



# PRZEGLĄD TECHNICZNY

CZASOPISMO POŚWIĘCONE SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU

WYDAWCA SP. Z O. O. PRZEGLĄD TECHNICZNY

REDAKTOR INŻ. M. THUGUTT

Nr. 14

WARSZAWA, 27 LIPCA 1938 R.

Tom LXXVII

Dr W. BECK

620.19:628.28

## Korozja chemiczna rur podziemnych

W końcu 1937 roku „Bureau of Standards” zorganizowało Kongres poświęcony wszystkim zagadnieniom dotyczącym korozji rur żelaznych i kabli ołowianych. Autor brał czynny udział w tej konferencji. Miał on poprzednio sposobność opracowania zagadnienia, dotyczącego pewnych zjawisk korozji kabli ołowianych i przy tej sposobności dokładnie zbadał zniszczenie przewodów podziemnych przez wędrujący prąd elektryczny.

W tym miejscu ograniczymy się tylko do zjawisk chemicznych, zachodzących na powierzchni podziemnych przewodów rurowych, wywołujących zniszczenie metalu. Przede wszystkim rozważymy wpływ ziemi jako środka korozyjnego, pomijając wszystkie uboczne zjawiska, odbywające się na powierzchni samego metalu.

Jak wiadomo, korozja metalu jest zjawiskiem, scharakteryzowanym przez reakcję chemiczną, zachodzącą pomiędzy rozważanym metalem a działającym na niego roztworem korodującym.

Im mniej jednorodna jest struktura metalu i im więcej złożony jest roztwór atakujący, tym bardziej będzie skomplikowany proces korozyjny. Jednakże doświadczenie nauczyło, że skład korodującego roztworu posiada decydujący wpływ na przebieg korozji i że nawet często różne materiały żelazne, posiadające niejednorodną strukturę, korodują w sposób analogiczny w jednym i tym samym środowisku.

A więc należy sobie postawić pytanie, jakie czynniki w podłożu gruntu wywołują zjawisko korozji. Nie ulega wątpliwości, że zawartość wilgoci w ziemi, która uzależniona jest od ilości deszczów i podziemnych źródeł, jest jednym z ważnych czynników. Następnie rzeczą istotną jest

stopień chłonności gruntu i zdolność jego do wiązania wody. Czynniki te są uzależnione od struktury powierzchni składowych cząstek ziemi, od kapilarności jej masy i od różnych czynników klimatycznych. Również należy zwrócić uwagę na ilość znajdującego się w gruncie rozpuszczonego tlenu, na zawartość soli i kwasów ziemnych.

Właściwa struktura gruntu jest bardzo skomplikowana. W skład jego równocześnie wchodzi substancje koloidalne, ziarna piasku, żwir i często składniki organiczne.

Na szybkość korozji wywiera również decydujący wpływ pierwotna warstwa rdzy, utworzona na powierzchni żelaza, która, w zależności od jej charakteru i szczelności pokrycia, może stworzyć warstwę chroniącą przed dalszą korozją, względnie może ją przyspieszyć (przeważnie jednak występuje jako ochrona).

Te wszystkie obserwacje zostały poczynione na podstawie wyników licznych badań, przedłożonych na Kongresie w Ameryce.

Tak na przykład „Gulf Oil Corporation” przeprowadziło dokładne badania laboratoryjne oraz praktyczne próby nad korozyjnym działaniem gruntu. Rozpatrzmy najpierw bardzo pouczające próby laboratoryjne, dokonane w tym zakładzie. Jako próby do tego badania zostały użyte płytki stali walcowanej na zimno o średnicy 4,49 cm. Płytki te umieszczano w różnych rodzajach gleby, w których zawartość wilgoci została doprowadzona do określonego stopnia. Naczynia zawierające próby umieszczono w wielkiej sali badań, wypełnionej powietrzem nasyconym wilgocią, uniemożliwiając w ten sposób ewentualne wyschnięcie prób. W czasie trwania badań utrzymywano stałą temperaturę. Po zakończeniu badania płytki zostały oczyszczone i zważone w sposób niżej opisany.

Podjęto próby z różnymi gatunkami gruntu, dwa z nich znane były ze swej agresywności korozyjnej w stosunku do stali, trzeci był nieaktyw-

\*) Referat z Kongresu urządzonego przez „Bureau of Standard” w Waszyngtonie w końcu 1937 r., poświęconego sprawie korozji.

ny. Czwarty gatunek gruntu składał się z grubego piasku rzecznoego, został on obrany z powodu swojej wysokiej oporności elektrycznej. Grunt ten więc nie zawierał soli, był mało agresywny i zawierał tylko niewielką ilość składników koloidalnych, posiadał natomiast wysoką przepuszczalność.

Pierwszą serię prób podjęto w celu ustalenia wpływu na korozję gruntu o różnych stopniach nasycenia wodą i o różnych zawartościach powietrza. Osiągnięto to w ten sposób, że te same objętości mieszaniny gruntu i wody były stłaczane w różnym stopniu, daleko odbiegającym od stanu normalnego. To samo przeprowadzono z inną serią prób przy innej i również stałej zawartości wilgoci i t. d. Stopień zakwaszenia, lub inaczej stężenia jonów wodoru (pH), utrzymywano w tym wypadku bez zmiany. Przez stłoczenie lub ubijanie próbek wg określonych sposobów, zmieniano, sposobów, zmieniano, stosownie do życzenia, stopień nasycenia próbki znajdującym się w niej powietrzem.

Próby te miały na celu odtworzenie warunków normalnych stopniowego odparowywania wody, zawartej w gruncie, i zapełnienia powstających por powietrzem. Proces taki stale zachodzi w naturze i znajomość przebiegu korozji, spowodowanej dzięki niemu, przedstawia wielką wartość dla praktyki (silne ubijanie zamyka pory, które pozostają otwarte, o ile masa nie była wcale ubijana, albo ubijana była nieznacznie).

Druga seria prób służyła do ustalenia wpływu zmienności oporu elektrycznego gruntu na przebieg korozji. Przy tych próbach zawartość wody i powietrza w próbkach, jak również i pH utrzymywano bez zmiany. Jedyną zmienną był opór elektryczny. Trzecią serię prób podjęto w celu ustalenia wpływu różnego stopnia zakwaszenia gruntu na szybkość korozji. Przy tej próbie utrzymywano bez zmian wszystkie czynniki mające wpływ na korozję, łącznie z pH.

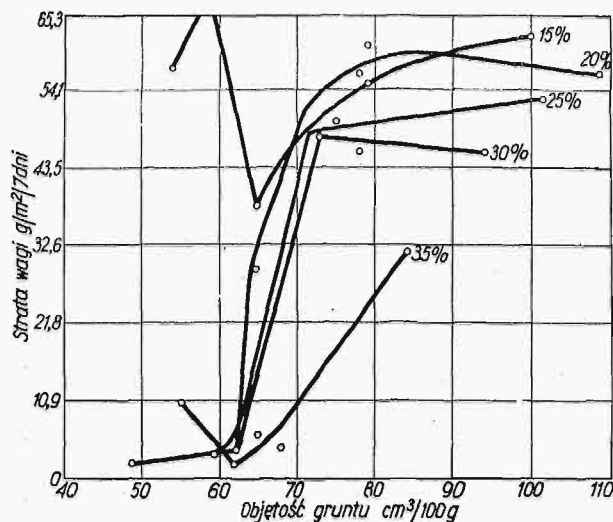
Przygotowanie ziemi do właściwych badań polegało na suszeniu próbki w ciągu 6 godzin w temperaturze 105° i następnym zmieleniu jej do grubości ziarn przechodzących przez sito 20 oczkowe. Do każdej próby pobierano 100 g suchej ziemi.

Omówimy teraz dokładniej sprawę próbek metalowych. Jak zaznaczyliśmy, do badań zastosowano stalowe płytki o grubości 0,092 cm i powierzchni 2,54 cm<sup>2</sup>. Płytki te były bejcowane w kwasie, w celu oczyszczenia ich powierzchni od zawałowań i zendry, a następnie oczyszczone w mieszaninie ługu sodowego i proszku cynkowego. Po wymyciu i wysuszeniu próbki przechowywano do chwili rozpoczęcia badań w ekzykatorze.

Do odmierzonej ilości ziemi dolewa się określoną objętość wody, o ustalonym pH i znanej przewodności elektrycznej i miesza się do chwili otrzymania równomiernej masy. Do badań używano naczyń szklanych. Zapełniano je do połowy poprzednio przygotowaną ziemią, następnie wkładano płytki i zasypywano je aż do zapełnienia naczynia. Następnie próbę ubijano aż do osiągnięcia pożądanej objętości.

Próbkom, przygotowanym w ten sposób, zapełniano wystarczający dopływ tlenu i pozostawiano je w ciągu 7 dni w temperaturze pokojowej. Po upływie tego czasu wypróżniono naczynie szkla-

ne, płytkę czyszczono ponownie w mieszaninie ługu i proszku cynkowego, myto, suszono i ważono. Strata na wadze jest wyrażona w g/m<sup>2</sup> przy czasie próby trwającej 7 dni. Należy zaznaczyć, że z 7-dniowych badań laboratoryjnych można jedynie z wielką ostrożnością wyciągać wnioski natury zasadniczej. Na podstawie powyższych badań nie możemy z całą pewnością wnioskować o zach-



Rys. 1.

waniu się rur metalowych, pozostających przez dłuższy czas w ziemi.

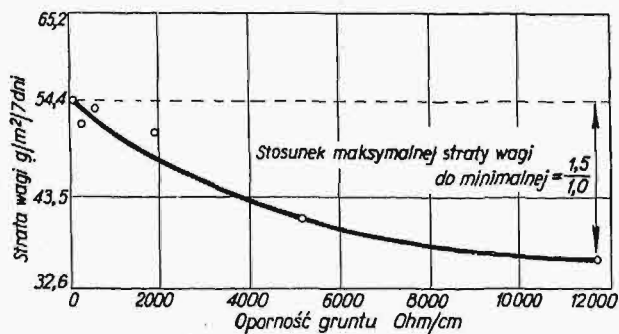
Omówimy teraz wyniki prób, dotyczące wpływu zmian zawartości wody i powietrza w gruncie na przebieg korozji.

Rys. 1 charakteryzuje wyniki całego szeregu takich prób, przeprowadzonych z ziemią o małym pH i nieznacznym oporze elektrycznym. Grunt ten okazał się bardzo korodujący, gdyż rury, które leżały w nim w ciągu 5 lat, wykazywały przeżarcia. Ze względu na wysoką koloidalność tego gruntu, zdolność jego do wiązania wody była bardzo znaczna. Dla nasycenia gruntu zawartość wody należało podnieść do 35%. Z wykresu widać, że im więcej ubita jest próbka gruntu, tym wolniej następuje korozja, również można zauważyć różnicę w szybkości korozji dla różnych stopni zawartości wilgoci.

Przy zawartości 15% wody występuje największa szybkość korozji. Korozja jest mało uzależniona od zawartości powietrza w próbce, t. zn. od objętości masy względnie od stopnia jej ubicia. Przy większych zawartościach wody, a szczególnie wówczas, gdy cząsteczki gruntu były ściśle zbite, t. zn. przy objętościach między 48 a 62 cm<sup>3</sup> — próbki gruntu były nasycone wodą tak, że w skrajnym wypadku dochodziło do zupełnego usunięcia tlenu, skutkiem czego szybkość korozji była bardzo nieznaczna. Przy zwiększonej objętości próbki, t. zn. przy mniejszym stopniu jej ubicia, praktycznie — przy przekroczeniu 62 cm<sup>3</sup> objętości, wzrasta zawartość agresywnego tlenu w jej porowatej masie, wskutek czego zwiększa się szybkość korozji. Krzywa, która się odnosi do próbki zawierającej 35% wody, wykazuje minimum szybkości korozji, spowodowanej brakiem tlenu i minimalną przepuszczalnością tego gazu. Raptowny spadek szybkości korozji leży pomiędzy 60 a 65

$\text{cm}^3$  objętości i strata na ciężarze spada z  $31 \text{ g/m}^2$  na  $1 \text{ g/m}^2$ . Przykład ten jest charakterystyczny dla wszystkich odnośnych prób, dokonanych w tej serii doświadczeń.

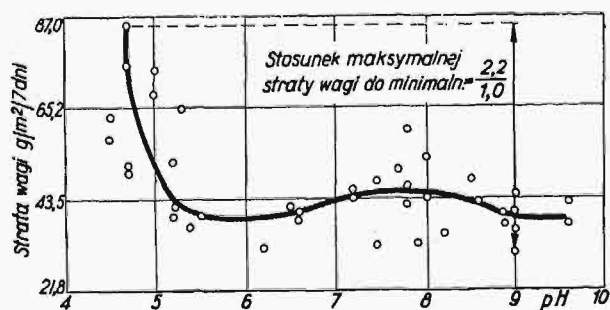
Rys. 2 charakteryzuje wpływ oporu elektrycznego na szybkość korozji. Przy tej serii badań pH utrzymywano w granicach 6,5—7. Próbkę została ubite do objętości  $50,7 \text{ cm}^3$ . Zawartość wilgoci wynosiła 13%. Chociaż ustalono wyraźny wpływ zmian przewodności elektrycznej na siłę korozji,



Rys. 2.

wpływ ten jest znacznie mniejszy od wpływu wyżej omówionego — wahań zawartości powietrza lub wody. Zmniejszenie oporu z 94 na  $11,750 \text{ om/cm}$  powoduje spadek szybkości korozji, odpowiednią ilość materiału skorodowanego w tym samym czasie zmniejsza się, w przybliżeniu w stosunku 1,5 do 1.

Wpływ wahań pH ilustruje rys. 3.



Rys. 3.

Z wykresu tego wynika, że stopień zakwaszenia ziemi ma pewien wpływ na szybkość korozji. Oczywiście jest, że zwiększenie pH ponad 5,5 wywiera tylko nieznaczny wpływ na tę szybkość. Wartości pH leżące poniżej tego poziomu powodują zwiększenie szybkości korozji. Maksymalna różnica w szybkościach, zachodząca pomiędzy wartościami pH od 4,5 do 9,8, nie jest zbyt wielką. Stosunek tych szybkości wyniesie 2,2 do 1. Wpływ wywierany przez zmianę pH jest trochę większy od wpływu wynikającego ze zmian przewodności elektrycznej, jest natomiast znacznie mniejszy niż wpływ, wywierany przez zmiany zawartości wilgoci, względnie powietrza w ziemi.

Powyższe tak wyczerpujące wyniki badań laboratoryjnych zostały sprawdzone przez obserwacje praktyczne, dokonane na przewodach naftowych w 590 różnych miejscowościach, a mianowicie w okolicy Nord-Teksas oraz na wybrzeżu zatoki Teksas. Obserwacje te miały na celu stwierdzenie w praktyce, z jaką szybkością powstaje i następuje korozja. Okazało się, że stosunek ob-

jętości ziemi do zawartości wody niewątpliwie wpływa na szybkość korozji. Zmiany w wartości wilgoci gruntu w różnych porach roku i różnicy w stopniu przewodności elektrycznej ziemi, w praktyce wahają się w bardzo szerokich granicach.

W celu otrzymania miarodajnych wskazówek zaleca się stosować pomiary przewodności elektrycznej ziemi nasyconej wilgocią. Porównanie między przewodnością elektryczną gruntu nasyconego wilgocią a głębokością skorodowanej warstwy wskazuje na pewien określony stosunek pomiędzy oporem elektrycznym ziemi, a szybkością korozji. Jednak stosunek ten nie jest tak wyraźny, aby, znając go, można było dostatecznie ściśle określić agresywność gruntu. Można powiedzieć, że tylko nieliczne „korozyjne” grunty posiadają opory elektryczne, przekraczając  $1800 \text{ om/cm}$ . Większość gruntów natomiast posiada niższe wartości oporu elektrycznego.

Z praktycznego porównania pH ze stanem korozji okazało się, że nie ma równoległości pomiędzy tymi dwiema wielkościami. Inni badacze stwierdzili, że w praktyce pH odgrywa mniejszą rolę, niż całkowita ilość kwasu, znajdującego się w ziemi.

Na zakończenie podamy jeszcze kilka ciekawych obserwacji, dotyczących wpływu materiałów służących do wypełnienia rowów, w których ułożono rury, jak również gruntów zawierających naftę, na szybkość korozji.

Zaobserwowano, że osiadowanie ziemi, w szczególności wierzchnich warstw, nasypanych na rurę, ma wielki wpływ na szybkość korozji. Ustalono, że bezpośrednio po ułożeniu rury wykazują szczególnie silną wrażliwość na korozję. Tłumaczy się to tym, że po zasypaniu rur świeży grunt posiada szczególnie wielką porowatość i przepuszczalność powietrza. Stan taki trwa w ciągu szeregu lat, zanim ziemia dochodzi do równowagi, t. j. zanim zupełnie osiadzie.

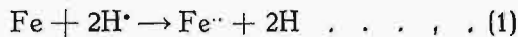
Z doświadczenia wiadomo, że grunty zawierające naftę są bardzo korozyjne. Ustalono, że posiadają one bardzo luźną strukturę, osiadają bardzo długo i są bardzo porowate. Doświadczenia wykazały, że grunt z natury mało agresywny można przez nasycenie go naftą uczynić silnie korozyjnym.

Nie ulega wątpliwości, że badania amerykańskie są nadzwyczaj wartościowe i dają pożyteczne wskazówki, jak należy postępować, aby stwierdzić stopień agresywności gruntu przy pomocy badań laboratoryjnych, względnie w praktyce. Nadają się one do bezpośredniego zastosowania w Polsce i jesteśmy zdania, że otrzymane wyniki okażą się wartościowe szczególnie wówczas, gdy chodzi o korozję rur w małopolskim zagłębiu naftowym.

Dotychczasowe wyniki badań nie są wystarczające do wyjaśnienia przyczyn korozji rur podziemnych w gruntach pozornie nie zawierających wolnego tlenu. Mamy na myśli te zagadkowe przebiegi rdzewienia, które mogą zachodzić na bardzo wielkich głębokościach (ponad 70 m) lub w ziemi, która dzięki bardzo ściślej i ubitej strukturze całkowicie nie zawiera tlenu. Na Kongresie amerykańskim ujawniono bardzo wartościowe przyczynki do wyjaśnienia tej osobliwej sprawy.

Jak już zaznaczyliśmy wyżej, żelazo jest szczególnie atakowane przez płyny posiadające odczyn

kwaśny. Zwykły proces rozpuszczania się żelaza w kwasie polega na wytwarzaniu wodoru i wzbogaceniu rozpuszczalnika solami żelaza. Jeżeli nie zabezpieczy się możliwości wolnego odpływu wodoru, może i powinno nastąpić zahamowanie, nawet całkowite, rozpuszczania się żelaza. Przebieg rozpuszczania żelaza można ująć w następującej zależności:



Działanie żelaza w tej reakcji ma charakter źródła, wytwarzającego wodór. Po pewnym czasie ustala się wyżej podany stan równowagi i dalsza reakcja może nastąpić w razie przerwania stanu równowagi, t. zn. przy dostatecznym przesunięciu jej w prawo. Osiąga się to przez usunięcie wodoru drogą elektrochemiczną, co możemy nazwać katodowym odpolaryzowaniem układu.

O ile podczas rozpuszczania się żelaza doprowadzimy do roztworu tlen, ten ostatni będzie działał jako depolaryzator i reakcja może przebiegać dalej.

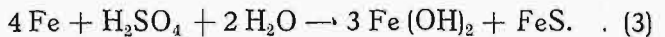
Po zapoznaniu się z tymi podstawowymi pojęciami przejdziemy do rozpatrzenia dalszych badań przez nas przeprowadzonych.

Badania te dotyczą tylko korozji żelaza w gruntach o ściślejszej strukturze, zawierających wodę i składniki organiczne i mineralne. W praktyce korozja taka występuje szczególnie w gruntach gliniastych i bagnistych. Grunta takie znajdują się w Ameryce i w Holandii, ale również spotykane są w Polsce. Obszary takie leżą często poniżej poziomu morza.

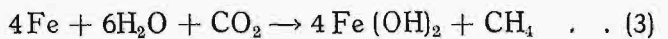
W wypadku korozji, przebiegającej przy zupełnym braku tlenu, stwierdzono wzbogacenie się powierzchni rury w siarczek żelaza.

Z powyższego należałoby stwierdzić niewątpliwą obecność siarkowodoru. W rzeczywistości zauważono, że w gruntach zawierających siarczan mogą się utworzyć w obecności pewnych bakterij ziemnych siarczki — związki żelaza z siarkowodorem. Przebieg ten określa się praktycznie jako re-

dukcję istniejących siarczanów. Właściwy więc przebieg korozji należy sobie wyobrazić w ten sposób, że wskutek katalitycznego działania żyjących organizmów, aktywuje się powstały przy pierwotnym roztworze żelaza wodór, który redukuje znajdujące się w ziemi siarczany. Wytworzony w ten sposób siarkowódor natychmiast koroduje żelazo. Przebieg tej reakcji można sformułować w sposób następujący:



W ten sposób pierwotnie powstały wodór zostaje zużyty, wskutek czego narusza się równowagę w równaniu (1), umożliwiając tym samym dalszy przebieg korozji. Słusznym byłoby nazwać taki przebieg korozji procesem elektrobiologicznym. Dalszą reakcją mikrobiologiczną, zachodzącą często w podłożu gruntu, jest t. zw. redukcja węglanów, którą można sformułować w sposób następujący:



Często reakcje te zachodzą jednocześnie, chociaż redukcja siarczanów powinna mieć pierwszeństwo. Redukcje węglanów zachodzą w gruntach, bogatych w składniki zawierające celulozę (produkt rozkładu drewna). Reakcje takie zachodzą szczególnie na bagnistych obszarach Holandii, znajdujących się w okolicach wybrzeża morskiego. Omówione procesy korozyjne mogą wystąpić również w zamulonych kanałach, odprowadzających wody ściekowe z miast. Ten rodzaj korozji zachodzi zwłaszcza w okolicach błotnistych i w gruntach zawierających różnego rodzaju odpadki organiczne, podczas rozkładu których może nastąpić intensywne wydzielanie się metanu.

Podane wyżej wyniki ciekawych badań mogą się przyczynić do wyjaśnienia zagadkowego zjawiska korozji żelaza w środowiskach, pozornie nie zawierających tlenu.

## Nowoczesne sposoby przekrywania otworów okiennych i drzwiowych belkami cegło-warstwowymi i żelazo-ceglanymi

Liczne badania, wykonane w laboratoriach mechanicznych, jak również w miejscu wznoszenia budowli, stwierdziły celowość zastosowania do przekrycia otworów w murach belek murywanych z cegły, ułożonej warstwami poziomymi. Belki takie zwą się belkami cegło-warstwowymi. Budujemy je na przygotowanym sztywnym szalowaniu z desek. Na tym szalowaniu układamy warstwę zaprawy cementowej 1 : 4 grubości 2 cm. W zaprawie zatapiaamy od 5 do 6-ciu sztuk płaskownika żelaznego bednarskiego 20 × 1,5 mm; końce tych płaskowników zamurujemy w oporach na głębokość po 25 cm z każdej strony, zaopatrując je w haki (rys. 1 i 2). Ułożony płaskownik żelazny w dolnej spoinie jak i sama spoina nie mają na celu przejmowania na siebie obciążeń działających w belce.

Jest to zabieg konstrukcyjny, konieczny tylko dla uniemożliwienia wypadania cegieł z pierwszej warstwy belki.

Nad tak uzbrojoną spoiną przed jej stężeniem murujemy z cegły warstwami poziomymi belkę ceglana. Wysokość belki, t. j. odległość od dolnej krawędzi belki do spodu belki sufitowej, winna wynosić co najmniej 6 warstw cegły (rys. 1 i 2). Przy murywaniu belek należy zachowywać normalne wiązanie cegieł; należy unikać wiązania z części cegieł. Stosowanie połówek osłabiłoby spoinę muru, wobec czego belka mogłaby okazać się za mało odporną na działanie sił ścinających. Belki cegło-warstwowe należy oględnie stosować przy wznoszeniu budynków przemysłowych; w takich budynkach, wskutek niezrównoważonego działania maszyn mo-

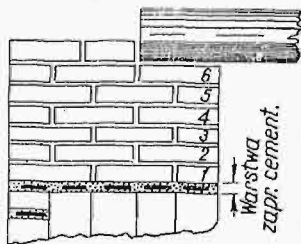
gą powstać wstrząsy wibracyjne. Wstrząsy te mogą łatwo spowodować ogólne rozluźnienie cząstkowe spoiwości wiązania cegieł w belce murowanej. W wypadkach, kiedy belka cegło-warstwowa obciążona jest oddziaływaniem spoczywającej na niej



Rys. 1.

belki stropowej, światło zamykanego otworu może dosięgać 2,5 m; w tych okolicznościach belkę należy murować na zaprawie cementowej 1 : 4; zaś przy pokrywaniu otworów w ścianach, na których nie są oparte belki stropowe, wystarczy użyć przy murowaniu zaprawy wapienno-cementowej 1 : 1 : 9. Światło zaś pokrywanych otworów może dosięgać w tym wypadku 3,5 m.

Próby i badania wytrzymałościowe belek cegło-warstwowych przy stopniowym zwiększaniu obciążenia ustaliły, iż w odkształceniach powstających w belce daje się zaobserwować dwa okresy: pierwszy okres do chwili powstania w belce rys, które można zauważyć gołym okiem, i drugi okres po powstaniu tych rys. Pracuje w pierwszym okresie część muru zamykająca otwór w ścianie na wysokości od dolnej krawędzi belki do parapetu okiennego wyżej położonego piętra. W górnych warstwach tej belki powstają nateżenia ściskające, a w dol-

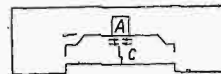


Rys. 2.

nych rozciągające (rys. 3). Przekrój poprzeczny w środku przęsła belki ceglanej jest zmniejszony przez pozostawienie gniazda A dla umieszczenia w nim końca belki stropowej. Zwiększenie obciążenia spowoduje pojawienie się rys w tych miejscach belki, gdzie powstaną naprężenia rozciągające (rys. 3). Przede wszystkim powstanie rysa pozioma w płaszczyźnie dolnej krawędzi belki stropowej, spoczywającej w gnieździe A (rys. 4, 5, 6). Zwiększająca się przy podniesieniu obciążenia rysa pozioma odetnie górną część belki, co spowoduje, że belka będzie pracowała zmniejszonym przekrojem oraz nastąpi spadek naprężeń ściskających w górnych warstwach belki.

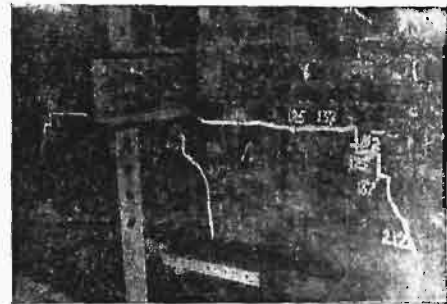
Z chwilą powstania rysy poziomej, siły rozciągające w dolnych warstwach belki znacznie się zwiększą; gdy naprężenia te przekroczą wytrzymałość muru na rozciąganie w środku przęsła belki, powstanie pionowa rysa C, zwiększająca się w kierunku od dolnej krawędzi belki ku górze (rys. 4). Przy zwiększaniu obciążenia, obie powstałe rysy zaczną się zwiększać; rysa pozioma będzie rosła w obie stro-

ny ku oporom belki i w pobliżu opór załame się ku dołowi (rys. 4, 5 i 6). Próby wytrzymałościowe nad



Rys. 4.

łękami sklepiionymi z cegły klinowej wykazały, że odkształcenia powstałe w łękach wskutek zwiększenia obciążeń są identyczne z odkształceniemi, powstającymi w belkach cegło-warstwowych, z tą różnicą, że w łękach sklepiionych powstaje pierwsza rysa pionowa w środku przęsła sklepienia u dolnej krawędzi belki. Wskutek pęknięcia część łuku obciążona belką stropową wywiera nacisk na drugę



Rys. 5.

połowę łuku, co powoduje bardzo szybkie powstanie rys poziomych wokoło gniazda A, w którym spoczywa belka stropowa (rys. 7).



Rys. 6.

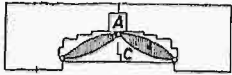
Rodzaj naprężeń i kształty powstałych rys w belkach ceglanych i łukach sklepiionych stwierdzają, że jeżeli w pierwszym okresie pracy belki siły rozcią-



Rys. 7.

gające przeniosły się w mur belki, to z chwilą powstania rysy nie może zachodzić pojawienie się sił rozciągających, ponieważ przesklepienie zatracza cechy charakterystyczne belkę. Po powstaniu rysy

przesklepienie nadal wytrzymuje zwiększające się obciążenie i nie załamuje się, dowodzi to, że w tym okresie przesklepienie zaczyna pracować jako arka (rys. 8). Powstałe stąd siły rozporowe przenoszą



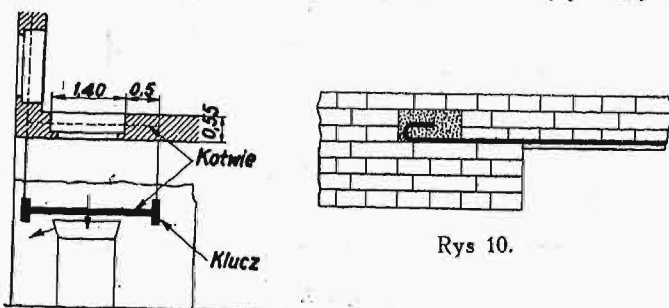
Rys. 8.

się, jako siły ścinające, w płaszczyznę nasady opór. Od tej chwili dalsza wytrzymałość jest w prostej zależności od odporności szwa nasady sklepienia na ścinanie. Zwiększenie dalsze obciążenia spowoduje zerwanie się opór, t. j. powstanie rysy poziomej. Jednocześnie pojawi się rysa pionowa nad gniazdem A (rys. 5, 6, 7 i 8), w którym spoczywa belka stropowa. Rysa ta powstaje wskutek tego, że mur położony wyżej otworu A przyjmuje część sił rozciągających i zaczyna pracować na rozciąganie.

Cały szereg prób wytrzymałościowych, wykonanych nad belkami żelazo-ceglanymi, belkami systemu *Klejna*, nad łękami sklepiionymi odcinkowymi i nad łękami płaskimi, potwierdziły w całej rozciągłości prawidłowość opisanych wyżej rozważań statycznych.

Oczywistym jest, że z chwilą, kiedy siły rozpięrające zaczną oddziaływać na opory sklepienia, dąży ono do zgniecenia muru, względnie do wywrócenia filarów międzyokiennych. Dla przeciwdziałania tym siłom należy stwierdzić rachunkowo, że została zachowana dla utrzymania równowagi zależność między momentem wywracającym, a momentem przeciwdziałającym wywróceniu, albo należy założyć w murze kotwie żelazne.

Belki cegło-warstwowe, położone wśród filarów międzyokiennych, pracują inaczej, niż takie same belki, położone między filarem narożnym i międzyokiennym. Siły rozporowe w pierwszym wypadku od dwóch sąsiednich belek wzajemnie się znoszą. Inaczej przedstawia się sprawa w filarze narożnym budynku; tu zachodzi zrozumiała potrzeba zrównowżenia powstałej siły rozporowej, szczególnie w tym wypadku, jeżeli filar narożny wymurowano na słabej zaprawie. Można to osiągnąć, zakładając nad belką cegło-warstwową kotew żelazną, obliczając jej przekrój na przeciwdziałanie. Kotew należy założyć w taki sposób, aby części jej spoczywające na oporach miały długość co najmniej po 0,5 m (rys. 9). Kotwie należy zaopatrzyć na końcach w ucha, które łączymy spawaniem z silnymi kluczami, lub kotew żelazną należy zaopatrzyć na końcach w takie haki, jakich używamy w żelbecie (rys. 10):



Rys. 9.

Rys. 10.

w murze, na długości jednej cegły napłask i na wysokości dwóch warstw cegły, w tym miejscu, gdzie znajduje się hak kotwi, zapełnia się betonem z sza-

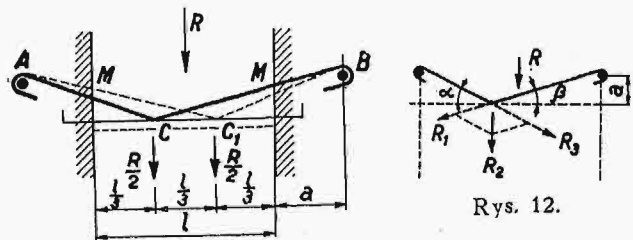
bru ceglanego. Beton zakładamy w tym czasie, kiedy zostały ułożone dwie warstwy cegły powyżej kotwi; tak urządzone zakotwienie pracuje dobrze.

W wypadku, jeżeli belka cegło-warstwowa i ściana, w której znajduje się zamykany otwór, wznoszone są na różnych zaprawach, należy całą belkę i jej część spoczywającą na oporach, po 25 cm z każdej strony, wykonać na tej zaprawie co i samą belkę. Na tej zaprawie musi być wymurowana belka na całej wysokości, t. j. od dolnej krawędzi belki do spodu belki podłogowej, spoczywającej na belce cegło-warstwowej.

Wobec tego, że przyczepność zaprawy do cegły w belkach cegło-warstwowych odgrywa dużą rolę nie tylko ze względu na moment powstania pierwszej rysy w belce, ale również ze względu na wytrzymałość samej belki, należy cegły użyte do murowania belek bezwzględnie przed użyciem moczyć w wodzie.

Stosuję również i inne sposoby przekrycia otworów w murach, nieco odmienne od wyżej opisanych.

Rozpatrzmy belki cegło-warstwowe zbrojone, zwane belkami żelazo-ceglanymi. Konstrukcja belki żelazo-ceglanej oparta została na zupełnie innych zasadach. Główną składową częścią zbrojenia tego rodzaju belek są dwa druty główne, umocowane za pomocą haków do dwóch kluczy z żelaza okrągłego, zamurowanych w filarach międzyokiennych, w punktach A i B (rys. 11). Druty te są wygięte, jak to wskazuje rys. 11 i podtrzymują w punktach C i C<sub>1</sub> dolne zbrojenie belki, ułożone w fugach, znajdujących się w odległości 13 i 27 cm od dolnej wewnętrznej krawędzi belki, w najbliższym sąsiedztwie od belki stropowej, spoczywającej na żelazo-ceglanej belce.



Rys. 11.

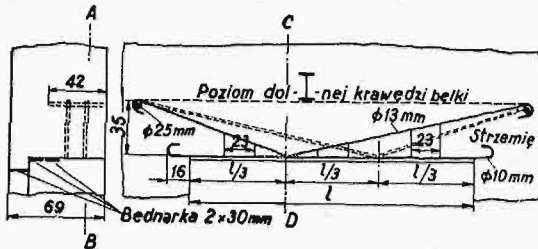
Rys. 12.

Dla ułatwienia obliczenia statycznego tego rodzaju belek przyjmujemy, że (rys. 11):

- mur belki żelazo-ceglanej nie wywiera ciśnienia na zbrojenie belki czyli mur stanowi materię, za pośrednictwem której obciążenie belki przenosi się w punkty C i C<sub>1</sub>;
- przy obliczeniu statycznym zbrojenia przyjmujemy, że obciążenie, siła skupiona R (rys. 11 i 12), działająca w środku przęsła, rozkłada się w równych częściach na dwie siły działające w punktach C i C<sub>1</sub>; w tych punktach siły oddziałują na druty główne ACB i AC<sub>1</sub>B. Druty ACB i AC<sub>1</sub>B zamurowujemy szczelnie w fugach wznoszonego muru i przymocowujemy w punktach A i B. Dla określenia średnic drutów głównych zbrojenia, rozkładamy siły działające  $\frac{R}{2}$  na dwa kierunki R<sub>1</sub> i R<sub>2</sub> (rys. 12). Większa z tych sił służy za podstawę do określenia średnicy drutów głównych. Ra-

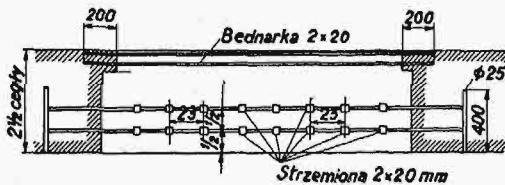
chunkowo sprawdzamy również zakotwienie drutów i kluczy.

W budynkach mieszkalnych nad otworami w murach, w świetle do 2-ch metrów wykonywamy belki żelazo-ceglane, jak wskazano na rys. 13, 14 i 15. Główne dwa druty o  $\phi$  13 mm umieszczamy w fugach, oddalonych od wewnętrznej powierzchni belki o 13 i 27 cm. Klucze wykonywamy z okrągłego żelaza o średnicy  $\phi$  25 mm długości po 400 mm i zamurujemy je w punktach, znajdujących się w odległości 30 cm od dolnej krawędzi belki, i na odległości  $a = 50$  cm od bocznych ościerzy otworu (rys. 11). W dolnej warstwie belki ułożono również dwa druty  $\phi$  10 mm w poprzek otworu. Druty te zamurowano w oparach na długości 16 cm z każdej strony i zaopatrzone końce w haki. Druty te z głównymi drutami zbrojenia, znajdującym się w jednej płaszczyźnie, łączymy strzemiionami. Strzemiiona wykonujemy z płaskownika żelaznego (20 x 1,5) mm lub (20 x 2,0) mm. Strzemiiona umieszczamy co 25 cm.



Rys. 13 i 14.

Stosowanie przy wznoszeniu budowli belek cegło-warstwowych skraca znacznie czas potrzebny do zamknięcia otworów w murach, powoduje również powstanie znacznych oszczędności wskutek zmniejszenia ilości użytego żelaza i robocizny. Doświadczenia, dotyczące zamykania otworów w murach belkami cegło-warstwowymi, dały rezultaty rewelacyjne: okazało się bowiem, że tymi belkami można nie tylko zastąpić dotychczas najczęściej używane łęki płaskie odcinkowe, ale że tego rodzaju belki są praktyczniejsze, znacznie wytrzymalsze od innych konstrukcji tego rodzaju.



Rys. 15.

Wyniki doświadczeń można streścić w sposób następujący: dla zamknięcia otworów w murach przy układaniu cegieł na zaprawie wapienno-cementowej stosowanie łęków sklepionych z cegły klinowej nie jest racjonalne, jeśli zachowane zostaną niżej wymienione warunki:

- 1) jeżeli światło otworów w murach nie jest większe ponad 2,5 m dla belek wymurowanych na zaprawie wapienno-cementowej lub nie większe od 3,0 m dla belek na zaprawie cementowej,

- 2) jeżeli stosowana przy murowaniu zaprawa wapienno-cementowa nie jest słabszą od zaprawy 1 : 1 : 9, lub cementowa od zaprawy 1 : 4,
- 3) jeżeli ilość warstw poziomych w belce od krawędzi belki do spodu belki stropowej nie jest mniejsza od sześciu,
- 4) jeżeli ciśnienie belki stropowej, spoczywającej na belce cegło-warstwowej, nie przekracza 2,5 tonn,
- 5) jeżeli narożny filar górnego piętra będzie wzmocniony przez założenie żelaznych kotew.

W tabeli I, podanej niżej, uwidocznione są wyniki szeregu badań nad rozmaitymi sposobami zamykania otworów w ścianach murowanych z cegły. Tabela zawiera dane dotyczące rezultatów dziewięciu dokonanych prób ze wskazaniem sił łamiących; przekrywanie otworów wykonane zostało z cegieł na zaprawie cementowej 1 : 4 i poddane próbom wytrzymałościowym po 18 dniach od chwili wybudowania.

Z danych, zawartych w tabeli, wnioskujemy, że:

- 1) najslabsze okazały się łęki odcinkowe płaskie z cegły klinowej. Łęk badany wytrzymał obciążenie 6,6 tonn, pierwsza zaś rysa powstała przy obciążeniu 1,75 tonn;
- 2) nie stwierdzono dużej zasadniczej różnicy w wytrzymałości przy zastosowaniu belek cegło-warstwowych niezbrojonych, w porównaniu z zastosowaniem tego samego rodzaju belek, lecz zbrojonych;
- 3) zamknięcia otworów, opartych z jednej strony na filarach narożnych, okazały się znacznie słabsze od zamknięć między dwoma filarami międzyokiennymi. Jest to ostrzeżenie, iż nie należy bagatelizować wytrzymałości filarów narożnych, na które działa siła rozporowa arki;
- 4) najmniejsza siła łamiąca belkę cegło-warstwową wynosi 7,6 tonn (przy narożniku), pierwsza zaś rysa powstaje przy obciążeniu 4,6 tonn. Ciśnienie belki stropowej na mur w budynku mieszkalnym nie przekracza 1,5 tonn, co oznacza, że przy sile łamiącej 7,6 tonn bezpieczeństwo będzie prawie pięciokrotne.

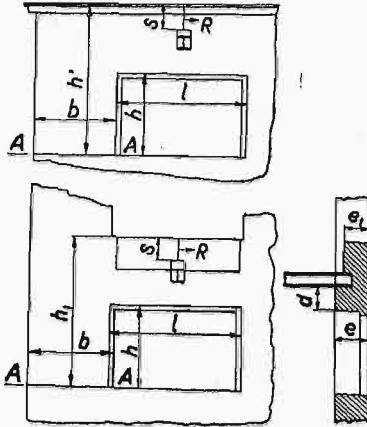
TABELA 1.

Rodzaj przykrycia otworu w ścianie	Gdzie znajduje się przekrywany otwór	Światło otworu w m	Siła łamiąca w tonnach	Powstała pierwsza rysa przy obciążeniu w tonnach
Belka cegło-warstw. na (bednarce)	przy narożniku	2,00	10,40	5,35
"	" narożn. (1,5)	2,70	7,70	3,60
"	między oknami	2,72	10,00	4,90
Belka cegło-warstw. niezbrojona	między oknami	2,02	10,20	4,40
"	przy narożniku	2,04	7,60	4,60
"	przy narożn. (1,5)	2,70	8,25	4,20
Łęk odcink. płaski	między oknami	2,02	6,60	1,75
"	"	2,73	6,60	1,80
Belka żel.-cegl.	przy narożniku	2,68	14,00	4,50

Obliczenie statyczne belek cegło-warstwowych:

W przybliżeniu możemy przyjąć, że belka cegło-warstwowa pracuje jako arka trójprzegubowa. Przy tym założeniu można określić rozpór arki, jeśli są znane: światło arki —  $l$ , strzałki arki —  $f$ , grubość muru  $e$  i obciążenie arki stałe i ruchome.

Prześło otworu, grubość muru i obciążenia są zawsze znane; co się zaś tyczy strzałki arki, to winna być ona mniejszą od odległości  $d$  (rys. 16) od dolnej



Rys. 16.

krawędzi belki warstwowej do spodu belki stropowej.

Przyjmujemy, że  $f = d - a$ , gdzie  $a$  określamy doświadczalnie: przy murowaniu belek warstwowych na zaprawie cementowej  $a$  wynosi 15, a przy murowaniu na zaprawie wapienno-cementowej 20.

Rozpór arki trójprzegubowej przy obciążeniu siłą skupioną  $P_1$  w środku przęsła  $l$  równa się

$$H = \frac{P_1 l}{4f},$$

gdzie strzałka arki  $f = d - a$ , a  $P_1 = P + \frac{gl}{2}$ ;  $P$  oznacza obciążenie ruchome, a  $g$  — ciężar metra bieżącego przesklepienia.

Otrzymamy:

$$H = \frac{(P + \frac{1}{2} gl) l}{4(d - a)},$$

skąd

$$H = \frac{l(gl + 2P)}{8(d - a)}.$$

Wzorem niniejszym objęty jest wypadek, kiedy belka stropowa spoczywa w środku przęsła otworu belki cegło-warstwowej. Gdyby belka stropowa nie działała w środku przęsła a gdzieś z boku, to wówczas można działanie tej siły  $P$  zamienić na działanie siły urojonej  $P_1$ , działającej w środku przęsła, powodującej powstanie identycznych momentów zginających, jak przy działaniu siły  $P$ .

W tym wypadku

$$P_1 = \frac{2aP}{l}.$$

We wzorze  $a$  — oznacza odległość siły  $P$  do bliższej opory,  $l$  — przeszło przesklepienia,  $P$  — faktycznie oddziaływająca siła,  $P_1$  — siła urojona, działająca w środku przęsła.

Największe dopuszczalne obciążenie na przesklepienie określamy za pomocą wzorów empirycznych. Wzory te zostały sprawdzone doświadczeniami w laboratoriach mechanicznych. Największy dopuszczalny rozpór w przesklepieniu zależy od grubości ściany i od materiału, z którego została wymurowana ściana; siły rozporowe można wyrazić za pomocą wzoru  $H_{dop} = eA$ , (rys. 16), gdzie  $A$  oznacza współczynnik, zależny od materiału, z którego wymurowano ścianę. Wówczas dopuszczalne obciążenie określi się za pomocą wzoru

$$P_1 = 4A \frac{(d - a)e}{l}.$$

Dla ścian wymurowanych z cegły na zaprawie wapienno-cementowej

$$P_1 = 48 \left[ \frac{(d - a)e}{l} \right] m.$$

Dla ścian wymurowanych na zaprawie wapiennej

$$P_1 = 30 \frac{(d - a)e}{l} \cdot m.$$

We wzorach wymiary podane są w metrach.

W przesklepieniach, w przęsłach między filarem narożnym i filarem międzyokiennym, stosujemy podany niżej sposób obliczania. Filar narożny winien być tak zaprojektowany, aby pod wpływem działania siły rozporowej nie nastąpiło wywrócenie się filaru i nie powstały w murze naprężenia, przekraczające dopuszczalne normy.

Dla górnego piętra przyjmujemy wysokość filaru  $h^1$  od (rys. 16) parapetu okiennego do górnej krawędzi głównego gzymsu ściany. W dolnych piętrach przyjmujemy  $h^1$  równe wysokości piętra. Możemy napisać:

Siła pionowa oddziaływająca na przekrój A-A:

$$N = \gamma h^1 l e b + 1,5 \frac{P_1}{2} = e b (m + \frac{3}{4} p),$$

gdzie  $\gamma$  oznacza ciężar 1 m<sup>3</sup> muru;  $e$  — grubość muru;  $P_1$  — ogólne obciążenie podane w jednostkach obciążenia ruchomego, t. j. obciążenie ruchome

i ciężar przesklepienia;  $m = \gamma h^1$ ;  $p = \frac{l}{eb}$  (rys. 16).

Moment względem punktu A.

$$M_A = \frac{\gamma h^1 l e b^2}{2} + \frac{3}{4} P_1 b - \frac{3}{2} \frac{P_1 l}{4f} h = e b^2 \left[ \frac{m}{2} + \frac{3}{4} p (l - k) \right],$$

gdzie

$$k = \frac{lh}{2bf}.$$

Odległość wypadkowej od punktu A po poziomej linii

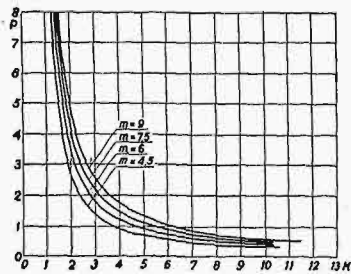
$$C = \frac{M_A}{N}.$$



Maksymalne ściskanie w filarze

$$\sigma = \frac{2N}{3ec} = \frac{2N^2}{3eM_A} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\left(m + \frac{3}{4}p\right)^2}{\frac{m}{2} + \frac{3}{4}p(l-k)}$$

Przyjmując naprężenie  $\sigma$ , możemy, znając  $k$  i  $m$ , określić  $p$ , co da nam wielkość  $P = p e b$  i nareszcie, po odciążeniu połowy ciężaru przesklepienia, dopuszczalne obciążenie. Dla ułatwienia obliczeń sporządzono wykres (rys. 17), z którego, znając  $m$



Rys. 17.

i  $k$ , łatwo znajdziemy  $p$ . Przy sporządzaniu wykresu przyjęto  $\sigma = 10 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ ton/m}^2$ . Dla ścian na zaprawie wapiennej dopuszczalne obciążenie określa się w sposób następujący: określamy

$$k = \frac{lh}{2bf} \text{ i } m = \gamma h^2 f/m^2.$$

Na osi rzędnych odkładamy obliczone  $k$  i otrzymujemy punkt, z którego przeprowadzamy linię pionową do przecięcia się z krzywą, odpowiadającą obliczonemu  $m$ . Z przecięcia się pionowej z tą krzywą prowadzimy linię poziomą i określamy na osi współrzędnej  $p = \frac{P_1}{eb}$

skąd  $P_1 = p e b$ ;  $l, h, b, f, P$  i  $e$  oznaczają poprzednio umówione wielkości;  $m$  oznacza wagę  $1 \text{ m}^3$  muru;  $h$  oznacza wysokość piętra, a dla górnego piętra odległość od parapetu okiennego do górnej krawędzi górnego gzymsu.

Jeżeli wielkość obliczonego  $m$  nie odpowiada żadnej z wykreślonych krzywych, wówczas należy interpolować między dwoma sąsiednimi krzywymi. Wzory podane są w tonno-metrach. Dla ścian wmurowanych na zaprawie wapienno-cementowej, przy identycznych innych wymiarach i obciążeniach, dopuszczalne obciążenie jest większe, ponieważ mur nad gniazdem, w którym spoczywa belka stropowa, pracuje na rozciąganie i przyjmuje na siebie część sił rozporowych.

Okoliczność powyższą można uwzględnić przy obliczeniach w następujący sposób:

Płaszczyzna przekroju muru, pracującego w danym wypadku na rozciąganie, i przyjmująca na siebie część rozporu arki określić się da, jako iloczyn z grubości muru  $e$  na odległość  $S$  (rys. 16), przy czym  $S$  oznacza w górnym piętrze odległość górnej krawędzi gniazda  $A$  do górnej krawędzi głównego gzymsu, w dolnych zaś piętrach odległość górnej krawędzi tegoż gniazda do parapetu wyżej leżącego okna.

Dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w murze na zaprawie wapienno-cementowej wynosi  $\frac{3}{4} \text{ kg/cm}^2 = 7,5 \text{ ton/m}^2$ ; rozciągająca siła w murze wyniesie  $R = 7,5 S$ . ( $S$  i  $e'$  — w metrach).

Moment względem niebezpiecznego przekroju A-A (rys. 16) równoznaczny jest z działaniem siły

$$R_1 = \frac{R h' l}{h} \frac{S}{2},$$

umieszczonej w płaszczyźnie oporu trójprzegubowej arki. Znając siłę  $R$ , obliczymy dodatkowe obciążenie  $P_d = \frac{4f}{l} R_p$ ; całkowite obciążenie

będzie stanowiło  $P_1 = P_0 - P_d$ , gdzie  $P$  jest to obciążenie dopuszczalne dla takiegoż przesklepienia, lecz wmurowanego na słabszej zaprawie.

Przykład: Ściana i przesklepienie zbudowano z cegły na zaprawie wapienno-cementowej 1:1:9. Grubość muru wynosi 2 cegły, t. j. 0,55 m. Prześła otworu  $l = 2 \text{ m}$ ; wysokość otworu 1,8 m; otwór znajduje się w odległości 2 m od krawędzi narożnika budynku. Grubość przesklepienia  $d = 35 \text{ cm}$ ; wysokość gniazda dla nałożenia belki stropowej 28 cm; odległość od górnej powierzchni gniazda dla belki stropowej do górnej krawędzi górnego gzymsu  $S = 92 \text{ cm}$ .

$$h_1 = 1,8 + 35 + 0,28 + 0,92 = 3,35 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,8 t/m = 1,8 \cdot 3,35 = 6 t/m^2,$$

$$f = 35 - 20 = 15 \text{ cm},$$

$$k = \frac{lh}{2bf} = \frac{2 \cdot 1,8}{2 \cdot 0,15 \cdot 2} = 6.$$

$$p = 0,75 t/m^2, \quad P_0 = 0,75 \cdot 2 \cdot 0,55 = 0,825 t$$

$$R = 7,5 \cdot 0,55 \cdot 0,92 = 4,125$$

$$R_1 = 4,125 \frac{3,35 - 0,92}{1,8} = 6,6 t$$

$$P_d = \frac{4 \cdot 0,15}{2} \cdot 6,60 = 1,98 t$$

$$P_1 = 0,825 + 1,980 = 2,805 t.$$

Ciężar własny przesklepienia

$$q = \gamma \cdot e \cdot d = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 0,35 = 0,31 t/m$$

$$\frac{ql}{2} = 0,31 \cdot 2/2 = 0,31 m.$$

Użyteczne obciążenie

$$P = 2,805 - 0,31 = 2,50 t.$$

Dane powyższe napotkałem w literaturze technicznej Z. S. R. R.

Opisany przeze mnie w tym artykule mały szczegół z praktyki budownictwa moim zdaniem zasługuje na to, aby i u nas był poddany próbie.

Doc. dr inż. WACŁAW OLSZAK

623.42

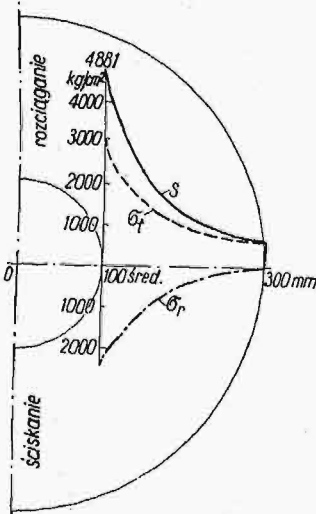
# Ulepszone lufy działowe

## I. Przegląd metod dotychczasowych.

W historii rozwoju konstrukcji luf działowych istnieje kilka etapów, które dobitnie odzwierciedlają wyraźną współzależność teorii z praktyką. Wprawdzie pierwsze w tej dziedzinie pomysły są już daty stosunkowo starej (*Leonardo da Vinci*, ok. r. 1500); od dawna też już stosowano pierścienie nakładane na lufy celem zwiększenia ich oporu; nie mniej jednak dopiero późniejsze postępy w dziedzinie zarówno teoretycznej jak i materiałoznawczej pozwoliły na wprowadzenie przy produkcji luf działowych ulepszeń natury zasadniczej.

1. Z pośród dziś stosowanych zabiegów mających na celu podwyższenie wytrzymałości luf przy odstrzale wymienimy dla ilustracji parę tylko głównych idei zasadniczych.

Przy grubościennych rurach litych (pełnych) wykorzystanie materiału konstrukcyjnego jest bardzo



Rys. 1. Stan napięcia i wyężenia lufy litej.

nie równomierne i nieekonomiczne (por. rys. 1), gdyż tylko włókna wewnętrzne wyężają się w sposób należyty. Partie zewnętrzne rury współdziałają z nimi bardzo tylko leniwie, tym zaś w ogóle gorzej, im grubsza jest ścianka  $d$  w porównaniu do średnicy wewnętrznej  $2a$ . Rys. 1 ilustruje fakt ten bardzo wyraźnie. Podano na nim, przy założeniu ciśnienia wewnętrznego  $p = 2500 \text{ kg/cm}^2$ , przebieg naprężeń radialnych  $\sigma_r$ , obwodowych  $\sigma_t$  oraz wyężenie  $S$ .

W stosunku do wielkości ostatniej zaznaczyć chciałbym, że stopień wyężenia materiału przy aktualnych tu płaskich względnie przestrzennych stanach napięcia obliczono na podstawie hipotezy energii postaciowej:

$$S = \sigma_{red} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_t - \sigma_r)^2 + (\sigma_r - \sigma_i)^2 + (\sigma_i - \sigma_t)^2} \quad (1)$$

której twórcą jest, jak wiadomo, prof. *M. T. Huber* (1904). We wzorze (1)  $\sigma_r$  oraz  $\sigma_t$  posiadają objaśnione już powyżej znaczenie, podczas gdy  $\sigma_i$  oznacza naprężenie w kierunku podłużnym lufy.

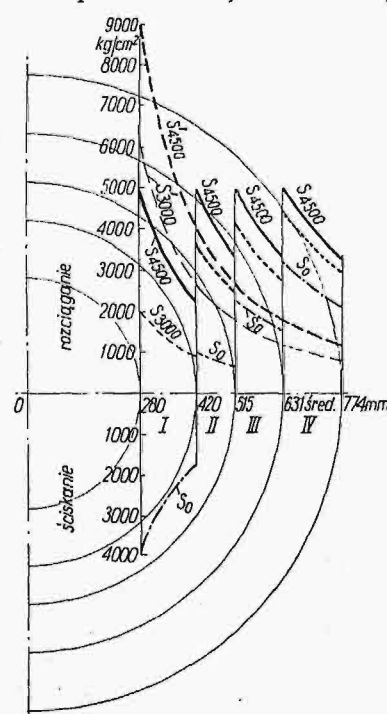
Stosowana niekiedy jeszcze przy wymiarowaniu luf działowych hipoteza największego wydłużenia prowadzi do wyników niezgodnych z rzeczywistością i doświadczeniem i jako taka posiada znaczenie tylko już historyczne.

2. By uniknąć przedstawionej na rys. 1 nierównomierności w wyzyskaniu materiału lufy, stosuje się

różne ulepszenia, które jednak — jak dotąd — miały zawsze tylko skutek połowiczny. Do sposobów opracowanych pod tym kątem widzenia należy produkcja luf armatnich jako ustrojów wyposażonych w pewien początkowy stan napięcia, który w wewnętrznej partii lufy przeciwdziała niebezpiecznym wyężeniom spowodowanym przez odstrzał, a strefę zewnętrzną zmusza do wzmożonej aktywności w pracy całego zespołu. Pierwotnie takie stany napięcia narzuca się lufom na zasadzie skurczowej, albo też przez pewne procesy odkształceniowe (samowzmacnianie).

3. Reprezentantem zabiegów pierwszej kategorii jest produkcja luf złożonych z dwóch nałożonych na siebie (np. na gorąco) płaszców. W wypadku takim warstwa wewnętrzna (I) znajduje się — przy braku oddziaływań zewnętrznych — w stanie uciśku, natomiast płaszcz zewnętrzny (II) doznaje rozciągania w kierunku obwodowym. Przy gwałtownym parciu gazów spowodowanym odstrzałem nakładają („superponują”) się na ten pierwotny stan napięcia naprężenia znane nam z teorii rur grubościennych, tak że w rezultacie uzyskuje się lepsze wykorzystanie powłoki zewnętrznej przy jednoczesnym odciążeniu partii rdzeniowej.

Sposób ten ulepszyć można przez zaprojektowanie analogicznej lufy wielowarstwowej. Dla przykładu podano na rys. 2 aktualny wtedy rozkład wy-



Rys. 2. Stany wyężenia lufy czterowarstwowej.

ężenia dla lufy złożonej z czterech (I, II, III, IV) naciągniętych na siebie części składowych [3]<sup>1)</sup>. Dla objaśnienia podajemy, że kaliber lufy wynosi 280 mm; średnice poszczególnych pierścieni składowych rury uwidocznione są na rysunku. Wykresy  $S_0$  unoczniają narzuconą ustrojowi stosownym zabiegiem wykonawczym (pierwotną) skurczową miarę wyężenia materiału przy braku jakichkolwiek obciążeń i sił zewnętrznych na lufę (parcie gazów  $p = 0 \text{ kg/cm}^2$ ).

$S'_{4500}$  jest wykresem wyężenia przy  $p = 4500 \text{ kg/cm}^2$  (ciśnienie konstrukcyjne) dla jednolicie pomyślanej rury grubościennej o danych wymiarach (średnica wewnętrzna  $2a = 280 \text{ mm}$ , śred-

<sup>1)</sup> Liczby w klamrach [ ] odnoszą się do spisu literatury zamieszczonego na końcu artykułu.

nica zewnętrzna  $2b = 774$  mm) bez uwzględnienia stanu  $S_0$ . Krzywa  $S'_{3000}$  jest analogicznym odwrozczeniem wyteżenia dla ciśnienia użytkowego  $p = 3000$  kg/cm<sup>2</sup>. Odcinki  $S_{3500}$  obrazują (powstały przez superpozycję  $S_0 + S'_{3500}$ ) efekt końcowy dla równocześnie działającego parcia gazów  $p = 4500$  kg/cm<sup>2</sup>, łącznie z uwzględnieniem wymuszonych naprężeń pierwotnych,  $S_{3000}$  jest częścią analogicznego wykresu dla  $p = 3000$  kg/cm<sup>2</sup>.

Widzimy, że mimo pewnego bezsprzecznego usprawnienia w działaniu statycznym ustroju, daleko temu rozwiązaniu jeszcze do równomiernego rozkładu wyteżenia.

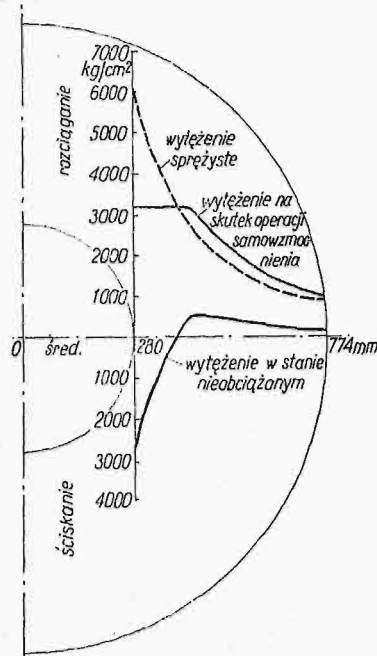
4. Ze sposobem wyżej opisanym do pewnego stopnia spokrewnioną jest popularna w krajach anglosaskich idea owijania wewnętrznej części lufy drutem ze stali wyborowej. Płaski ten drut ( $6,4 \times 1,5$  mm<sup>2</sup>) nakłada się w wielu warstwach, naciągając go równocześnie obliczoną z góry siłą i nawlekając na tak przygotowaną lufę uzwojoną płaszcz zewnętrzny na gorąco. Mamy tu zatem do czynienia z początkowym stanem napięcia typu skurczowego, wzmocnionym ponadto uciskiem warstwy rdzeniowej przez naprężone spirale z drutu [— analogicznym poniekąd do znanych nam z aktualnych tendencji panujących w nowoczesnym żelbetnictwie (żelbet stężony, niem.: „Spannbeton”), zwłaszcza zaś z prac pionierskich w tej dziedzinie znakomitego inżyniera i badacza francuskiego *E. Freyssineta*].

Niemcy rozwiązaniu temu zarzucają [3]: a) małą rzekomo i nierównomierną sztywność podłużną, która prowadzić ma w konsekwencji do nieregularnych drgań wylotu lufy i pociągac za sobą zwiększony a niepożądany rozrzut; b) mimo zabiegów opisanych nieekonomiczne wykorzystanie materiałów konstrukcyjnych oraz c) pewne wady ruchowe (np. gromadzenie dużych ilości ciepła, obniżające w rezultacie wiek i czas użytkowania lufy). Stąd też zapewne model ten produkcji *Vickersa* nie znalazł na ogół naśladownictwa w Niemczech. Opinię powyższą jednak uważać należy raczej, jak się zdaje, za odosobnioną.

5. Na całkiem odmiennym podejściu do problemu opiera się traktowanie luf armatnich metodą znaną pod nazwą samowzmacniania (franc.: „autofrettage”). Polega ona na poddaniu ustroju (np. za pomocą sposobu hydraulicznego lub mechanicznego przy użyciu trzpienia rozpychającego) ciśnieniom wewnętrznym  $p_0$ , przekraczającym największe spodziewane parcie gazów  $p$ , przez co wewnętrzna strefa lufy ulega (w stanie zimnym) deformacjom plastycznym (por. rys. 3), strefa zaś zewnętrzna, pracująca nadal sprężysto, zmuszona zostaje do współdziałania wzmożonej. Zabieg ten zresztą stopniuje się czasem — w odróżnieniu od alternatywy przedstawionej na rys. 3 — do tego stopnia, by zasięg deformacji plastycznych rozprzestrzenił się na całą grubość ścianki.

W rezultacie naszkicowanego postępowania lufa w stanie nieobciążonym — na skutek trwałych wydłużeń strefy wewnętrznej — znajduje się również pod wpływem stanu samonaprężeń charakteru podobnego, co przy sposobach opisanych uprzednio, z tym jednak, że nie potrzebna jest teraz dwu- lub wielodzielność konstrukcji samej, choć efekt końcowy jest taki, jak gdyby nałożono na siebie bardzo wiele bardzo cienkich warstw kolejnych.

W każdym wypadku, bez względu na to, czy wzmiankowany proces na zimno (niem.: „Kaltreckung”) obejmuje tylko mniejszą czy większą część przekroju, pamiętać trzeba o tym, że przez dodatkową obróbkę wewnętrzną powierzchni lufy usuwa się część przeszłych już przez fazę odkształceń plastycznych włókien wewnętrznych, przez co powoduje się równocześnie zmianę stanu samonaprężeń i efektu samowzmacnienia.



Rys. 3. Stany wyteżenia lufy samowzmacnionej.

Przy ponownych obciążeniach nie przekraczających  $p_0$ , konstrukcja zachowuje się jak ustrój sprężysty, z tym jednak, że jego granica sprężystości podnosi się mniej więcej do wartości  $p_0$ , co oznaczać może dość znaczne przekroczenie naturalnej granicy sprężystości danego tworzywa, z równoczesnym jednak zmniejszeniem jego ciągliwości (niem.: „Zähigkeit”) i zwiększeniem „kruchości” przy równoczesnej redukcji bezpieczeństwa) — w stosunku do aktualnej granicy plastyczności — tak potraktowanego ustroju<sup>2)</sup>. Dodać trzeba, że tego rodzaju skutek osiąga się częściowo rozmyślnie lub mimo woli również i wtedy, gdy np. pierwszy odstrzał dokonywa się pod ciśnieniem znacznie zwiększonym w porównaniu do użytkowego  $p$ .

Teoretyczne podstawy metody tej omówił dokładnie prof. *M. T. Huber* w publikacji [1a], do której pozwalam sobie odesłać bliżej zainteresowanych. W publikacji tej znaleźć można również uwagi krytyczne w stosunku do dotychczasowych sposobów obliczania tego rodzaju luf, w szczególności zaś w stosunku do rozpowszechnionej w piśmiennictwie techniczno-artyleryjskim zagranicznym i naszym teorii francuskiego inżyniera artyleryjskiego *M. Malavala*.

## II. Nowy sposób ulepszony.

6. W zasadniczym odróżnieniu od metod opisanych, które — jak zwłaszcza wymienione w punktach I/3 i I/4 — do zagadnienia ulepszenia luf podchodzą głównie od strony wytrzymałościowej, w której problemie, nowa metoda polega na narzuceniu takich cech sprężystych ustrojom grubościennym, by ich naprężenia obwodowe  $\sigma_r$  lub, co bę-

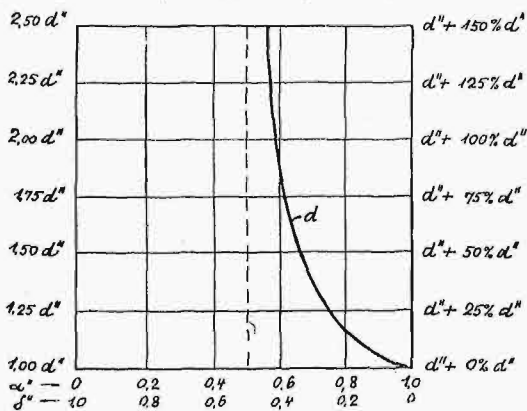
<sup>2)</sup> W sprawie aktualnej tu terminologii, jak twarżnienie (franc.: „écrouissage”, niem.: „Verfestigung”), wzmocnienie, zimna obróbka itp. por. np. podaną w zestawieniu końcowym pracę prof. *M. T. Hubera* [1a].

dzie rzeczą jeszcze korzystniejszą, wyteżenie materiału  $S$  były w każdym punkcie lufy jednakowe.

Nie trudno się przekonać, że takie pociągnięcie stanowić musi rozwiązanie idealne pod każdym względem: przede wszystkim z powodów ekonomicznych, gdyż uzyskuje się wtedy bardzo znaczne oszczędności na materiale, jak i ze względów wytrzymałościowych, gdyż równomierne w całym ustroju wyteżenie gwarantuje idealną współpracę wszystkich włókien całego przekroju nie tylko przy ciśnieniach użytkowych, lecz również i przy ewentualnych nieprzewidzianych, a zawsze możliwych gwałtownych przeciążeniach, z czym w dalszym ciągu łączy się — przy odpowiednim wymiarowaniu — w sposób znakomity bezpieczeństwo całego ustroju, gdyż wspomniane przeciążenia nie koncentrują się już w zagrożonej nadmiernie jednej tylko warstwie wewnętrznych włókien przybrzeżnych przy małych czynnych dalszych strefach lufy — jak działo się to przy większości dotychczasowych wykonań normalnych, przy których właśnie lokalne te przeciążenia zapoczątkowują wszelkie uszkodzenia, rysy i defekty, — lecz rozkładają się, jak już wspomnieliśmy, równomiernie na cały bez wyjątku przekrój lufy, tracąc przez to — przy zręcznym zaprojektowaniu — swe niebezpieczne ostrze.

W stosunku do ustrojów częściowo ulepszonych (np. metodą skurczową lub samowzmocnieniem), metoda nasza legitymuje się i tą nad nimi jeszcze wyższością, że odpada aktualna dla nich przy każdym odstrzale zmiana znaku wyteżeń powłoki wewnętrznej lufy, co łagodzi w znacznej mierze zmęczenie materiału.

7. Dla ilustracji jak znaczne są oszczędności przy nowym sposobie podaję na rys. 4 wykres, z którego



Rys. 4. Grubość ścianek  $d''$  oraz  $d$ .

bezpośrednio odczytać można, o ile większą być musi grubość ścianki  $d$  ustroju grubościennego litego potocznego wykonania w porównaniu z grubością  $d''$  przy lufach ulepszonych według niniejszej propozycji. Krzywa  $d$  posiada dla odciętej  $\alpha'' = \delta'' = 0,5$  pionową styczną asymptotyczną, co oznacza, że dla ustrojów ulepszonych według proponowanej reformy, a charakterystycznych ścianką, która jest grubsza aniżeli odpowiada to cechom  $\alpha'' = \delta'' = 0,5$ , nie posiadamy już w ogóle statycznie równowartego odpowiednika w dziedzinie ustrojów grubościennych litych dawniejszego wykonania. Świadczy to bardzo wymownie o zaletach nowej metody.

Naprowadzone powyżej liczby niemianowane  $\alpha''$

oraz  $\delta''$  charakteryzują kształt przekroju pierścieniowego

$$\alpha'' = \frac{a''}{b''} \dots \dots \dots (2a)$$

oraz jego grubościennosc

$$\delta'' = \frac{d''}{b''}, \dots \dots \dots (2b)$$

przy czym, rzecz jasna, istnieć musi związek

$$\alpha'' + \delta'' = 1. \dots \dots \dots (2c)$$

Objaśniamy też zaraz na tym miejscu potrzebny później symbol

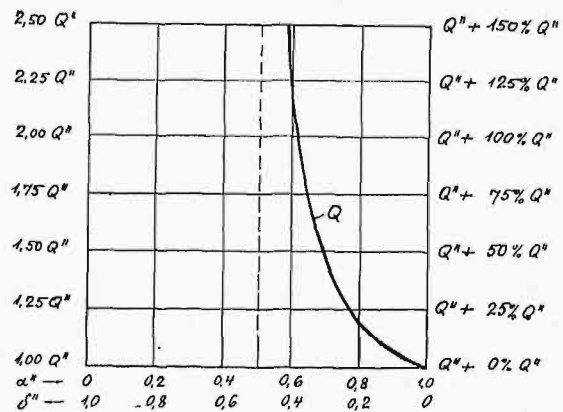
$$\rho = \frac{r}{b''}, \alpha'' \leq r \leq 1 \dots \dots \dots (3)$$

oznaczający bezwymiarową współrzędną biegunową, gdyż  $r$  posiada znaczenie promienia wodzącego i dla rozpatrywanego przekroju mieści się w przedziale

$$a'' \leq r \leq b''.$$

Początek współrzędnych biegunowych  $(r, \psi)$  z których — wobec aktualnej tu symetrii kołowej — znaczenie posiada tylko  $r$ , umieszczamy w środku przekroju  $O$ .

Jeszcze wyraźniej aniżeli przy porównaniu grubości ścianek  $d$  oraz  $d''$  różnica wspomniana zaznaczy się, gdy zechcemy przeciwstawić sobie analogiczne objętości  $Q$  oraz  $Q''$  na jednostkę długości lufy. Wy-



Rys. 5. Objętość  $Q''$  oraz  $Q$ .

nik odnośny uwidocznił jest na rys. 5. Wykres ten, jak również i poprzednio przedstawiony rys. 4, wzięte są z pracy autora [2c], przy czym zaznaczyć należy, że wartości  $d''$  oraz  $Q''$  odnoszą się do ustrojów ulepszonych o równomiernym rozkładzie naprężenia  $\sigma''$ . O ile zechcielibyśmy wziąć pod uwagę równomierny sposób wyteżenia materiału  $S''$ , różnice byłyby jeszcze większe.

8. Jeżeli dla liczbowego uwypuklenia zachodzących tu związków powrócimy do ustroju grubościennego litego z rys. 1, przekroju, jak zaznaczono to na tym szkicu, charakterystycznego średnicą wewnętrzną o wymiarze  $2a = 100$  mm oraz średnicą zewnętrzną o wymiarze  $2b = 300$  mm, zatem gru-

bością ścianki  $d = b - a = 100$  mm, przy czym równocześnie  $\alpha = \frac{a}{b} = 0,33$ , natomiast  $\delta = \frac{d}{b} = 1 - \alpha = 0,67$ , — i teraz z kolei poszukamy równowartej statycznie konstrukcji ulepszonej według nowego sposobu, to przekonamy się w oparciu o proste przeliczenie na zasadzie wzoru

$$\alpha'' = \frac{1}{2} (1 + \alpha^2), \dots (4)$$

że wystarczy tutaj przekrój o charakterystyce  $\alpha'' = \frac{a''}{b''} = 0,556$ . Przy identycznym kalibrze  $2a'' = 2a = 100$  mm prowadzi to do następujących, bez porównania ekonomiczniejszych, wymiarów:  $2b'' = \frac{100}{0,556} = 180$  mm, zatem  $d'' = b'' - a'' = 40$  mm, przy czym obecnie  $\delta'' = \frac{d''}{b''} = 1 - \alpha'' = 0,444$ .

O poprawności tego rachunku przekonujemy się, korzystając z rys. 4, z którego odczytujemy, że grubość ścianki ustroju litego  $d$  wynosić musi (przy  $\alpha'' = 0,556$ )  $d = 2,5 d''$ , czyli być o 150% masywniejszą, co wynika również z przeciwstawienia sobie wymiarów 100 oraz 40 mm.

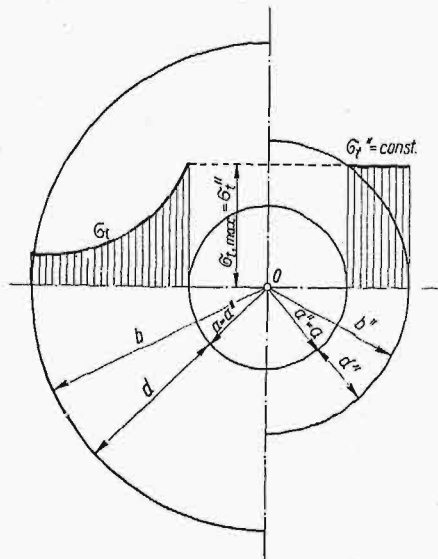
Lufa ulepszona waży na 1 mb.:  $G'' = Q'' \gamma = \pi (2^2 - 5^2) \gamma = 56 \pi \gamma$ , w czym  $\gamma$  oznacza ciężar właściwy tworzywa; lufa wykonania dawniejszego, jak wynika to z rys. 5 i jak w oparciu o dotychczasowe dane łatwo ustalić, ważyć musi (przy dopuszczalnym założeniu  $\gamma \approx \gamma''$ ):  $G = Q \gamma = 3,57 Q'' \gamma = \pi (15^2 - 5^2) \gamma = 200 \pi \gamma$ , czyli o 257% więcej.

Oszczędność na materiale przy sposobie nowym jest zatem olbrzymia. Unaocznia to zresztą szczególnie wyraźnie rys. 6, na którym przeciwstawiono sobie obydwa statycznie równowarte przekroje w wykonaniu litym, dawniejszym  $a$ , a nowym  $b$ . Równowartość ta zagwarantowana jest, jak uwidoczniło na tym rysunku, równym polem powierzchni zakreskowanych, co oznacza, że każdy z przekrojów jest w stanie przejść ten sam rozpór wewnętrzny  $2ap$ , przy czym — mimo wszystko — szczuplejszy przekrój ulepszony  $b$  nie pracuje w warunkach statycznych gorszych od przekroju konstrukcji dawniejszej  $a$ , gdyż — jak widzimy — maksymalne naprężenia obwodowe są sobie w obydwu przypadkach równe. (Jak już uprzednio zaznaczyłem, kwestię tą rozpatrujemy tutaj od strony wyrównanych naprężeń obwodowych; analogicznie, choć jeszcze nieco korzystniej, sytuacja przedstawiać się będzie przy podejściu do zagadnienia tego od strony wyrównanych wyciężeń).

Że tak ogromna oszczędność na objętości, a nade wszystko tym samym i na ciężarze lufy, posiadać musi dalsze korzyści konstrukcyjne, zdaje się nie ulegać wątpliwości; zmniejszenie ciężaru lufy oznacza ponadto redukcję obciążenia uzbrojonych w odnośny sprzęt jednostek bojowych ruchomych, jak np. pancerników itd.

9. Cały problem obecny streszcza się zatem w pytaniu, w jak i sposób dojść można do ustrojów, które wykazują się tak korzystnymi cechami. Okazuje się, że sposobów jest kilka, które autor szczegółowo wyłuszczył na innym miejscu [2c]. Tam też znaleźć można uzasadnienie wyników i objaśnienie podstaw elastostatycznych nowej metody.

Tutaj podamy tylko je d e n z aktualnych tu sposobów, polegający na regulowaniu sprężystych cech ustrojów grubościennych przez zmienność ich mo-



Rys. 6. Przekroje statycznie równowarte. a) lity; b) ulepszony.

dułu Younga  $E''$  w kierunku obwodowym. (Moduły  $E_r$  oraz  $E_t$  w kierunkach radialnym i podłużnym pozostają przy tym niezmiennie).

Wprowadzanie stosowane dzisiaj procesy metalurgiczne nie pozwalają nam jeszcze na praktyczną realizację stopów o pewnym z góry zadany, zmiennym od miejsca do miejsca module  $E$ , nie mniej z zadania naszego wywiązać się możemy i w inny sposób. Jako bowiem jedną z nasuwających się już o b e c n i e w tej mierze możliwości (— choć z natury rzeczy jeszcze niedoskonałą —) wymienić można zabieg polegający na m e c h a n i c z n y m połączeniu dwóch materiałów konstrukcyjnych o różnych modułach sprężystości. A że podstawowym tworzywem przy produkcji luf (po przewyciężeniu różnych innych materiałów, jak np. żeliwo lub brąz) jest — i pozostanie przypuszczalnie na dość długo jeszcze — stal w rozmaitych swych odmianach [różne stale węglowe (C) oraz stopowe (Cr, Ni, Si, Cu, Mo, Ti, Mn itp.)], znamienna przy tym na ogół małymi tylko wahaniami modułu  $E_s$  ( $E_s \approx 2100000$  kg/cm<sup>2</sup>), — przeto rozwiązania problemu naszego poszukiwać musimy w metalach, charakteryzujących się modułem  $E_r$  możliwie jak największym, przy czym odnośnie ich w y t r z y m a ł o ś c i byłoby pożądanym, by dorównywała ona  $n$ -krotnej wytrzymałości materiału podstawowego, w naszym wypadku zatem stali. Przez  $n$  oznaczyliśmy przy tym stosunek

$$n = \frac{E_r}{E_s} \dots (5)$$

Przeгляд stojących nam w ten sposób do dyspozycji materiałów jest co prawda na razie jeszcze dość szczupły. Nie mniej wymienić można w tej mierze już teraz (z pewnymi zastrzeżeniami) następujące możliwości:

Materiał:	Moduł sprężystości
Rod	$E \approx 2800000$ kg/cm <sup>2</sup> ;
Wolfram	$E \approx 3600000$ „
Iryd	$E \approx 5300000$ „

Spodziewać się można, że w przyszłości repertuar ten rozszerzy się dość znacznie, zwłaszcza gdy sprawie tej poświęci się nieco więcej niż dotychczas zainteresowania — jak dotąd bowiem, uwaga skupiona była raczej na cechach wytrzymałościowych stosowanych w praktyce tworzyw, mniejszy natomiast lub żadnego nie kładziono nacisku na produkcję stopów o pewnych wymaganych  $E$ .

Może pewnego rodzaju pierwszą wskazówką, jakich należałoby tu szukać dróg, mógłby być fakt, że na wartość modułu  $E$  wpływać zwykły charakter zorientowania kryształów, co stwierdzono ponad wszelką wątpliwość np. w przypadku blach cynkowych, miedzianych i stalowych [4]. I tak przekonano się, że w kierunku walcowania moduł sprężystości bywa w blachach tych zawsze większy, aniżeli w kierunkach doń poprzecznych; minimum jego ustalono przy odchyłce od orientacji tej o 45°. Różnica przy blachach stalowych może być bardzo znaczna, gdyż osiąga 35% i więcej nawet, zależnie zresztą od różnych czynników (jak np. grubość blachy)<sup>3)</sup>.

Sytuacja zatem w odniesieniu do poruszonego tu problemu przedstawia się obecnie w ten sposób, że zagadnienie luf ulepszonych uważać można na ogół za naświetlone już pod względem teoretycznym [2], przy czym jednak, jak widzimy, wymaga ono jeszcze zajęcia się nim od strony praktycznej (a zwłaszcza metalurgicznej).

10. Wspomniane mechaniczne połączenie nie nastęrczy nam większych trudności, a w zasadzie podobne być może do zabiegów, jakie stosować się zwykło np. w konstrukcji ustrojów żelbetowych, w których skład wchodzi również — jak wiadomo — dwa materiały (beton + stal), zasadniczo sprężyste bardzo między sobą różne. „Zbrojenie” takie dozować można w szerokich granicach i zależnie od potrzeby.

Jeżeli stosunek modułów  $\frac{E_z}{E_s}$  materiałów wchodzących w skład w ten sposób „zbrojonej” lufy ustalimy w oparciu o równanie (5) oznaczając go przez  $n$ , przy czym być musi  $n \gg 1$ , to nie trudno będzie nam na podstawie wyników prac [2c ~ 2e] podać zmienną „moc” procentową  $\varphi''$  takiego owinięcia. Wyniesie ona

$$\varphi'' = \frac{100}{n-1} (\lambda'' - 1), \dots (6)$$

a to na skutek zasadniczego postulatu (8), regulującego przyrost zmiennego modułu wypadkowego  $E''$

$$E'' = E_s \left[ 1 + (n-1) \frac{\varphi''}{100} \right] \dots (7)$$

w taki sposób, by spełnione było żądanie równo-

<sup>3)</sup> W związku z tym nadmienić warto, że z punktu widzenia teorii sprężystości blach podobnych — w świetle wyników przedstawionych badań — nie można uważać za kontinua „poprzecznie” izotropowe, jak suponuje A. E. H. Love w znanym swym dziele „A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity” (Cambridge 1906, wyd. II § 110). Struktura blach takich określać się będzie raczej wyraźną różnokierunkowością (anizotropią) wyższego rzędu.

miernego rozkładu naprężeń obwodowych,  $\sigma_r'' = const$ . Prawo to brzmi

$$E'' = E_s \cdot \lambda'', \dots (8a)$$

w czym

$$\left. \begin{aligned} \lambda'' &= \frac{\rho}{A + \rho - \ln \rho}, \\ A &= - \frac{(n-1) \Phi''}{100 + (n-1) \Phi''} \rho_0 + \ln \rho_0, \\ \rho_0 &= \frac{1 + \alpha''}{2}, \end{aligned} \right\} \dots (8b)$$

przy czym

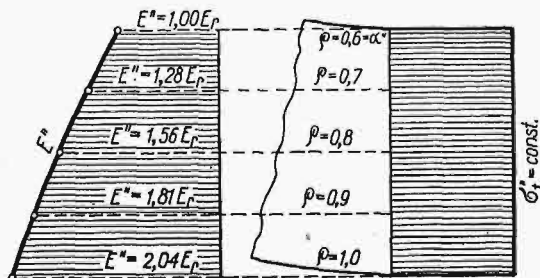
$$\Phi'' = 100 \frac{F_z}{F_s} = \frac{1}{b'' - a''} \int_{a''}^{b''} \varphi'' dr \dots (8c)$$

Wyliczamy z równania

$$\alpha'' \rho = F_s \left( \sigma_s + \sigma_z \frac{\Phi''}{100} \right) \dots (8d)$$

Znakowania  $F_s$  (powierzchnia całego pierścienia),  $F_z$  oraz  $\sigma_s, \sigma_z$  odnoszą się w powyższym do (sumarycznych) przekrojów względnie do naprężeń stali i zbrojenia. [Przy dużym  $F_z$  należałoby pisać dokładniej:  $\Phi'' = 100 \frac{F_z}{F_s - F_z}$ ; analogiczną poprawkę należałoby wtedy konsekwentnie przeprowadzić we wszystkich wynikach ostatecznych (8)]

Progresja (8a) przedstawiona jest na rys. 7 dla ustroju grubościennego o wymiarach  $\alpha'' = \frac{a''}{b''} = 0,6$  (a tym samym o charakterystyce  $\delta'' = \frac{d''}{b''} = 1 - \alpha'' = 0,4$ ). Wykreślona tam krzywa  $E''$  posiadać będzie musiała przebieg nieco bardziej stromy przy założeniu  $S'' = const$ .



Rys. 7. Konkretny przykład.

Zaznaczyć chciałbym, że połączenie zespołowe obydwu materiałów nie wymaga specjalnego „naciągania” zbrojenia owijającego, co wpływa bardzo dodatnio na ułatwienie toku produkcji w odróżnieniu od sposobów opisanych uprzednio, w szczególności zaś wspomnianej w punkcie I/4 metody Vickersa.

Zasięg ważności prawa (8) zależny jest od wartości  $n$ . Bliższe dane na temat ten podaje praca [2c].

11. Na temat poruszony są w przygotowaniu i w toku dalsze prace teoretyczne i badawcze. Również sprawa innych, bardziej zawiłych problemów wytrzymałościowych ulepszonych luf działowych, jak np. zagadnienie stanu napięcia pod wpływem rozporu pierścienia uszczelniającego [1b], jest przed-

miotem badania. Sposób sam zgłoszony został do patentu.

## LITERATURA

[1] *M. T. Huber* a) „Z teorii samowzmacniania luf działowych”.

b) „Teoria kołowo-symetrycznych odkształceń sprężystych rur grubościennych w zastosowaniu do zagadnień wytrzymałościowych luf działowych”. Wiadomości Techniczne Uzbrojenia 1935, Nr. 31.

[2] *W. Olszak* a) „Zagadnienia statyki rurociągów żelbetowych oraz pokrewnych konstrukcji z betonu zbrojonego z uwzględnieniem ich różnokierunkowości”. Księga Pam. II Zjazdu Inż. Budow. w Katowicach 1936.

b) „Beiträge zur Statik von polarorthotropen Ringen und zylinderorthotropen Rohren”. Der Bauingenieur 1936, Nr. 31/32.

c) „Pierścienie i rury o wyrównanych naprężeniach obwodowych. (Studium nad usprawnieniem konstrukcji grubościennych)”. „Czasopismo Techniczne” 1937, Nr. 1, 2, 3, 4, 5 i 6. Stąd rys. 4, 5, 6.

d) „Ustroje grubościennne w wykonaniu dotychczasowym a ulepszonym — w zastosowaniu do budownictwa przeciwniczego oraz obudowy chodników i szybów górniczych”. Przegl. Górniczo-Hutniczy 1936, Nr. 12.

e) „Thick-Walled Reinforced Concrete Pipes: Proposals for Increasing their Statical Efficiency”. Final Report of the Congress in Berlin 1936. Stąd rys. 7.

[3] *W. Schwinning*: „Konstruktion und Werkstoff der Geschützrohre und Gewehrläufe”. Berlin 1934. Stąd rys. 1, 2, 3.

[4] *M. Vater*: „Die Elastizität der metallischen Werkstoffe”. Der Bauingenieur 1938, Nr. 5/6.

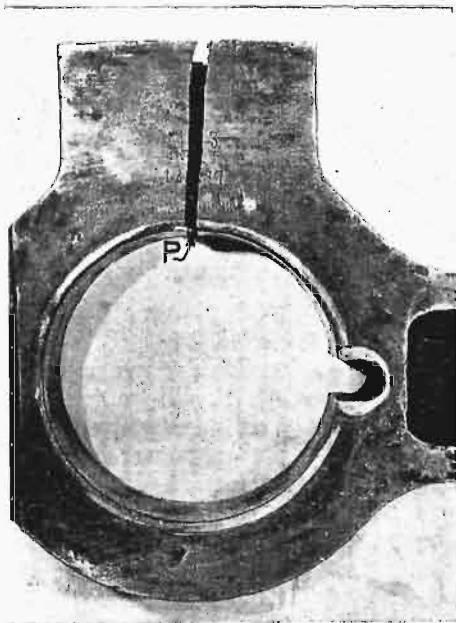
Inż. M. KORNACZEWSKI

669.9:621.13+621.82

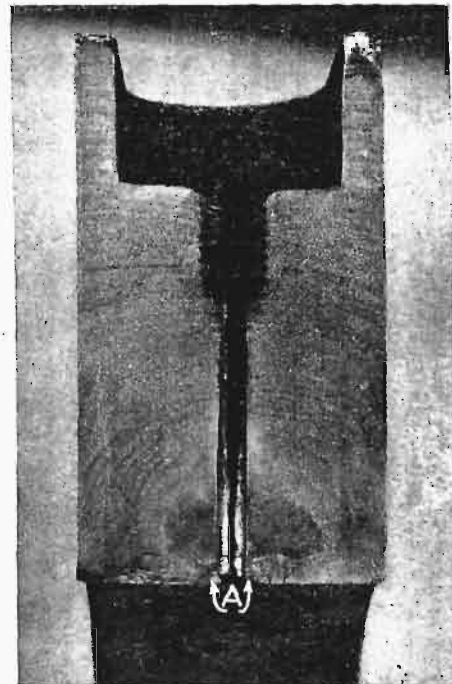
## Przyczyny pęknięcia napawanych głowic korbowodów i wiązarów parowozowych

Już niejednokrotnie zaobserwowałem, że naprawione przez napawanie wyrobionych powierzchni głowice korbowodów i wiązarów parowozowych bardzo często pękają w krótkim czasie po wykonaniu napawania, bez żadnej widocznej przyczyny, jak wypadkowe przeciążenie podczas pracy, uderzenie i t. p. W ostatnim czasie przeprowadziłem badania kilkunastu pękniętych głowic w celu stwierdzenia przyczyny powstawania pęknięć, oraz wynalezienia sposobów usuwania tych przyczyn i zabezpieczenia napawanych głowic od przedwczesnego pęknięcia. W jaki sposób powstają pęknięcia w napawanych głowicach i gdzie leży ich początek, można stwierdzić na złomach pękniętych głowic.

ła napawana powierzchnia wewnątrz otworu na czop. Jak widać, pęknięciu uległa część głowicy narażona na zmienne obciążenia rozciągająco-ściiskające. Po przecięciu głowicy stwierdziłem, że złom w szczelinie posiada cechy złomu zmęczeniowego, jak to widać na rys 2. Wygląd tego złomu wskazuje, że pęknięcie głowicy rozpoczęło się w warstwie napawanej, od ostrej, postrzępionej krawędzi A dokoła otworu do oliwienia, następnie powolnie poszerzało się w głąb przekroju, niezależnie z każdej strony otworu, jak wskazują linie na złomie. Pęknięcie szło powoli prawie przez



Rys. 1. Wygląd pękniętej głowicy wiązara parowozu serii Tw-12-37.

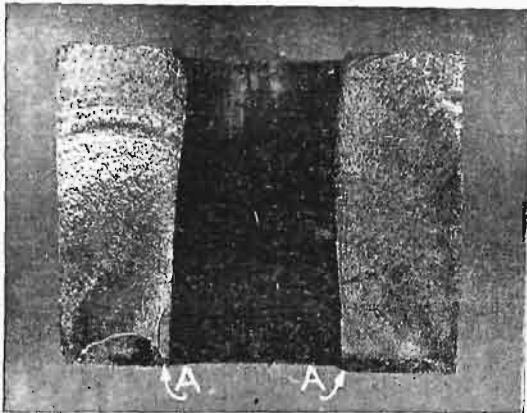


Rys. 2. Wygląd złomu pękniętej głowicy Tw-12-37.

Na rys. 1 jest pokazana pęknięta głowica wiązara parowozu serii Tw-12-37. W głowicy tej by-

całą grubość głowicy i dopiero w końcu nastąpiło raptowne pęknięcie reszty przekroju.

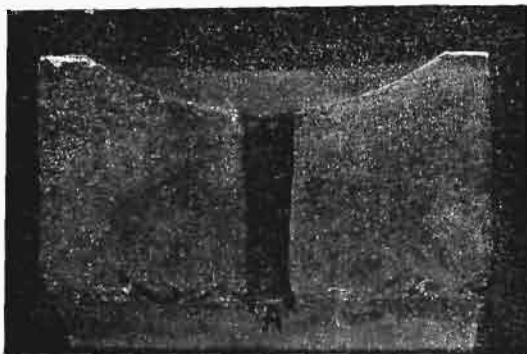
Podobny wygląd złomu posiadają wszystkie pęknięte głowice, jak to można stwierdzić na następnych rys. 3 i 4. Na rys. 3 jest pokazany zło-



Rys. 3. Wygląd złomu pękniętej głowicy *Tp-4-368*.

napawanej głowicy wiazara parowozu *Tp-4-70*, a na rys. 4 — złom głowicy wiazara parowozu *Tkt-2*. W obu wypadkach pęknięcie głowic rozpoczęło się od ostrych i postrzępionych krawędzi *A* otworu, w warstwie napawanej, przy czym pęknięcie szło niezależnie z każdej strony otworu. Na następnych rys. 5 i 6 są pokazane złomy głowic wiazarów parowozów *Tu-1-50* i *Tkt-1*. W tych głowicach była napawana boczna powierzchnia przy otworach na czop, więc w tym wypadku, jak to łatwo stwierdzić, pęknięcie rozpoczęło się w warstwie napawanej, od bocznej ostrej krawędzi *A*, następnie zaś poszerzyło się stopniowo na cały przekrój głowicy. Po całkowitym pęknięciu jednej połowy głowicy, druga połowa pęka gwałtownie wskutek za małej wytrzymałości.

Jak wygląda w głowicach warstwa napawana, od której rozpoczyna się pęknięcie, pokazuje fotografia 7, wykonana z głowicy *Tkt-2* po zestruganiu powierzchni złomu. Jak widać, warstwa napawana posiada liczne pęknięcia i jest niejednolita. Pod warstwą napawaną widoczna jest gruba warstwa przejściowa, posiadająca różnorodną budowę. Można łatwo spostrzec, że napawanie wykonano jednowarstwowo.



Rys. 4. Wygląd złomu pękniętej głowicy *Tp-4-70*.

Przeprowadzając systematyczne badania złomów pękniętych głowic stwierdziłem, że we wszystkich napawanych głowicach:

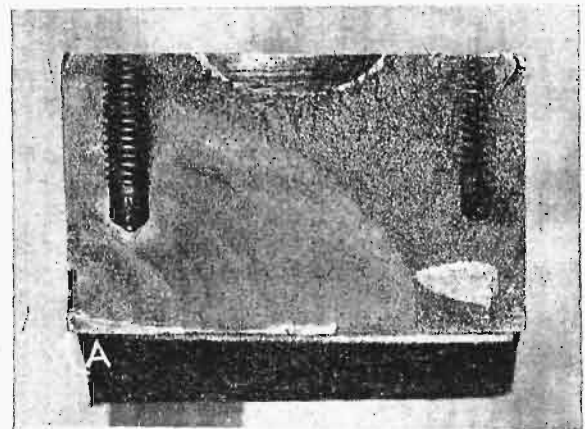
1) złomy zawsze mają charakter zmęczeniowy,

2) początek złomu zawsze leży w warstwie napawanej,

3) pęknięcie zawsze idzie od ostrych krawędzi. Zmęczeniowy charakter złomów pękniętych głowic wskazuje na to, że pęknięcie odbywało się powoli, przy normalnym obciążeniu, a powstało pod wpływem nadpęknięcia, czy wady w skrajnych włóknach.

W głowicach napawanych skrajne włókna przekroju znajdują się w warstwie napawanej, która nie posiada wysokich własności wytrzymałościowych, gdyż:

- 1) jest to tworzywo w stanie lanym,
- 2) posiada liczne wady w postaci pęcherzy i wtrąceń niemetalicznych, które działają jak karby, wreszcie



Rys. 5. Wygląd złomu pękniętej głowicy *Tu-1-50*.



Rys. 6. Wygląd złomu pękniętej głowicy *Tkt-1*.

3) wskutek nienormalnych warunków krzepnięcia i następnego stygnięcia nalanego tworzywa, powstają w warstwie napawanej silne naprężenia wewnętrzne, które obniżają jej własności wytrzymałościowe. Z powyższych przyczyn własności wytrzymałościowe napawanej warstwy nie odpowiadają wymaganiom i są daleko niższe od własności macierzystego tworzywa głowic.

Na rys. 8 jest pokazana budowa warstwy napawanej. Jest to budowa iglasta, przegrzana, charakteryzująca się kruchością. Poza tym tworzywo jest przepojone wtrąceniami żużli.

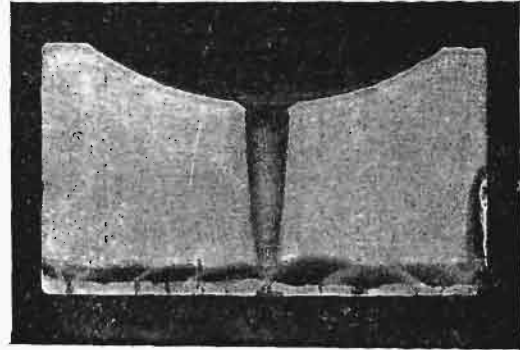
Przy obciążeniu statycznym wykazuje tworzywo napawane wytrzymałość od 38 do 52 kg/mm<sup>2</sup>,



przy wydłużeniu od 13 do 3,5%. Są to własności zupełnie nieodpowiednie dla korbowodów, od których wymaga się wytrzymałości min. 50 kg/mm<sup>2</sup> przy wydłużeniu min. 20%. Poza małą plastycznością spoiwa, posiada warstwa napawana znaczne naprężenia wewnętrzne pochodzenia termicznego, oraz strefę podhartowaną na granicy łączenia się z tworzywem głowicy. Naprężenia wewnętrzne łatwo wykrywa się w stalach miękkich po liniach płynności, które powstają przy obciążeniach przekraczających granicę płynności stali. Takie linie płynności są widoczne na rys. 8, gdzie jest pokazane spoinie miękkiej stali. Według badań *J. Müller'a*<sup>1)</sup> naprężenia wewnętrzne w spoiwie wahają się od +4 kg/mm<sup>2</sup> do -21 kg/mm<sup>2</sup>, zaś w tworzywie macierzystym — od -27 kg/mm<sup>2</sup> do +6 kg/mm<sup>2</sup>.

Warstewka podhartowana powstaje zwykle pod warstwą napawaną wskutek szybkiego chłodzenia przez zimną główkę. Na rys. 9 jest pokazana taka warstewka; posiada ona budowę niewyraźną, po części iglastą; grubość tej warstewki nie przekracza 0,5 mm, a twardość dochodzi do 250° Br, przy normalnej twardości głowki 150. Jak stwierdził w swych badaniach *W. Czyrski*<sup>2)</sup>, grubość strefy przejściowej i charakter zmian w niej, tudzież twardość zależą między innymi od sposobu napawania, mianowicie, przy nakładaniu cienkich i wąskich warstewek spoin zakres działania ciepła jest nieduży, zato zwiększa się szybkość chłodzenia, co wywołuje utwardzenie warstwy przejściowej. Natomiast przy wielowarstwowym napawaniu następuje ulepszenie termiczne dolnych warstw przez nagrzewanie powtórne i utwardzenie strefy przejściowej zmniejsza się. Wszystkie wyżej wymienione wady warstwy napawanej osłabiają w bardzo dużym stopniu jej wytrzymałość, tak na obciążenia statyczne, jak i na obciążenia zmienne. Wadliwa warstwa napawana posiada szczególnie bardzo niską wytrzymałość na zmęczenie. Jak stwierdził w swych badaniach *B. P. Haigh*<sup>3)</sup>, dobrze wykonane napawanie posiada wytrzymałość na zmęczenie około 18 kg/mm<sup>2</sup>; natomiast napawanie z wadami w postaci żużli i pęcherzy wytrzymuje tylko 9 kg/mm<sup>2</sup>. Przy obciążeniach zmiennych na rozciąganie - ściskanie (co zachodzi również w korbowodach) wytrzymałość na zmęczenie wynosiła od 9 kg/mm<sup>2</sup> do 11 kg/mm<sup>2</sup>. Ta mała wytrzymałość spoiwa na zmęczenie jest przyczyną powstawania pęknięć w warstwie napawanej głowic. Jak widać z powyższego, warstwa napawana, położona w skrajnych włóknach przekroju głowicy już sama w sobie kryje niebezpieczeństwo pęknięcia. Do przyspieszenia pęknięcia przyczyniają się jeszcze ostre krawędzie, posiadające wady w postaci karbów. Krawędzie przecinających warstwę napawaną otworów pozostają zwykle w stanie surowym, bez żadnej obróbki; są one ostre i bardzo postrzępione. Przy zmiennych obciążeniach warstwy napawanej krawędzie te odgrywają rolę głębokich i ostrych karbów we-

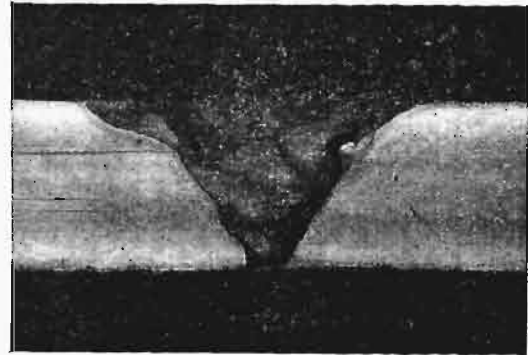
wewnętrznych, na których dnie naprężenia wzrastają wielokrotnie, przekraczają wytrzymałość na zmęczenie i wywołują nadpęknięcia. Tym się tłu-



Rys. 7. Makrostruktura napawanej głowicy Tht-2.

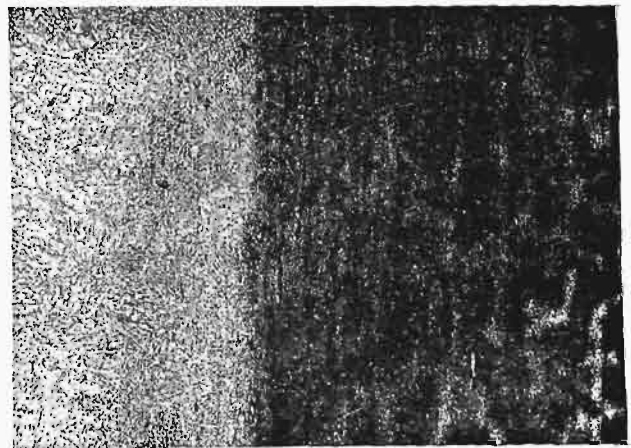
maczy powstawanie w głowicach złomów zaczynających się od krawędzi wewnętrznych.

To samo można powiedzieć i odnośnie ostrych



Rys. 8. Linie płynności powstające przy spawaniu.

krawędzi zewnętrznych. Krawędzie te aczkolwiek są obrabiane po napawaniu, jednak nie są zaokrąglane. Ponieważ krawędzie te obejmują najwięcej



Rys. 9. Powiększenie 100 X. Mikrostruktura strefy przejściowej.

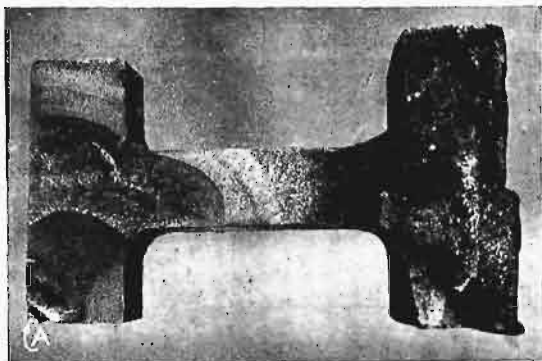
wysunięte skrajne włókna przekroju, tworzywo w tych miejscach jest najsilniej obciążane, co, przy istnieniu wad w warstwie napawanej, łatwo wywołuje nadpęknięcia krawędzi, wskutek przecią-

<sup>1)</sup> Stahl und Eisen, 1936 r., str. 566

<sup>2)</sup> Spawanie i cięcie metali, 1937 r., str. 176/85

<sup>3)</sup> The Welder, 1935 r., str. 548/52.

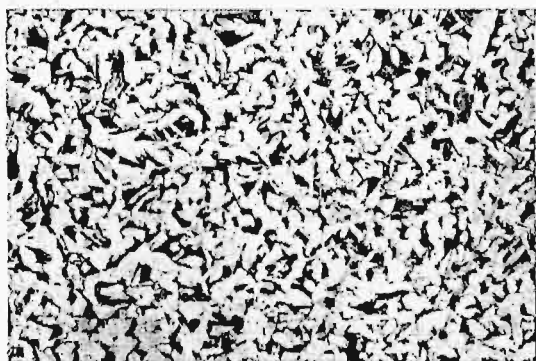
żenia tworzywa poza granicę zmęczenia. Każda wada na krawędzi w postaci pęcherza lub wtrącenia zużła wywołuje nadpęknięcie, które działa następnie jako ostry i głęboki karb i doprowadza



Rys. 10. Wygląd złomu korbowodu *Tp-4-60*.

głowicę do całkowitego pęknięcia. Wogóle pęknięcie powstaje tam, gdzie naprężenia są najwyższe, a wytrzymałość tworzywa najniższa, a takim miejscem w głowicach jest ostra krawędź warstwy napawanej.

Należy tu podkreślić, że pozostawianie ostrych krawędzi na profilach korbowodów jest powodem do częstego powstawania pęknięć nawet w tworzywie jednolitym i o wysokich własnościach wytrzymałościowych. Jedno z takich pęknięć korbowodu parowozu *Tp-4-60* jest pokazane na rys. 10. Jak widać, połowa złomu korbowodu posiada charakter zmęczeniowy, druga zaś połowa złomu — charakter gwałtowny. Początek pęknięcia wyraźnie leży na krawędzi przy *A*. Tworzywo tego korbowodu posiadało: granicę płynności  $33,4 \text{ kg/mm}^2$ , wytrzymałość  $50,2 \text{ kg/mm}^2$ , wydłużenie  $22\%$  i przewężenie  $66,2\%$ ; udarność  $U = 14,5 \text{ kgm/cm}^2$ , oraz drobnoziarnistą budowę. Przy badaniu przyczyny pęknięcia tego korbowodu stwierdziłem, że ostra krawędź w miejscu pęknięcia *A* była skaleczona przez uderzenie, wskutek czego powstał karb, który spowodował pęknięcie. Gdyby krawędź posiadała zaokrąglenie, to przy



Rys. 11. Powiększenie  $100 \times$ . Mikrostruktura głowicy normalizowanej *Tw-1-32*.

uderzeniu powstało by tylko niegłębokie uszkodzenie powierzchni korbowodu, natomiast przy

Korzystając ze złomów korbowodów podobnych do przedstawionego na rys. 10, przeliczyłem w przybliżeniu siłę, która spowodowała gwałtowne pęknięcie części przekroju korbowodu. Po-



Rys. 12. Powiększenie  $100 \times$ . Mikrostruktura głowicy w stanie kuty *OK-22*.

wierzchnia złomu gwałtownego wynosi około  $2700 \text{ mm}^2$ , zaś cały przekrój korbowodu posiada  $5400 \text{ mm}^2$ . Przy wytrzymałości tworzywa  $50 \text{ kg/mm}^2$  siła rozrywająca wynosi około  $135000 \text{ kg}$ . W rzeczywistości siła ta mogła być mniejsza, gdyż przy obliczeniach nie uwzględniono wpływu głębokiego pęknięcia, które bezsprzecznie obniża siłę rozrywającą. Przy działaniu obliczonej siły na cały korbowod naprężenia w nim wyniosą  $25 \text{ kg/mm}^2$ , co już przekracza wytrzymałość tworzywa na zmęczenie, która w przybliżeniu wynosi:  $0,28 (33,4 + 50,2) = 23 \text{ kg/mm}^2$ . Z powyższych obliczeń widać, że (gdyby nawet uwzględnić wpływ pęknięcia) naprężenia w korbowodach są bliskie wytrzymałości tworzywa na zmęczenie. W takich warunkach pracy każde uszkodzenie powierzchni korbowodu łatwo powoduje pęknięcia przy dzia-

TABELA 1.

Skład chemiczny pękniętych korbowodów i wiązarów parowozowych,

%	Znak parowozu	C %	Mn %	Si %	P %	S %
1	OK-22	0,37	0,89	0,28	0,025	0,029
2	<i>Tp-4-70</i>	0,30	0,90	0,17	0,030	0,038
3	<i>Tp-4-294</i>	0,25	0,99	0,16	0,049	0,037
4	<i>Tw-1-50</i>	0,25	0,47	0,31	0,092	0,041
5	<i>Tp-4-368</i>	0,29	0,51	0,27	0,039	0,049
6	<i>Tw-1-42</i>	0,35	0,57	0,22	0,035	0,019
7	<i>Tw-12-37</i>	0,29	0,88	0,22	0,036	0,051
8	<i>Tp-4-253</i>	0,35	0,56	0,26	0,030	0,041
9	<i>Tw-1-32</i>	0,30	0,39	0,06	0,060	0,037
10	<i>Tp-4-342</i>	0,35	0,57	0,26	0,033	0,019
H-26 <sub>6</sub>	Polskie Normy	$\sim 0,30$	—	—	max.0,04	max.0,04

łaniu obciążeń zmiennych; zaś warstwa napawana, posiadająca obniżoną wytrzymałość na zmę-

czenie, przy znacznej ilości wad, w ogóle nie może pracować w tych ciężkich warunkach.

TABELA 2.

Własności wytrzymałościowe pękniętych korbowodów i wiązarów parowozowych.

%	Znak parowozu	Granica płynności kg/mm <sup>2</sup>	Wytrzymałość na rozciąganie kg/mm <sup>2</sup>	Wydluzenie %	Przewężenie %
1	OK — 22	32,4	65,4	15,6	31,5
2	Tp — 4 — 70	31,5	52,2	24,4	59,5
3	Tp — 4 — 294	32,4	55,6	25,5	52,7
4	Tw — 1 — 50	31,0	54,2	23,1	47,7
H-226	Polskie Normy	min. 27	min. 50	min. 20	—

Co się tyczy tworzywa macierzystego pękniętych głowic napawanych, to pod względem skła-

TABELA 3.

Twardość pękniętych korbowodów i wiązarów parowozowych.

Nr	Znak parowozu	Twardość Br
1	OK — 22	165
2	Tp — 4 — 70	145
3	Tp — 4 — 294	148
4	Tw — 1 — 50	170
5	Tp — 4 — 368	145
6	Tw — 1 — 42	142
7	Tw — 12 — 37	148
8	Tp — 4 — 253	148
9	Tw — 1 — 32	142
10	Tp — 4 — 342	163

du chemicznego nie spostrzega się odchyień od norm, jak to widać z tabeli 1, zawierającej dane

dotyczące składu chemicznego poszczególnych głowic; jedynie głowice 4 i 9 wykazują za wysoką zawartość fosforu, zaś głowice 5 i 7 zawierają nieco za dużo siarki.

Własności wytrzymałościowe głowic również nie odbiegają od norm, jak to widać z tabeli 2; tylko głowica 1 ma nieodpowiednie wydłużenie z powodu za wysokiej wytrzymałości.

Twardość głowic według *Brinella* jest podana w tabeli 3; jak widać twardość głowic leży w granicach 142—163, z czego można wnioskować, że własności wytrzymałościowe wszystkich głowic będą podobne do podanych w tabeli 2, czyli będą normalne. Co się tyczy budowy mikroskopowej tworzywa głowic, to jest ona różnorodna. Według Polskich Norm H-266 tworzywo korbowodów ma być w stanie normalizowanym, o budowie drobnoziarnistej. Z badanych głowic tylko głowice Nr. 2, 3, 7, 9 i 10 posiadają drobnoziarnistą budowę, pokazaną na rys. 11, to znaczy są w stanie normalizowanym. Natomiast głowice Nr. 1, 5 i 8 posiadają budowę bardzo gruboziarnistą, pokazaną na rys. 12, co świadczy, że głowice te nie były poddawane normalizowaniu. Reszta głowic (Nr. 4 i 6) również nie jest w stanie normalizowanym, jednak posiada budowę nie tak gruboziarnistą jak poprzednie. Jak z powyższego widać, pękaniu ulegają tak głowice przegrzane, o obniżonej ciągliwości, jak i głowice normalizowane, o normalnych własnościach. Z tego można wnioskować, że powodem pęknięcia głowic nie były złe własności tworzywa macierzystego, a tylko nałożenie na głowice warstwy napawanej.

Ze stwierdzenia faktu pęknięcia głowic od warstwy napawanej wypływają następujące wnioski:

- 1) w miarę możliwości należy unikać napawania głowic;
- 2) w razie potrzeby napawania należy nakładać warstwę szerokimi spoinami przynajmniej dwuwarstwowo, a po nałożeniu starannie obrabiać i zaokrąglać wszystkie napawane krawędzie;
- 3) w ogóle unikać w korbowodach ostrych krawędzi.

Zabiegi te usuną w znacznym stopniu niebezpieczeństwo szybkiego pęknięcia napawanych głowic.

Inż. ZYGMUNT MULTAN

627.1', (438)

## Najcharakterystyczniejsza rzeka w Europie

**K**rólowa rzek naszych Wisła, która nabiera dziś tym większego znaczenia, że nad jej brzegami właśnie poczynają kształtować się Centralny Okręg Przemysłowy Sandomierski, dla którego Wisła będzie stanowiła pierwszorzędną drogę transportową najtańszą, zarówno dla dostawcy węgla Śląskiego Okręgu Przemysłowego, jakoteż i dla rozwijającego się w szybkim tempie Pomorskiego Okręgu Handlowego. W okręgu tym, handlu zagranicznego drogą morską, zanotować można zwiększenie się już dziś — trzech czwartych wszystkich obrotów towarowych kraju w obu naszych

portach: Gdyni i Gdańsku. Tutaj wypada podkreślić z naciskiem, iż ten ostatni port wbrew fałszywemu nań poglądom, pojawiającym się u nas ostatnio w związku z rozrostem Gdyni, jest szczególnie dla nas ważny, właśnie przez to, że jest położony przy ujściu połowiącej kraj i największej rzeki polskiej, a bezpośrednio łączącej z morzem okręgi przemysłowe i stolicę.

Drogami wodnymi przewozi się w Polsce obecnie, według odnośnych danych statystycznych, zaledwie 1% wszystkich transportów wyrażonych w tonnokilometrach, podczas gdy w niewielkiej Ho-

landii przeszło 80%. Nie potrzeba dowodzić, jak — to prawie całkowite nie wykorzystanie dróg wodnych u nas, wielce szkodliwe odbija się na zbycie zagranicą polskich towarów, których ceny nieraz daleko odbiegają od konkurencyjnych, wskutek znacznie wyższych kosztów transportu drogą lądową, niż wodną. Dla ilustracji przytoczyć można, iż np. transport wodny tonny węgla ze Śląska do Sandomierza przez Przemszę, projektowany Kanał Węglowy i Wisłę, kalkulowałby się o 6,5 zł. taniej od kolejowego.

Przyczyny tego pomijania u nas dróg wodnych leżą w ich ogólnym zaniedbaniu, bowiem nawet główna rzeka kraju, Wisła, pozostaje dotąd w stanie pierwotnym i nieuregulowanym. Sprawa rychłej regulacji rzeki Wisły wysuwa się więc na czoło zagadnień społeczno-ekonomicznych i posiada ważne znaczenie dla rozwoju całości kształtu gospodarstwa krajowego. I tak, wykazuje ona wpływ nie tylko na wzrost zbytu polskich towarów zagranicą, ale i na dalszy wzrost przeładunków w naszych portach, wskutek wyrównania ograniczonej zdolności przepustowej linii kolejowych, łączących je z krajem. Nadto, położenie okręgów przemysłowych: śląskiego i formującego się centralnego, następnie stolicy kraju i wreszcie jego portów przy linii rzeki Wisły, podkreśla nagłość jej regulacji, jako również i międzyłącznikowej drogi wodnej przewozu, wypadającego najtaniej nawet przy uwzględnieniu późniejszej amortyzacji kapitału nakładowego — najznaczniejszego tutaj: koszt regulacji bowiem 1 km rzeki wyniósłby średnio trzy razy więcej od kosztu budowy kilometra drogi bitej (220 tys. zł.), a przeszło dwa razy więcej od kosztu budowy kilometra drogi żelaznej (300 tys. zł.).

Nie mały przyczynek do wysunięcia nagłości sprawy regulacji rzeki Wisły stanowi doniosły wzgląd na niebezpieczeństwo powodzi, które, według przeciętnych danych statystycznych za okres bieżącego stulecia, wyrządzają corocznie szkody na 20 mil. zł., zatapiając i niszcząc na samym tylko terenie b. Kongresówki pasy ziemi przybrzeżnej o łącznej powierzchni ok. 400 km<sup>2</sup>, która należy przez to do nieużytków; to szczególne jaskrawo występuje na najbardziej zaniedbanym odcinku rzeki między Sandomierzem a Warszawą. Wreszcie dużej wagi jest tutaj i wzgląd na bezpieczeństwo mostów rzecznych, o także i koszty ich budowy, które przy rzecze uregulowanej ulegają wydatnemu zmniejszeniu. Względ ten nabiera obecnie szczególniejszego znaczenia, gdyż w związku z rozwijaniem C. O. P., obok regulacji rzek wysuwa się na czoło również i sprawa budowy szeregu mostów na Wisłę i Sanie dla połączenia lewobrzeżnych powiatów z prawobrzeżnymi, które jak dotąd są niemal zupełnie od siebie odcięte. Zagadnienie regulacji naszej magistrali wodnej, prócz sfer handlowo-przemysłowych — dotyka więc bezpośrednio i tych sfer ściśle technicznych, jakie są powołane właśnie do przeczucania przedłużeń linii komunikacji górnych ponad drogami dolnymi, to jest do budowy mostów, których w większej ilości stawianie na rzece Wisłę teraz je oczekuje.

Zwykle, gdy mowa jest o moście, w wyobraźni słuchacza wyłania się przede wszystkim dolna droga wodna, przeważnie więc rzeka mniejsza lub większa; rzadko zaś wawóz jakiś lub sucha dolina. Jest to zupełnie naturalne, bowiem każdy jar czy

wawóz zawsze można przejść bezpośrednio, a nawet przejechać serpentynami po zboczach; most więc, do przebycia ich, oczywiście w ciągu jakiegoś dłuższego czasu, nie jest nieodzowny. Inaczej rzecz się przedstawia, gdy przed człowiekiem otwierają się bagna, moczary, lub rzeka. Wtedy najluchsza łódź nawet, bez której nie można się przedostać na drugą stronę przeszkody, nosi już charakter, ruchomego w danym razie, najprostszego mostu. Dlatego też, poprzestaje się na tej krótkiej nazwie w tym najwyszczególniejszym wypadku — przekrywania obszarów wodnych, a w pierwszym rzędzie rzek.

Z każdą zaś rzeką, przedstawiającą często podczas odmarzania i powodzi bardzo groźny żywioł, trzeba się wielce liczyć przy stawianiu na niej mostu: może ona bowiem nie tylko uniemożliwić odbywanie ruchu po nim, oraz żeglugi pod nim, ale i znieść go zupełnie\*). To też wytrawny inżynier zanim przystąpi do budowy mostu na rzece, zagłębia się przed tym poważnie we wszystkie jej właściwości. Tym bardziej zaś czynić tak powinien inżynier polski, stając do budowy mostu na pełnej różnych niespodzianek rzece Wisłę. Ale nie tylko inżyniera polskiego dotyczy to w stopniu intensywniejszym, w samej bowiem Europie istnieje jakby siostrzyca Karpacko-Bałtyckiej polskiej rzeki Wisły, wprawdzie mniejsza, lecz bliźniaczo do niej podobna Pirenejsko-Atlantycka francuska rzeka Garonna.

Wisła, królowa rzek polskich, jest tak wielką kapyśnicą, że aby poznać ją nieco bliżej, potrzeba wybrać się na długotrwałą uważną wędrówkę po niej, obserwując pilnie zwyczaje całej sieci dorzecza od źródeł Wisły w górach, aż do ujścia do morza. Przemierzając taką rzekę w jej górnym biegu — do Zawichosta, średnim — do Modlina i dolnym — do Gdańska, szczególną uwagę objąć należy zmienność nasilenia jej wód, do powodzi włącznie.

Średnia wysokość opadów Wisły Górnej waha się około 740 mm, powierzchnia dorzecza zaś, wynosi około 50 tys. klm<sup>2</sup>, co daje więc około 37 km<sup>3</sup> opadów. Dla Wisły Średniej i Dolnej przeciętna wysokość opadów waha się ok. 570 mm, co przy ich łącznej powierzchni dorzecza wynoszącej 148,5 tys. km<sup>2</sup> daje około 85 km<sup>3</sup> opadów. Powierzchnia dorzecza Wisły na przestrzeni całej jej długości, 1076 km., wynosi więc razem 198 500 km<sup>2</sup>. W tym stosunek ilościowy prawych gałęzi dorzecza do gałęzi lewych przedstawia się, jak — 73 : 27. Najważniejsze dopływy Wisły są — z prawego brzegu: Biała, Soła, Skawa, Raba, Dunajec z Popradem, Wisłoka, San z Wisłokiem, Wieprz, Narew z Bugiem i Drwęca; — z lewego brzegu: Przemsza, Nida, Kamienna, Pilica, Bzura, Brda, Czarna Woda, Wierzyca i Motława.

Pod względem wysokości położenia dzieli się Wisła na dziewięć odcinków, z których odcinek 50-cio metrowej wysokości położenia w terenie — stanowi 2,2% całkowitej długości rzeki; odcinek 100-metrowej wysokości — 9,3%; odcinek 200 — m wysok. — 52,3%; odcinek 300 — m wysok. — 22,9%; odcinek 400 — m wysok. — 6,1%; odcinek 500 — m wysok. — 2,8%; odcinek 750 — m wysok. — 2,4%; odcinek

\*) Ze przytoczę tu tylko znany mi bliżej wypadek kilkakrotnego znoszenia przez Wisłę głównych przeseł drewnianego mostu kratowego na drodze Lublin—Kielce pod Annopolem.

1000—m wysok.—1,6% i odcinek o wysokości położenia w terenie powyżej tysiąca metrów — 0,4% całkowitej długości rzeki. Stąd wynika, iż średnia wysokość położenia rzeki Wisły wynosi 213 metrów. Spadek przeciętny rzeki Wisły jest stosunkowo dość znaczny i wynosi aż 1,05%.

Wskutek różnego charakteru odpływu wód, szczególnie powodziowych, jakoteż zasadniczych cech, zmiennych z biegiem rzeki typów dolinnych Wisły — wydziela się na całej długości jej łozyska pięć następujących wstęg kolejnych rzeki:

#### *Wisła Górna*

1-sza wstęga — Wisłoka od źródeł do ujścia rz. Przemszy

2-ga wstęga — Wisła od rz. Przemszy do ujścia Sanu

#### *Wisła Średnia*

3-cia wstęga — od rz. Sanu do ujścia Bugu

#### *Wisła Dolna*

4-ta wstęga — od rz. Bugu do m. Torunia

5-ta wstęga Wisła od m. Torunia do ujścia do Bałtyku.

Powyższa tabelka unaocznia podział Wisły ze względu na bieg rzeki na trzy główne odcinki, z których pierwszy i trzeci, nadto ze względu na charakter doliny rzecznej i odpływu z niej wód, dzielą się dodatkowo każdy na dwa pododcinki. Pododcinki te wraz ze środkowym odcinkiem rzeki różniczkują ją właśnie na owe pięć charakterystycznych wstęg kolejnych, które wypada teraz rozpatrzeć oddzielnie, zaczynając od wstęgi pierwszej, rozwijającej się od źródeł w górach w dół ku Krakowowi, a którą dla uproszczenia nazwiemy w całości aż do samej Przemszy Wisłoka.

Na wstęgę pierwszą — Wisłoki, składają się więc, najpierw dwa dzikie potoki, wypływające ze źródeł położonych na północnym stoku Baraniej Góry w Beskidach Śląskich, biegnące ze spadkiem 60‰. W ten sposób, pokonując wysokość 600 metrów, opływa Wisłoka usypany przez nią i jej dzikie dopływy, wgłębiony w nią olbrzymi stożek żwirowy. Oczywiście charakter powodzi na Wisłocie jest górski, ogromnie burzliwy i utrzymuje się niemal takim aż do samej Przemszy, aczkolwiek między Białą i Przemszą spadek Wisłoki zmniejsza się przeszło o połowę i wynosi już tylko 0,26‰. Jednakże ta właśnie raptowna zmiana spadku oraz liczne i silne zakręty rzeki sprawiają, że i na dolnym odcinku Wisłoki napór wód jest w dalszym ciągu bardzo gwałtowny.

Druga wstęga kolejna Wisły Górnej, za ujściem do niej rzeki Przemszy, wygląda już na samym wstępie inaczej i rozwija się najpierw serpentynami wśród szerokiej doliny aluwialnej ze spadkiem silniejszym niż wyżej, tak aż do Skawinki. Poczem wbiega pomiędzy dzikie czarodziejskie skały wapienia jurajskiego w odwieczny przełom z trzeciej ery mezozoicznej, w którym osiąga Wawel. Za Wawelem podpływa Wisła do prawej krawędzi płyty Pońskiej, ma więc brzeg lewy w większości erozyjny, prawy natomiast brzeg jej kształtuje się płasko po-

śród aluwium. Samo łozysko rzeki jest poskracane przekopami i silniejszych zakrętów nie posiada; w dalszym ciągu ulega ono na końcowym odcinku Wisły Górnej, za ujściem do niej rzeki Dunajca, jeszcze większemu wyprostowaniu, ale jednocześnie dziczeje wyraźnie, osiągając, wskutek ciągłego podmywania przez rzekę obu jej aluwialnych tutaj brzegów piaszczystych, szerokość dwa do trzech razy większą, niż to jest potrzebne dla właściwego odpływu wód zwykłych.

Pod względem hydrologicznym — na początkowym odcinku drugiej wstęgi, od Przemszy po Kraków, posiada Wisła dolinę o kształcie na ogół korzystnym dla odpływu wód powodziowych, jednakże zarówno silny spadek, jak również i układ walczykowy dopływów: Soły i Skawy powoduje pod Krakowem zjawisko jakby górskie ruchu wodostanów, więc wielce burzliwego, jaki zwykle nie przeradza się w stan katastrofalny tylko na skutek tej jedynej dodatniej tu okoliczności, że fale powodzi Wisłoki wstrzymywane w licznych jej serpentynach nadbiegają przeważnie później od szybko sunącej powodzi z dopływów karpaccich. W dalszym biegu Wisły za Krakowem, dopiero ujście do niej Dunajca przekształca zupełnie jej charakter. Typowo górski dopływ, jakim jest Dunajec, w ogóle najbystrzejsza rzeka polska, wypływający z północnych stoków Tatr, mający więc udział w górach wysokich o wiecznym śniegu, posiadający nadmiar znaczną rozległość dorzecza, oraz kierunek południkowy a przeto obfitującą w opady dolinę, o silnym przy tym spadku, więc i szybkim odpływie wód — dzięki współdziałaniu wszystkich tych czynników walnie przyczynia się do zasilania w lecie w wodę, wydatnie za nim rosnącej Wisły. Następnie wysokość powodzi Dunajca decyduje o wielkości powodzi wislanej na olbrzymiej rozciągłości w dół rzeki. Przy tym odwrotnie, niż to dzieje się w górze Wisły przed Dunajcem, poniżej do akcji dopływu jednego Dunajca dołączają się, acz w nieco słabszym stopniu działając, inne dopływy, w szczególności zaś, Wisłoka i San, wyróżniające się z pośród wpadających tu do Wisły rzek karpaccich swym dominującym znaczeniem. Stanowią one również górskie rzeki i choć o dorzeczach już o charakterze w dużej mierze niżowym, odznaczają się jednak, a zwłaszcza bardzo kręty o stosunkowo wolnym spadku i dużym dorzeczcu San, tak wielką obfitością niesionej wody, iż wywiera to ten skutek na rozmiar i okres trwania powodzi wislanej, powiększa ją i przedłuża. Wielce niekorzystne to zjawisko potęguje się jeszcze przez fakt, że fale powodzi Wisłoki i Sanu łączą się w Wisłę z falą Dunajca; czyli więc, zjawisko powodzi pod Sandomierzem kształtuje się akurat przeciwnie, niż pod Krakowem, przebiegając tak po Wisłę hen, aż za Warszawę.

Trzecia wstęga rzeki obejmuje całą Wisłę Średnią t. j. od Sanu do Bugu. Do Sanu, jak widzieliśmy, druga wstęga Wisły wije się pośród doliny aluwialnej — szczególnie od Dunajca szeroko rozłożonej. Natomiast zaraz za ujściem rzeki Sanu do Wisły dolina jej przybiera najpierw charakter dyluwialnej, a następnie przez Płytę Lubelską systemu kredowego ulega nagłemu zwężeniu do trzech kilometrów, między Kazimierzem zaś i Puławami, gdzie wchodzi w przełom samego piaskowyzu, ogranicza się dwiema jego krawędziami o wyso-

kości 20 do 30 m, nawet do 1,5 km szerokości. Dalej jednak za Puławkami rozszerza się od razu do 10 i 15 km, a jeszcze bardziej rozprzestrzenia się przed samą Warszawą, gdzie formalnie zlewa się z doliną Bugu i Narwi. Za miarę zupełności tego zlania może posłużyć fakt, iż niektóre prawobrzeżne rzeczki okolic stolicy nie wpływają do pobliskiej Wisły, lecz do oddalonego około 30 km Bugu. Dolina Wisły Średniej ma na ogół kształt gładki i zbliżony do prostoliniowego, ale rzeka w niej bardzo silnie serpentykuje, często rozwidła się, oraz szeroko się rozlewa, dochodząc wszczęd do 600, a nawet i 1000 m, gdy tymczasem właściwa jej szerokość odpowiednio do ilości niesionej przez nią masy wody, powinna wynosić co najwyżej 350 m.

We wstędze tej, składającej się na Wisłę Średnią, obok dopływów jej o charakterze górskim, krótkich, prostoliniowych rzek szybko spadających z gór Sandomierskich, występują dalej takie dopływy jak Wieprz i Pilica, o spadku słabym a silnym zabagnieniu i zatorzeniu, szczególnie w dolnej części ich dolin. Powoduje to bardzo niekorzystny rozkład fal powodziowych, powstałych przy silniejszych opadach deszczowych, gdyż ze wszystkich dopływów Wisły Średniej schodzą się one w niej na ogół równocześnie, przez co, wypełniając wszelkie suche łożyska i ślepe ramiona rzeki, stanowią wdzięczne podłoże dla nadbiegającej fali z dopływów karpackich w jej niszczącym działaniu powodzi, przybierającej wtedy rozmiary katastrofalne.

Czwarta wstęga kolejna rzeki, rozpoczynająca Wisłę Dolną od ujścia do niej rzeki Bugu, rozwija się do miasta Torunia w dolinie, noszącej charakter aluwialnej, aczkolwiek w działalności rzeki przeważa jeszcze czynność erozyjna, podobnie jak to ma miejsce w Wiśle Średniej. Natomiast w piątej i ostatniej wstędze Wiślanej za Toruniem występują już liczne tłuste i coraz znaczniejszych rozmiarów aluwia, co wskazuje na wyłączanie nasypową tutaj działalność Wisły poprzez wieki. W dorzeczu zaś Wisły Dolnej, szczególnie jego lewym skrzydle, spotyka się doliny dyluwialne, przeważa jednak ukształtowany obok nich teren lodowcowy i zazwyczaj układ jest więc taki, iż występuje kilka kotlinek jeziornych, albo też mozgowisk, które są powiązane ze sobą kanałami erozyjnymi; a tak wytworzona całość łączy się następnie z dolną Wisłą za pomocą silnie wciętych jarów.

Na hydrologiczny charakter Wisły Dolnej dorzecze jej nie ujawnia szczególniejszego wpływu, gdyż rozległość jego wobec wielkiej już rzeki połączonej z Bugiem i Narwią, jest zbyt mała, aby mogła mieć jakieś znaczenie wybitniejsze. Zwraca tu przy tym uwagę szczegóły, iż lewobrzeżne dopływy są tym krótsze i bardziej strome im bliżej morza wpadają do Wisły Dolnej; tak więc, rzeka Brda ma spadek  $0,65\text{‰}$ , poniżej niej wpadające dopływy: Czarnawoda —  $0,72\text{‰}$ , Wierzyca —  $1,22\text{‰}$ , Radunia —  $1,85\text{‰}$ . Spadek samej Wisły Dolnej wynosi  $1,17\text{‰}$ , gdy dla całej Wisły, jak zaznaczyliśmy przeciętny spadek wypada równy  $1,05\text{‰}$  i jest stosunkowo bardzo duży w porównaniu z innymi rzekami, jak np. z Niemnem, dla którego stanowi on tylko  $0,1\text{‰}$ . Tymczasem spadek Wisły Dolnej aż po ujście jest tak znaczny, iż przekracza nawet cyfry przeciętnego spadku dla całej rzeki. Ma to pokazywać wpływ na zwiększenie siły erozyjnej

wód dolnych oraz ilość i wielkość mas niesionego przez nie mułu. Toteż na nowej swej delcie u ujścia osadziła Wisła w ciągu ubiegłego półwiecza przeszło 100 mil. m<sup>3</sup> sedymentów o c. wł. 1,5. Z dwóch ujściowych odnóg wiślanych: Leniwki i Nogatu, ten ostatni mający szczególnie dawniej znacznie silniejszy spadek, niewątpliwie też i więcej znosił sedymentów; na co wskazuje fakt, iż delta Nogatu w ciągu ostatniego półtysiąciolecia zwiększyła się niebywale i posunęła w głąb zatoki prawie o 10 km.

Powyższe rozpatrzenie pięciu wstęg, składających się razem na całość rzeki, wskazuje, że Wisła w swym górnym, a także i średnim biegu, czyli od źródeł jej w górach poczynając aż do ujścia do niej Bugu za Warszawą, nosi charakter rzeki wyżowej. Gdyż dorzecze Wisły Górnej i Średniej przedstawia taki system sieci wodnej, że przez opóźnienie fal pojedynczych dopływów położonych wyżej, natomiast przyspieszenie fal większości dopływów leżących niżej, powódź wiślana osiąga swą najwyższą miarę na długiej przestrzeni aż po stolicę, prawie jednocześnie. Zjawisko przeto normalnego pochodu fali powodziowej, niemal nigdy nie występuje na Wiśle Górnej i Średniej i wskutek nagłego wypełnienia się całego ich łożyska jest najzupełniej możliwe pokonanie przez najwyższą falę kilkusetkilometrowej odległości nawet w ciągu jednej tylko doby i przygnanie jej w tym czasie od Krakowa do Warszawy. A jeżeli czasem można tu zaobserwować pewien stopniowy pochód fali powodziowej, to następuje on jedynie dzięki dopływowi rzeki Sany, wyjątkowo w tym razie bardziej opóźniającej odpływ całej masy wody.

Zwykle niekorzystny przebieg powodzi na tych odcinkach Wisły, mającej więc charakter rzeki wyżowej na przeszło połowie swej długości, San tylko łagodzi nieco i dopiero ujście Bugu ( $0,31\text{‰}$ ) z Narwią ( $0,20\text{‰}$ ), rzek o charakterze w wysokim już stopniu niżowym z bardzo słabym spadkiem w złączeniu z Wisłą opodal za Warszawą ( $0,12\text{‰}$ ), działających jeszcze bardziej opóźniająco na odpływ wód — zdecydowanie przekształca Wisłę, która od tego miejsca w dół nabiera cech rzeki typowo już niżowej. Przyczyniają się do tego waleń w pierwszym rzędzie stopniowość oraz powolność dopływania wód z Bugu i Narwi, tym wybitniejsze w swym charakterze, że obie te rzeki schodzą się ze sobą niemal u samego ujścia do Wisły. Zarówno powolność ta, jak i stopniowość przeciągania fal rzecznych, jest spowodowana przez korzystną budowę obu dolin: Bugu i Narwi, a także ich dorzecza. Poza tym dodatnie to zjawisko jeszcze bardziej potęguje znaczna obfitość bagien — dochodząca aż do 40% w górnej i poleskiej części dorzecza, wypływającego z północnej krawędzi niezbyt wyniosłej Płyty Podolskiej — Bugu, oraz silna przepuszczalność gruntu i obfitość jezior i moczarów o łącznej powierzchni wynoszącej 580 km<sup>2</sup> w prawym dorzeczu, wypływającej z jeszcze bardziej nizinnej Puszczy Białowieskiej — Narwi, przy jednocześnie zupełnym braku erozyjnych typów w ich dolinach, za wyjątkiem odcinka Bugu od Janowa do Drohiczyzna.

Doliny obu rzek, Bugu i Narwi, utworzone w dobie lodowej zaliczają się pod względem geolo-

giczno-historycznym do pochodzących z epoki dyluwium. Jako zaś dyluwialne, charakteryzują się wielkimi, sterczącymi w nich, skalnymi głazami narzutowymi, oraz olbrzymimi ilościami zalegających je żwirów i piasków, złożonych ze skał starszych, jak granity, gnejsy, twarde kwarcyty — stanowiącymi widome ślady po wielkich lodowcach; poza tym, nieco późniejszymi już w czasie, glinami nawanymi i piaszczystymi przesypami. W dolinach

tych przejściowo występowało i zjawisko doliny aluwialnej, noszącej cechy już nowszych zmian powierzchni ziemi — z obecnej epoki napływowej, charakteryzującej się dla dolin wodnych najświeższymi osadami materiałów, naniesionych przez wodę płynącą, a więc: glinami i piaskami na brzegach rzek, a trawertynami u źródeł i nad potokami, oraz torfowiskami na łąkach podwodnych.

Inż. A. RUMMEL

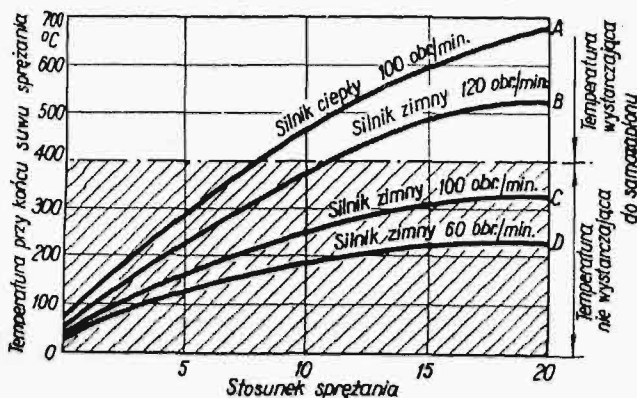
621 . 435 : 621 . 431 . 73 (438)

## Samochodowe silniki Diesel'a w warunkach polskich

Gdy się miało kiedykolwiek w Polsce okazję rozmawiania z przedsiębiorstwami lub przedsiębiorcami eksploatującymi samochody z napędem dieselowskim, stwierdzono, że prawie wszyscy są niezadowoleni z pracy tych silników i ciekawym jest to, że głównym zarzutem nie jest, jakby się zdawać mogło, przedwczesne wyrabianie się części układu korbowego, z usunięciem czego wytwórnie silników *Diesela* miały najwięcej trudności i kłopotów, lecz trudności związane z zapuszczeniem tych silników. To też sądzić można, że to jest głównym powodem hamującym w naszych warunkach nabywanie wozów z silnikami wysokoprężnymi, aczkolwiek silniki te są znacznie oszczędniejsze i tańsze od silników benzynowych. Jednostkowy rzehód paliwa jest mniej więcej o 50% niższy, wynosi bowiem od 160—200 g/KMh, podczas gdy w silnikach gaźnikowych wynosi on 220—300 g/KMh, nie licząc już znacznie niższej ceny ropy w porównaniu z benzyną.

Trudności z zapuszczeniem nowych silników rozpoczynają się z chwilą obniżenia się temperatury zewnętrznej, przy silnikach używanych zachodzą ciągle.

Powodem tego w pierwszym rzędzie jest brak u nas starannej konserwacji, dobrej obsługi samego silnika i wszystkich jego instalacji, które są koniecz-



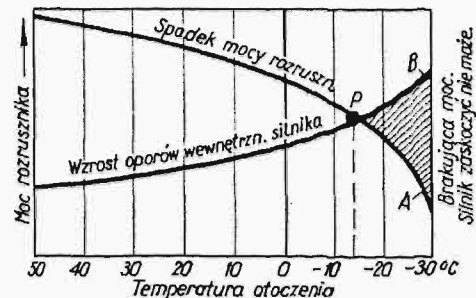
Rys. 1. Temperatura pow. przy końcu suwu sprężania w zależności od stos. spr. i liczby obrotów.

nym warunkiem nienagannej pracy *Diesel'a* w znacznie większym stopniu, niż silnika benzynowego.

Po drugie, trudności te tkwią częściowo w samym systemie dieselowskim.

Jak wiadomo, do silnika *Diesel'a* zassane zostaje czyste powietrze, które pod wpływem sprężania rozgrzać się powinno do temperatury ok. 400°, aby

wywołać samozapłon ropy, wtrysniętej w gorące powietrze, w okolicy górnego punktu zwrotnego. Temperatura ta nie jest zależna jedynie od stosunku sprężania, lecz również od obrotów nadanych silnikowi rozrusznikiem w chwili zapuszczenia. Im obroty te są większe, tym wyższa jest temperatura sprężania wskutek mniejszych strat kompresyjnych



Rys. 2. Spadek mocy rozrusznika i wzrost oporów wewn. silnika w zależności od temp. otoczenia.

gdy silnik przez dłuższy okres czasu nie pracował, wszystkie jego części, będące w bezpośredniej styczności ze sprężonym powietrzem, chciwie pochłaniają i odprowadzają do systemu chłodzącego duże ilości ciepła, akumulującego się w powietrzu w czasie suwu sprężania. Gdy do tego dodamy wysokie ciśnienie sprężania, konieczne do uzyskania temperatury około 400° C, a wynoszące od 35—50 at, zależnie od systemu wtrysku, formy komory i stosunku sprężania, które waha się w granicach od 1:12 do 1:20, jasnym się staje, że rozrusznik pochłania w momencie rozruchu duże ilości prądu, którego natężenie przekracza 30 amp. Dzięki temu łatwo może nastąpić spadek obrotów, szczególnie przy częściowo rozładowanym lub trochę zużytym akumulatorze (co w naszych warunkach jest zjawiskiem dość częstym), oraz zwiększonych oporach wewnętrznych silnika, spowodowanych kleistością zimnego oleju.

Spadek obrotów rozrusznika, a więc i silnika zapuszczanego, doprowadzić może łatwo do niemożności zapuszczenia, co uwidocznione jest na rys. 1 i 2. Na rys. 1 widzimy, że o ile obroty silnika spadną ze 120 na 100 obrotów na minutę (linie B i C), to temperatura sprężonego powietrza spadnie poniżej 400° C, a więc nie dojdzie do granicy koniecznej do samozapłonu. Silnik zaskoczyć nie może.

Gdy w dodatku gładzie cylindrowe, tłoki, lub pierścienie są wyrobione i nieszczelne, następuje spadek ciśnienia z powodu przeciskania się sprężonego powietrza przez układ tłokowy, pociągając

za sobą spadek temperatury, koniecznej do zapłonu. W tym wypadku ani grzanie wody, ani oleju, ani ciągnięcie wozu już może nie pomóc. Wyrobienie zaś gładzi cylindrowych występuje, w naszych warunkach zwykle dość prędko, z powodu nieumiejętnej regulacji tak delikatnych elementów, jak pompa wtryskowa i wtryskiwacze, przez domorosłych niewyszkolonych kierowców. Zła regulacja pompy i wtryskiwaczy powoduje złe, niezupełne spalanie oraz silny osad węgla na tłokach, co w krótkim czasie niszczy gładź i zanieczyszcza olej, powodując przez to przedwczesne wyrabianie się wszystkich elementów układu korbowego. Poza tym niespalona ropa spływając do oleju rozcieńsza go i pozbawia własności smarnych, co przyspiesza wyrabianie się całego silnika.

Również duży wpływ na rozruch ma sam system wtrysku, a mianowicie: przy wtrysku bezpośrednim rozruch jest łatwiejszy, niż przy systemie z komo-

wą wstępną, z powodu mniejszych strat ciepłych wywołanych brakiem silnie chłodzonej komory wstępnej, w której w dodatku panuje mniejsze ciśnienie, niż w cylindrze, wskutek przewężenia kanału przejściowego, łączącego wnętrze cylindra z komorą.

Gdy się zreasumuje wszystko, co powiedziano wyżej, to dojdziemy do słusznego, zdaje się, wniosku, że samochód z silnikiem *Diesela* będzie pracował nienagannie w krajach o silnie rozwiniętej motoryzacji, dobrej obsłudze i wysokim ogólnym poziomie kultury technicznej; natomiast w krajach, w których warunki eksploatacyjne są ciężkie, w których daje się odczuwać brak wysoko wykwalifikowanych i odpowiedzialnych kierowców, w których wozy nie mają należytej opieki, w tych krajach dominować będą nadal mniej ekonomiczne i droższe w eksploatacji, ale niezawodne silniki benzynowe.

## PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH

### Zapory balonowe przeciw napadom lotniczym.

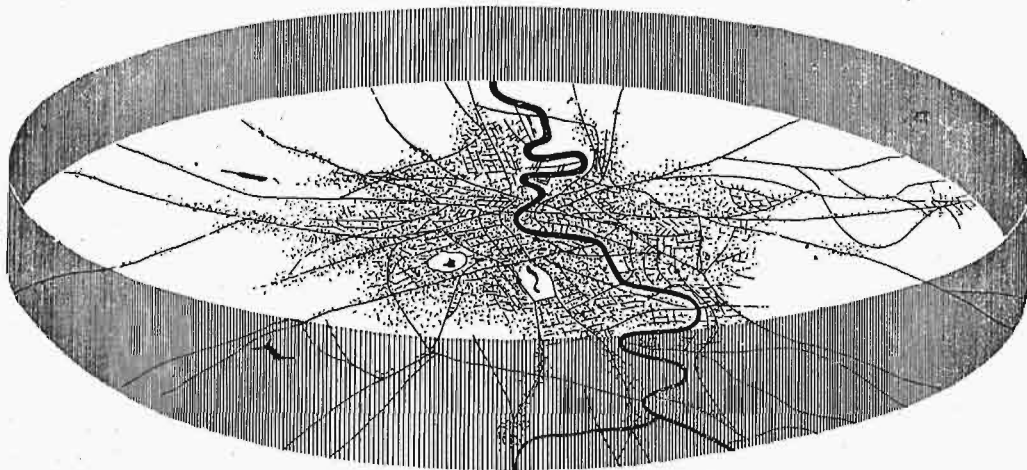
Już w czasie wojny światowej pojawiły się próby obrony przed napadami lotniczymi wielkich miast przy pomocy zapor balonowych. Używano do tego celu wtedy zazwyczaj kilka balonów na uwięzi, które były połączone ze sobą zwisającą siatką drucianą. Wykonanie jednak takiej zapory natrafiało na duże różnorodne trudności, a skuteczność zabezpieczenia przed nalotem polegała raczej w większym stopniu na wpływie moralnym, niż w działaniu niszczącym nieprzyjacielskie lotnictwo. Myśl obrony przed napadem lotniczym wielkich miast przy pomocy zapor balonowych, chociaż, jak zaznaczy-

*J. G. Hearsona* \*), dowódcę 30 grupy angielskich sił lotniczych (balonów zaporowych).

Na załączonych rys. 1 i 2 mamy przedstawione dwa podstawowe i w całości opracowane rozwiązania sposobów budowy zapory balonowej.

Z rysunków widać, że pierwsze rozwiązanie opiera się na znanym już systemie budowy zapory z czasów wielkiej wojny: kilka balonów połączonych linką stalową, z której zwisały na pewnych odstępach cieńsze linki stalowe, a każda była obciążona niewielkim ciężarkiem.

Ponieważ jednak tego rodzaju siatka wisząca przedstawia-



Rys. 1. Zapora balonowa o wysokości 3 200 m ze 1 100 balonów. Średnica koła 32 km. Odległość między pojedynczymi balonami wynosi 90 m.

liśmy wyżej, wywiera raczej tylko wpływ moralny na lotnictwo nieprzyjacielskie, nie dając całkowitej pewności, że zostanie ono zniszczone przed wykonaniem nalotu, odżyła w ostatnich latach i przewiduje się w przyszłej wojnie budowę zapor balonowych do obrony wielkich miast; naturalnie że liczbę balonów przy zaporze dla dużego miasta oblicza się na setki. Większe zabezpieczenie daje zapora balonowa przed atakami nocnymi.

Podamy tutaj niektóre dane, odnoszące się do projektów organizacji obrony przeciwlotniczej Londynu, podane przez

ła stosunkowo duży ciężar, w planie budowy zapory wg *Hearsona* każdy balon podtrzymuje tylko jedną linkę (rys. 1). Plan przewiduje dla Londynu budowę zapory w kształcie koła o średnicy 32 km i odległości 90 m pomiędzy sąsiednimi balonami. Wysokość zapory sięga 3 200 m. Do wykonania w całości zapory wg tego planu potrzeba 1 100 balonów. Przy tego rodzaju zaporze oblicza się, że w przypadku gdy nie-

\*) Por. VDI, Nr. 18, r. 1938.

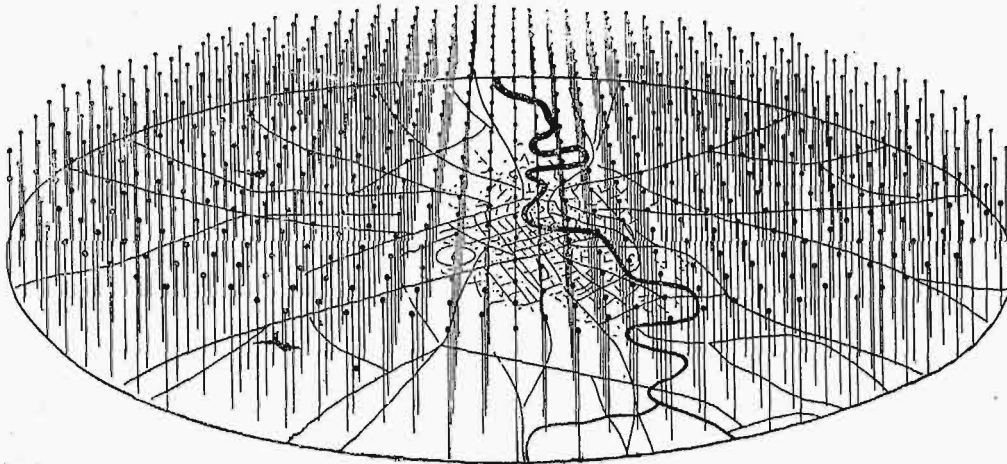


przyjacieli dokonywa nalotu kluczami, co czwarty samolot natrafi na zwisającą linkę stalową i ulegnie zniszczeniu. Zrozumiałą jest rzeczą, że i balon ten również zostanie zniszczony.

Plan zapory balonowej pokazany na rys. 2 różni się od poprzedniego tym, że balony są umocowane na całej po-

### Nowoczesne teorie powstawania piorunów.

Według dawniejszych poglądów chmurę uważano za rodzaj naładowanego elektrycznie przewodnika, a zjawisku piorunu towarzyszyło rozładowanie przewodnika w kierunku ziemi w postaci iskry elektrycznej. Skąd jednak się bierze elektryczność w chmurze, dopiero nowsze poglądy



Rys. 2. Zapora balonowa dla obrony Londynu na powierzchni koła o średnicy 32 km. Balony rozmieszczone w równej odległości. Do wykonania zapory według tego projektu potrzeba 600 balonów.

wierzchni koła o tej samej średnicy w jednakowej odległości we wszystkich kierunkach. Do wykonania zapory wg tego projektu potrzeba tylko 600 balonów, a prawdopodobieństwo natrafienia przez samolot na stalową linkę balonu przy tym rozmieszczeniu jest dwa, a nawet trzy razy większe.

Który z podanych sposobów znajdzie w czasie przyszłej wojny zastosowanie, danych na to pewnych nie ma żadnych. Jest zupełnie możliwe że oba będą stosowane łącznie, gdyż każdy z nich może być właściwie doskonałym uzupełnieniem drugiego. Wysokość zapory balonowej (3 200 m) dla nowoczesnego samolotu bombowego jest łatwo osiągalna, może więc samolot wznieść się wyżej i wtedy zapora jest dla niego nieszkodliwa. Budowa zaś wyższych zapór balonowych ze względu na duży ciężar lin stalowych, a więcej jeszcze ze względu na wiatr i burze z piorunami, które to czynniki należy uważać za największego wroga zapór balonowych, jest bardzo utrudniona. Jeżeli chodzi o podwyższenie zapory balonowej bez zwiększenia znacznego objętości balonów, to daje się to osiągnąć przy zaporze, w której w każdym jej punkcie na uwiezi na tej samej linii umocowane są dwa balony jeden nad drugim. Wysokość zapory przy tym rozwiązaniu może przekraczać nawet 5000 m.

Wprawdzie i tę wysokość nie zabezpiecza całkowicie, samolot nowoczesny wojskowy może już latać na znacznie wyższym pułapie, to jednak zapora balonowa łącznie z innymi środkami obrony przeciwlotniczej — stwarza w sumie większe możliwości obrony przed nalotami nieprzyjacielskiego lotnictwa.

Wymienione poprzednio trudności budowy zapór balonowych wielkich rozmiarów i wysokości, chociaż, jak podkreśliliśmy, są bardzo duże, to jednak wg zdania podsekretarza angielskiego ministerstwa lotnictwa, który przy debacie w Izbie Gmin w grudniu 1937 r. nad zagadnieniem obrony przeciwlotniczej Anglii oświadczył, że dadzą się one pokonać przy dzisiejszym stanie techniki.

Należy tu jeszcze zaznaczyć, że zapory balonowe w przyszłej wojnie znajdą również zastosowanie do obrony w znacznie szerszym zakresie.

na to zagadnienie potrafią w bardziej przekonujący sposób wytłumaczyć, chociaż i dziś jeszcze nie stworzono całkowitej teorii, potwierdzonej całkowicie, dla wyjaśnienia szeregu zjawisk, związanych z tym zagadnieniem.

Pioruny, jak wiadomo, pochodzą z chmur burzowych. Chmura taka, której podstawa znajduje się często na wysokości 1500 m, rozciąga się w górę na kilka kilometrów, a jej wierzchołek częstokroć sięga chmur górnych takich, jak alto-cumulus i cirrus oraz małych chmur lodowych, znajdujących się na bardzo dużych wysokościach. Przyczyną tak dużego rozciągania się tego rodzaju chmury w górę są silne prądy wstępujące, powstające na skutek różnicy temperatur masy powietrza przy ziemi, nagrzanego przez jej nasłonecznienie, i powietrza warstw wyższych.

Powietrze ogrzane, jako lżejsze, unosi się a ponieważ w wyższych warstwach atmosfery ciśnienie spada, wobec tego powietrze to rozpręża się i, jeżeli jest suche, ulega przez to oziębieniu. Spadek temperatury dla suchego powietrza wynosi ok. 10° na pierwszy kilometr, gdy natomiast spadek normalny temperatury, mierzonej nie przy prądzie wstępującym, wynosi ok. 5°—7° na jeden kilometr wzniesienia.

W przypadku gdy w prądzie wstępującym mamy powietrze wilgotne, wtedy przy rozprężaniu temperatura jego obniża się, ale tylko do chwili osiągnięcia punktu rosenia. Skraplanie się pary wodnej od tej chwili dostarcza mu potrzebnej ilości ciepła i wskutek tego powietrze, zawierające parę wodną w temperaturze skraplania, będzie miało wyższą temperaturę od temperatury otaczającego je innych mas powietrza aż do chwili, gdy całkowita ilość pary ulegnie skropleniu.

W ten sposób zostaje utrzymana możliwość wznoszenia się masy powietrza, względnie nawet wzrasta, co staje się przyczyną powstawania prądów i wiatrów pionowych, które np. wyzyskuje się w lotach szybowcowych.

Te fakty są bezsporne i przyjęte przez wszystkich meteorologów; chodziło teraz tylko o posłużenie się nimi i wytłumaczenie, jak prądy wstępujące powietrza, zawierającego parę wodną, wywołują zjawiska elektryczne, a więc powstawanie elektryczności w chmurach i pioruny.

### Teoria Simpsona.

Podstawą tej teorii jest poczynione spostrzeżenie przed 40 laty przez *Thomsona* (lord *Kelvin*), który zauważył, że w każdym czasie w atmosferze mamy do czynienia z rodzajem prądu elektrycznego od ziemi w górę. Stworzył on pojęcie gradientu potencjału, a więc istnienie zmian potencjału powietrza wraz z wysokością.

Sir *J. Simpson*<sup>1)</sup> istnienie wspomnianego prądu elektrycznego w powietrzu tłumaczy tym, że w powietrzu znajdują się ruchome jony, co z kolei każe zaprzeczyć, że chmura jest naładowanym przewodnikiem. Chmura, wg *Simpsona*, jest nawet gorszym przewodnikiem, niż reszta otaczającego ją powietrza. Wiemy poza tym, że para wodna skrapla się naokoło jonów, tworząc kropelki wody. Jony w tym wypadku oddają swoje naboje elektryczne kropelkom wody, które teraz są więc zastąpione przez ciała ciężkie, a więc i o ruchliwości znacznie mniejszej.

Przewodność powietrza sprowadza się więc do ruchu swobodnych jonów. Jeżeli więc w chmurze nie ma teraz już wolnych jonów, nie może więc w niej powstać i prąd elektryczny.

Prąd powietrza, jak wykazał *Lenard*, napotykać kropelki wody rozpyla je; następuje przy tym naelektryzowanie dodatnio kropelek bardziej drobno rozpylonych, jednocześnie zaś sam prąd powietrza elektryzuje się ujemnie.

Otóż *Simpson*, opierając się na tym, doszedł do wniosku, że prąd powietrza wstępującego rozбивa utworzone w atmosferze duże krople wody, drobne zaś kropelki powstałe z ich rozpadu, skupiając się ponownie, tworzą krople większe, które z kolei przy dalszym spadaniu ulegają znowu rozpyleniu na drobne kropelki. Jeżeli więc ten proces powtarza się bez przerwy przez czas dłuższy, powietrze w górnej warstwie chmury staje się coraz bardziej naładowane ujemnie, natomiast kropelki naelektryzowane dodatnio gromadzą się w dolnej warstwie chmury na takiej wysokości, z której wiatr o odpowiedniej prędkości nie pozwala na dalsze spadanie.

### Teoria Wilsona.

W r. 1929 inny uczony *Wilson*, obliczając prędkości jonów w polu ziemskim, jak również prędkość spadania kropelek wody, doszedł do wniosku, że krople duże, utworzone przez zespoły kropelek małych, spadają prędzej od dużych jonów, jako spadających bez wpływu pola grawitacyjnego.

Jony te są naelektryzowane dodatnio i zostały utworzone przez wytrącenie elektronu ujemnego w czasie procesu jonizacji, będąc zaś naelektryzowane dodatnio, wobec tego kropelka przy spadaniu pochłania jony ujemne, które napotyka, poczem je przyciąga.

Taka więc kropelka jest wtedy zorientowana w polu ziemskim częścią naelektryzowaną ujemnie ku górze, a dodatnią ku dołowi. Przy spadaniu cząsteczka znowu przyciąga jony ujemne i pochłania je, podczas gdy jony dodatnie nie mogą się z nią połączyć.

W konsekwencji kropla podczas samego spadku staje się coraz więcej naelektryzowana ujemnie. Prąd zaś powietrza ustępującego unosi natomiast jony dodatnie, powietrze więc przy wierzchołku chmury staje się naelektryzowane dodatnio.

Widzimy więc, że teoria *Wilsona* jest zupełnie przeciwna teorii *Simpsona*. Dla *Simpsona* podstawa chmury, skąd właśnie biją pioruny, jest naelektryzowana dodatnio, podczas

gdy według *Wilsona* jest naelektryzowana ujemnie, a część powierzchni ziemi pod chmurą elektryzuje się przez indukcję dodatnio.

Kto z nich ma rację? Rozstrzygnie to w przyszłości nowa teoria, względnie jedna z nich weźmie górę, o ile wyniki doświadczeń, które dla wyjaśnienia omawianego zagadnienia przeprowadzane są przez różnych badaczy zjawisk atmosferycznych, przemówią zdecydowanie za nią. W zakres tych badań wchodzi obserwacje i pomiary. Wyniki ich jednak obecnie nie przemawiają zdecydowanie za żadną z omawianych teorii, przemawiają raczej za tym, że każda z nich nie jest jeszcze kompletna. Przekonano się bowiem, że bardzo często deszcz, padający ze środka chmury, wykazywał elektryczność dodatnią, a z części krańcowych chmury — ujemną.

Dla sprawdzenia doświadczalnego założenia teorii *Simpsona*, znane obserwatorium meteorologiczne w Kew wypuściło w ciągu dwóch lat 70 baloników, z których każdy zaopatrzony został w przyrządy do badania polaryzacji chmury. Z tej liczby 47 baloników zarejestrowały w podstawie chmury elektryczność ujemną. W niektórych jednak miejscach stwierdzona została obecność elektryczności dodatniej, co zresztą jest zupełnie możliwe, ponieważ, jak zaznaczyliśmy poprzednio, chmura burzowa nie jest przewodnikiem.

Dr. *Whipple*, ze wspomnianego już laboratorium, uważał natomiast, że często można stwierdzić w powietrzu pod chmurą istnienie gradientu potencjału ujemnego przed przejściem piorunu, dodatniego natomiast — po przejściu (błyskawicy).

Wyniki wspomnianych obserwacji meteorologicznych, jak już wspomnieliśmy, aczkolwiek są już dość obfite, narazie nie rozstrzygnęły, która ze wspomnianych teorii jest prawdziwa, t. j. lepiej się zgadza z wynikami obserwacji. Obserwacje jednak prowadzone są nadal i to w szerokim zakresie. Należy więc mieć nadzieję, że w niedalekiej przyszłości fakty doświadczalne pozwolą na rozstrzygnięcie o słuszności omawianych teorii, względnie ich skorygowanie.

W zakończeniu należy jeszcze dodać, że właściwie mamy jeszcze trzecią teorię o powstawaniu elektryczności w chmurach. Jest to teoria *Dauzière*, Francuza. Nie omówiliśmy jej jednak, gdyż jest ona właściwie tylko pewnym wariantem teorii *Simpsona*.

Ż.

## BIBLIOGRAFIA

Informator Kalendarz Budowlany na rok 1938 pod naczelną redakcją prof. dr. inż. *S. Kunickiego*. (12 cm × 17 cm, str. 1144.

Kalendarz ten, na 1144 stronach tekstu, podaje najbardziej potrzebne dla budowniczych i przedsiębiorców budowlanych informacje, oraz dane o projektowaniu i wykonaniu nowoczesnych budynków mieszkalnych, biurowych i przemysłowych.

Kalendarz ten można uważać za encyklopedię podręczną budownictwa, która jest obecnie aktualna z racji ożywienia życia gospodarczego w Polsce i specjalnie intensywnego ruchu budowlanego w stolicy i w obrębie Centralnego Okręgu Przemysłowego.

Wiadomości i informacje, potrzebne dla budowniczego, przedsiębiorcy i dla inżynierów, podane są w tym Kalendarzu w jednym tomie, co ogromnie ułatwia szybkie znalezienie działu, który interesuje w danej chwili czytelnika.

<sup>1)</sup> Por. „Technique Moderne” Nr. 7, 1938 r.

Treść kalendarza podzielono na następujące rozdziały:

I. Alfabetyczny spis rzeczy, ułatwiający szybkie znalezienie na 1144 stronach Kalendarza potrzebnych w danej chwili informacji.

II. Tablice matematyczne. Wzory najbardziej używane w budownictwie z zakresu arytmetyki, algebry, geometrii, trygonometrii.

III. Wiadomości podstawowe z mechaniki i fizyki.

IV. Miary i wagi, używane w budownictwie zarówno metryczne, jak i polskie.

V. Wzory obciążeń i dane do obliczeń ustrojów budowlanych według rozporządzeń dawnego Ministerstwa Robót Publicznych z roku 1929, które zresztą obowiązują i obecnie.

VI. Zasadnicze wzory z wytrzymałości materiałów i statyki budowli. Kompletny tekst przepisów, dotyczących projektowania i wykonania stalowych konstrukcji spawanych w budownictwie, według okólnika z dn. 6 X. 1933 r. Ministerstwa Spraw Wewnętrznych.

VII. Metody i wzory obliczeń szkieletowych budynków mieszkalnych, biurowych i przemysłowych. Szczegółowe informacje o szkieletowych konstrukcjach stalowych w Polsce i zagranicą ze specjalnym uwzględnieniem wysokich budynków tego typu, jak np. 16-o piętrowy gmach Towarzystwa Ubezpieczeń „Prudential” w Warszawie, gmach Urzędu Skarbowego w Katowicach, o 15 piętrach i 50 m wysokości i najwyższy na świecie budynek „Empire State Building” w Nowym Jorku, o wysokości 387 m i 86 piętrach; rozdział ten podaje również opisy i fotografie wysokich szkieletowych budynków stalowych, wykonanych w ostatnich latach we Francji, Belgii, Holandii i w Szanghaju.

VIII. Metody obliczeń ustrojów z żelbetu z wyciągiem z przepisów obliczania i wykonania ustrojów betonowych i żelbetowych według ostatnich norm Polskiego Komitetu Normalizacyjnego. Specjalne dane i przykłady obliczeń stropów grzybkowych.

IX. Podstawowe dane z budownictwa niezbędne przy sporządzaniu projektów budynków, z uwzględnieniem danych, dotyczących projektowania i wykonywania ogrzewania, wentylacji, kanalizacji, wodociągów oraz oświetlenia. Wyczerpujące informacje o stali ISTEK, stosowanej coraz częściej w Polsce, oraz o stali grzebieniowej, opatentowanej niedawno w Polsce. Tablice ułatwiające projektowanie ustrojów żelbetowych z zastosowaniem stali GRIFFEL, która w wielu wypadkach pozwala na osiągnięcie znacznej ekonomii stali.

X. Nowoczesna architektura wnętrz.

XI. Materiały budowlane. Ustroje stropów, stosowane w budownictwie w Polsce.

XII. Dane do sporządzenia kosztorysów i szczegółowa analiza cen robocizny i materiałów przy wykonaniu robót budowlanych. Na specjalną uwagę zasługuje niezwykle drobiazgowo i fachowo ułożona na 40 stronach tekstu analiza, zarówno cen robocizny, jak i potrzebnych do wykonania materiałów przy robotach: ziemnych, transportowych żelazobetonowych, betonowych, ciesielskich, murarskich, stolarskich, ślusarskich, kowalskich, dekarских, zduńskich, szklarskich, malarskich i brukarskich. Analiza ta uwzględnia zysk przedsiębiorcy i świadczenia społeczne.

Tak szczegółowej analizy cen tych robót nie znajdujemy, jak dotąd, w żadnym wydanym w ostatnich latach w Polsce kalendarzu budowlanym.

XIII. Obowiązujące przepisy z zakresu prawa budowlanego z tekstem, dotyczącym zabudowania osiedli według Dz. Ustaw Nr. 23 z r. 1928.

XIV. Informacje o organizacji, kompetencjach i składzie personalnym, interesujących budowniczych, Ministerstw, Urzędów Wojewódzkich, Starostw, Zarządów Miejskich, Stowarzyszeń Inżynierów Budowlanych i Związku Architektów R. P. na całym obszarze Polski. W dziale tym podano adresy urzędów oraz poszczególnych osób.

XV. Alfabetycznie ułożona według specjalności, lista firm i osób w Polsce, mających styczność z wykonaniem robót budowlanych i dostawą materiałów budowlanych oraz sprzętu, potrzebnego do prowadzenia robót.

Podkreślić należy że cały szereg ogłoszeń z zakresu budownictwa ułatwia budowniczym i przedsiębiorcom, jak również i urzędom państwowym, szybkie wyszukanie firm lub dostawców, które mogłyby się podjąć wykonania robót lub dostaw materiałów i sprzętu, niezbędnych dla prowadzenia i organizacji robót budowlanych. Z tych też powodów bardzo dużo urzędów państwowych zakupuje ten wyjątkowo zwięzły ułożony i bardzo dogodny podręcznik — poradnik budowniczego i inżyniera, prowadzącego roboty budowlane. Jest to już ósmy z kolei rocznik tego wydawnictwa.

Spodziewać się należy, że Kalendarz ten z korzyścią dla siebie nabędą wszyscy mający styczność z budownictwem, którym zależy na posiadaniu pod ręką niewielkiego objętością, lecz bogatego w treść fachową i w wyczerpujące informacje taniego podręcznika budowlanego.

Inż. S. Koziński.

Inż. Mieczysław Rogowski, **Pożary w Zakładach Przemysłowych**. Nakładem Wydziału Wydawniczego Związku Straży Pożarnych R. P. Warszawa rok 1937 — str. 200.

Świeżo ukazała się książka na którą zwrócą uwagę z pewnością nie tylko szerokie sfery inżynierskie, ale także wszyscy, którzy stykają się z pracą w zakładach przemysłowych ze sprawą pożarów i ze sprawami ubezpieczeniowymi. Nie dosyć jest bowiem walczyć z pożarami przy pomocy straży pożarnej i gaśnic wszelkiego rodzaju. Pożar który nawet zduszony w zarodku, może spowodować wielkie straty, jest nieszczęściem z którym nie tylko trzeba walczyć, ale którego trzeba się starać nie dopuścić. Stąd występuje kwestia możliwości usunięcia przyczyn, jakie mogą spowodować pożar. Chodzi o to, by starać się usunąć z zakładu przemysłowego materiały lub sposoby produkcji, które ten pożar mogą spowodować lub ułatwić. Dla inżyniera konstruktora najważniejszą jest sprawa odpowiedniego zaprojektowania i wykonania zakładu przemysłowego tak, by nie przedstawiał on o ile możliwości warunków do powstania pożaru, albo żeby je również ograniczał do minimum. Wreszcie obok gaśnic i innych środków gaśniczych, staramy się dzisiaj o możliwe wykrycie możliwości powstania pożaru, jeszcze przed jego powstaniem, przez zastosowanie odpowiedniej sygnalizacji. Sprawy te przedstawiają się bardzo rozmaicie w rozmaitych przemysłach. Z innymi niebezpieczeństwami mamy do czynienia w przemyśle chemicznym z innymi w przemyśle spożywczym, z innymi jeszcze w gazowniach, niezależnie zaś od tego wszędzie przyczyną może być wada instalacji elektrycznej, ogrzewniczej, oświetleniowej itd.; pożar powstać może od pioruna, a wreszcie przyczyną może być samo zapalenie oraz wybuch, który również może powstać z rozmaitych powodów.

Dlatego konieczną rzeczą jest przy rozpatrywaniu sprawy pożarów i ich możliwości, zastanowić się przede wszystkim nad rodzajem fabrykacji, a sposobów fabrykacji jest tak niezmiernie wiele.

Książka inż. *Rogowskiego* zajmuje się tymi wszystkimi sprawami. Autor omawia pokolei: przyczyny pożarów, a następnie wszystkie przemysły, przedstawiając pokrótce przebieg fabrykacji i omawiając możliwości. Już stąd wynika, jak pracowiła musiała być ta praca i jak wiele materiału musiał autor zebrać. Na końcu podaje autor przepisy bezpieczeństwa ogniowego dla rozmaitych zakładów. Sprawa pożarów omawiana jest szeroko w literaturze całego świata. W krótkim zestawieniu literatury widzimy szereg książek niemieckich, a nawet rosyjskich i szereg artykułów w rozmaitych pismach zagranicznych. W obrębie tych artykułów widzimy tylko trzy artykuły polskie p. *Mielewskiego*, p. *Kubaszewskiej* i p. *Orela*. Jak na Polskę to grubo za mało. Dlatego książka p. *Rogowskiego* jest ogromnie cenna. Ale nie tylko dlatego. Także i dlatego, że rzeczywiście ujmuje w sposób prosty i zwięzły, prawdziwie inżynierski, to co potrzeba. Dlatego też należy mu się duża wdzięczność za tę cenną książkę.

St. Bryła.

## NEKROLOGIA

### Ś. P. JÓZEF MIROWSKI

W dn. 18 czerwca r. b. zmarł w Warszawie w 65 roku życia inżynier-technolog *Józef Mirowski*, zasłużony w dziedzinie polskiego przemysłu maszynowego.

Ś. p. *Józef Mirowski* pochodził z rodziny ziemiańskiej, którą wypadki 1830 roku usunęły z roli. Po ukończeniu szkoły średniej w Warszawie, studia odbywał w Petersburgu w Instytucie Technologicznym.

Pierwsze stanowisko inżyniera objął w 1896 roku na kolei Władykaukaskiej, zatrudniającej licznych Polaków pod przewodnictwem polskiego inżyniera *Stanisława Kierbedzia*.

Wkrótce już, bo w 1900 roku, powrócił do kraju powołany na kierownicze stanowisko w Tow. Akc. „*Norblin, Bcia Buch i Werner*“, a następnie w Tow. Akc. „*Gerlach i Puls*“ w Warszawie, gdzie kładzie pierwsze podwaliny pod polski przemysł obrabiarkowy.

Wielka wojna zastaje Go na stanowisku Dyrektora Zakładów Malcowskich w Rosji, które porzuca, wracając do odrodzonej Ojczyzny. Powołany do Ministerstwa Przemysłu i Handlu, obejmuje kierownictwo działu odbudowy przemysłu obrabiarkowego.

W 1922 roku obejmuje stanowisko jednego z dyrektorów, a następnie dyrektora naczelnego w Zakładach „*Fitz-*

*ner i Gamper*“ w Sosnowcu, po fuzji tychże zakładów z fabrykami firmy „*L. Zieleniewski*“ w Krakowie pozostaje do końca życia dyrektorem w tym koncernie.

Poza pracą zawodową, w której wykazał wybitne zdolności organizacyjne, przyjmuje żywy udział w organizacjach społecznych i zawodowych a więc w Radzie Polskiego Związku Przemysłowców Metalowych, Polskim Komitecie



Normalizacyjnym, Instytucie Naukowej Organizacji, Komitecie Chłodnictwa, Izbie Przemysłowo-Handlowej w Sosnowcu, jako jej vice-prezes i w Rotary Clubie, jako Jego vice-prezes.

Wszędzie zdobywa powszechne uznanie dzięki niezwykle szlachetnemu charakterowi i miłemu usposobieniu, wszędzie wnosi element umiaru i pracy rozważnej i prawidłowo zorganizowanej.

Ś. p. *Józef Mirowski* pozostawił wydatny dorobek w zorganizowaniu i podniesieniu na wyższy szczebel polskiego przemysłu metalowego.

Cześć Jego zasłużonej pracy.

P. D.

### TREŚĆ:

Korozja chemiczna rur podziemnych, inż. *W. Beck*.  
 Nowoczesne sposoby przekrywania otworów okiennych i drzwiowych belkami cegło-warstwowymi i żelazo-ceglanymi, inż. arch. *B. Nielubowicz*.  
 Ulepszone lufy armatnie, Doc. dr. inż. *W. Olszak*.  
 Przyczyny pękania napawanych głowic korbowodów i wiazarów parowozowych, inż. *M. Kornaczewski*.  
 Najcharakterystyczniejsza rzeka w Europie, inż. *Z. Multan*.  
 Samochodowe silniki Diesela w warunkach polskich, inż. *A. Rummel*.  
 Przegląd pism technicznych.  
 Bibliografia.  
 Nekrologia.  
 Przegląd Czasopism.  
 Biuletyn Koła Inżynierów Mierniczych.

### SOMMAIRE:

La corrosion chimique des tuyaut souterrains, par *M. W. Beck*.  
 La construction moderne des niches pour les fenêtres et les portes en briques poser par couches et en briques armées, par *M. B. Nielubowicz*.  
 Les canons améliorées, par *M. W. Olszak*.  
 Les causes de rupture des bielles des locomotives, par *M. M. Kornaczewski*.  
 La rivière la plus caractéristique en Europe, par *M. Z. Multan*.  
 Les moteurs automobiles de Diesel en Pologne, par *M. A. Rummel*.  
 Revue documentaire.  
 Bibliographie.  
 Necrologie.  
 Revue des journaux.  
 Bulletin.