciepło, nie dopuszczając do przegrzania. Przy użyciu koksu więcej palnego płytę zagłębia się na 25 — 50 mm w warstwę paliwa, zachowując jednak wyżej podany odstęp od tylnej ściany.



Rys. 3.

5) Zwiększenie zawartości popiołu nie wpływa na palność i spalanie początkowe, lecz obniża promieniowanie. Obok ilości popiołu dużą rolę gra jego jakość: popiół jasny jest najbardziej szkodliwym.

6) Koks wyprodukowany w temperaturze nie wyżej 700° jest łatwiej palny. (Fuel Research Technical Paper № 46).

Następnie w związku z zagadnieniem oddymienia Stacja opracowała metodę optyczną pomiaru

gęstości dymu. W tym celu w kominie zainstalowano urządzenie (rys. 3) do pobierania próbek dymu, w postaci rurki rozszerzonej i spłaszczonej na końcu. Gazy spalinowe odciągają się z tej rurki za pomocą sączku z bibuły Watmana Nr 42, na której osadzają się wszystkie cząsteczki stałe, z których ciężaru oblicza się gęstość dymu, znając objętość odciąganych gazów, wskazaną przez miernik. Przy pobieraniu próbki należy starać się, aby ilość odciągnięta gazu odpowiadała ilości dopływającej. Tę ostatnią obliczamy z porównania przekroju szczeliny wlotowej do ogólnego przekroju komina, znając dopływ powietrza do paleniska. Tę wielkość daje nam odczyt miernika Venturi na rurze doprowadzającej powietrze do pomieszczenia powietrzno-szczelnego. Dla pomiaru optycznego nasadzono na kominie rurę, dającą się ustawić prostopadle do kierunku wiatru. Dolny koniec rury zaopatrzony jest w szybę, umożliwiającą porównanie pochłaniania światła dziennego przez dym z wzorcowymi szklami o oznaczonym zaciemnieniu. Dla uniknięcia wpływu różnych zabarwień dymu obserwację przeprowadza się poprzez szkła czerwone. Obecnie dla otrzymania większej dokładności oznaczenia i uniknięcia zaburzeń w pracy komina zastosowano aparat, w którym promień światła przechodząc przez dym pada na komórkę fotoelektryczną, połączoną z przyrządem rejestrującym zmiany prądu (firma Radiovisor Perent Co. Ltd). Cała aparatura znajduje się na zewnątrz tak, że w ściankach komina znajdują się tylko dwa okienka przeciwnie. Pewną trudność stanowiło utrzymanie szyb w czystości, co osiągnięto w ten sposób, że dano podwójne szyby pyreksowe w odstępie 19 mm, a powietrze między nimi ogrzewano grzejnikami elektrycznymi do temperatury przewyższającej o 50 — 100° temperaturę gazów spalinowych. Na gorącej powierzchni cząstki dymu już się nie osadzają (por. Journal of Scientific Instruments, tom XV, czerwiec 1938 — Nr 6). Szereg pomiarów wykazał dokładną proporcjonalność między zaciemnieniem a gęstością określoną wagowo. Otrzymano więc w ten sposób metodę szybką oznaczania gęstości dymu, co ułatwi przeprowadzenie szeregu badań. (The Journal of the Institute of Fuel — październik 1938).

Prace Stacji w omawianym zakresie prowadzi p. A. Blackie przy pomocy p. M. Bruckshaw.

ZBROJENIE BETONU NA ŚCINANIE

W związku z ogłoszonym przez nas w Nr 4 „Inżynierii i Budownictwa” artykułem prof. Wacława Paszkowskiego pod tytułem powyższym, inż. Bohdan Zenczykowski nadesłał nam swoje uwagi.

Uwagi te jak również odpowiedź na nie prof. W. Paszkowskiego, zgodnie ze zwyczajami przyjętymi w dyskusjach naukowych na łamach pism technicznych, podajemy równocześnie, uważając dyskusję na ten temat za wyczerpaną.

W artykule pt: „Zbrojenie betonu na ścinanie” z numeru kwietniowego „Inżynieria i Budownictwo” znalazłem jeden punkt natury zasadniczej, co do którego nie mogę zgodzić się z wywodami Sz. Autora. Chodzi mi o oblicze-

nie siły (T) wypadkowej naprężeń ukośnych v (ciągnięć głównych). Naprężenia v nie działają na przekroje równoległe do osi belki, lecz na przekroje nachylone do tej osi pod kątem 45°. Wynika to z ogólnych warunków równowagi naprężeń w dwuwymiarowym stanie napięcia. Schemat dwuwymiarowego stanu napięcia da się zastosować w niniejszym zagadnieniu dla płaszczyzny wyznaczonej długością i wysokością belki; przyjmuje się nadto z dostateczną dokładnością, że rozkład naprężeń w kierunku szerokości b belki nie ulega zmianie.

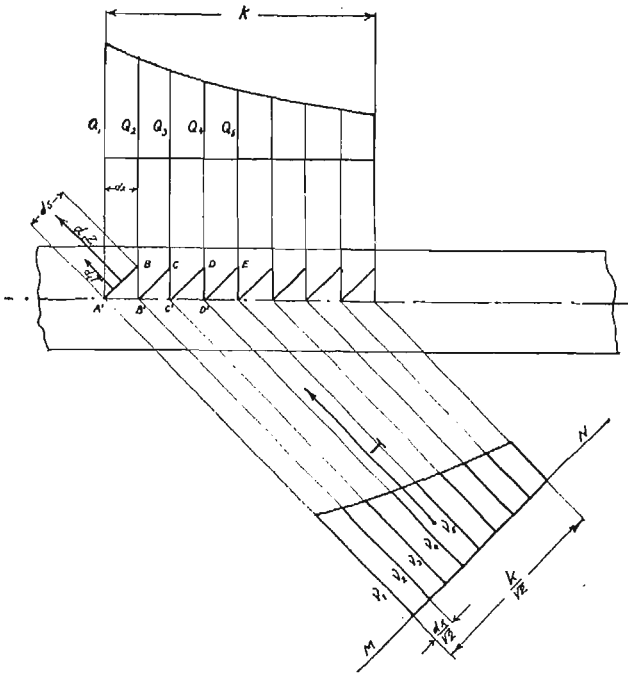
W rozpatrywanym układzie elementarna siła rozciągająca, działająca na element $A'B$ jest

$$d_1 Z = v_1 \cdot d F = v_1 \cdot b \cdot (A'B) = v_1 \cdot b \cdot ds$$

podobne siły działają też na elementy $B'C$, $C'D$ itd.; wartości tych sił są:

$$\begin{aligned} d_2 Z &= v_2 b (B' C) \\ d_3 Z &= v_3 b (C' D) \\ &\vdots \\ &\vdots \end{aligned}$$

Przy obliczeniu całkowitej siły T wywołanej naprężeniami ukośnymi v należy zwrócić uwagę na tę okoliczność, że rzuty ortogonalne przeciwprostokątnej $A'B$, $B'C$, $C'D$



itd., na podstawę $M-N$ prostopadłą do kierunku siły T , zachodzą na siebie o połowę swych długości, wobec czego elementarna siła

$$dT = \frac{1}{2} dz = v \cdot b \cdot \frac{ds}{2}$$

(a niejak wynika z wymienionego wyżej artykułu $dT = v \cdot b \cdot dx$, gdyż naprężenie v działa na powierzchnię $b \cdot \frac{ds}{2}$, a nie na powierzchnię $b \cdot dx$).

Całkowita siła wywołana naprężeniami v dla pewnego odcinka (k) belki wynosi:

$$T = \int_k dT = \frac{1}{2} \cdot \int_k dZ = \frac{1}{2} \cdot \int_k v b \cdot ds$$

Wstawiając $ds = \sqrt{2} dx$, otrzymujemy:

$$T = \int_k \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot v b dx = \int_k v \cdot b \cdot \frac{dx}{\sqrt{2}}$$

a dla belki o stałej szerokości przekroju — b :

$$T = b \int_k v \cdot \frac{dx}{\sqrt{2}}$$

Tutaj $\int_k v \frac{dx}{\sqrt{2}}$ jest powierzchnią wykresu naprężeń v ,

zbudowanego na podstawie $\frac{k}{\sqrt{2}}$ a nie na podstawie o długości k ; opierając się na powyższym wywodzie sędzę, że w przykładzie pierwszym (do rys. 6a omawianego artykułu) siła T nie wynosi 9900 kg lecz

$$T = 11 \times 9 \times \frac{100}{\sqrt{2}} = 7000 \text{ kg}$$

wobec czego dalszy ciąg obliczenia ulegnie odpowiedniej zmianie.

Podobnie dla przykładu drugiego (do rys. 6b omawianego artykułu) siła T wynosi

$$T = \frac{14,5 + 4,5}{2} \times 9 \times \frac{103}{\sqrt{2}} = 6200 \text{ kg}$$

a nie 8800 kg

ODPOWIEŹ PROF. W. PASZKOWSKIEGO

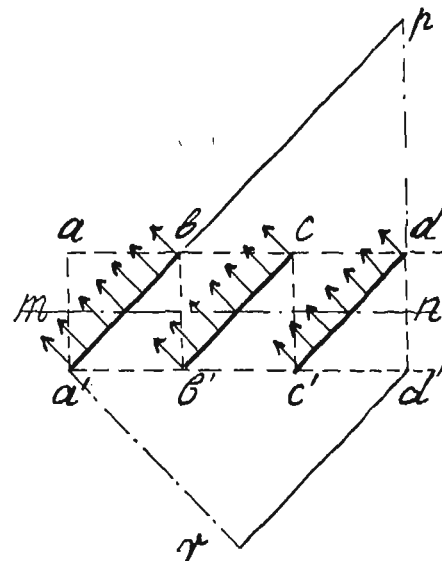
Sz. Autor powyższej notatki może nie zwrócił dostatecznej uwagi na fakt, że naprężenia ukośne rozciągające, równe co do swojej wartości naprężeniom tnącym, są rozłożone na płaszczyznach przekątnych $a'b$, $b'c$, graniastosłupów elementarnych, pomyślanych na osi obrotowej belki.

Dla wyznaczenia sumy sił ukośnych należy więc rozpatrywać naprężenia jako rozłożone na długości $\sqrt{2}$ -krotnie większej od odnośnego odcinka mn osi belki tj. na długości $a'p = \overline{mn} \sqrt{2}$.

Wychodząc z pewnych założeń doświadczalnych, przyjąłem w swoich rozważaniach, że celem obliczenia uzbrojenia na ścinanie można rozpatrywać taki stan, jak gdyby naprężenia ukośne były rozłożone na długości mn , równej długości odnośnego odcinka osi belki. Liczę się z tym, iż może mnie spotkać zarzut, że biorę pod uwagę z a m a l ą sumę sił ukośnych.

Sz. Autor powyższej notatki uważa za możliwe przyjęcie, że naprężenia ukośne są rozłożone na długości jeszcze mniejszej, mianowicie na długości $rd' = \frac{mn}{\sqrt{2}}$ i w konsekwencji przyjmuje do obliczenia zaledwie połowę sumy

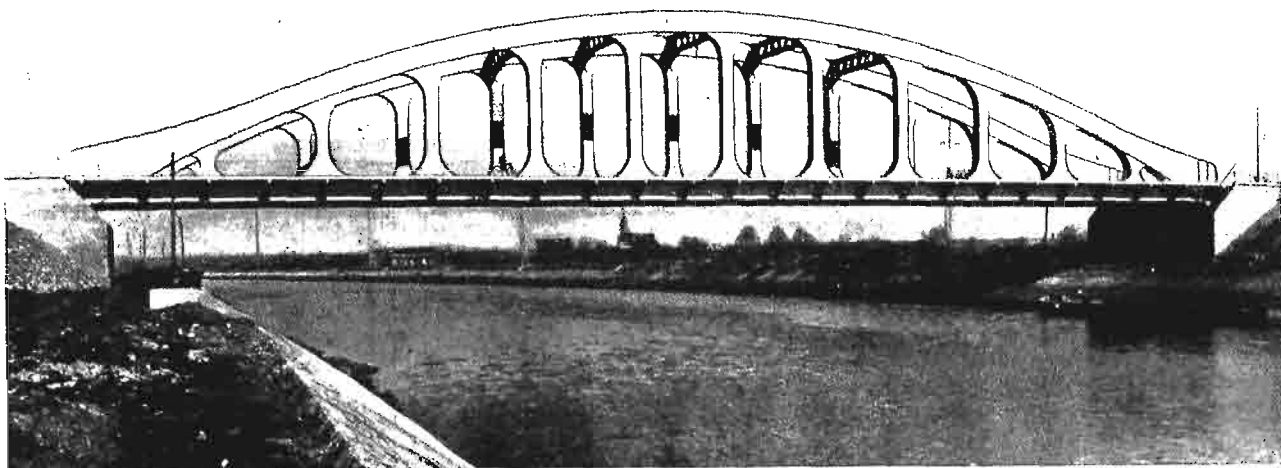
sił ukośnych. Pozwalam sobie uważać to założenie za nie dostatecznie uzasadnione, stwierdzając jednocześnie z uznaniem,



niem, że Sz. Autor poruszył jeden z najbardziej istotnych momentów tego zagadnienia.

Z PRASY TECHNICZNEJ

MOST SPAWANY O ROZPIĘTOŚCI 90 M NA KANALE ALBERTA W BELGII



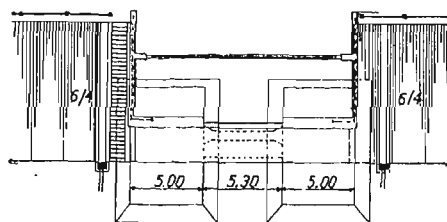
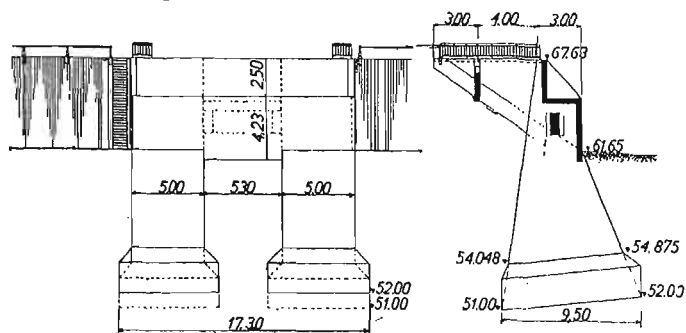
Most drogowy na Kanale Alberta pod Haccourt jest ze względu na swe rozmiary największym mostem całkowicie spawanym w Belgii.

Dwa dźwigary główne typu Bowstring-Vierendeel (z krzywym górnym pasem) o rozpiętości teoretycznej 90 m rozstawione są w odległości 10,75 m. Długość przedziału wynosi 7,50 m, rozstaw belek poprzecznych 3,75 m. Przeszło posiada wiatrownice dolne systemu K, a w części środkowej również rozpórki górne.

Jezdnia o nawierzchni asfaltowej ma szerokość 9 m i spoczywa na płycie żelazobetonowej podzielonej trzema dyktacjami poprzecznymi. Dwa chodniki umieszczone na zewnątrz dźwigarów głównych mają po 1,50 m szerokości.

Pasy i słupki dźwigarów głównych są spawane z blach, których największa grubość wynosi 50 mm, a jako belki poprzeczne i podłużne zastosowano dźwigary walcowane

Konstrukcję wykonano ze stali Thomasowskiej o następującej charakterystyce: granica sprężystości 28 kg/mm², wytrzymałość na rozciąganie 44 kg/mm², wydłużenie 26%, zawartość węgla 0,15 — 0,20%.



Blachy o znacznych grubościach są przy walcowaniu bardziej podatne na powstawanie defektów, które mogą spowodować strukturę warstwową lub niejednorodność materiału. Te wady nie tylko obniżają wytrzymałość stali na ścinanie, lecz mogą również być przyczyną deformacji i pęknięć pod wpływem naprężeń termicznych przy spawaniu. Autor artykułu inżynier Santilman uważa, że radykalnym środkiem zaradczym byłoby odcinanie przy walcowaniu danej blachy dostatecznie dużej jej części pochodzącej z górnej części zlewka. Przeprowadzenie tej zasady w praktyce natrafia jednak na trudności, gdyż jest sprzeczne z interesami walcowni.

Do spawania konstrukcji używano wyłącznie elektrod otulonych (granica sprężystości 39 kg/mm², wytrzymałość 51,5 kg/mm², wydłużenie 25,5%). Spawanie na miejscu budowy wykonało 6 spawaczy w ciągu 57 dni roboczych w lecie 1937 roku, przy użyciu prądu zmiennego.

Spawanie w warsztacie wykonywano elektrodami 4 mm dla pierwszej warstwy i 7 mm dla następnych, zawsze cieńszych warstw. Na budowie używano elektrod 4 i 5 mm, przy czym w spoinach trudnych do wykonania stosowano wyłącznie elektrody 4 mm. Szeroko stosowano spawanie „mijankowe”, aby uniknąć deformacji.

Ogólny ciężar stalowej konstrukcji wynosi 800 ton, co jest liczbą rekordową dla jednego przęsła konstrukcji spawanej. Należy zaznaczyć, że mimo znacznych grubości i wymiarów blach, nie zauważono żadnych usterek w czasie spawania w warsztacie i na budowie, dzięki starannej kontroli materiałów i prawidłowemu wykonaniu spawania.

Próbne obciążenie mostu dało wyniki dobre, ugięcie wyniosło około 25 mm, w tym ugięcie trwale około 5 mm.

Most jest w użyciu od sierpnia 1937 roku.

Na uwagę zasługuje również bardzo ekonomiczna konstrukcja przyczółków. Przyczółki te (rys. 2) posadowione na głębokości przeszło 10 m składają się każdy z dwóch oddzielnych masywów betonowych umieszczonych mniej więcej na wprost dźwigarów głównych i połączonych u góry stężającą belką żelazobetonową. Płyta żelazobetonowa między masywami i wiszące skrzydła podtrzymują nasyp.

„La Technique des Travaux”, (nr 4/1939). J. M.

NAPRĘŻENIA TNĄCE W ŻELBECIE

Prof. G. Magnel (Belgia) ogłosił obszerny artykuł na temat tak jeszcze dotąd niedostatecznie wyjaśnionego problemu ścinania w żelbecie. Teoria prof. Magnela nie mając pretensji do absolutnej ścisłości stanowi jednak pewien krok naprzód w stosunku do zasad przyjętych dziś w praktycznych obliczeniach.

Punktem wyjścia teorii jest założenie, że beton w żelbecie nie może pracować na rozciąganie. Odpowiednie siły powinny być przejmowane przez zbrojenie, przy czym jednak beton nie wykazuje — jak to stwierdzono doświadczalnie — rys, o ile naprężenie w prętach żelaznych nie przekracza 1400 kg/cm^2 , a rozstaw prętów — 6 do 8 średnic.

W znanym wzorze na naprężenie tnące $\tau = \frac{T}{bc}$ zachodzi wątpliwość, czy ramię momentu wewnętrznego c należy obliczać w I. czy II fazie. Prof. Magnel uważa, że należy tu uwzględnić niekorzystniejsze założenie nieporosowania betonu, biorąc $c = 0,75 h_1$ zamiast $c = 0,9 h_1$ przyjmowanego zazwyczaj. Autor zwraca przy tym uwagę, że najniekorzystniejszy byłby wypadek powstania jednej rysy w betonie. Biorąc pod uwagę przyległy do rysy odcinek o długości Δx dostaniemy wzór na średnie naprężenie tnące: $\tau = \frac{1}{0,75 b h_1} \left(T + \frac{1}{6} \frac{M}{\Delta x} \right)$. Dla $M = 4,6 \text{ tm}$, $T = 10 \text{ t}$, $b = 30 \text{ cm}$, $h_1 = 60 \text{ cm}$ i $\Delta x = 0,9 h_1$ otrzymujemy naprężenie tnące: w II. fazie: $\tau = 6,2 \text{ kg/cm}^2$, w I. fazie: $\tau = 7,4 \text{ kg/cm}^2$, w wypadku jednego pęknięcia: $\tau = 8,4 \text{ kg/cm}^2$. Dowodzi to, że w każdym razie należy obliczać ramię momentu wewnętrznego w I. fazie.

O ile wyodrębnimy na osi obojętnej przekroju elementarną kostkę betonu, to, jak wiemy, naprężenia główne są skierowane pod kątem 45° do osi belki i równe naprężeniom tnącym. Jest to jednak prawdziwe wtedy tylko, gdy na kostkę nie działają żadne naprężenia normalne. O ile natomiast badana kostka znajduje się w pobliżu podpory, to ciśnienie pionowe, jakie słup wywiera na belkę, przenosi się aż do osi obojętnej dając pewne naprężenie ściskające na poziomych ściankach kostki. Naprężenie to można w przybliżeniu obliczyć przyjmując rozchodzenie się ciśnienia pod kątem 45° od krawędzi podpory. Gdy więc szerokość słupa jest b_1 , naprężenie to wynosi

$$\tau' = \frac{R}{b(b_1 + h)}$$

Główne naprężenie rozciągające otrzymane wtedy ze wzoru

$$\varphi = \sqrt{\tau^2 + \frac{\tau'^2}{4}} - \frac{\tau'}{2}$$

będzie mniejsze od τ i skierowane do osi poziomej pod kątem mniejszym od 45° . W przykładzie podanym przez prof. Magnela przy $\tau = 8,8 \text{ kg/cm}^2$, $\tau' = 8,9 \text{ kg/cm}^2$ otrzymujemy $\varphi = 5,4 \text{ kg/cm}^2$.

Analogicznie, gdy na belkę działa pewna siła osiowa ściskająca, naprężenie główne można obliczać z tego samego wzoru, przy czym jednak kierunek tego naprężenia będzie nachylony do osi belki pod kątem większym od 45° .

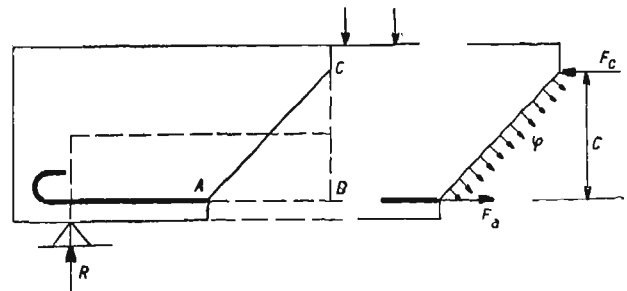
Naprężenia główne rozciągające po przekroczeniu pewnej wartości mogą wywołać ukośne pęknięcia betonu. Siły wynikające ze zsumowania tych naprężeń muszą być wtedy przejęte przez odpowiednio zbrojenie, które nie było naprężone przed powstaniem rysy. Nie ma więc tu żadnej współpracy między betonem a zbrojeniem na siły ukośne, gdyż zbrojenie to zastępuje tylko beton po jego pęknięciu.

Wyobraźmy sobie w belce obciążonej siłami skupionymi rysę jak na rysunku (dla uproszczenia rysę tę przyjęto

ukośną tylko na wysokości c (a wpływ naprężeń pionowych τ' pominięto). Całkowita siła ukośna, która musi być przejęta przez zbrojenie, jest tutaj: $\varphi bc \sqrt{2}$. O ile belkę uzbroimy strzemiionami pionowymi, przyjmą one składową pionową tej siły, a więc siłę $\varphi bc = R$. Stąd otrzymujemy znany wzór na rozstaw strzemiion o przekroju f_z :

$$p_o = \frac{\sigma_z f_z c}{R} = \frac{\sigma_z f_z}{b \tau}$$

Składowa pozioma siły ukośnej powiększy siłę przenoszoną przez główne zbrojenie poziome, przy czym wzrost ten w danym przypadku będzie: $\Delta F_A = \frac{c}{2 x_A} F_A$ gdzie F_A — siła w prętach przed powstaniem rysy, a x_A — odległość punktu A od podpory. O ile, jak to jest na rysunku, $x_A \cong c$, to $F_A \cong 0,5 F_A$, a więc naprężenia w żelazie mogą wzrosnąć o 50%. Należy więc bądź zwiększyć zbrojenie poziome — co można łatwo osiągnąć nie urywając przy podporach zbrojenia potrzebnego w środku przęsła — bądź też przewidzieć specjalne pręty poziome koło osi obojętnej belki, które przejmowałyby składową poziomą siły ukośnej.



Komplikacje takie nie występują, gdy siłę ukośną przejmuje zbrojenie skierowane wzdłuż jej działania, a więc bądź pręty odgięte bądź strzemiiona ukośne. Rozstaw poziomy takich strzemiion otrzymuje się ze wzoru: $p_i = \frac{\sigma_z f_z \sqrt{2}}{b \tau}$. Wzór ten może też służyć do obliczania rozstawu prętów odgiętych o danym przekroju¹⁾. Pręty te mają według prof. Magnela tę wadę, że wobec dużego rozstawu nie przeszkadzają powstawaniu rys, i dlatego uzasadnione jest (przewidziane i przez PN/B—195), ograniczenie naprężenia tnącego

¹⁾ Otrzymane wzory na rozstaw strzemiion różnią się od wzorów, któreby wynikały z zasad podanych przez prof. W. Paszkowskiego w artykule: „Zbrojenie betonu na ścinanie” („Inżynieria i Budownictwo”, Nr 4/1939). Wynika to z przyjętego przez prof. Paszkowskiego obliczenia całkowitej siły ukośnej ze wzoru $T = \tau c b$. Rzutując jednak w kierunku działania sił (i zbrojenia ukośnego) zachodzące na siebie przekroje, w których występują naprężenia główne, otrzymamy długość $\frac{s}{\sqrt{2}}$ i siłę ukośną, na którą należy obliczać zbrojenia ukośne $T = \frac{\tau s b}{\sqrt{2}}$. Rzutowania tego nie można jednak już wykonać przy zbrojeniu strzemiionami pionowymi, które przecinają tylko jeden przekrój poddany naprężeniom głównym. Stąd też strzemiiona takie należy obliczać na składową pionową siłę tnącej $T = \tau s b \sqrt{2}$, a więc na siłę $S = \frac{T}{\sqrt{2}} = \tau s b$. Przy tak obliczonych siłach wzory na rozstaw strzemiion przyjmą postać jak u prof. Magnela.

Zgodni są natomiast prof. Paszkowski i prof. Magnel co do występowania przy zbrojeniu strzemiionami pionowymi składowej poziomej przejmowanej przez zbrojenie główne, jak również co do konieczności obliczania zbrojenia na całkowitą siłę ukośną.

liczonego na sam beton. Ograniczenie takie nie jest natomiast konieczne, gdy rozstaw żelaza nie przekracza 6 — 8 średnic, gdyż rysy wtedy nie powstaną. Rozstaw taki można uzyskać bądź przy strzemionach ukośnych bądź też przy strzemionach pionowych współpracujących ze specjalnymi prętami poziomymi.

Podaje dalej prof. Magnel wzory na obliczanie zbrojenia na siły ukośne w wypadku, gdy istnieje znaczne naprężenie ściskające pionowe τ' . Uwzględnienie tego naprężenia może doprowadzić w takich przypadkach, jak siła skupiona przyłożona w pobliżu podpory belki lub obliczane jako krótkie wsporniki stopy i poduszki w słupach, do wniosku, że zbrojenie na siły ukośne nie jest tu w ogóle potrzebne, gdyż choć $\tau > \tau_{dop}$, to $\varphi < \varphi_{dop}$ przy czym $\tau_{dop} = \varphi_{dop}$.

Drugi rozdział swej pracy poświęca prof. Magnel zagadnieniu przyczepności. Naprężenie przyczepności w belkach obliczane było zwykle według wzoru $\sigma = \frac{T}{c \cdot x}$, gdzie x — oznacza obwód zbrojenia. Wzór ten wprowadzony został w założeniu fazy II, gdyby jednak beton był załkownicie porysowany, nie mógłby on w ogóle przyjmować naprężeń przyczepności. Prof. Magnel oblicza więc σ rozpatrując odcinek o długości $\Delta x >$ z jednej strony którego powstała rysa. Otrzymuje się wtedy

$$\sigma = \frac{1}{c \cdot x} \left(T + n \frac{M}{\Delta x} \right), \text{ gdzie } n = \frac{1}{1 + 55 \nu}$$

(ν — zawartość żelaza w przekroju belki). Tablice dla różnych obciążeń i różnych stosunków $L : c$ (L — rozpiętość belki) wskazują, że naprężenie σ jest z reguły znacznie większe od wynikającego z dawnego wzoru.

Autor nie przywiązuje jednak dużej wagi do tak obliczonego naprężenia uważając, że nawet w wypadku przekroczenia przyczepności belka może na pewnym odcinku pracować jako łuk ze ściąganiem.

Sprawą istotną jest natomiast zakotwienie zbrojenia na podporach, przy czym długość zakotwienia oblicza się ze wzoru

$$\lambda = \frac{d}{4} \cdot \frac{\sigma_z}{\tau_p}$$

Dla belki wolnopodpartej należy sprawdzić przekrój na krawędzi podpory obliczając naprężenie w żelazie na moment w odległości $0,5 c$ od krawędzi (wynika to z możliwości powstania rysy ukośnej, która — jak wiemy — powiększa siłę rozciągającą zbrojenie). W większości wypadków wystarcza tu, aby długość zakotwienia prętów liczona od osi podpory była większa od $0,5 c$. Do długości zakotwienia wlicza się tu również rozwiniętą długość haka.

„La Technique des Travaux” (Marzec 1939)
inż. E. O.

O POŁĄCZENIACH NITOWANYCH

W Stanach Zjednoczonych wykonano szereg badań, które rzucają nowe światło na pracę połączeń nitowanych. Między innymi badano wpływ długości nitu na jego wytrzymałość. Wyjaśniło się, że wpływ ten jest o wiele mniejszy niż przypuszczano dotychczas, ponieważ przy zwiększeniu długości nitu od 45 cm do 180 cm wytrzymałość jego spadła tylko o 10%. Badania wykazały również, że wytrzymałość nitów dwuciętych wynosi 80% wytrzymałości jednociętych. Przekrój netto elementów rozciąganych powinien wynosić min. 75% przekroju brutto. Najkorzystniejszy z rozstaw nitów wynosi 4,5 d.

„Engineering News—Record” (19 Lutego 1939 r.)
P. S.

CENKOŚCIENNY DACH HALI ŚLIZGAWKI SZTUCZNEJ

W Ardmore w Stanach Zjednoczonych wybudowano halę dla ślizgawki sztucznej. Ślizgawka ta ma wymiary 32×70 m. Ze względu na to, że kolumny były wykluczone, wykonano szereg żelbetowych dwuprzegubowych dźwigarów łukowych o rozpiętości 34 m i strzałce ponad 10 m. Każdą parę dźwigarów łukowych połączono cienkościenną płytą dachową, która stanowi monolit z dźwigarami i przedłuża się wspornikowo poza łuki. W przekroju dach przedstawia się jako szereg elementów podwójnych, przy czym pomiędzy dwoma takimi elementami unieszczone zostały. Grubość płyty dachowej waha się od 7 cm w zworniku do 11 cm w węzłowiach. Rusztowanie i deskowanie było wykonane dla jednego elementu, a potem przesuwane.

Przed betonowaniem w formy ułożono izolację korkową 2,5 cm grubości, która przywarła do betonu bez specjalnego połączenia.

„Engineering News—Record” (Kwiecień 1939 r.)

P. S.

NITOWANO-SPAWANY SZKIELET BUDYNKU W BOSTONIE

W Bostonie (Stany Zjednoczone) wybudowano ostatnio 18-piętrowy gmach przeznaczony pod szpital. Budynek zajmuje w rzucie poziomym około 2600 m². Wysokość jego wynosi ponad 62 m. Na konstrukcję stalową poszło 2,274 ton stali. Ciekawą cechą konstrukcji stanowi ta okoliczność, że w warsztatach oddzielne części szkieletu były nitowane, na budowie zaś zastosowano spawanie. Powodem tego była konieczność zachowania na placu budowy jaknajwiększej ciszy ze względu na sąsiednie szpitale. Spawanie rozpoczęło 16 sierpnia i ukończono 23 listopada 1938 r.

„Engineering News—Record” (16 marca 1939 r.)

P. S.

BUDOWA ZAPORY NA RODANIE

W Génissiat, kilkadziesiąt kilometrów poniżej Genewy, buduje się obecnie na Rodanie wielka zapora, przy której ma powstać zakład hydroelektryczny o przewidywanej średniej produkcji rocznej półtora miliarda kilowattgodzin. Będzie to więc największy zakład we Francji, a drugi po Dnieprostroju w Europie.

W stosunku do produkcji energii wymiary zapory nie są duże. Całkowita wysokość będzie 100 m, długość — 200 m, a zamknięty przez tamę zbiornik wodny będzie miał 23 miliony m³ pojemności użytkowej. (Dane dla Rożnowa są: wysokość zapory: ponad 50 m, długość: 550 m, pojemność użytkowa zbiornika: 164 miliony m³, przeciętna produkcja roczna: 150 milionów kWh).

W miejscu budowy zapory, Rodan płynie wąskim wąwozem skalistym zapełnionym częściowo warstwą osadów aluwialnych dochodzącą do 25 m grubości. Fundamenty zapory będą więc musiały schodzić 25 m poniżej poziomu dna rzeki.

W chwili obecnej prowadzone są w Génissiat roboty przygotowawcze do właściwej budowy. Wykonano już dwie galerie do prowizorycznego odprowadzania wody. Galerie te wykute w zboczach wąwozu mają długości 530 m i 600 m, wysokość 8,65 m i szerokość 11,40 m. Ściany, sklepienie i dno tuneli wykonano z betonu o grubości 40 cm.

Ukończone są również dwa mosty żelbetowe, łukowe, o rozpiętości 70 m, wykonane w miejscach prowizorycznego zamykania koryta rzeki. Ze względu na bardzo silny nurt zamknięcie koryta wykonane ma być przy pomocy maszyn o specjalnym kształcie, zapewniającym ich stateczność pod działaniem prądu. Masywy te będą opuszczane w ko-

ryto wprost z pociągów stojących na zbudowanych mostach. Oprócz tego mosty służyć będą za poziome podpory stalowych ścianek szczelnych, dochodzących poprzez warstwy aluwialne aż do gruntu macierzystego. Ścianki te zabezpieczą miejsce budowy od zalania przy przepływie wody do 1500 m/sek³, większe bowiem przepływy dochodzące do 2000 m/sek³ zdarzają się na Rodanie raz na kilka lat, uważano więc za nieekonomiczne zabezpieczanie się także przed nimi.

Zamknięcie koryta rzeki dokonane ma być w ciągu wiosny i lata br.

„La Technique des Travaux” (Kwiecień 1939)

inż. E. O.

MOSTY DREWNIANE I IZBICE NA WIŚLE PO CZASIE WOJNY ŚWIATOWEJ

Pod tym tytułem ukazał się długi artykuł w piśmie niemieckim „Die Bautechnik”.

Chodzi oczywiście o mosty tymczasowe-wojenne. W artykule umieszczono szczegółowy opis wykonania, warunków terenowych i warunków pracy przy pomocy miejscowej ludności.

Charakterystyczne — sam opis mostów nie wnosi nic specjalnie ciekawego, gdyż konstrukcje stosowane są powszechnie znane jako typowe konstrukcje drewniane dla mostów o większej rozpiętości. Z tego też punktu widzenia podany materiał nie daje dla inżyniera interesującego się tymi zagadnieniami nic nowego. A zatem cel publikacji był „nicco” inny. Chodziło oczywiście o zapoznanie szerszego ogółu inżynierów niemieckich z warunkami budowy mostów na Wiśle.

„Die Bautechnik” (Zeszyt 2 i 3, 1939) L. S.

PROJEKT MOSTU PRZEZ RZEKĘ FULDĘ W NIEMCZECH

W projektowaniu tras nowobudujących się dróg muszą brać udział również konstruktorzy mostów, ponieważ często trudno znaleźć zadowalające rozwiązanie przy z góry narzuconym położeniu mostu.

Tak przy budowie mostu przez Fuldę na autostradzie Eisenach — Kassel — Hamm projektodawca miał ciężkie zadanie. Według przyjętej trasy most musiał przeciąć rzekę pod kątem około 60° do jej osi. Szerokość rzeki w tym kierunku wynosiła 135 m. Filary w rzece trzeba było zbudować równoległe do osi rzeki tj. ukośnie względem osi mostu. Zeby uniknąć tego, opracowano kilka wariantów o dużym prześle środkowym. Ponieważ z obu stron rzeki na pewnej odległości brzegi są wysokie, żeby uniknąć wysokich nasypów zdecydowano, że całkowita długość mostu wyniesie ponad 700 m. Zaprojektowano kilka wariantów. Jeden z nich zawierał cztery duże łuki o rozpiętości do 170 m każdy. Ale po wykluczeniu przęsła nad rzeką, trzy inne łuki tak znacznej rozpiętości są bezcelowe i nieoszczędne. Następne warianty zawierały jeden duży łuk przy dużej ilości małych łuków lub przęsła belki ciągłej. Warianty te wyglądały nieestetycznie ponieważ zawierały za dużo małych przęsła. Ciągła belka również była odrzucona gdyż w wypadku dużych przęsła przy obu przyczółkach znajdowała się ona zbyt blisko gruntu. Połączenie zaś dużego przęsła środkowego z małymi wyglądało również nieładnie. W ten sposób wszystkie warianty o dużym prześle środkowym były odrzucone. Ostatecznie zastosowano ciągłą blachownicę spawaną o rozpiętości 52,00 + 2.58,00 + 2.65,00 + 2.72,00 + 2.65,00 + 2.58,00 + 52,00 = 741,00 m. Dwa filary umieszczono w rzece. Osie filarów umieszczono równoległe do osi rzeki. Z początku kierunek ten miały

otrzymać tylko dwa filary znajdujące się w rzece. Osiom innych miano nadawać stopniowo (licząc od środkowych filarów ku bocznym) mniejszy ukos, z tym żeby filary skrajne były już prostopadłe do osi drogi. Model jednakże wykazał, że nie jest to estetyczne rozwiązanie, wobec czego wszystkie filary usadowiono jednakowo.

Zeby ukośne położenie filarów względem mostu nie rzucało się w oczy, nadano im zaokrągloną formę ze strony wąskich boków. (Ostro zarysowane boki przy formie prostokątnej podkreślałyby ukośne położenie filarów).

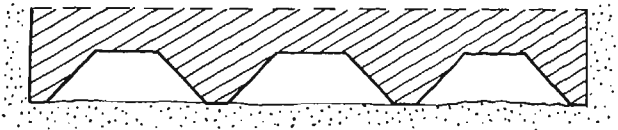
Budowę mostu rozpoczęto w lipcu 1938 r.

„Die Bautechnik” (3 Marca 1939 r.)

P. S.

KESONY O PODWÓJNYCH NOŻACH

Zastosowanie podwójnych noży u podstawy kesonu daje wybitne zmniejszenie nacisków przekazywanych na grunt przez noże, które muszą przenieść bardzo dużą część obciążenia, gdyż tak opór sprężonego powietrza w kesonie jak i opór tarcia w ziemi nasyconej wodą nie dają wielkich korzyści. Drugą bardzo dodatnią cechą kesonów o podwójnych nożach jest możliwość pracy podczas budowy po oby-



dwu stronach noża, co przyspiesza znacznie szybkość zanurzania się kesonu i pośrednio zmniejsza ilość godzin pracy w atmosferze sprężonego powietrza.

Na szkicu pokazano schematyczny przekrój takiego kesonu.

Keson o podwójnych nożach znalazły zastosowanie przy budowie nowej śluzy morskiej w Ostendzie.

„Der Bauingenieur” (Zeszyt 3/4, r. 1939)

L. S.

PIĘCDZIESIĘCIOLECIE TRZECH WIELKICH KONSTRUKCJI STALOWYCH

W rozwoju budownictwa stalowego ważną datą jest rok 1889, rok wzniesienia pierwszych trzech wielkich konstrukcji stalowych. Są to: wieża Eiffla, most na Forth i most Lansdowne.

Wieża Eiffla pozostaje do dziś najważniejszą konstrukcją w Europie. Posiada ona wysokość 300 m, a całkowity jej ciężar wynosi 9000 ton. Rozpoczęcie jej budowy wywołało ongiś burzę protestów, motywowanych względami tak estetycznymi jak i bezpieczeństwa.

Most kolejowy nad ujściem rzeki Forth w Szkocji posiada konstrukcję wspornikową, przy czym rozpiętość jego środkowego przęsła wynosząca 521 m jest do dziś największą rozpiętością mostów tego typu. Całkowita długość mostu wynosi 1930 m, ciężar użytej stali jest 56 tysięcy ton. Budowa trwała 7 lat.

Nieco wcześniej wykonany most Lansdowne w Indiach Brytyjskich posiada również konstrukcję wspornikową i przed otwarciem mostu na Forth jego 250 m rozpiętości było rekordowe. W konstrukcji kratowej obu mostów uderza dziś ogromna ilość drobnych elementów pozbawiających konstrukcję wszelkiej przejrzystości.

Wszystkie trzy konstrukcje w ciągu całych 50 lata pracy nie wymagały — poza periodyczną konserwacją — żadnych przeróbek ani napraw.

„L'Ossature Metallique” (Czerwiec 1939)

inż. E. O.

PIERWSZA SPAWANA KONSTRUKCJA SZKIELETOWA W NOWYM JORKU

O ile w Polsce — jak podaje prof. Bryła — spawanie objęło już 90% konstrukcji budowlanych, to w Nowym Jorku jest ono dozwolone przepisami dopiero od końca 1937 roku. Po raz pierwszy zastosowano spawaną konstrukcję szkieletową w wykonanym w zeszłym roku trzynastopiętrowym „Kensington House”. Montaż konstrukcji stalowej trwał sześć tygodni, a więc — jak na stosunki amerykańskie — bardzo długo, co tłumaczone jest nieobeznaniem z pierwszą raz stosowanym spawaniem. Na szkielet zużyto 726 ton stali osiągając na jej ciężarze 10% oszczędności w porównaniu z konstrukcją nitowaną.

„L'Ossature Métallique” (Czerwiec 1939)

inż. E. O.

ZBIORNIK WODOCIĄGOWY W MAISONS — LAFFITTE (FRANCJA)

Nowy zbiornik wodociągowy w Maisons—Laffitte pod Paryżem posiada pojemność 1000 m³. Rozporządzano tu ograniczonym terenem prostokątnym, a posiadane już dawniej pompy nie pozwalały na wzniesienie zbiornika większe niż 16 m. Z tych względów musiano zaprojektować zbiornik prostokątny, który oparto na dwudziestu słupach wysokości 12,50 m.

Słupy wykonano ze stalowych obetonowanych belek *H* i związane ze sobą dwiema poziomymi wiatrownicami. Dla osiągnięcia wrażenia lekkości wiatrownice te nie są obetonowane i nie posiadają elementów łączących ze sobą słupy zewnętrzne.

Dno zbiornika opiera się na słupach za pośrednictwem pełnych luków żelbetowych łączących sąsiednie słupy. Pola płyty pomiędzy słupami mają wymiary: 4,52 m × 4,90 m. Konstrukcja dna jest krzyżowa, przy czym w jednym kierunku elementami nośnymi są obetonowane beleczki stalowe *H NP 18* rozstawione co 0,98 m, w drugim zaś — żebra żelbetowe o rozstawie 0,46 m. Ruszt ten od góry i od dołu pokryty jest płytami żelbetowymi. Krzyżowość konstrukcji zapewnia dnu znaczną sztywność, co pozwoliło na niestosowanie żadnych specjalnych izolacji. Ograniczono się więc tylko do dodania środka wodoszczelnego do szlichty cementowej pokrywającej od wewnątrz dno i ściany zbiornika.

Budowa odbywała się bez rusztowań, gdyż szalowane żelbetów podwieszane było do słupów i stalowych beleczek dna.

„L'Ossature Métallique” (Czerwiec 1939)

inż. E. O.

WYPADEK Z HALĄ ŻELBETOWĄ

Paraboliczny dach otwartej hali długości 573 m spoczywał na 34 ramach trójprzegubowych o rozpiętości 26 m. Wysokość pionowych części bocznych ramy wynosiła 4,15 m. Część górna miała formę paraboli o strzałce 2,75 m. Ramy wykonano z betonu o wytrzymałości kostkowej 300 kg/cm². Zastosowano stal wysokowartościową. Naprężenia dopuszczalne w betonie przyjęto 100 kg/cm² i w stali 2200 kg/cm². Najpierw wykonano 17 ram i kiedy skonstatowano, że pracują one normalnie, wykonano drugie 17. Bezpośrednio po rozszalowaniu tych ostatnich beton przy przegubach dolnych poddał się i konstrukcja upadła. Jeszcze przed wykonaniem drugich 17 ram zauważono, że pierwsze 17 mają drobne rysy, na które jednak nie zwrócono uwagi. Teraz skonstatowano, że ilość tych rys znacznie powiększyła się. Trzeba zauważyć, że przy wykonaniu konstrukcji żelbetowych ze stalą wysokowartościową trzeba zwracać baczną uwagę na

dopuszczalne ugięcia. Przy obliczeniu strzałki ugięcia ramy przyjęto I fazę. Tymczasem ze względu na znaczne odkształcenie stali wysokowartościowej beton popękał i właściwym byłoby obliczenie w fazie II. Obliczenie to przeprowadzone po wypadku wykazało, że strzałka ugięcia wynosi ponad 1/200 rozpiętości, co jest stanowczo niedopuszczalne. Z drugiej strony, w projekcie hali nie przewidziano podwyższenia konstrukcyjnego rygla parabolicznego w zworniku. W ten sposób osiadł on mocno i linia ciśnień zajęła zupełnie inne położenie. Tymczasem naprężenia dopuszczalne były przyjęte tak znaczne, że ich powiększenie było by bardzo groźne. Oprócz tego w projekcie przewidziano przekładkę w przegubach grubości 5 cm. Przy znacznym odkształceniu, które miało miejsce, szpara ta była niewystarczająca. Przeguby zamknęły się i z ramy trójprzegubowej powstała rama o jednym przegubie — czyli zgola inny moment statyczny.

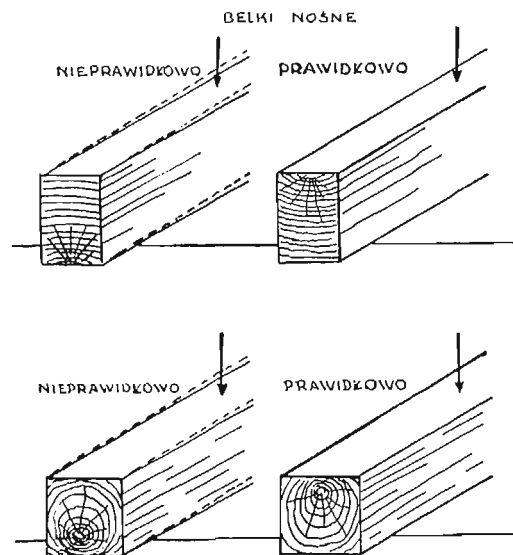
Nareszcie jeszcze jedna omyłka w projekcie. W miejscach przegubów słupy były wzmocnione z każdej strony przegubu tylko dwoma strzemiętami w formie ramek. Sam przegub był bardzo mocno uzbrojony ale znajdował się prawie w nieuzbrojonym betonie. To było prawdopodobnie bezpośrednią przyczyną wypadku.

„Beton und Eisen” (20 marca 1939 r.)

inż. E. O.

WPLYW NIERÓWNOMIERNEGO SKURCZU DREWNA BUDOWLANEGO PRZY WYSYCHANIU NA JEGO ZASTOSOWANIE W BUDOWNICTWIE

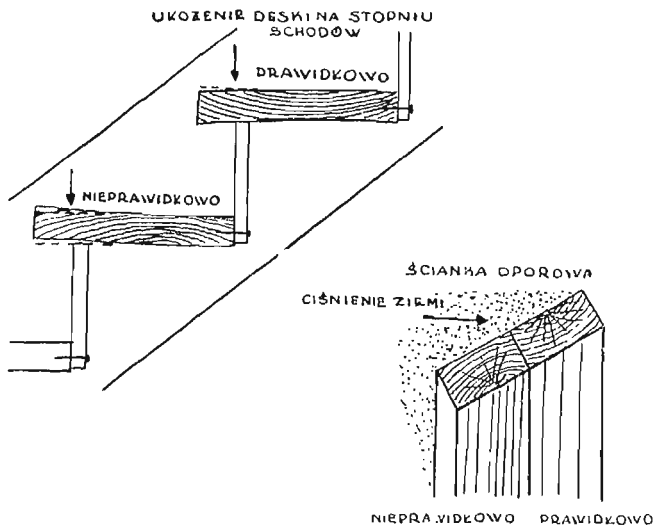
Drzewo po ścięciu zawiera jak wiadomo wielką ilość soków roślinnych, tj. substancji częściowo rozpuszczalnych w wodzie, częściowo w niej zawieszonych. Zawartość wody w świeżo ściętym drzewie dochodzić może do 60% ogólnej wagi.



Soki wysychając powodują kurczenie drewna; kurczenie to postępuje nierównomiernie; długość pnia pozostaje zwykle prawie niezmienną, drewno wysycha głównie w kierunku poprzecznym. Skurcz poprzeczny drewna jest również niejednakowy: w kierunku koncentrycznym (kierunek promieni rocznych) wynosi on do 10% i w kierunku odśrodkowym około 5%. Na skutek tego wykonane z drewna przedmioty kurczą się i pękają.

Nie przywiązywano dotychczas większej wagi do sposobu układania belek i desek używanych w budownictwie stosownie do ich skłonności do skurczu i pękania. Zwrócenie uwagi na te charakterystyczne cechy pozwoli na

lepsze wykorzystanie materiału, lepszą i łatwiejszą konserwację budowli oraz na osiągnięcie dość znacznych oszczędności.



Złączone szkice wskazują jaki jest właściwy i niewłaściwy sposób ułożenia belek i desek drewnianych dla różnych wypadków ich zastosowania.

„Bautechnik“, Nr 24, z dn. 9.VI.39 r.

H. S.

ANGIELSKIE PROPOZYCJE DOTYCZĄCE BUDOWY SCHRONÓW

W fachowej prasie angielskiej pojawiło się ostatnio sporo wniosków i propozycji co do budowy wolnostojących schronów przeciwlotniczych. Jeśli chodzi o wejścia do schronów, to posiadają one drzwi otwierane na zewnątrz — tak samo jak i w Niemczech. Wprawdzie konstrukcję tych wejść wykonano mając na uwadze ich odporność na odłamki, lecz skuteczność ich jako izolatorów gazu wydaje się być wysoce problematyczną, ze względu na brak drugiej pary drzwi. W planach nie przewidziano również okien, lecz ograniczono się jedynie do zamykalnych instalacji przewietrzonych. Wpusty pod stropem, według opinii zagranicznych fachowców są o tyle złe, że osłabiają złączenia ścian i stropu w miejscu najbardziej wystawionym na działanie bomb.

Jako uzbrojenie przewiduje się pręty o śred. 10 mm, które mają być zastosowane zarówno w stosunku do ścian, jak i stropu. Według opinii angielskich sfer fachowych grubości stropów mogłyby ulec redukcji z 23 na 13 cm o ile odległość schronu od budynku byłaby większą od połowy wysokości, stąd wniosek, że kola fachowe liczą się z obciążeniem stropu większymi ilościami gruzu dopiero przy odległości mniejszej. Tego rodzaju konstrukcje mają oczywiście tylko tam rację bytu, gdzie występuje woda podskórna lub istnieją inne trudności techniczne uniemożliwiające budowę tego rodzaju pomieszczeń w nowych domach.

„Zement“ (Kwiecień 1939)

J. N.-T.

RECENZJE

Inż. Henryk Griffel — Tabela nośności słupów z rur stalowych osiowo obciążonych — wstępem zaopatrzył prof. dr inż. Stefan Bryła. Nakładem Wspólnoty Interesów Górn. Hutn., Katowice 1939.

Wprowadzenie na szeroką skalę spawania do konstrukcji stalowych, spowodowało i powrót elementu rurowego, jako najekonomiczniejszego teoretycznie przekroju ściskanego. We wstępie omawianych „Tablic” prof. S. Bryła rozważa wszystkie momenty natury ekonomicznej już nie tylko teoretyczne, i dochodzi do wniosku, że „oszczędności będą rozmaite, ale że najczęściej będą i to takie, że warto będzie słup przekalkulować też na przekrój rurowy w największej ilości wypadków”. Podkreśla poza tym prof. Bryła i inne walory słupów okrągłych, więc natury estetycznej jeśli chodzi o architekturę szczególnie wnętrza, mniejsze powierzchnie narażone na parcie wiatru w konstrukcjach ażurowych oraz ułatwienie konserwacji. Zastosowanie przekrojów rurowych jest coraz większe, przeto „Tablice” stanowią wielkie ułatwienie w pracy konstruktora i będą dla niego niewątpliwie zachętą do przeprowadzenia prób i w kierunku słupów rurowych.

Tablice obejmują tabele pomocnicze zawierające przekroje, momenty bezw. i wytrzymałości rur stalowych bez szwa, tabele współczynników wybożenia wg PN/B—1900, tabele nośności słupów osiowo obciążonych dla różnych średnic i wysokości, oraz tabele do obliczania podstaw.

Inż. Edmund Chwaściński — Kolejowa służba drogową. 2 tomy. Warszawa 1939. Wydawnictwa Techniczne Ministerstwa Komunikacji.

Jak wszystkie Wydawnictwa Techniczne Ministerstwa Komunikacji i ta książka zwraca uwagę swą staranną i no-

woczesną formą graficzną, czego dotąd w tego typu poważnej literaturze technicznej nie spotkaliśmy. A dzieło inż. Chwaścińskiego należy niewątpliwie do najważniejszych polskich książek o kolejnictwie. Z każdego zdania tej książki przebija olbrzymi zasób wiedzy autora w swojej dziedzinie, i to wiedzy nie tylko teoretycznej, ale nabytej naskutek długotrwałej pracy w kolejnictwie. Widać olbrzymią pracę autora włożoną w jaknajbardziej popularne w należytym rozumieniu tego słowa ujęcie zagadnień, widać chęć przekazania całego ogromu swych bogatych wiadomości i doświadczeń jeknajwiększej rzeszy techników. Inż. Edmund Chwaściński dobrze zasłużył się nauce i kolejnictwu polskiemu opracowując swe dzieło, a Ministerstwo Komunikacji wydając je tak starannie i ciekawie.

Czytelne i ładne są rysunki techniczne, ale prawdziwą ozdobę książki stanowią artystyczne fotografie tematów kolejowych.

Treścią swą książka obejmuje wszystkie techniczne zagadnienia kolei w zakresie drogowym. Tom I. zawiera następujące rozdziały:

Wstęp: Historia kolei i wiadomości ogólne.

Część I. — Studia kolejowe.

Część II. — Opracowanie projektu kolei.

Część III. — Roboty ziemne i budowa podtorza łączące z dziełami sztuki.

Tom II: Część IV. — Budowa wierzchnia.

Część V. — Rozjazdy, drogi zwrotnicze, obrotnice i przesuwnice.

Część VI. — Stacje, posterunki i przystanki osobowe.

Część VII. — Wiadomości różne, oraz dodatki jak skorowidz i przegląd wydawnictw.

Inż. Kazimierz Pajewski — *Walka z korozją żelaza*. Wydawnictwa Techniczne Ministerstwa Komunikacji. Warszawa 1939.

Jak podaje we wstępie do tej książki inż. Jan Dybowski, ogólne straty roczne wynikające wskutek korozji żelaza sięgają w Polsce sumy 200 milionów złotych. Dlatego też sprawę tę traktować należy jako sprawę wielkiej wagi i bezsprzecznie należy powitać pracę inż. Pajewskiego, znanego specjalisty w tej dziedzinie, z uznaniem. Autor potraktował zagadnienie korozji szczególnie atmosferycznej wyczerpująco.

Podaje przede wszystkim teorie korozji, jej rodzaje, wpływ składników stali na korozję, aby następnie przedstawić środki ochrony przed korozją. Jako najbardziej rozpowszechnionemu sposobowi ochrony — mianowicie malowaniu stali, poświęca Autor cały rozdział, gdzie szczegółowo omawia i sposoby i okoliczności malowania oraz gdzie opisuje do kładnie potrzebne narzędzia. Wreszcie wskazuje na rolę projektującego konstrukcję jako na bardzo ważną, gdyż kształt konstrukcji ma wielki wpływ na odporność korozyjną.

PRZEGLĄD PRASY

ARCHITEKTURA I BUDOWNICTWO Nr 3 — zawiera prace następujące: Inż. T. Nowakowskiego — „Inso-lacja”, inż. T. Dzięgielewskiego i S. Jelnickiego — „Parę słów o budowie dworca głównego”, inż. B. Szmida — „Rozbudowa Gmachów Centrali P. K. O. w Warszawie”, oraz kilka opisów mniejszych budowli i sprawozdanie z konkursów.

BETON Nr 3. Pismo poświęcone propagandzie betonu i pracy nad podniesieniem poziomu technicznego betoniarstwa. A. Kopyciński — opisuje „Popularne moczydła betonowe do lnu”, inż. W. Apostołow — „Francuskie typy żelbetowych dolów i filtrów biologicznych”, T. Zabokrzecki pisze o „Zagadnieniu nieuczciwej konkurencji w przemyśle betonowym”. Poza tym jest opisanych kilka nowych pomysłów i Komunikaty Zarządu Związku Właścicieli Betoniarń.

CEMENT Nr 6 — organ Związku Polskich Fabryk Cementu, zawiera dokończenie artykułów inż. A. Friedsteina pt.: „O dopuszczalnych naprężeniach wysokowartościowego betonu” oraz inż. H. Griffela: „Doświadczenia porównawcze na belkach żelbetowych, uzbrojonych żelazem okrągłym i stalą „Griffel”. Poza tym numer zawiera artykuły inż. T. Konicia pt.: „Kontrola jakości betonu”, wiadomości różne i recenzje.

CZASOPISMO TECHNICZNE Nr 13 — organ Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie, zawiera prace inż. T. Włodka — „O możliwościach wykorzystania zjawisk magnetycznych do badań własności mechanicznych materiału”, dr A. Chmielowca pt.: „Obręcz pod ciężarem własnym” oraz dr Z. Fuchsa: „Wrażenia z podróży naukowej do Ameryki na V. Międzynarodowy Kongres dla mechaniki stosowanej”. Poza tym kronika.

DOM, OSIEDLE, MIESZKANIE Nr. 6 — organ Polskiego Towarzystwa Reformy Mieszkaniowej, poświęcony jest sprawie określenia pojęcia „mieszkania społecznego najpotrzebniejszego” (inż. S. Tolwiński). Pojęcie to zostało wprowadzone w r. 1937 przez Pierwszy Polski Kongres Mieszkaniowy, który domagał się udzielania pomocy państwowej dla budownictwa jedynie mieszkań tego typu. Od tego czasu dają się jednakowoż słyszeć liczne głosy dążące do wprowadzenia zmian w treści pojęcia „mieszkania społecznego najpotrzebniejszego”. Zagadnienia te omawia wspomniany numer, zawierający ponadto w dziale „Z książek i wydawnictw” omówienie najnowszych publikacji mieszkaniowych polskich, francuskich, niemieckich i angielskich.

INŻYNIER KOLEJOWY Nr 6 — organ Związku Polskich Inżynierów Kolejowych — zawiera sprawozdanie i referaty XVII. Zjazdu Inżynierów Kolejowych. Referaty zjazdowe wygłosili inż. A. Bobkowski — „Oszczędność w gospodarce kolejowej”, prof. A. Miszke — „Zagadnienie rozwoju linii komunikacyjnych w Polsce”, prof. J. Gieysztor — „Na marginesie referatu prof. A. Miszke”, oraz inż. M. Łopuszyński — „Rozwój komunikacji na tle sytuacji gospodarczo-finansowej Polski”. Kronika krajowa i zagraniczna oraz przegląd pism i komunikaty organizacyjne zamykają numer.

PRZEGLĄD BUDOWLANY Nr 6 — organ Stow. Przemysłowców Budowlanych R. P. Temat budownictwa czynszowego, któremu poświęcone były ostatnie numery „P. B.”, rozwijany jest w dalszym ciągu. Inż. L. Tomaszew-

ski zajmuje się zagadnieniem prawidłowego podziału terenu na parcele budowlane w art. p.t.: „Parcelacja terenów budowlanych”, o „Zagadnieniach konstrukcji w budownictwie czynszowym” pisze inż. Z. Pańkowski, „W sprawie głębokości bloków budowlanych”, zabiera głos inż. W. Weker i wreszcie dr S. Sienicki rozważa wyczerpująco „Wnętrze mieszkalne”.

Poza wymienionymi już pracami inż. W. Bielicki i J. Suwalski poruszają mało znaną u nas kwestię, a mianowicie piszą o „Dykcje w deskowaniach do robót betonowych”. Aktualny obecnie temat budownictwa obronnego rozwija inż. K. Biesiekierski w art. „Przeciwlotnicze schrony żelazobetonowe w świetle instrukcji” oraz J. Suwalski dając garść wiadomości o „Obronie przeciwlotniczej w Anglii”. Ciekawa jest notatka inż. Z. Pogonowskiego o „Wyburzaniu otworów za pomocą wysokiej temperatury”.

Poza tym informacje o pracach Zakładu Budownictwa ogólnego Politechniki Warszawskiej, działy poświęcone organizacji i bezpieczeństwu pracy, z doświadczeń i obserwacji, przegląd wydawnictw, bardzo obszerny i obfity w wiadomości z wszystkich dziedzin budownictwa, życie budowlane, ustawodawstwo i orzecznictwo. Jako dodatek „Przeгляд ceramiczny”.

PRZEGLĄD TECHNICZNY Nr 12—13. Dr M. Śmiałowski porusza ważne zagadnienie, szczególnie wobec rozwoju zastosowania spawania, a mianowicie pisze o „Korozji połączeń spawalnych i jej zwalczaniu”, a prof. W. Wierzbicki rozwijając przed paru laty poruszony przez siebie temat bezpieczeństwa budowli jako zagadnienia prawdopodobieństwa omawia: „Bezpieczeństwo belki zginanej”. Dalej dr E. Stamm opisuje wystawę Leonarda da Vinci w Mediolanie. Przegląd pism technicznych zawiera dużo ciekawych informacji. Poza tym „Wiadomości Towarzystwa Wojskowo-Technicznego”, z ciekawym artykułem inż. W. Gutowskiego pt.: „Zasady techniczne wykonywania magazynów dla paliw płynnych”. „Przeгляд piśmiennictwa Wojskowo-Technicznego”, „Przeгляд czasopism” i „Geodeta” — miesięcznik poświęcony sprawom inżynierii mierniczej.

E R R A T A

W artykule inż. Kazimierza Biesiekierskiego p.t.: „Nadciśnienie jako środek obrony” w Nr 6. „Inżynierii i Budownictwa, wkradły się następujące omyłki drukarskie:

strona	szpalta	wiersz	wydrukowano
258	prawa	10 od góry	$H_1 - H_2 = \frac{v^2}{2g} \gamma = \frac{Q^2}{(\Sigma f)^2} K$ winno być $H_1 - H_2 = \frac{v^2}{2g} \gamma = \frac{Q^2}{(\Sigma f)^2} K$
259	lewa	17 od dołu	gdzie e i Q są proporcjonalne do kwadratu ciśnienia winno być gdzie e i H są proporcjonalne do kwadratu Q
259	prawa	5 od góry	$H_1 = H_2 = \frac{L^2}{3^2} K$ (9); winno być $H_1 - H_2 = \frac{L^2}{3^2} K$ (9)

Komunikaty Zw. Polskich Inż. Budowlanych

POSIEDZENIE ZARZĄDU GŁÓWNEGO ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH

Dnia 30 bm. odbyło się posiedzenie Zarządu Głównego Związku Polskich Inżynierów Budowlanych.

Obecni:

- Inż. J. Nechay -- przewodniczący
- Inż. W. Srokowski -- wiceprezes Związku
- Inż. K. Krawczyk -- sekretarz generalny
- Inż. Cz. Gniewiński
- Inż. Kądziałko } członkowie Zarządu
- Inż. A. Czaplicki -- delegat Oddziału w Katowicach
- Inż. W. Wyszowski -- delegat Oddziału w Łodzi
- Dr inż. St. Andruszewicz -- delegat Oddziału w Krakowie
- Inż. A. Kobyliński -- Komisja Kamieni Budowlanych
- Prof. dr inż. W. Paszkowski -- Komisja Betonu i Żelbetu
- Prof. dr inż. W. Zenczykowski -- Komisja Izolacyjna
- Inż. R. Piętkowski -- Komisja Badań Gruntów
- Dr inż. T. Kluz -- „Inżynieria i Budownictwo“
- Inż. W. Kędziński -- Kierownik biura

Porządek dzienny przewidywał:

- 1) Przyjęcie protokołu poprzedniego zebrania.
- 2) Podział czynności członków Zarządu Głównego.
- 3) Sprawozdanie Komisji Normalizacyjnych.
- 4) Sprawozdanie Komisji ogólnych.
- 5) Sprawozdanie Oddziałów.
- 6) Tymczasowe sprawozdanie finansowe Zarządu Głównego na I. półrocze 1939 r.
- 7) Sprawy redakcyjne i wydawnicze.
- 8) Termin i temat Zjazdu Naukowego w Krakowie.
- 9) Wolne wnioski.

1) Protokół przyjęto bez odczytywania z uwagi na brak sprzeciwów po jego rozesłaniu.

2) Ustalono następujący podział prac członków Zarządu.

- wiceprezes -- 1. Inż. W. Srokowski -- Komisja O.P.L.
- 2. Inż. E. Brenneisen -- Komisja Taryfowa.
- 3. Inż. Cz. Gniewiński -- Oddziały Związku.
- 4. Inż. S. Kądziałko -- Komisja Zawodowa.

3) Sprawozdanie z działalności poszczególnych Komisji wygłosili:

Komisja Izolacyjna -- prof. Zenczykowski.

Dalsze opracowanie norm.

Komisja Cementu i Żelbetu -- inż. Nechay.

Komisja rewiduje normę PN/B-195.

Stan prac: projekt po pierwszym czytaniu rozesłany będzie wkrótce wszystkim członkom Komisji.

Komisja Kamieni Budowlanych -- inż. Kobyliński.

Komisja ogłosiła drukiem projekt normy badań kamieni budowlanych i pracuje ciągle nad wzorowym kosztorysem robót kamieniarskich oraz nad unormowaniem warunków odbioru.

Komisja Badań Gruntów -- inż. R. Piętkowski.

Komisja opracowuje wytyczne do pomiarów osiadania gruntów oraz prowadzi badania nad ustaleniem nomenklatury gruntów.

Komisja Budowlana -- odczytano notatkę inż. T. Konica:

Na zasadzie uchwały Rady Przewodniczących tworzy się po kolei samodzielne Komisje z dotychczasowych

Podkomisji. Usamodzielniono Komisję Warunków Technicznych Wykon. Robót, Badania Wapna i Ceraamiczną.

Prof. Paszkowski, przewodniczący Rady Przewodniczących Komisji P.K.N. streszcza przebieg wizyty w Ministerstwie Przemysłu i Handlu, którą złożył łącznie z prof. Pszenickim. Celem tej wizyty było przedstawienie warunków pracy Komisji Budowlanych P.K.N. pracujących przy naszym Związku w dużych trudnościach finansowych z braku funduszy i dotacji na ich działalność ze strony P.K.N. Pan Wiceminister Rose z którym delegaci nasi rozmowę przeprowadzili, przyrzekł zająć się tą sprawą w najbliższej przyszłości, oraz sugerował złożenie memoriału uzasadniającego konieczność zmiany ustawy o P.K.N. oraz przedstawienie znowelizowanego projektu statutu P.K.N.

4) *Komisja Zagraniczna*. Odczytano list prof. Bryły, w którym zgłasza on rezygnację ze stanowiska przewodniczącego Komisji Zagranicznej. Wszyscy mówcy podkreślili wielki nakład pracy i wielkie zasługi prof. Bryły dla dobra naszego Związku i propagandy nauki Polskiej za granicą. Postanowiono jednomyślnie zwrócić się do prof. Bryły z prośbą o wycofanie swojej rezygnacji i prowadzenie prac Komisji w dalszym ciągu.

Komisja Spraw Zawodowych. Inż. Kądziałko zdał sprawę z prac Komisji, stwierdzając, że z uwagi na sytuację polityczną, czynniki decydujące poprosi nie mają czasu na poważniejsze zainteresowanie się interwencjami Komisji w sprawach zawodowych.

5) *Sprawozdanie Oddziałów*. Inż. Czaplicki z Oddziału Katowickiego zdał sprawę z działalności Oddziału, która rozwija się w tej chwili głównie w kierunku organizowania kursów dokształcających dla bezrobotnych pracowników budowlanych oraz kursu budowlanego O.P.L. Oddział Łódzki według sprawozdania inż. Wyszowskiego organizuje kursy techniczne dla drogomistrzów. Kurs O.P.L., zorganizowany dla członków umożliwia pracę w tej dziedzinie wielu członkom Koła.

Ponieważ pozostałe Oddziały z wyjątkiem Oddziału Pomorskiego, nadesłały sprawozdania czy usprawiedliwienia, inż. Nechay stwierdziwszy brak sprawozdania Oddziału Pomorskiego, proponuje zwrócić się raz jeszcze do Torunia z ponagleniem sfuzjowania Stow. Inż. Wodnych i Drogowych ze Z.P.I.B. na terenie okręgu Oddziału.

6) *Sprawozdanie finansowe* przedstawił inż. Kędziński. Największe obroty Związku stanowi własne wydawnictwo. Rachunek wpływów i wydatków zamyka się sumą zł 28.985,17 zestawienie należności i zobowiązań wykazuje nadwyżkę tych ostatnich w sumie zł 824,06, na co jednak mamy pokrycie w przyznanych nam subsydiach. Inż. Kędziński podkreśla konieczność zmiany organizacji rozliczeń z Oddziałami, co zresztą jest w tej chwili przedmiotem opracowywania sekretariatu.

7) *Sprawy pisma „Inżynierii i Budownictwa“*. Referuje inż. Kędziński. Materiału redakcyjnego posiadamy dużo, jednak nasuwa się konieczność zmniejszenia numeru ze względów finansowych, bo choć budżet pisma nie został przekroczony, administracja spotyka się z trudnościami inkasa należności za ogłoszenia, a to stanowi podstawę budżetu.

Odnosnie wydawnictwa książki pulk. Mroczyńskiego, inż. Kędziński zakomunikował, że kilkadziesiąt egzemplarzy

Już ukazała się

wydana nakładem
ZWIĄZKU POLSKICH INŻYNIERÓW BUDOWLANYCH
K S I A Ź K A

pułk. s. s. WŁADYSŁAWA MROCYŃSKIEGO
Kier. Sekcji Zakupów i Przelargów Wydz. Techn. Zarz. Miejsk. m. st. W-wy

o treści następującej:

Warunki ogólne i szczegółowe robót budowlanych, instalacyjnych itd.
Przepisy administracyjne • **Instrukcja** dla kierowników robót budowlanych.
Zasady urzędz. ulic i placów • **Wytyczne** w sprawie powierzania projektów bud.

Cena książki **zł. 20.—**

Do nabycia w **Zw. Polskich Inż. Budowlanych — Warszawa, Mazowiecka 4 m. 5. Konto P. K. O. 29.787**

zostało już oprawione i sprzedane, reszta zaś ukaże się w dniach najbliższych.

Inż. Nechay podał do wiadomości, że przygotowuje się drugie wydanie broszury informacyjnej pt.: „Laboratoria Budowlane”.

8) Termin i temat Zjazdu Naukowego w Krakowie wywołał długą dyskusję w której zabierali głos wszyscy obecni. W wyniku postanowiono urządzić Zjazd w marcu roku przyszłego. Temat Zjazdu ma składać się z 2 części:

I. Przygotowanie do kongresu międzynarodowego.

II. Organizacja placu na budowie.

Wybór przewodniczącego i skład Komitetu Organizacyjnego przeprowadzony zostanie po wakacjach.

9) *Wolne wnioski.* Prof. Paszkowski i inż. Piętkowski poruszają sprawę Pożyczki Obrony Przeciwlotniczej i postępowania Komisarza Pożyczki na m. Warszawę. W wyniku rozmów postanowiono zawiadomić N.O.I. o zaszłych faktach i zaproponować jej wystąpienie do Generalnego Komisarza gen. Berbeckiego.

KOMISJA DO SPRAW BUDOWLANYCH O.P.L.

Dnia 14. lipca, odbyło się zebranie organizacyjne Komisji do spraw budowlanych O.P.L. organizowanej przez Związek Polskich Inżynierów Budowlanych. Pierwsze próby organizacji tej Komisji podejmowane były kilka lat temu, ale ze względów od Związku niezależnych speliły na niczym.

Paląca potrzeba prac w tym kierunku, konieczność utworzenia licznych kadr specjalistów — szczególnie wobec ostatniej inicjatywy ustawodawczej w tej dziedzinie, przychylny ustosunkowanie się do naszych zamierzeń władz wojskowych, to są przyczyny, które skłoniły Zarząd Główny do utworzenia Komisji.

Po zagajeniu posiedzenia przez wiceprezesa Związku inż. J. Nechaya, wybrany przewodniczącym p. ppłk inż. J. Szychowski, dziękując za wybór, wyraził w imieniu pana Inspektora Obrony Powietrznej Państwa zadowolenie z jakim Władze Wojskowe witają powstanie tej placówki.

Zarząd Komisji ukonstytuował się jak następuje:

Przewodniczący: ppłk inż. J. Szychowski

Wice przewodniczący: inż. Wiktor Srokowski

Sekretarz: inż. Kazimierz Krawczyk

Zastępca sekretarza: inż. Stefan Kühn.

W związku z okólnikiem Ministerstwa Spraw Wewnętrznych z dn. 13. czerwca oraz w myśl Deklaracji złożonej Panu Marszałkowi Polski i Panu Inspektorowi Obrony Powietrznej Państwa, Komisja uchwaliła mimo braku oficjalnego zaaprobowania ze strony Zarządu Miasta zgłosić akces P.Z.I.B. współpracy przy przygotowaniu miasta do O.P.L. Realizowa-

wać tę uchwałę podjęli się: inż. K. Biesiecki, inż. Goettel, inż. Srokowski i inż. Witulski.

Zastanawiając się nad sprecyzowaniem zakresu prac utworzono referaty:

- kontakty z Inspektorem O.P.P. — inż. Goettel;
- kontakty z Dep. Bud. M.S. Wojsk. — inż. Srokowski;
- prasowy — dr Kluz;
- odczytowy — inż. Barszczewski;
- fachowej poradni technicznej — inż. Biesiecki.

WSPÓŁPRACA Z.P.I.B. Z ZARZĄDEM MIEJSKIM W PRZYGOTOWANIU MIASTA DO O.P.L.

Na podstawie uchwały Komisji Budownictwa O.P.L., członkowie Oddziału Warszawskiego Z.P.I.B. współpracują z Zarządem Miejskim w charakterze rzeczoznawców technicznych przy przystosowaniu istniejących budynków na pomieszczenia schronowe.

Ponieważ jednak nie wszyscy Koledzy stawili się na wezwanie Związku do dyspozycji Wydziału Nadzoru Budowlanego Zarządu Miejskiego, skutkiem czego inni otrzymali duże rejony do opracowania, w imię solidarności Koleżeńkiej prosimy Kolegów aby nie zwlekając zgłosili akces do tej pracy, a tym samym spełnili zaszczytny obowiązek obywatelski.

WOLNE POSADY

1. Okręgowy Urząd Budownictwa Nr IX. w Brześciu n/B. zatrudni w charakterze kolaudantów 1 — 2 inżynierów łączących z praktyką budowlaną i znajomością przepisów obowiązujących w bud. wojskowym.

Wynagrodzenie liczone będzie ryczałtem od każdej skolaudowanej roboty w wysokości ustalonej przez Dep. Bud. M.S. Wojsk. zarządzeniem Nr 8680/Insp. H/39 z dnia 5.V.1939 r.

Zgłoszenia kandydatów należy nadsyłać do Okręgowego Urzędu Budownictwa Nr IX. Brześć n/B. — Twierdza z dołączeniem życiorysu i odpisów (nieuwierzytelionych) meryki urodzenia, książeczki wojskowej i świadectw z dotychczasowych prac.

2. Jest do objęcia kilka posad kierowników budowy elewatorów zbożowych z ramienia Państwowych Zakładów Zbożowych w miejscowościach: Wilnie, Grodnie, Białymstoku, Małkini, Łowiczu, Łodzi, Kielcach, Jędrzejowie, Zamściu, Chełmie, Włodzimierzu i Kowlu.

Uprawnienia budowlane pożądane, lecz nie konieczne.

Wynagrodzenie procentowe od kosztu elewatora.

Wiadomość u Kierownika Działu Budowlanego w Państwowych Zakładach Przemysłowo-Zbożowych p. inż. Rucskiego, ul. Szpitalna 8, tel. 3.44.98.

Z N. O. I.

Dnia 25 b.m. odbyła się w gmachu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie IV. doroczny Zjazd Delegatów Naczelnej Organizacji Inżynierów R. P., w którym wzięło udział około 200 delegatów wszystkich organizacji zrzeszonych w N. O. I. Z zaproszonych gości przybyli przedstawiciele władz, wojska, profesorowie wyższych uczelni, przedstawiciele ciężkiego przemysłu.

Obrady zagał Prezes N.O.I. WzMinister Komunikacji inż. Aleksander Bobkowski, przedstawiając w swym przemówieniu dorobek prac Rady Głównej i Prezydium N.O.I. i ilustrując cele i zadania N.O.I. Przewodniczącym Zjazdu wybrano przez aklamację prof. dr inż. Andrzeja Pszenickiego.

W imieniu P. Ministra Spraw Wojskowych powitał Zjazd P. Gen. Maciejowski, podkreślając rolę i znaczenie inżynierów w dziedzinie dobrojenia i obrony Państwa i życząc owocnych obrad. Następnie w imieniu Stowarzyszenia Techników Polskich w Warszawie witał zgromadzonych Prezes Stowarzyszenia inż. Wiesław Gąssowski.

Między depeszami powitalnymi wyróżniła się serdeczną treściwą depeszą od P. WzPremiera inż. Eugeniusza Kwiatkowskiego.

Następnie dłuższe przemówienie o roli techniki i inżynierów w nowoczesnej gospodarce państwowej, tak podczas pokoju jak i wojny, wygłosił prof. dr inż. Stefan Bryła, Dziekan Wydziału Architektury Politechniki Warszawskiej. Mówca uwypuklił znaczenie i wagę techniki we wszelkich zagadnieniach związanych z rozwojem życia gospodarczego, położył nacisk na konieczność jak najściślejszego związania techniki z obroną Państwa. Inżynier jest teraz właściwie oficerem przemysłu technicznego i N.O.I. doceniając to zagadnienie zwracała się kilkakrotnie w dłuższych memoriałach do władz państwowych i czynników wojskowych, proponując konkretne formy jak najszerszego wykorzystania inżynierów dla celów obrony Państwa. Te dwa działy życia gospodarczego — technika i obrona Państwa — są ze sobą nierozłącznie związane i celem N.O.I. jest tak uzgodnić

współdziałanie, by dalo to możliwość osiągnięcia możliwie maksimum korzyści, i zapewniło bezpieczeństwo i pomyślny rozwój życia gospodarczego.

Przewodniczący Zjazdu Prof. Pszenicki w krótkich słowach wskazał na konieczność ponoszenia jednakowo przez wszystkich jak największych ofiar dla celów obrony Państwa.

Zjazd wysłał depesze z wyrazami czci i uznania do P. Prezydenta Rzeczypospolitej i Marszałka Polski, jak również wyraził gotowości do pracy nad wzmocnieniem potęgi kraju, do P.P. Premiera i WzPremiera.

Po tej oficjalnej części rozpoczęły się właściwe obrady Zjazdu. Delegatów poświęcone działalności N.O.I. w okresie ubiegłym jak również sprawom statutowym. Wybrano przez aklamację dotychczasowego Prezesa WzMinistra inż. Al. Bobkowskiego na dalszy okres kadencji, oraz przyjęto do wiadomości sprawozdanie Prezydium Komisji Rewizyjnej.

Zamykając obrady Zjazdu, Przewodniczący prof. Pszenicki podkreślił rzeczowość i ścisłość przemówień kierowanych troską o dobro techniki polskiej, godności stanu inżynierskiego, a nacechowanych przede wszystkim myślą obrony kraju.

WYSTAWA BUDOWNICTWA I URZĄDZEŃ O.P.L. NA TARGACH WSCHODNICH

Ministerstwo Spraw Wewnętrznych łącznie z Inspektorem Obrony Powietrznej Państwa podjęło inicjatywę urządzenia „Wystawy budownictwa i urządzeń O.P.L.” na Międzynarodowych Targach Wschodnich we Lwowie. Do współpracy został zaproszony delegat naszego Związku. Na posiedzeniu Komitetu uchwalono schemat wystawy obejmujący kilka działów o charakterze tak dydaktycznym jak i ściśle reklamowym.

Wystawa, sądząc z głosów jakie padły na posiedzeniu Komitetu zapowiada się o bardzo szerokim zakresie i ma być ciekawie urządzone.

Związek zadeklarował swą współpracę w jaknajszerszym zakresie przy pracach organizacyjnych.

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

INŻ. JÓZEF SZMIGIELSKI

WARSZAWA, UL. Ś-TO KRZYSKA 16, TELEFON 657-92

WYKONYWA Z GWARANCJĄ IZOLACJE BUDYNKÓW OD WODY
(TARASY, BALKONY, SCHRONY
OPL., KOTŁOWNIE, PIWNICE, itp.)

SPRZEDAŻ PRODUKTÓW IZOLACYJNYCH

T R I C O S A L

51

Komitet Redakcyjny: Prof. S. Bryła, Inż. E. Brenneisen, Dr T. Kluz, Inż. J. Nechay, Prof. W. Zenczykowski.

Redaktor Naczelny: Inż. Dr Tomasz Kluz.

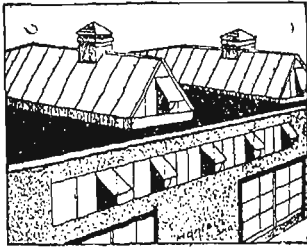
Redaktor Techniczny Inż. W. Kędziński.

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.

Wydawca: Związek Pol. Inż. Budowlanych.

Zakłady Graficzno-Introligatorskie J. DZIEWULSKI, Warszawa, Mariensztadt 8. (gmach własny)



Oszklenia bezkitowe
Okna warsztatowe
Dachy schedowe
Ściany szklane

ZAKŁADY
PRZEMYSŁOWE

HÄRTSCH - S.KA
SPÓŁKA Z OGRANICZONĄ ODPOWIEDZIALNOŚCIĄ
HÜRTSCH I S.KA

POZNAŃ-RATAJE II

FABRYKA WYROBÓW KORKOWYCH,
MATERIAŁÓW IZOLACYJNYCH I CHEMICZNYCH

ROSICKI, KAWECKI i S-ka

ŁÓDŹ, ORLA 17/19. TELEFON 218-47

Izolacja chłodni, ścian, dachów, kotłów i rur. Płyty korkowe ekspandowane, otuliny korkowe. Cegły i otuliny okrzemkowe (termalitowe). Lekkie masy izolacyjne. Farby olejne, siderosteny i lakiery. Materiały budowlane.

29



„STRAŻNICA PRZECIWOLOTNICA”

WYTWÓRNIA SPRZĘTU I URZĄDZEŃ
obrony przeciwlotniczo-gazowej
Bronisław Maziarowski i Adam Saławiła
Warszawa, Plusa XI Nr 7, tel. 731-63

WYROBY: zasłony światłochronne różnych systemów, zasłony gazoszczelne i uszczelnienia przeciwgazowe, instalacje wentylacyjne, piaskowniki na piasek do gaszenia bomb żepal., komplety dla zabezpieczenia strychów od pożarów, urządzenia ochronowe.

SPRZEDAŻ: kombinezony, pasy strażackie, linki, toporki i t. p.



Ryszard Zieliński

SZLIPIERNA SZKŁA
FABRYKA LUSTER
ZAKŁADY SZKLARSKIE

tel. 15-58 **GDYNIA** tel. 15-58

WARSZAWA, Nowy Świat 59

tel. 605-08

DZIAŁ BUDOWY KONSTRUKCJI
SZKŁO-ŻELBETOWYCH

Nazwa i znak zastrzeż. w U. P. R. P.
Dachy szklane-żelbetowe, świetliki piwniczne, ściany z cegiel i pustaków szklanych, okna żelbetowe, posadzki szklane.

84

HYDROFOIR

WARSZAWA, ul. KRÓLEWSKA 23
TELEFONY: 625-59, 625-56, 627-24

POMPY, ELEKTROPOMPY, HYDROFORY
PODGRZEWACZE, FILTRY DO WODY

LOKALNE URZĄDZENIA GAZOWE
Gaśnice wg. najnowszych patentów

Castor

czyni cement
nieprzemakalnym



Jedynie skuteczny i niezawodny środek izolacyjny zabezpieczający przed wilgocią i naporem wód.

CENTRALA:
BIURO SPRZEDAŻY

„Castoru”

M. KARSTENS Sukcesorowie
Warszawa, Koszykowa 7
Tel. 8.27-95

Do nabycia w większych składach materiałów budowlanych w kraju.

MASTEWAL

PŁYTY I PUSTAKI BUDOWLANE
z impregnowanej wlny drzewnej i cementu
NIEPALNE, CIEPŁOCHRONNE, TŁUMIĄCE DŹWIĘKI,
NIEWRAŻLIWE NA WILGOĆ

Idealny materiał na ściany działowe, izolacje ścian i stropów, garaże i hangary

Wytwórnia i sprzedaż

Inż. J. BARTOSZEWSKI i W. BALCER Sp. z o. o.
WARSZAWA, KREDYTOWA 16. TELEF. 690-41

Wytwórnie rejonowe:

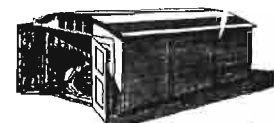
ŁÓDŹ, POZNAŃ, JASŁO, WILNO, ZDOŁBUNÓW

55

Ciepłe, ruchome i niepalne

GARAŻE

pojedyncze i boksy
o stalowej konstrukcji
wypełnionej płytami



„Mastewal” z instalacją elektrycznego oświetlenia i ogrzewania,

DOSTARCZAMY i MONTUJEMY
po cenach konkurencyjnych

BIURO INŻYNIERYJNO-BUDOWLANE

Inż. Aleksander Chmielowski
Warszawa, ul. Krucza 6, m. 7. Tel. 9.99-85

62