

# PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

Tom LIV.

Warszawa, dnia 9 lutego 1916.

№ 5 i 6.

TBEŚĆ: *Mościcki I.* Nowe urządzenia absorbcyjne dla dużych ilości gazu. — *Paszkowski W.* Sposób szacowania budynków żelbetowych. — *Lopuski J.* O wpływie próby wodnej na wytrzymałość i bezpieczeństwo kotłów parowych. — Krytyka i bibliografia. — Z towarzystw technicznych. **Elektrotechnika.** *Dembiński B.* Elektryfikacja miejskich stacji pomp wodociągowych i kanalizacyjnych. — Kapitał renowacyjny w przedsiębiorstwach tramwajowych. — Drobne wiadomości.

Z 10-ma rysunkami w tekście.

## Nowe urządzenia absorbcyjne dla dużych ilości gazu.

Napisał prof. **Ignacy Mościcki.**

Przy opracowywaniu metody technicznego wytwarzania kwasu azotowego z powietrza nasunął mi się z konieczności cały szereg zadań, od których rozwiązania zależało ostateczne powodzenie całej pracy.

Jednym z najważniejszych takich zadań, oprócz konstrukcji samych pieców elektrycznych, było opracowanie nowych urządzeń absorbcyjnych dla wychodzących z pieca bardzo rozcieńczonych tlenków azotu. Wieże absorbcyjne znanych do tej pory systemów nie odpowiadały wymaganiom, które im stawiała tworząca się, zupełnie nowa w swoim rodzaju, metoda fabrykacji chemicznej.

Przy fabrykacji kwasu azotowego z powietrza, ma się do czynienia z bardzo wielkimi ilościami rozcieńzonego gazu, który w dodatku w zetknięciu z wodą dosyć powoli i nie od razu całkowicie wchodzi z nią w pożądaną reakcję. To też, po bardzo niezadowolających próbach stosowania wież absorbcyjnych już poprzednio znanych systemów, musiałem przystąpić w r. 1907 do opracowania nowego, więcej odpowiadającego celowi, systemu.

Po dokładnym zanalizowaniu tematu udało mi się, w krótkim stosunkowo czasie, opracowanie to uskutecznić, i, jak się to później okazało, w sposób nie tylko zadowolający, ale nawet przechodzący moje oczekiwania.

Nowe te urządzenia absorbcyjne zostały opatentowane we wszystkich krajach kulturalnych i były stosowane już na dużą skalę. Oprócz opisów samych patentów — właściwych publikacji, dotyczących tej pracy, jeszcze nie było. Sądzę więc, że będzie na miejscu dać obecnie możliwie wyczerpujące sprawozdanie z poczynionych doświadczeń nad tym przedmiotem, tem bardziej, skoro sprawa absorbcji gazów rozcieńczonych nabrała w ostatnich czasach większego znaczenia w przemyśle chemicznym.

Następujące rozważania stanowiły podstawę konstrukcji urządzeń absorbcyjnych mego systemu.

Aparat absorbcyjny powinien umożliwiać gazom, przechodzącym przez niego, jaknajdoskonalsze zetknięcie się z cieczą. W tym celu odpowiednio duże powierzchnie materiału wypełniającego, z którymi przechodzący gaz się styka, powinny być pokrywane warstwą cieczy absorbcyjnej, odpowiednio często odnawianą.

Wszystkie dotychczasowe sposoby zraszania powierzchni materiału wypełniającego mają tę wadę, że ciecz, chociażby najlepiej rozdzielona na cały przekrój wieży absorbcyjnej, ma tendencję do tworzenia wąskich sznurków, zraszających stosunkowo tylko małą część powierzchni materiału wypełniającego. Części powierzchni, do których ciecz spływająca z góry na dół rzadko dochodzi, są pokryte nasyconym roztworem, nie pozwalającym na branie czynnego udziału w dalszym absorbowaniu gazu. Z tego powodu jest się zmuszonym do stosowania znacznie większych powierzchni absorbcyjnych, niżby tego wymagały warunki, przy których zraszanie cieczą odbywałoby się stale, bez wyżej wymienionej wadliwości.

Chcąc jeszcze dalej zredukować rozmiary urządzeń absorbcyjnych, trzeba dążyć do zastosowania takiego materiału wypełniającego, któryby tworzył ile możności jak największą powierzchnię czynną, przypadającą na jednostkę objętości wypełnionej. Do tego celu doskonale nadaje się jakiś twardy materiał w bardzo rozdrobnionej postaci, nie

podlegający działaniu chemicznemu zraszającej go cieczy. Granicę rozdrobnienia stanowi tu ilość i rodzaj osadu, zawartego w krążącej cieczy. Naturalnie jest tu mowa tylko o cieczach, które praktycznie nie zawierają części stałych. W odwrotnym razie materiał wypełniający nie może mieć postaci bardzo rozdrobnionej<sup>1)</sup>.

Dla kwaśnych cieczy zraszających, doskonałym materiałem wypełniającym jest kwarcyt w postaci bardzo rozdrobnionej. Doświadczenie wykazuje, że wielkość ziarenek wypełnienia może wynosić od 0,1 do 0,8  $cm^3$ . Tego rodzaju materiał wypełniający posiada olbrzymią powierzchnię czynną. Metr sześcienny wykazuje około 600  $m^2$  powierzchni, t. j. przynajmniej 10 razy więcej, niż wypełnienie tej samej objętości w aparatach dawniejszych systemów.

Przy dalszym rozważaniu trzeba było wziąć na uwagę fakt, że gazy, o ile nieco prędzej przepływają obok powierzchni zroszonej cieczą, mają tendencję do porywania cieczy w postaci maleńkich pęcherzyków, tworząc rodzaj mgły, nie dającej się łatwo napowrót skroplić. Gaz, zawarty w tych pęcherzykach, pozostaje jedynie w kontakcie ze swą nadzwyczaj cienką błoną i z tej racji przechodzi przez cały system absorbcyjny, nie stykając się z powierzchniami czynnymi materiału wypełniającego. Biorąc na uwagę ten czynnik, jest się zmuszonym do znacznego ograniczenia prędkości przepływu gazu. W wieżach absorbcyjnych starszych systemów, posiadających stosunkowo małą powierzchnię czynną właściwą, przy jednoczesnym dużym przekroju kanałów przejściowych dla gazu, czynnik ten nie odgrywa prawie żadnej roli, gdyż wymienione warunki przeważnie nie pozwalają na takie zwiększenie prędkości przepływu, żeby wspomniane zjawisko zachodzić mogło. Inaczej sprawy stoją wobec drobnoziarnistego materiału wypełniającego. Przejścia pomiędzy oddzielnymi ziarnkami stanowią tu wąskie bardzo szczeliny, które razem wzięte, stanowią w całym przekroju wypełnienia stosunkowo bardzo wąski kanał dla przepływu gazów. Z tego powodu, przeprowadzając przez wieżę ilość gazu dostateczną do zupełnego wyzyskania olbrzymiej powierzchni czynnej wypełnienia, wytwarzamy w jego szczelinach prędkość przepływu gazu, znacznie przekraczającą granicę, zakreśloną zjawiskiem tworzenia się mgły. Chcąc więc jednocześnie uczynić zadość ekonomicznemu wykorzystaniu powierzchni absorbcyjnej i zachowaniu dozwolonych granic prędkości przepływu gazu, jesteśmy zmuszeni do znacznego zredukowania grubości samej warstwy wypełnienia.

Doświadczenia wykazały, że przy użyciu rozdrobnionego kwarcytu, którego oddzielne ziarnka ważą od 0,3 do 0,5  $g$ , grubość wypełnienia absorbcyjnego nie powinna przekraczać 30  $cm$ , o ile zraszanie cieczą powierzchni czynnych odbywa się całkowicie i dostatecznie często w stosunku do koncentracji gazów absorbowanych. Stosując większą grubość warstwy wypełnienia, nie moglibyśmy go dostatecznie wyzyskać, utrzymując prędkość przepływu gazu w grani-

<sup>1)</sup> Użycie np. mleka wapiennego, jako cieczy absorbcyjnej, wymaga zupełnie innych urządzeń, jak te, które są tu przedmiotem opisu. W późniejszej publikacji postaram się uwzględnić i te ostatnio wymienione warunki. W niniejszym sprawozdaniu będę miał jedynie na względzie użycie cieczy praktycznie czystych i nie wytwarzających osadu pod wpływem reakcji z gazem, przechodzącym przez urządzenia absorbcyjne.

cach dozwolonych. W ostatnim przypadku część wypełnienia absorbcyjnego byłaby bezużyteczną, gdyż gazy, o które w danym razie chodzi, byłyby już przez pierwszą część warstwy wypełnienia zupełnie zaabsorbowane.

Widzimy więc, że przy użyciu wypełnienia drobnoziarnistego, które specjalnie pozwala, jak się o tem później dowiemy, na stosowanie doskonałego zraszania cieczą całkowitej powierzchni czynnej, możemy znacznie zmniejszyć objętość urządzeń absorbcyjnych w porównaniu ze starymi systemami. Dokładniejsze jednak zastanowienie się nad końcowymi wywodami doprowadza do przeświadczenia, że rozwiązanie postawionego zadania, oparte tylko na rozważaniach powyżej wyluszczonej, nie będzie jeszcze technicznie doskonale. Naprzykład, mając na względzie absorbowanie tlenków azotu, byłoby się zmuszonym do budowania całego szeregu stosunkowo bardzo niskich zbiorników kamionkowych, zajmujących znaczną powierzchnię fabryki, bez możliwości wyzyskania w sposób praktyczny wysokości budynku. Wskutek tego nie zatrzymałem się na tem miejscu w swej pracy i postawiłem sobie jeszcze dalsze zadanie opracowania takiej konstrukcji urządzeń absorbcyjnych, któraby pozwalała stosować dla przepływu gazów warstwę o grubości tylko 30 cm, przy jednoczesnym użyciu wysokich wież, umożliwiających zraszanie zapomocą tego samego urządzenia znacznie grubszych warstw wypełnienia, wynoszących wiele metrów.

To są główne wytyczne prac moich nad tym przedmiotem. Sprawozdaniem z nich, tak pod względem doświadczalnym, jak i konstrukcyjnym, zajmę się w następnych rozdziałach artykułu niniejszego.

Pierwszy aparat laboratoryjny, który przyczynił się bardzo do opracowania nowego urządzenia absorbcyjnego, składał się ze szklanej wieżeczki absorbcyjnej, umocowanej na statywie drewnianym. Rura szklana o średnicy 50 mm, zaopatrzona dwiema rurkami bocznymi do przepływu gazu, była wypełniona w pewnej swej części perełkami szklanymi. W górnym otworze rury, zamkniętym korkiem gumowym, tkwił zwyczajny rozdzielacz z kurkiem, którego otwór miał 5 mm średnicy. Dzięki temu dosyć szerokiemu otworowi można było wylewać z rozdzielacza na wypełnienie perełkowe wieżeczki pewną ilość cieczy z taką prędkością, iż ta, spływając na dół, tworzyła nierozdzieloną warstwę, zatapiając całkowicie, w miarę posuwania się ku dołowi, coraz nowe części wypełnienia perełkowego. Po każdym takim przepływie cieczy przez część wieżeczki wypełnioną perełkami, całkowite powierzchnie wolne perełek, z którymi przechodzący gaz się stykał, były w doskonały sposób przemycane. W ten sposób maksymalna powierzchnia wypełnienia mogła być stale utrzymywana w stanie czynnym pod względem swej zdolności absorbcyjnej.

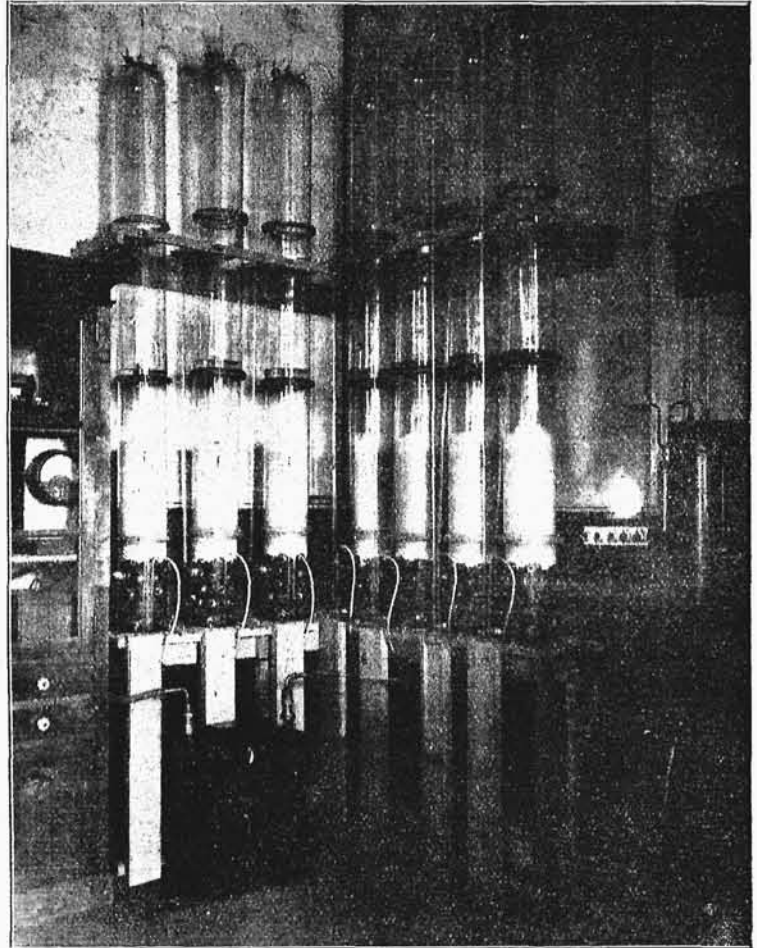
Rys. 1 uwidocznia konstrukcję aparatu.

Wypełnienie perełkowe spoczywa na kulce szklanej, która opiera się na trzech wklęsłościach rury zewnętrznej. Pomiędzy perełkami i kulką znajduje się warstwa, o grubości kilku centymetrów, ze szkła wydętych, mniejszych kulek, które nie dopuszczają perełek do szczeliny utworzonej przez większą dolną kulkę i rurę zewnętrzną i w ten sposób pozostawiają wystarczającej wielkości przejścia dla gazów do dolnej części aparatu. Pod dolną kulką znajduje się rurka boczna, przeznaczona do wypływu gazu z aparatu. Rurka ta jest nieco podniesiona do góry, a to w tym celu, żeby ciecz absorbcyjna, spływająca do dolnej części aparatu, nie miała do wnętrza rurki dostępu i nie zatykała sobą przejścia dla gazów. Na dole aparatu znajduje się drugi kurek, zapomocą którego ciecz może być każdorazowo wylewana do stojącego poniżej naczynia. Z tego naczynia ciecz wlewa się w pewnych odstępach czasu z powrotem do umieszczonego w górze rozdzielacza.

Przechodzenie gazu przez aparat odbywa się z góry na dół, albowiem w przeciwnym razie, w chwili zraszania

wypełnienia, warstwa cieczy, opuszczająca się, jak zaznaczono wyżej, z dołu na dół, zagradzałaby przejście dla gazu. Przy przepływie gazu i cieczy w tym samym kierunku przechodzenie gazu przez aparat może być prawie zupełnie jednostajne.

Wielokrotne doświadczenia wykazały, że tak skoncentrowana wieżeczka absorbcyjna, której wypełnienie jest w sposób wyżej opisany zraszane, pozwala na przepływ skuteczny 400 litrów gazu na godzinę. Najwięcej doświadczeń było czynionych z jedno- i więcej procentowym dwutlenkiem azotu. Jako ciecz absorbcyjną stosowałem najczęściej jednokrotny ług potasowy. Druga taka wieżeczka, połączona w szereg z pierwszą, już w zupełności nie wykazywała zaabsorbowanych tlenków azotu.



Rys. 2.

Grubość warstwy perełek wynosiła przy tych doświadczeniach przeważnie 30 cm, chociaż parokrotne pomiary wykazały, że i 20-centymetrowa warstwa dawała jeszcze zupełnie zadowalające wyniki. Zraszanie wypełnienia odbywało się co kilka minut, a każdorazowa ilość cieczy, raptownie wylewana z rozdzielacza na wypełnienie wieżeczki, wynosiła mniej więcej od 130 do 140 cm<sup>3</sup>.

Aparaty te służyły mi najpierw do dokładnych pomiarów wydajności pieców elektrycznych przy spalaniu azotu powietrza. Później zaś stosowałem je zawsze, kiedy chodziło o zbadanie koncentracji różnych gazów rozcieńczonych, dających się w podobny sposób absorbować, jak np. bezwodnik kwasu węglowego, cyanowodór, para wodna powietrza.

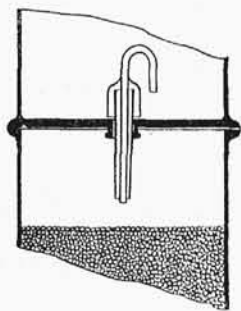
Wielokrotnie używałem podobnych aparatów ze specjalnym urządzeniem, zastępującem automatycznie dosyć znużającą czynność zraszania wypełnienia absorbcyjnego. Są to jednak sprawy, nie dotyczące już technicznych urządzeń absorbcyjnych, któremi jedynie zajmować się będę w niniejszym sprawozdaniu.

W r. 1908, kiedy „Aluminium Industrie Aktien Gesellschaft Neuhausen“ zainteresowała się moimi pracami<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> *Elektrotechnische Zeitschrift* 1907, str. 1003, 1032 i 1055. *La Revue électrique* 1907. *Chemik Polski* 1907, str. 409, 433, 462 i 484.

w dziedzinie produkcji kwasu azotowego z powietrza i kiedy miała się odbyć ekspertyza, na której podstawie miało nastąpić zawarcie ostatecznej umowy, zbudowałem mały model urządzenia absorbcyjnego dla części gazów, wychodzących z 60-konnego pieca elektrycznego. Model ten miał za zadanie całkowite przerabianie  $6 m^3$  na godzinę 2,5-procentowych tlenków azotu na 50-procentowy czysty kwas azotowy.

Rys. 2 daje pojęcie o całym tem urządzeniu absorbcyjnym. Jak widzimy, składa się ono z siedmiu wież szklanych o średnicy 200 mm, złączonych w szereg, dla przepływu gazu, rurkami 20-milimetrowymi. Każda z wież składa się z czterech części, ustawionych jedna na drugiej i uszczelnionych kolmierzami szlifowanymi. Pierwszą część od dołu stanowi naczynie cylindryczne z kurkiem na samym dole do wypuszczenia kwasu z wieży. Oprócz kurka znajduje się na dole drugi otwór, przez który ciecz ustawicznie splywa do pompki powietrznej, podnoszącej kwas na wierzch aparatu. W górnej części dolnego naczynia znajduje się z lewej strony jeszcze jeden otwór, pozostający stale nad poziomem cieczy, a służący do wypływu gazu z wieży. Drugą część wieży tworzy cylinder zwyczajny, zakończony z obu stron kolmierzami. Trzecia część posiada dno, w którego środku znajduje się otwór ze szlifem wewnątrz, a w otworze mieści się wszlifowana, stożkowa trochę, rurka szklana o średnicy wewnętrznej 35 mm. Rurka ta wystaje swym górnym końcem 7 cm ponad poziom dna, dolnym zaś końcem, 20 cm długim, wchodzi do drugiej części wieży. Rys. 3 uwidoczni dalsze szczegóły tej części, służącej jako urządzenie do zbierania się cieczy do pewnego poziomu, a następnie do jej automatycznego raptownego wylewania na wypełnienie absorbcyjne, umieszczone w drugiej części wieży. Nad górnym końcem omawianej rurki, w pewnym od niej oddaleniu, znajduje się pokrywa cylindryczna, której dolny brzeg oparty jest na trzech nóżkach w odległości około 10 mm od dna trzeciej części wieży. W górną część przykrywki wtopiona jest 20-milimetrowa rurka, której koniec dolny wchodzi konaksjalnie w rurkę 35-milimetrową i przechodzi ku dołowi przez całą jej długość, górny zaś koniec jest zakrzywiony ku dołowi i dochodzi prawie do poziomu górnego brzegu rurki zewnętrznej.



Rys. 3.

Urządzenie to działa w sposób następujący: pompka powietrzna podnosi ciecz z dolnej części wieży na samą górę i wlewa ją zapomocą rurki, przechodzącej przez otwartą część wieży, na ściankę wewnętrzną trzeciej części. Ciecz ta, spływając po ściance, zbiera się spokojnie, bez pryskania, na dnie części trzeciej. Kiedy poziom cieczy dosięgnie górnego brzegu rurki 35-milimetrowej, następuje bardzo prędkie wylanie się cieczy na wypełnienie wieży pod wpływem działania rurki jako lewara. Rurka zagięta, przechodząca przez pokrywę, służy do przepływu gazów z górnej części wieży do wypełnienia absorbcyjnego. Z chwilą podniesienia się poziomu cieczy do górnego końca rurki 35-milimetrowej otwór zagiętej rurki 20-milimetrowej zamyka się cieczą, dzięki czemu przepływ gazów wstrzymuje się na chwilę i swym trochę zwiększonym ciśnieniem powoduje regularniejsze funkcjonowanie lewara.

Należy tu jeszcze zauważyć, że przy pierwszych próbach funkcjonowania lewarów okazała się potrzeba zaopatrzenia zagiętej rurki w mały otworek na wysokości kilku centymetrów od jej końca. Bez tego ciecz, zanikająca otwór końca rurki, wchodzi w nią i pod wpływem dużej prędkości przechodzących gazów pozostaje w niej przez czas dłuższy, pulsując ustawicznie z dołu do góry i z powrotem. To działanie wywoływało pulsację ciśnienia w wieży, pociągającą za sobą, w miarę podnoszenia się na nowo poziomu cieczy, wylewanie się tej ostatniej przez lewar w sposób nieprawidłowy.

Część czwartą i ostatnią wieży tworzy cylinder, zamknięty w swym końcu górnym, zaopatrzony trzema otworami na wierzchu. Jeden otwór służy do wchodzenia gazów

do wieży, drugi—przeprowadza uszczelnioną rurkę pompy powietrznej, przez którą przepływa ciecz, służąca do zraszania wypełnienia absorbcyjnego, trzeci zaś otwór jest zamknięty korkiem szklanym i służy do wlewania wody, albo kwasu, pochodzącego z sąsiedniej wieży.

Na rys. 2 widzimy, że właściwe wypełnienie wieży spoczywa na 50-milimetrowych kulach<sup>1)</sup> kamionkowych, wewnątrz pustych, z otworami, służących tu tylko za rodzaj rusztu. Jako przejście do drobnoziarnistego wypełnienia służy warstwa zwyczajnych izolatorów porcelanowych, o zmniejszającej się stopniowo wielkości. Warstwę właściwego wypełnienia tworzą perelki z ciętych rurek szklanych. Grubość warstwy właściwego wypełnienia, wynosząca około 45 cm, jest tu większa, niżby potrzeba tego wymagała (30 cm normalnie). W górnej części warstwy leżą w jej środku miseczki porcelanowe, odwrócone do góry dnem, a to w tym celu, żeby ciecz, wylewająca się z dużą prędkością przez lewar, nie złobila dołu w środku wypełnienia. Ten środek zaradczy, zastosowany jedynie w pośpiechu, który czyni część wypełnienia wieży zupełnie bezużyteczną, był właśnie powodem wspomnianego wyżej zwiększenia grubości warstwy absorbcyjnej.

Ilość cieczy, wylewana raptownie na wypełnienie, zapewniająca tworzenie się zwartego słupa—koniecznego warunku do dokładnego zraszania wypełnienia wieży—wynosi tu około 2,2 litra. Pompki powietrzne, wykonane z rurek szklanych, z których każda podnosi wyżej wymienioną ilość cieczy do góry w przeciągu kilku minut, są umieszczone w skrzynkach drewnianych, przytwierdzonych do podstawy wież. Jedna z tych skrzynek jest na rysunku otwarta. Powietrze pod ciśnieniem około 0,3 atm., które wywołuje podnoszenie cieczy do góry, wchodzi przez kraniki do rurek gumowych, połączonych z pompkami szklanymi. Gazy z pieca po ochłodzeniu wchodzi górnym otworem do pierwszej wieży, uwidocznionej na rysunku po prawej stronie. Po przejściu przez wypełnienie absorbcyjne gazy wychodzą na dole i znowu wchodzi do następnej wieży w jej górną część i t. d. aż do ostatniej wieży, z której wychodzą, są już zupełnie pozbawione tlenków azotu.

Pozostaje mi jeszcze do wyjaśnienia, dlaczego w tem urządzeniu absorbcyjnym wieże posiadają taką wysoką nadbudowę zupełnie pustą. Otóż górne części tych aparatów mają przeznaczenie specjalne, nie mające nic wspólnego z właściwymi aparatami absorbcyjnymi. Tlenek azotu, wchodzący do górnej części wieży, utlenia się, dzięki pozostawianiu tu przez czas dłuższy, do dwutlenku, który dopiero jest w stanie wchodzić w reakcję z wodą. Ta reakcja nie przerabia od razu całej zawartości tlenków azotu na kwas azotowy. Obok kwasu azotowego tworzy się i kwas azotawy, który, rozkładając się, wydziela tlenek azotu, wymagający znowu pewnego czasu do utlenienia się, zanim znowu wejdzie w kontakt z wodą.

To są powody, nie tylko wyjaśniające, dlaczego każda z wież posiada w tym przypadku część, przeznaczoną do utleniania tlenków azotu, ale również i usprawiedliwiają one stosowanie w danym razie tak znacznej liczby wież w szereg połączonych.

Opisane urządzenie absorbcyjne w zupełności odpowiada oczekiwaniom, wysnutym z doświadczeń z omawianą poprzednio, małą wieżyczką laboratoryjną. Pierwsza wieża, jak to wspomniana ekspertyza wykazała, dawała 50-procentowy kwas azotowy, a gazy, opuszczające ostatni aparat absorbcyjny, były praktycznie wolne od tlenków azotu.

Kiedy więc na podstawie przeprowadzonej ekspertyzy doświadczałnej i patentowej, na początku sierpnia r. 1908, umowa z „Aluminium Industrie Aktien-Gesellschaft Neuhäusen“ doszła do skutku, dostałem zlecenie zaprojektowania i zbudowania w Chippis (Kanton Wallis) w Szwajcaryi pierwszej większej fabryki kwasu azotowego według mego systemu. Jedną część nowej tej pracy odnosiła się do zbudowania urządzeń absorbcyjnych dla przerabiania na kwas azotowy rozcieńczonych tlenków azotu w ilości  $2500 m^3$  na godzinę.

Przystępując do projektowania i budowy wspomnianej

<sup>1)</sup> Kulki te pochodziły z aparatu systemu Guttmana, który dawniej stosowałem obok innych systemów przy pierwszej 100-konnej fabryce próbnej kwasu azotowego w Vevey.

fabryki, postanowiłem zbudować pospiesznie, równolegle z tem, jej model 100-konny w laboratorium Uniwersytetu Fryburskiego, a to w tym celu, aby jeszcze przy wykończeniu fabryki w Chippis mógł korzystać z doświadczeń, poczynionych z modelem fryburskim, który miał być kopia,

o ile możliwości, zbliżoną, lecz w małej skali, budującej się jednocześnie dużej fabryki.

Następujący rozdział zajmie się sprawozdaniem z urzędzeń absorbujących modelowej fabryczki fryburskiej.  
(D. n.)

## Sposób szacowania budynków żelbetowych.

Opracował **Wacław Paszkowski**, inż.

Wszystkie prawa zastrzeżone.

Prędkie, a jednak dosyć dokładne dla celów praktycznych, określenie kosztu konstrukcji żelbetowych, zwłaszcza tych, które dziś mają szerokie zastosowanie w budownictwie miejskim i przemysłowym, jest zadaniem często spotykanym w praktyce budowlanej. Zarówno przy sporządzaniu kosztorysów wstępnych lub ocenianiu budynków w celach asekuracyjnych i kredytowych, jak i w aktualnej dziś sprawie szacowania strat wyrządzonych przez działania wojenne<sup>1)</sup> istnieje potrzeba dokładnej oceny bez sporządzania projektu i szczegółowego kosztorysu. Wielka różnorodność ustrojów żelbetowych nawet w ciasnym zakresie wspomnianego wyżej budownictwa, a zwłaszcza jakby pewna dowolność w rozwiązywaniu zadań budowlanych przy pomocy żelbetu, utrudnia wyśrodkowanie pewnych jednostek, któreby pozwoliły orientować się w koszcie konstrukcji na zasadzie jedynie jej przeznaczenia i wymiarów ogólnych. Lecz w istocie zarówno różnorodność jak i dowolność są w znacznym stopniu pozorne. Niezaprzeczenie przy określaniu szczegółowych wymiarów konstrukcji żelbetowych (a czynność ta stanowi o ilości zużytych materiałów, a więc i o koszcie), konstruktor posiada znacznie większą swobodę niż na przykład przy projektowaniu belkowań i słupów żelaznych, składających się z niezmiennych, będących w handlu profili. Z drugiej jednak strony świadomy rzeczy konstruktor jest znacznie skrepowany w dobieraniu profili żelbetowych normami określającymi odpowiednie współczynniki oraz pewnymi ustosunkowaniami wymiarów, które okazały się najbardziej racjonalnymi. Choć więc dla danego celu i nośności można zawsze zaprojektować z żelbetu nie jeden, lecz kilka ustrojów, różniących się między sobą pod względem wymiarów swoich profili, to jednak o ile wszystkie te projekty będą się znajdowały w granicach mechanicznej i wykonawczej racjonalności, nie wykażą one dużych różnic pod względem zużytych materiałów.

Różnice te jeszcze zmniejszą, gdy od ilości materiałów przejdziemy do kosztu; ze zwiększeniem bowiem jednych ilości zmniejszają się inne, które w znacznym stopniu kosztu równoważą. Można na przykład dla danych warunków sił zewnętrznych zaprojektować belki o rozmaitych wysokościach profilu, lecz wtedy belka wyższa, która pochłonie mniej żelaza, będzie wymagała więcej szalowania, gdy ilość betonu w obu razach będzie niemal jednakowa; można rozstawić belki pod płytą mniej lub więcej gęsto, lecz choć przy bardziej gęstym rozstawieniu płyta wypadnie taniej, koszt szalowania wzrośnie.

Wynika stąd, że z wystarczającą dla praktycznych szacowań dokładnością można znaleźć pewne stałe zależności pomiędzy kosztem budynku a jego ogólnymi wymiarami i obciążeniami, opierając się na przyjętych normach i praktycznych ustosunkowaniach profili.

Wzory podane tutaj, a służące do obliczenia kosztu stropów, słupów i fundamentów żelbetowych są oparte na następujących naprężeniach dopuszczalnych:

ściananie betonu w częściach giętych  $35 \text{ kg/cm}^2$   
 „ „ „ słupach . . . . . 30 „  
 rozciąganie w żelazie . . . . . 1000 „  
 ścinanie w betonie odpowiednio wzmocnionym żelazem 8 do  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

Poza tem zostały uwzględnione te ustosunkowania poszczególnych wymiarów, które w praktyce okazały się najbardziej dogodnymi lub też pozwoliły na pewne upro-

szczenia wzorów, nie pociągając za sobą znaczniejszych niedokładności w wynikach.

Wzory są przedstawione jako funkcje, wyrażające zależność kosztu metra kwadratowego stropu lub fundamentów, wreszcie—metra bieżącego słupa lub grupy słupów od tych czynników, które mają na ten koszt wpływ decydujący. Czynniki te są:

- ceny jednostkowe materiałów: betonu, żelaza i szalowania (w rozwinięciu);
- obciążenia użytkowe, na jakie stropy zostały liczone;
- rozpiętość słupów i podciągów;
- dopuszczalne ciśnienie na grunt (w koscie fundamentów).

Ceny jednostkowe materiałów w normalnych warunkach i w danym czasie wahają się stosunkowo niewiele ze zmianą miejsca w kraju.

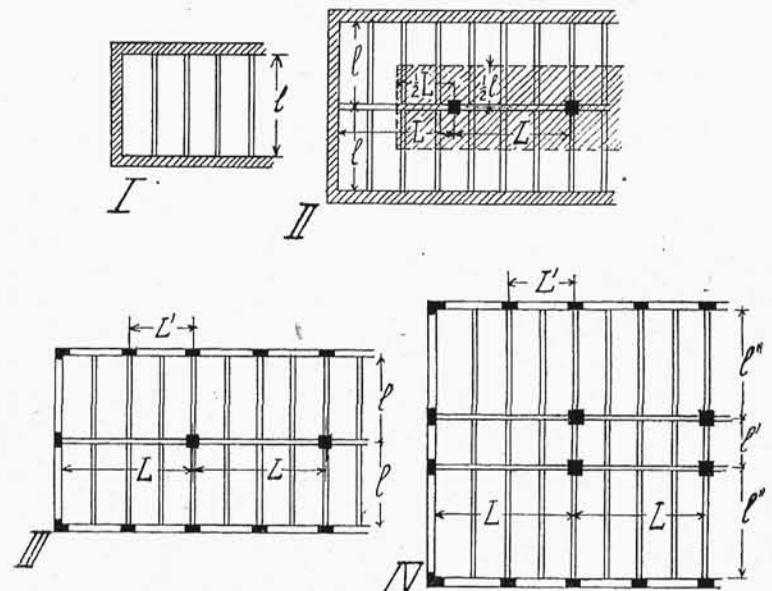
Mając na widoku szacowanie budynków wykonanych przed wojną, prócz wzorów ogólnych (2) i (3), zostały tu wprowadzone wzory (16) i (17) dla wypadku, gdy

cena  $1 \text{ m}^3$  betonu  $B = 20 \text{ rub.}$ ,  
 „  $1 \text{ kg}$  żelaza  $Z = 0,18 \text{ rub.}$  i  
 „  $1 \text{ m}^2$  szalowania  $S = 1,50 \text{ rub.}$ ,

które to ceny można przyjąć za przeciętne w warunkach przedwojennych.

### Obliczenie kosztu stropów i podciągów.

Pod względem konstrukcji stropy nowoczesne różnią się niewiele. Są to płyty płaskie usztywnione żebrami. Strop taki bywa wsparty bądź bezpośrednio na murach (rys. 1, I),



Rys. 1. Typy stropów.

bądź częściowo na murach, a częściowo na podciągach żelbetowych, wspartych na słupach (rys. 1, II), bądź w końcu, tylko na podciągach w konstrukcji szkieletowej (rys. 1, III i IV). W tych ostatnich wypadkach do kosztu stropu należy doliczyć koszt podciągów.

Jeżeli stropy są płaskie od spodu, a więc posiadają pod żebrami sufit żelbetowy (np. siatkę żelazną otynkowaną zaprawą cementową), to do otrzymanego z wzorów kosztu należy doliczyć koszt sufitu: około 2,00 rb. za metr kwadratowy rzutu poziomego stropu.

<sup>1)</sup> Większa część niniejszej pracy została wykonana dla „Biura rejestracji strat wojennych“ przy Tow. Przemysłowców Królestwa Polskiego.

Stropy konstrukcyi dawniejszych, np. sklepienia Moniera wsparte na belkach i podciągach żelaznych, przedstawiają pod względem swoich wymiarów znaczną różnorodność, i koszt metra kwadratowego dla nich określić się nie da z większą dokładnością. Dostatecznym przybliżeniem będzie tutaj przy szacowaniu stosowanie tych samych wzorów, co dla stropów płaskich.

Pod względem obciążenia użytkowego stropy można podzielić na pięć gatunków, dla których są poniżej podane wzory:

- |   |        |
|---|--------|
| 1) stropy dachowe liczone na 150 kg/m <sup>2</sup> obciąż. użytk. | } (1). |
| 2) „ mieszkalne „ „ 250 „ „ „                                     |        |
| 3) „ biurowe „ „ 400 „ „ „  |        |
| 4) „ warsztatowe „ „ 800 „ „ „                                    |        |
| 5) „ składowe „ „ 1500 „ „ „                                      |        |

Dla wszelkich innych obciążeń użytkowych analogiczne wzory mogą być utworzone przez interpolację współ.

ciążeniu użytkowym wyraża się wzorem

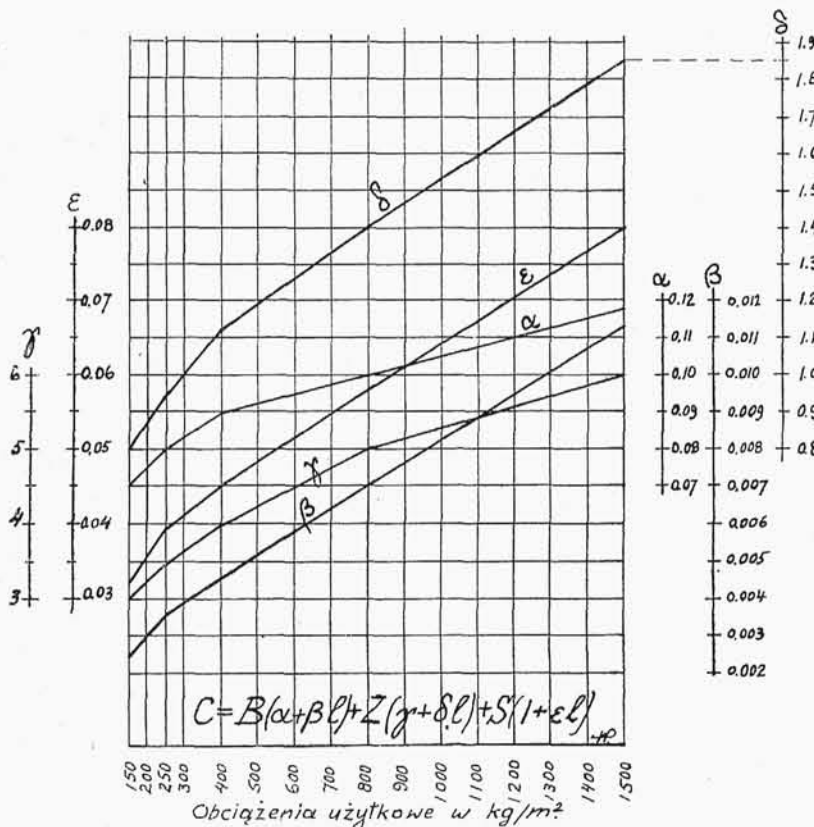
$$P_x = B\lambda_x Ll + Z\mu_x Ll + S\nu_x L \dots (3),$$

gdzie  $L$  — rozpiętość podciaga w metr., w przypuszczeniu, że na podciągu z każdej jego strony wspierają się stropy o rozpiętości  $l$  (jak podciągi środkowe, rys. 1, II i III);

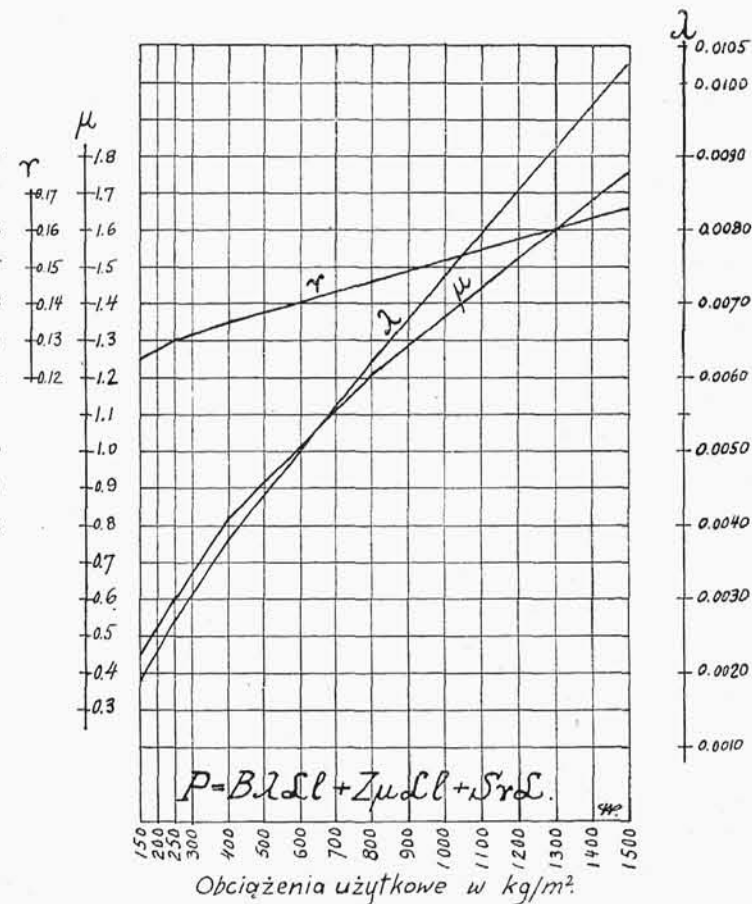
jeżeli podciąg niesie dwa stropy o różnych rozpiętościach  $l'$  i  $l''$  (jak podciąg wewnętrzny na rys. 1, IV), to do wzoru wstawiamy  $l = \frac{l' + l''}{2}$ ;

jeżeli podciąg dźwiga strop z jednej tylko strony o rozpiętości  $l'$ , to  $l = \frac{l'}{2}$ ;

jeżeli podciąg niesie strop z jednej strony i mur, wtedy



Rys. 2. Współczynniki do szacowania stropów.



Rys. 3. Współczynniki do szacowania podciągów.

czynników:  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon, \lambda, \mu$  i  $\nu$ , w czem mogą być pomocne wykresy rys. 2 i rys. 3.

Wzory poniższe są podane w przypuszczeniu, że obciążenie całkowite stropu składa się:

- z ciężaru własnego konstrukcyi,
- z obciążenia użytkowego,
- z ciężaru podłogi 40 kg/m<sup>2</sup>.

Jeżeli zatem strop posiada inne obciążenia stałe, jak np. sufit na siatce (50 kg/m<sup>2</sup>) lub cięższą podłogę, to stropy winny być szacowane przy zastosowaniu współczynników  $\alpha, \beta \dots \nu$ , odpowiadających obciążeniu użytkowemu powiększonemu odpowiednio. Naprzykład strop mieszkalny z sufitem od spodu, dźwigający podłogę, ważącą 100 kg/m<sup>2</sup> będzie szacowany według wzorów odpowiadających obciążeniu użytkowemu  $250 + 50 + (100 - 40) = 360$  kg/m<sup>2</sup>. Dach płaski kryty papą należy szacować według obciążenia użytkowego 150 kg/m<sup>2</sup>, a kryty warstwą żwiru na smołowcu (holcement) i z sufitem według obciążenia użytka 250 kg/m<sup>2</sup>.

Pod względem rozpiętości stropy i podciąg różnią się bardzo znacznie, a ze zmianą rozpiętości znacznie się zmienia koszt ich jednostki kwadratowej wzgl. bieżącej.

Koszt metra kwadratowego stropu (plyty usztywnionej żebrami) dla danego obciążenia użytkowego  $x$  kg/m<sup>2</sup> wyraża się wzorem

$$C_x = B(\alpha_x + \beta_x l) + Z(\gamma_x + \delta_x l) + S(1 + \epsilon_x l) \dots (2),$$

gdzie  $l$  — rozpiętość stropu w metr.

Koszt metra bieżącego podciaga przy tem samem ob-

ciążeniu  $l = \frac{l'}{2} + h \frac{m}{g}$ , gdzie  $h$  — wysokość piętra w metr.,  $g$  — obciążenie całkowite danego stropu w kg/m<sup>2</sup> według wykresu rys. 4,  $m$  — ciężar 1 m<sup>2</sup> muru w kg/m<sup>2</sup> (tabelka rys. 4);

jeżeli w końcu podciaga niesie strop obustronnie i mur, to  $l = \frac{l' + l''}{2} + h \frac{m}{g}$ .

Inne oznaczenia we wzorach (2) i (3) są objaśnione wyżej.

Wielkości odnoszące się do typowych obciążeń stropów wyliczonych pod (1) są odpowiednio oznaczone literami  $d, m, b, w, s$ .

Dla tych więc obciążeń koszt 1 m<sup>2</sup> stropu wyrazi się w sposób następujący:

- $C_d = B(0,070 + 0,0024l) + Z(3 + 0,8l) + S(1 + 0,032l) \dots (2_d)$ ,
- $C_m = B(0,080 + 0,0035l) + Z(3,5 + 0,95l) + S(1 + 0,039l) \dots (2_m)$ ,
- $C_b = B(0,090 + 0,0045l) + Z(4 + 1,12l) + S(1 + 0,045l) \dots (2_b)$ ,
- $C_w = B(0,100 + 0,0070l) + Z(5 + 1,40l) + S(1 + 0,058l) \dots (2_w)$ ,
- $C_s = B(0,118 + 0,0113l) + Z(6 + 1,85l) + S(1 + 0,080l) \dots (2_s)$ .

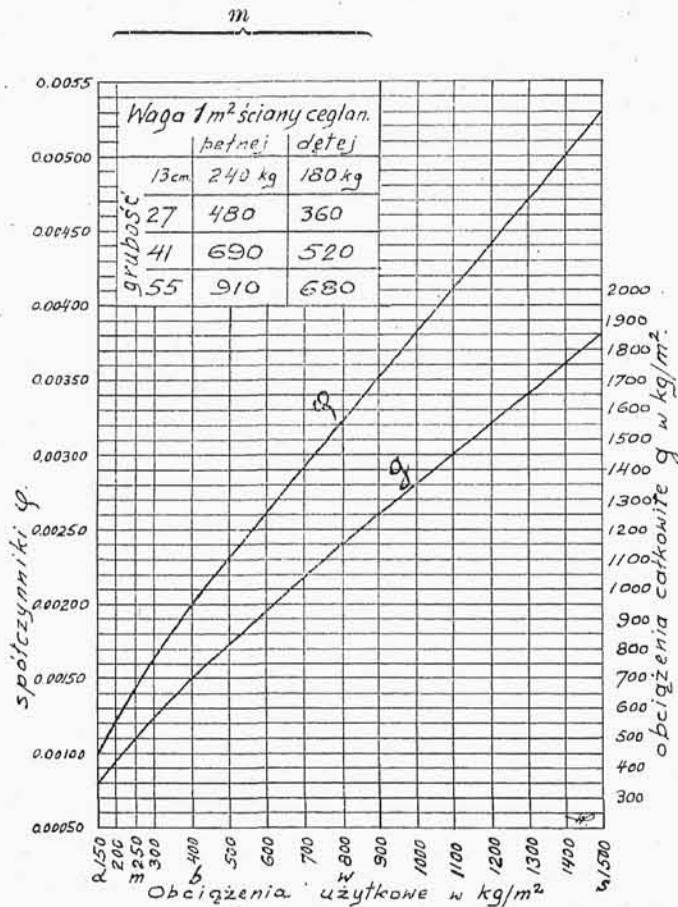
Dla tych samych obciążeń koszt 1 metra bieżącego podciaga będzie:

- $P_d = 0,0019 Bll + 0,45 Zll + 0,125 SL \dots (3_d)$ ,
- $P_m = 0,0027 Bll + 0,60 Zll + 0,130 SL \dots (3_m)$ ,
- $P_b = 0,0038 Bll + 0,82 Zll + 0,135 SL \dots (3_b)$ ,
- $P_w = 0,0062 Bll + 1,21 Zll + 0,146 SL \dots (3_w)$ ,
- $P_s = 0,0103 Bll + 1,76 Zll + 0,166 SL \dots (3_s)$ .

**Obliczenie kosztu słupów.**

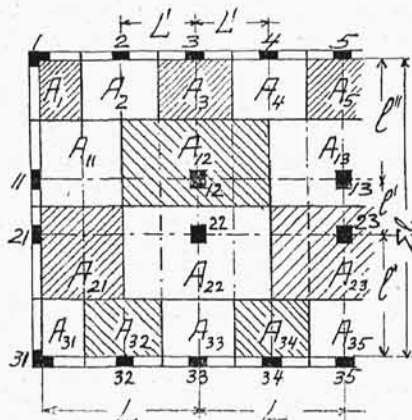
Słupy żelbetowe bywają dwóch rodzajów: z uzbrojeniem podłużnym tylko, oraz uzbrojeniem w kształcie zwojów żelaznych i prętów podłużnych, czyli słupy uzwojone.

Koszt metra bieżącego słupa zależy od całkowitego obciążenia, jaki słup ten dźwiga; a więc koszt słupów, znajdujących się na tej samej osi pionowej, na każdym piętrze danego budynku jest inny.



Rys. 4. Współczynniki do szacowania słupów i fundamentów.

We wzorach poniższych koszt słupów jest uzależniony: a) od powierzchni rzutu stropów w planie dźwiganych przez dany słup lub słupy:  $A \text{ m}^2$ ; b) od powierzchni bocznej dźwiganych murów:  $M \text{ m}^2$ , oraz c) od pewnych współczynników  $\varphi_x$ , które są zależne od obciążenia użytkowego  $x \text{ kg/m}^2$  stropów, jak to wskazuje krzywa rys. 4.



Rys. 5. Podział rzutu budynku pomiędzy słupy.

Powierzchnie  $A$  dźwigane przez dane słupy lub grupy słupów otrzymujemy, dzieląc sąsiednie rozpiętości przez dwa, jak to widać na rys. 5, gdzie jest wskazany podział powierzchni stropu na każdy z poszczególnych słupów, i na rys. 1, II, gdzie jest zakreślona powierzchnia stropu, dźwigana przez grupę słupów środkowych.

A więc: na słupy środkowe (rys. 5) przypada

$$A_{12} = \frac{l' + l''}{2} L \dots \dots \dots (4);$$

na słupy frontowe

$$A_2 = \frac{l''}{2} L' \dots \dots \dots (5);$$

na słupy w ścianie szczytowej

$$A_{11} = \frac{l' + l''}{2} \cdot \frac{L}{2} \dots \dots \dots (6).$$

Powierzchnia muru  $M$ , przypadająca na słup 2, wynosi

$$M = H L' \dots \dots \dots (7),$$

gdzie  $H$  jest to wysokość całkowita muru ponad danym słupem, czyli suma wysokości wszystkich pięter, znajdujących się powyżej piętra, dla którego słupy szacujemy.

$n$ —oznacza liczbę słupów widocznych w planie i dźwigających daną powierzchnię rzutu  $A$ .

Koszt 1 m bież. wszystkich słupów razem wziętych, niosących powierzchnię  $A$  stropów i powierzchnię boczną  $M$  murów, będzie dla słupów zwykłych:

$$K' = (B + 100 Z) [A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M] + 4SVnVA(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M \dots \dots (8),$$

dla słupów uzwojonych

$$K_u' = (B + 260 Z) [0,7 A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + 0,7 M\varphi_M] + 4SVnV0,7 A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + 0,7 M\varphi_M \dots \dots (9).$$

W powyższych wzorach są sumowane w nawiasie te współczynniki  $\varphi_x$ , które odpowiadają obciążeniom użytkowym każdego ze stropów, leżących wyżej od słupów dla których koszt się oblicza, i mogą być znalezione przy pomocy krzywej rys. 4, w zależności od obciążeń użytkowych stropów.

Współczynnik  $\varphi_M$ , służący za mnożnik powierzchni  $M$  muru, dźwiganego przez dany słup lub grupę słupów, określa się z wzoru

$$\varphi_M = \frac{3m}{1000000} \dots \dots \dots (10),$$

gdzie  $m$  jest ciężarem 1 m² muru (tabl. rys. 4).

Dla obciążeń zasadniczych, wymienionych pod (1), współczynniki  $\varphi_x$  są:

dla obciąż. użyt. 150 kg/m²:	$\varphi_a = 0,00100$	} . . . . . (11)
" " " 250 "	$\varphi_m = 0,00143$	
" " " 400 "	$\varphi_b = 0,00200$	
" " " 800 "	$\varphi_w = 0,00320$	
" " " 1500 "	$\varphi_s = 0,00530$	

dla muru grub. 41 cm z dętki  $\varphi_M = \frac{3 \times 520}{1000000} = 0,00156$ .

Zachodzą wypadki, gdy należy oszacować wartość słupa nie według stropów, które niesie, lecz według jego wymiarów zewnętrznych. Jeżeli nazwiemy w tym wypadku powierzchnię przekroju słupa  $a \text{ m}^2$ , to koszt 1 m bież. słupa z uzbrojeniem podłużnym będzie:

$$K'' = (B + 100 Z) a + 4SVa \dots \dots \dots (12),$$

a słupa uzwojonego:

$$K_u'' = (B + 260 Z) a + 4SVa \dots \dots \dots (13).$$

Ponieważ naogół nie robi się słupów cieńszych niż  $0,2 \times 0,2 \text{ m}$ , najmniejszy możliwy koszt słupa, niezależnie od powierzchni stropu którą niesie, może być:

$$K''_{\min} = 0,04 (B + 100 Z) + 0,8 S \dots \dots \dots (14).$$

**Obliczenie kosztu fundamentów żelbetowych.**

Słupy żelbetowe opiera się o ziemię przy pomocy rozszerzeń, zwanych stopami, które mogą się łączyć po kilka w całości, tworząc t. zw. ławy.

Koszt stóp i ław, niosących powierzchnię budynku  $A \text{ m}^2$  w planie i powierzchnię boczną muru  $M \text{ m}^2$  wyraża się wzorem:

$$F = (B + 80 Z) \frac{30}{\sigma V n} [A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M] \cdot \sqrt{VA(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M} \dots \dots (15),$$

$\sigma$ —oznacza tu dopuszczalne ciśnienie na grunt w  $\text{kg/cm}^2$ .  
Koszt szalowania nie jest tu przyjęty na uwagę, jako mający znikomy wpływ na koszt fundamentów.

**Wzory przy określonych cenach jednostkowych.**

W poszczególnym wypadku, gdy ceny jednostkowe materiałów są:

$B = 20 \text{ rb./m}^3$ ;  $Z = 0,18 \text{ rb./kg}$  i  $S = 1,50 \text{ rb./m}^2$ , wzory, podane wyżej w postaci ogólnej, będą wyrażały koszt w rublach i będą wyglądały jak następuje:

Koszt 1 m<sup>2</sup> stropu:

przy obciąż. użyt. 150 kg/m<sup>2</sup>:  $C_d = 3,44 + 0,24 l \dots (16_d)$ ,  
 „ „ „ 250 „  $C_m = 3,73 + 0,30 l \dots (16_m)$ ,  
 „ „ „ 400 „  $C_b = 4,02 + 0,36 l \dots (16_b)$ ,  
 „ „ „ 800 „  $C_w = 4,40 + 0,48 l \dots (16_w)$ ,  
 „ „ „ 1500 „  $C_s = 4,94 + 0,68 l \dots (16_s)$ .

Koszt 1 m bież. podciągu:

przy obciąż. użyt. 150 kg/m<sup>2</sup>:  $P_d = 0,12 Ll + 0,19 L \dots (17_d)$ ,  
 „ „ „ 250 „  $P_m = 0,16 Ll + 0,20 L \dots (17_m)$ ,  
 „ „ „ 400 „  $P_b = 0,22 Ll + 0,21 L \dots (17_b)$ ,  
 „ „ „ 800 „  $P_w = 0,34 Ll + 0,22 L \dots (17_w)$ ,  
 „ „ „ 1500 „  $P_s = 0,52 Ll + 0,25 L \dots (17_s)$ .

[wartość  $l$ —według wzorów podanych wyżej przy wzorze (3)].

Koszt słupów według niesionego ciężaru:

nieuzwojonych:

$$K' = 38 [A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M] + 6\sqrt{n} \sqrt{A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M} \dots (18)$$

uzwojonych:

$$K_u' = 66,8 [0,7A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + 0,7M\varphi_M] + 6\sqrt{n} \sqrt{0,7A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + 0,7M\varphi_M} \dots (19)$$

Koszt słupów według przekroju:

nieuzwojonych:

$$K'' = 38 a + 6 \sqrt{a} \dots (20)$$

uzwojonych:

$$K_u'' = 66,8 a + 6 \sqrt{a} \dots (21)$$

Koszt fundamentów:

$$F = \frac{1032}{\sigma \sqrt{n}} [A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M] \sqrt{A(\varphi_a + \varphi_b + \dots + \varphi_c) + M\varphi_M} \dots (22)$$

**Przykład.**

Budynek szkieletowy z dachem zaopatrzonym w sufit i krytym warstwą smołowcowo-żwirową.

Stropy:

Dach  $C_m = 3,73 + 0,3 \times 6 = 5,53$   
 Sufit 2,00  
 7,53 rb./m<sup>2</sup>

Warsztat  $C_w = 4,40 + 0,48 \times 6 = 7,28$  „

Skład  $C_s = 4,94 + 0,68 \times 6 = 9,02$  „

Podciągi 1—4:

$P_m = 0,16 \times 4 \times 3 + 0,20 \times 4 = 2,72 \text{ rb./m}$

$P_w = 0,34 \times 4 \times (3 + 3,8 \frac{520}{1120}) + 0,22 \times 4 = 7,38$  „

$P_s = 0,52 \times 4 \times (3 + 3,8 \frac{520}{1850}) + 0,25 \times 4 = 9,45$  „

Podciągi 1—2:

$P_m = 0,16 \times 6 \times 1 + 0,20 \times 6 = 2,16 \text{ rb./m}$

$P_w = 0,34 \times 6 \times (1 + 0,38 \frac{520}{1120}) + 0,22 \times 6 = 6,94$  „

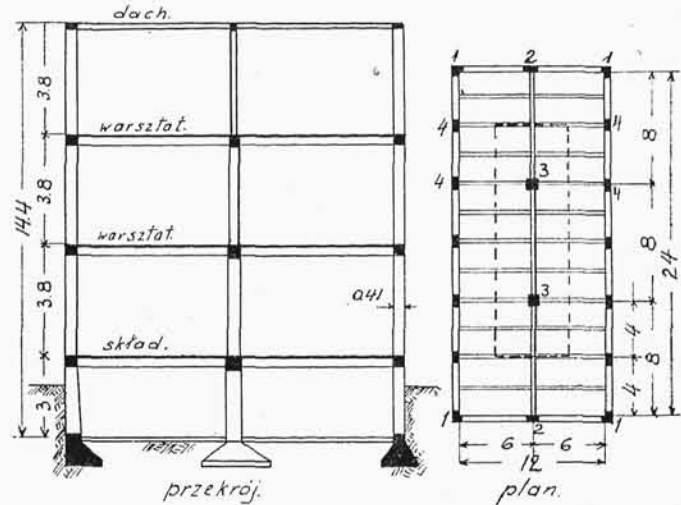
$P_s = 0,52 \times 6 \times (1 + 0,38 \frac{520}{1850}) + 0,25 \times 6 = 7,90$  „

Podciągi 2—3 i 3—3:

$P_m = 0,16 \times 6 \times 8 + 0,20 \times 8 = 9,30 \text{ rb./m}$

$P_w = 0,34 \times 6 \times 8 + 0,22 \times 8 = 17,89$  „

$P_s = 0,52 \times 6 \times 8 + 0,25 \times 8 = 27,00$  „



Rys. 6.

Słupy:

II piętro 16 słupów zewnętrznych o przekroju minimalnym:

16 (0,04 × 38 + 6 × 0,2) = 43,52 rb./m.

2 słupy środkowe (A = 96 m<sup>2</sup>)

$38 \times 0,00143 \times 96 + 6 \sqrt{2} \sqrt{0,00143 \times 96} = 8,34$  „  
 51,86 rb./m

I piętro:  $K' = 38 [288(0,000143 + 0,00320) + 72 \times 3,8 \times 0,00156] +$

$+ 6 \sqrt{18} \sqrt{0,00143 \times 96} = 101 \text{ rb./m}$ .

Parter:  $K' = 38 [288(0,00143 + 0,00320 + 0,00320) + 72 \times 2 \times 3,8 \times 0,00156] +$

$+ 6 \sqrt{18} \sqrt{0,00143 \times 96} = 163 \text{ rb./m}$ .

Piwnica:  $K' = 38 [288(0,00143 + 0,00320 + 0,00320 + 0,00530) +$

$+ 72 \times 3 \times 3,8 \times 0,00156] +$

$+ 6 \sqrt{18} \sqrt{0,00143 \times 96} = 250,50 \text{ rb./m}$ .

Fundamenty przy  $\sigma = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

$$F = \frac{1032}{2,5 \sqrt{18}} [288 \times (0,00143 + 0,00320 + 0,00320 + 0,00530) + 72 \times 14,4 \times 0,00156] \sqrt{0,00143 \times 96} = 1160 \text{ rb.}$$

(Gdyby w przykładzie tym ściany zewnętrzne były wykonane z muru stojącego samodzielnie, pozostałyby tylko słupy żelbetowe № 3. Wtedy powierzchnia rzutu poziomego budynku przez te słupy i ich fundamenty dźwigana, wchodząca w powyższe wzory, byłaby: A = 96 m<sup>2</sup>; wówczas M = 0).

Zestawienie.

Dach	288 × 7,35 + 48 × 2,72 + 24 × 2,16 + 24 × 9,30	= 2530 rb.
Strop II p. (warsztat)	288 × 7,28 + 48 × 7,38 + 24 × 6,94 + 24 × 17,89	= 3053 „
Strop I p. to samo		= 3053 „
Strop parteru (skład)	288 × 9,02 + 48 × 9,45 + 24 × 7,90 + 24 × 27,00	= 3895 „
Słupy II p.	3,8 × 51,86	= 197 „
„ I p.	3,8 × 101	= 385 „
„ parteru	3,8 × 163	= 620 „
„ piwnicy	3,0 × 250,50	= 970 „
Fundamenty		= 1160 „
		15863 rb.

**O wpływie próby wodnej na wytrzymałość i bezpieczeństwo kotłów parowych.**

Podał Jan Łopuski, inż.-techn.

W kotłownictwie spotykamy się z dziwnym zaiste objawem. Prawa obowiązujące we wszystkich niemal państwach cywilizowanych uważają próbę wodną za jedyną i dostateczną gwarancję bezpieczeństwa przy użyciu tych tak niebezpiecznych aparatów; kotłownictwo samo próbę tę akceptuje jako dostateczny sprawdzian, decydujący o przyjęciu kotła z kotłarni. Żdawałoby się, że operacja tak jest dokładnie zbadana i wyświetlona i nie przedstawia żadnych wątpliwości co do jej pożytku i znaczenia. Tymczasem, jeżeli zwrócimy się do literatury kotłowej, czy to

bieżącej czy też do dzieł, nawet bardzo szczegółowo traktujących o kotłach parowych, o tej tak decydującej sprawie albo nie znajdujemy zupełnie wzmianki, lub też pobieżne i powierzchowne jej traktowanie, jak gdyby nie miała ona żadnego znaczenia. Lecz nie tylko literatura techniczna tak po macoszemu obchodzi się z tą kwestią, lecz co dziwniejsza, że nawet tacy technicy kotłowi, którzy „ex officio“ zajmują się próbami wodnymi, najsprzeczniesze o niej wygłaszają zdania. Są zdecydowani zwolennicy tej próby, jak również i radykalni jej przeciwnicy, dla których próba wodna

nie tylko, że nie przedstawia żadnych gwarancji bezpieczeństwa, lecz przeciwnie, sama przez się często wywołuje wypadki wybuchu kotłów, które nie miałyby miejsca, gdyby tej próby nie było. Między tymi dwoma krańcowymi poglądami istnieją najrozmaitsze odcienia i tym sposobem stwarza się taki chaos, że próba wyjaśnienia go na podstawie dzisiejszej wiedzy, według mnie przedstawia zadanie pierwszorzędnej wagi dla techniki kotłowej, a szczególnie dla stowarzyszeń kotłowych.

W niniejszym zarysie postaramy się w miarę możliwości tę sprawę zanalizować.

Zacznijmy od zwolenników próby, jako starszych w porządku chronologicznym. Krytyczny rozbiór ich poglądów da nam dość cenne wskazówki. Zwolennicy próby opierają swoje poglądy na rozumowaniu następującem: Ponieważ obecnie budujemy kotły w przybliżeniu z pięciokrotnym zapasem wytrzymałości, zatem próba wodna, w najcięższych nawet warunkach dosięgająca do podwójnego ciśnienia roboczego, wywołuje naprężenia w kotle względnie dalekie od granicy sprężystości materiału kotłowego, a zatem nie może ona wywołać uszkodzeń związanych z przekroczeniem granicy sprężystości, przyjmując przytem, że przekroczenie tej granicy, dla bezpieczeństwa kotła, jest rzeczą niepożądaną. Przekroczenie granicy sprężystości zarówno zwolennicy próby wodnej jak i jej przeciwnicy prawie jednomyślnie uważają za objaw bardzo groźny dla bezpieczeństwa kotła, lecz jeżeli zwrócimy się o bliższe wyjaśnienie w tej materii, to spotkamy się z dość niejasnymi poglądami co do samego objawu, jak również na rzeczywiste jego następstwa. I nic dziwnego, bo dopiero prace Bauschingera nad wytrzymałością materiału z ostatnich lat zeszłego stulecia dają pewną nić przewodnią do rozstrzygnięcia tej kwestyi, a tylko badania metalograficzne lat ostatnich dają możliwość orientowania się w tych zmianach, jakie zachodzą w materiałach skutkiem poddawania ich rozmaitym obciążeniom. Ponieważ zasadnicze wyjaśnienie znaczenia przekroczeń granicy sprężystości może nam dać należyta podstawa do sądu o wpływie próby wodnej na wytrzymałość i bezpieczeństwo kotłów, zatem musimy bliżej zająć się tą sprawą.

Wyniki prac Bauschingera, w części nas interesującej, dadzą się sformułować w punktach następujących:

1) Wskutek naprężenia, przekraczającego granicę ciągłości, nie prowadzący jednakże jeszcze do zerwania, granica ciągłości podnosi się aż do wysokości owego zastosowanego naprężenia. To podwyższenie granicy następuje niezwłocznie po ustaniu naprężenia, lecz nie kończy się na tem. Pręt raz poddany wyżej określonemu naprężeniu, pozostawiony nadal w spoczynku, z czasem podwyższa dalej jeszcze ową granicę ciągłości, a podwyższenie to odbywa się zwolna, trwa tygodnie, miesiące, nieraz lata całe.

2) Przez poddanie pręta naprężeniom określonym w punkcie 1) wraz z nagłym podwyższeniem granicy ciągłości, obniża się jednocześnie granica sprężystości, redukując ją nawet niekiedy do zera. Z czasem jednak pręt, pozostawiony w stanie wolnym, nie tylko odzyskuje zwolna pierwotne granice sprężystości, lecz podnosi ją nawet dalej, tak, że po kilku dniach dochodzi ona do wysokości owego maksymalnego naprężenia, t. j. do granicy ciągłości, jaka się wytworzyła bezpośrednio po doświadczeniu. Po długim czasie wreszcie granica sprężystości posuwa się jeszcze dalej, postępując niejako w ślad za podnoszącą się granicą ciągłości i jakkolwiek jej nie dosięga, to jednak może ona w każdym razie przewyższyć znaczną naprężenie, zastosowane przy doświadczeniu.

3) Naprężenie, przekraczające pierwiastkową granicę sprężystości, lecz pozostające poniżej granicy ciągłości, podnosi niezwłocznie granicę sprężystości i podnosi ją tem wyżej, im większe było zastosowane naprężenie. Nowa granica sprężystości, sztucznie podwyższona, dojdzie w danym razie do swego maximum, jeżeli naprężenie dosięgnie granicy ciągłości, nie przekraczając jej jednakże.

4) Rozciągając pręt poza pierwotną granicę sprężystości, obniżamy granicę sprężystości drugiego rodzaju (t. j. na ściskanie) i obniżamy ją tem bardziej, im większe było naprężenie rozciągające. Niezbyt znaczne nawet przekroczenie jednej granicy sprężystości, może obniżyć granicę

drugą prawie do zera. (Szczegóły: Obrębiewicz, *Przegląd Techniczny* 1889 r., str 25).

Zasobni w te wyniki możemy śmiało i kategorycznie twierdzić, że wstępne obciążenie pewnej instalacji, przekraczające nawet znacznie granice pierwotnej sprężystości materiału, nie może wpłynąć ujemnie na jej wytrzymałość i bezpieczeństwo, lecz przytem musi być zachowany niezbędnym i koniecznym warunkiem, że naprężenia, wywołane przez dalszą pracę instalacji, będą miały zupełnie ten sam charakter, kierunek i wzajemny stosunek, jakie miały przy pierwotnym obciążeniu, i że po obciążeniu próbnym instalacja będzie pozostawiona na pewien czas w spoczynku, przynajmniej na dni kilka (punkt 1, 2 i 3 prac Bauschingera).

Stosując to do próby wodnej kotłów parowych, możemy twierdzić również kategorycznie, że gdyby kotły parowe podczas pracy podlegały tym samym naprężeniom, przynajmniej co do charakteru i wzajemnego stosunku, jakie były wywołane przez próbę wodną, to w takim razie próba wodna byłaby czynnikiem, wpływającym tylko dodatnio na wytrzymałość i bezpieczeństwo kotłów parowych, lecz ponieważ kotły parowe podczas biegu podlegają przeważnie nawet wręcz przeciwnym naprężeniom, a tem bardziej zmianie ich wzajemnego stosunku, niż naprężenia wywołane przez próbę wodną, co, zdaje mi się, może być obecnie uważane prawie za postulat techniki kotłowej, a zatem próba wodna może oddziaływać tylko ujemnie na stan kotła i, w razie przekroczenia granicy sprężystości materiału, nawet wywołać wybuch kotła ze wszystkimi jego następstwami (punkt 4 prac Bauschingera).

Jeżeli zwrócimy się do badań metalograficznych z lat ostatnich co do zmiany struktury metali przy rozmaitych obciążeniach, a szczególnie do ostatniej, nadzwyczaj dla nas cennej, przedśmiertnej pracy prof. Kirpiczowa, ogłoszonej drukiem po jego śmierci w *Więstnikie Obszczestwa Technologow* № 2, 3 i 4 za r. 1914, pod tytułem „Ob ustalości metalow w swiazii s ich kristaliczeskim strojeniem“, to mechanizm zmian struktury materiałów przy obciążeniach, przechodzących granicę sprężystości, staje się dla nas zupełnie jasnym i obecnie możemy zupełnie świadomie twierdzić, że przekroczenie granicy sprężystości przy próbach wodnych musi oddziaływać fatalnie na bezpieczeństwo kotłów. Nad wpływem przekroczeń granicy sprężystości uważałem za odpowiednie zatrzymać się szczegółowiej, ponieważ tę sprawę uważam za zasadniczą dla kotłownictwa i dlatego, że pod wpływem źle zrozumianych prac Bauschingera, w literaturze peryodycznej technicznej spotykałem się z propozycjami wzmacniania kotłów przy pomocy prób hydraulicznych. Ponieważ, jak mniemam, dostatecznie wyjaśnionem zostało, że przekroczenie granicy sprężystości dla bezpieczeństwa kotłów jest rzeczą bardzo szkodliwą, zatem postaramy się wysświetlić, czy może mieć ono miejsce przy próbach wodnych. Zwolennicy próby twierdzą, że niema tej obawy, opierając sąd swój na tem, że technika przyjmuje kotły z pięciokrotnym zapasem wytrzymałości, lecz zapominają oni przytem o jednym maleńkim szczególe, a mianowicie, że obecnie większość techników oblicza kotły na podstawie wzorów ustalonych jeszcze z lekkiej ręki Weisbacha w tem założeniu, że kocioł przedstawia dokładnie geometryczny prawidłowy kształt okrągłego cylindra, i że nieznaczne odchylenie od tego kształtu, przez różne połączenia szwów i usztywnień, nie może wywierać wpływu poważnego na naprężenia, które powstają przy kształcie zupełnie prawidłowym. Pogląd taki jeszcze do względnie niedawnych czasów był przyjmowany bez zastrzeżeń i krytyki, lecz obecnie sprawa ta przedstawia się zupełnie inaczej i na podstawie dawniejszych badań Bacha i badań z ostatniego roku inżyniera E. Daibera z Kielu (szczegóły: „Die Biegungsspannungen in überlappten Kesselnitnahte“, *Z. D. V. D. In.*, r. 1913 № 11) a także inżynierów związku Nowej Południowej Walii, pp. S. B. Banaclough i A. I. Gibson (*Materials Spannungen in Ueberlappungsnahten*, szczegóły: *Zeitschrift der Dampfkeseluntersuchungs- und Versicherungs-Gesellschaft* a. G. 1913 r., № 7 i 8), jesteśmy zmuszeni przyznać, że te ignorowane naprężenia dodatkowe, powstałe skutkiem odchylenia kształtu kotła już wykonanego od jego linii teoretycznych, wielokrotnie przekraczają naprężenia, jakie miałyby miejsce, gdyby tych odchylen nie było. (D. n.)



## KRYTYKA I BIBLIOGRAFIA.

**Przepisy dla konstrukcji mostów**, ułożył inż. *Henryk Seaman*, naczelny inżynier I-go okręgu stanu Nowy Jork (*Transaction of the American Society of civil engineers*, r. 1912, t. LXXV, str. 313). Jest on za tem, aby ciężar ruchomy pomnożyć przez współczynnik  $C$ , a za to przyjąć naprężenie dopuszczalne stałe. Przyjmuje on  $C = 1,25 - \frac{1}{3} \sqrt{6562 l - 10,76 l^2}$ , jeżeli  $l$  oznacza długość obciążoną w  $m$ . Wzór ten daje wszędzie większe wartości, niż z doświadczeń wypada. Naprężenie dopuszczalne przyjmujemy wtedy jak dla ciężaru stałego, a więc  $\frac{1}{3}$  wytrzymałości lub  $\frac{2}{3}$  naprężenia przy granicy ciastowatości. Dla stali średniej, dla której  $\mu = 4219 \text{ kg/cm}^2$ , byłoby  $\tau = 1406 \text{ kg/m}^2$ . Dla uwzględnienia wykonania używa autor wzoru Rankina, chociaż według tablic przez niego podanych, wzór Tetmajera daje widocznie lepsze wyniki, niż Rankina. Obciążenie dla kolei przyjmuje on dwoma parowozami o 5 osiach, pierwsze 11,3, następne 22,7  $t$  i 4-osiowym jaszczykiem po 15  $t$ , a dalej ciężar jednostajnie rozłożony 7,28  $t/m$ . Dla mostów drogowych przyjmuje autor 390  $\text{kg/m}^2$  i ciężar osi 13,6  $t$  z rozstawem osi 2,44  $m$ . Parcie wiatru przyjmuje 146  $\text{kg/m}^2$  na pierwszą belkę, a połowę z tego na wszyskie inne belki i na pociąg 4,27  $m$  wysoki a 152  $m$  lub mniej długi. Parcie na pociąg i połowa parcia na belki ma być uważane za ciężar ruchomy. Należy uwzględnić zmianę ciepłoty  $120^\circ F = 67^\circ C$ . Przy obliczeniu sił poprzecznych należy przyjąć obciążenie przedziału całkowite, a nie uwzględniać ciężaru węzłowego na przodzie pociągu. Jeżeli siła zmienia swój znak często (przy ciężarze ruchomym), należy powiększyć każdą z tych sił o 50%<sub>0</sub> mniejszej z nich. Połączenia należy obliczać dla sumy obu sił.

Naprężenia dopuszczalne dla ciężaru stałego są następujące:

	Liny stalowe	Ni- kel	S t a l		Z e l a z o		Żelbet
			średnia	łana	spawalne	łane	
Ciągnięcie	5270	2109	1406	1125	1125	281	4,9
Ciśnienie	—	2109	1406	1406	1125	1406	35,2
Zginanie	—	2109	1406	—	1125	—	42,2
Ścinanie	—	1547	1055	1125	844	281	4,9
Pryczepność	—	—	—	—	—	—	7,0

Przy mostach blaszanych górne pasy muszą być usztywnione w odstępach nie większych, niż 16 razy szerokość; gdy to jest niemożliwe, należy zmniejszyć naprężenie

$$\tau = \frac{t}{1 + \frac{l^2}{1200 b^2}}$$

jeżeli  $l$  oznacza długość nieusztywnioną, a  $b$  — szerokość pasa w  $cm$ .

Nitów nie należy umieszczać bliżej, niż 3  $d$ , a w kierunku siły nie dalej, niż 16 razy grubość najcieńszej blachy zewnętrznej, a przy kątówkach nie dalej niż 32 razy ta grubość. Mosty o rozpiętości wyżej 24,4  $m$  muszą mieć łożyska kołyskowo-wałkowe, dla mniejszej rozpiętości można użyć łożysk płaskich przesuwowych.

W dyskusji zabierało głos wielu inżynierów. Rowen sądzi, że dla stali średniej naprężenie 1406 jest za wielkie i za blizkie granicy sprężystości i wnosi przyjąć 1125  $\text{kg/m}^2$ . Inż. Cochrane sądzi, że dla mostów drogowych należy używać tylko  $\frac{1}{3} C$  zamiast  $C$ . Inż. Fryc proponuje inny dogodniejszy wzór dla  $C$ , mianowicie  $C = \frac{25000 - 82 l}{3,28 l + 200}$ . Inż. French słusznie robi uwagę, że dla żelbetu naprężenie żelaza 1406  $\text{kg/m}^2$  jest za wielkie, i przemawia za używaniem dotychczas 1125  $\text{kg/m}^2$ , które, moim zdaniem, jest jeszcze za wielkiem. *Dr. Thullie.*

**Doświadczenia z ciężarem ruchomym na mostach drogowych.** Doświadczenia takie opisuje prof. Dufour z uniwersytetu w Illinois (*Eng. Record*, r. 1913, str. 165). Badano zwiększenie naprężeń i ugięć wskutek ciężaru poruszanego z pewną chyżością na mostach o pomoście drewnianym i żelbetowym. Zwiększenie to jest większe dla mostów lekkich, niż dla ciężkich; dla równych rozpiętości dla mostów o pomoście żelbetowym są znacznie mniejsze; zwiększenie naprężeń nie zupełnie odpowiada zwiększeniu ugięcia. Dla koni i wozów największe zwiększenie okazuje się dla jazdy truchtem, mniejsze dla jazdy stępą lub galopem. Wobec tego komisya mostowa stanu Illinois

uchwaliła, że przy mostach o pomoście żelbetowym nie potrzeba wcale uwzględniać zwiększenia naprężeń przy ciężarze ruchomym.

*Dr. Thullie.*

**Mosty na Filipinach.** Ciekawy ustrój mostów drewnianych na Filipinach podaje Cameron w *Engin. Record* (r. 1913, str. 173). Pomost jest podzielony na części, które są zakotwione. Przy wielkiej wodzie części te spływają, ale zatrzymują się na łańcuchach, po opadnięciu wody pomost na nowo się układa. W nowszych czasach budują tam też mosty żelbetowe, belkowe i łukowe.

*Dr. Thullie.*

**Wielkie mosty, a w szczególności most w Quebecu.** Pod tym napisem znajdujemy w *Engineering Record* (r. 1913, str. 321) artykuł naszego rodaka, Ralfa Modrzejewskiego, który, niestety, podpisuje się Modjeski. Bardzo wielkich rozpiętości wymaga czasem dany teren. I tak, w Quebecu ze względu na żeglugę wysokość wolnego przejazdu nad wielką wodę wynosi 45,7  $m$ . Rzeka jest w tem miejscu rwąca i głęboka. W środku głębokość dochodzi do 58  $m$ . Grunt skalisty, o ile można go było osiągnąć blisko brzegów, spada nagle ku środkowi rzeki. Wobec tego nie było mowy o budowaniu filarów w środku rzeki i nowy most kwebecki ma rozpiętość 548,6  $m$ , największą dla belek prostych na świecie. Odstęp osi belek głównych wynosi 26,8  $m$ .

Jeżeli chodzi o wybór rodzaju belek głównych, to dla mniejszych rozpiętości i naturalnie silnych przyczółków dla mostów kolejowych nadaje się łuk dwuprzegubowy. Trójprzegubowy jest tu za mało sztywny. Dwuprzegubowy — da się łatwo ustawić bez rusztowań. Jeżeli niema naturalnych przyczółków dla mostów większych, używamy belki prostej. Obecnie w Ameryce najwięcej używana jest belka wieloboczna o kracie pojedynczej z podparciem drugorzędem. Autor twierdzi, że wogóle belka w dwóch punktach podparta jest lepsza od belki wspornikowej lub wiszącej z powodu większej tężości. Ale dla zestawienia jej potrzeba rusztowań, co przy rzekach głębokich może być wykluczone, albo zestawia się je obok i wprowadza na właściwe miejsce na statkach, co może jednak być ryzykownem. Z tego powodu używa się w takich razach raczej belek wspornikowych. Rozpiętość belek w dwóch punktach podpartych wzrasta ciągle. W r. 1877 w Ameryce wynosiła największa rozpiętość 157  $m$ . Most municypalny w St. Louis ma już rozpiętość 204  $m$ , a projektowany jest most metropolitalny na Ohio o rozpiętości 219,5  $m$ . Autor sądzi, że największa rozpiętość dla belek prostych ze względów ekonomicznych nie powinna przekraczać 213  $m$ . Stosunek wysokości do rozpiętości  $\frac{h}{l}$  belki w środku rozpiętości wynosi w Ameryce

dla belek prostych  $\frac{1}{7}$  do  $\frac{1}{3}$ . Inżynier Mayer oblicza go na 0,18. Długość przedziałów najlepsza nie da się łatwo wyznaczyć. Jeżeli przekątnie nachylone są pod kątem  $45^\circ$ , to przy belce wielobocznej wypadają długości przedziałów różne. To urządzenie widzimy w moście municypalnym w St. Louis. Ustrój ten przedstawia małą oszczędność materiału i regularny wygląd kraty. Zwykły ustrój o równych długościach przedziałów, przedstawia jednak tę wielką korzyść, że wszystkie poprzecznice i podłużnice, z wyjątkiem skrajnych, są równe, długości pasa poziomego są równe, rusztowania mają równe prześła. Dlatego ten drugi ustrój jest przeważnie używany.

Most w Quebecu obliczano na parcie wiatru 125  $\text{kg/m}^2$  obu belek głównych i półtora raza tyle na powierzchnię pomości (ciężar stały) i na 125  $\text{kg/m}^2$  na tłum ludzi i na rusztowania podczas zestawienia. Parcie na pociąg przyjęto 446  $\text{kg/m}^2$ , zaczepiające 3,5  $m$  ponad pomostem. Parcie wiatru równoległe do osi mostu przyjęto 125  $\text{kg/cm}^2$  połowy powierzchni, przyjętej dla parcia prostopadłego. Przy budowie mostu na Forth przyjęto ogromne parcie 270,7  $\text{kg/cm}^2$ . Nasze przepisy są także więcej wymagające. Inżynierowie amerykańscy opierając się na spostrzeżeniach na wieży Eiffla sądzą jednak, że ich założenia są wystarczające.

Długość belki wiszącej przyjęto ze względu na zestawienie i wprowadzenie na miejsce okrętami. Wysokość belki nad filarami jest 56,4  $m$ , a więc mniejsza znacznie, niż przy moście na Forth. Belki główne ułożono w płaszczyznach pionowych, nie w pochyłych jak przy moście na Forth, a to głównie

ze względu na łatwiejsze zestawienie tego olbrzymiego mostu.

Pasy belek głównych mostu w Quebecu przyjęto proste, aby o ile możności ułatwić konstrukcję i zestawienie na miejscu. Stosunki przy budowie mostu na Forth były inne. Tam pracowało od razu 3200 do 4100 ludzi, pracować można było przez cały rok, tu praca ludzka jest droższa, a klimat nie pozwala na budowanie na wolnym powietrzu przez 7 miesięcy. Tu więc połączenia węzłowe przegibne ułatwiały znacznie pracę, z tego też powodu przyjęto pasy proste. Dla kraty przyjęto system *K*, a to z następujących powodów: a) przedstawia on największe bezpieczeństwo przy zestawieniu; b) potrzeba przy zestawieniu najmniejszej liczby prętów pomocniczych; c) zmniejszając siły wewnętrzne w krzyżulcach umożliwia ich łatwiejszy ustrój; d) wskutek tego zmniejsza się ilość materiału; e) wygląd jest estetyczny.

Ciążar własny mostu na Forth wynosi 3,54 t/m w środku przęsła a 23,9 t/m blisko filaru, dla mostu w Quebecu wynosi on 15,4 t/m w środku przęsła, a 67,3 t/m blisko filarów.

Największe możliwe rozpiętości zależne są od materiału i ustroju. Mosty blaszane i mniejsze kratowe wyrabia się z żelaza zlewnego (medium steel). Dla większych rozpiętości od 122 m używa się stali z domieszkami, jak stali niklowej, niklu chromowego, wanadium. Praktyczna granica mostów wspornikowych kolejowych jest około 610 m. Dla większych rozpiętości używamy mostów wiszących. Największą praktyczną rozpiętość mostu linowego obliczono na 1320 m, przyjmując naprężenie dopuszczalne w linach 4220 kg/cm<sup>2</sup> a wytrzymałość liny 12 660 kg/m<sup>2</sup>. Używając stali z domieszkami, można by tę granicę jeszcze podnieść. Autor podaje następującą tabelkę:

dla rozpiętości do 228 m . . . . .	belki proste zwyczajne
„ „ od 198 do 610 m . . . . .	„ wspornikowe
„ „ od 457 do 1219 m . . . . .	„ wiszące.

Belki łukowe dadzą się użyć tylko przy sprzyjającym terenie.

*Dr. M. Thullie.*

## Z TOWARZYSTW TECHNICZNYCH.

**Stowarzyszenie Techników w Warszawie.** *Sprawozdanie z posiedzenia technicznego w dniu 21 stycznia r. b.*

Przewodniczący inż. Stefan Kossuth, po przyjęciu przez obecnych porządku dziennego, zawiadomił, iż protokół z poprzedniego posiedzenia nie został jeszcze wydrukowany w *Przebiegu Technicznym*, wobec czego rozpatrzenie protokołu odłożono do następnego posiedzenia. Ze spraw bieżących zakomunikowano treść listu przewodniczącego komitetu, zajmującego się obchodem jubileuszowym prof. W. Wróblewskiego, w którym Stowarzyszenie Techników proszone jest o odesłanie mu listy składki; przewodniczący zachęcał przeto zainteresowanych do poczynienia składek i podpisywania odpowiedniego adresu. Z kolei p. Włodz. Budziński odczytał zapytanie, wystosowane do Prezydium posiedzeń technicznych, a dotyczące spraw Sekcji Pracy K. O. m. W. Obecny na sali przewodniczący Sekcji Pracy, inż. Ign. Radziszewski dał odpowiednie wyjaśnienia. Po dłuższej dyskusji natury formalnej zebrani uchwalili odesłać list p. W. Budzińskiego do Sekcji Pracy z prośbą o udzielenie odpowiednich wyjaśnień. Również przyjęto wniosek inż. Malinowskiego, dotyczący traktowania kwestyi społecznych nie w postaci zapytań, rzucanych do skrzynki, lecz składanie odpowiednich wniosków na ręce Prezydium posiedzeń technicznych i drukowanie ich poprzednie na karcie czerwonej, aby ogół stowarzyszonych był o tem zawiadomiony.

Z kolei zabrał głos inż. Feliks Kucharzewski, wygłaszając odczyt na temat:

### „Politechniki polskie wśród rozwoju tych szkół na Zachodzie“.

Zajmujący ten i sumiennie a źródłowo opracowany odczyt zostanie podany w całości w *Przebiegu Technicznym*. W dyskusji nikt głosu nie zabierał. Na zakończenie przewodniczący odczytał wniosek p. Kłobukowskiego, wystosowany do Rady Stow. Techników, w sprawie wyjednania ulg pasportowych dla członków. Wniosek ten postanowiono przekazać Radzie.

*Sprawozdanie z posiedzenia technicznego w dn. 28 stycznia 1916 r.* Przewodniczący inż. A. Kühn zawiadomił zebranych o śmierci dwóch członków Stowarzyszenia: inż. F. Grossa i A. Kippmana, oraz wezwał obecnych do uczczenia pamięci ich przez powstanie.

Odczytano list inżyniera Plebińskiego, zarządzającego robotami przy moście ks. Józefa, z zaproszeniem członków Stow. na wycieczkę, w celu zwiedzenia robót przy rozbiórce uszkodzonych przęseł mostu. Resztę wieczoru wypełniła pierwsza część odczytu inż. Lenartowicza na temat:

### „Komunikacje miejskie i podmiejskie“,

w której referent omówił potrzeby komunikacji miast, wpływ ich na rozwój miast, środki komunikacji, typy torów i typy

trakeji. Pan Budziński postawił wniosek urzędzenia specjalnego wieczoru dla omówienia sprawy prowadzenia robót przez Wydział Robót Technicznych K. O. Zebrani przez głosowanie pozostawili to do uznania prezydium Wydziału Posiedzeń Technicznych.

*Cz. S.*

*Sprawozdanie z posiedzenia technicznego w dn. 14 stycznia 1916 r.* Przewodniczący inż. I. Radziszewski. Po przyjęciu sprawozdania z poprzedniego posiedzenia, przystąpiono do wypełnienia porządku dziennego, i inż. E. Sokal wygłosił odczyt p. t.

### „Zaopatrzenie miast w zdrową wodę, oraz usuwanie odchodów i ścieków“,

w którym omówił historię kanalizacji miast polskich, właściwości wody pod względem higienicznym, kosztą zaopatrywania miast w wodę, wreszcie sposoby usuwania ścieków za pomocą kanałów i oczyszczania ich na polach irygacyjnych. W dyskusji zabierali głos inż.: Biberstein, Chrzanowski i Budziński.

Na zakończenie odbyła się dyskusja nad odczytem inż. Sznuka o brukach miejskich, wygłoszonym poprzednio, w której zabierali głos inż.: Wierusz-Kowalski, Biberstein i prelegent.

*Cz. S.*

**Stowarzyszenie Techników w Sosnowcu**, uznając potrzebę podjęcia wydawnictw technicznych, głównie przekładów z języków obcych, tak dla wypełnienia licznych luk w naszej literaturze technicznej, jak i w celu dostarczenia pracy chwilowo bez zajęcia będącym wykształconym technikom, na jednym z posiedzeń Zarządu postanowiło utworzyć w swym łonie „Wydział wydawnictw technicznych“. Jednocześnie wybrano komisję, której powierzono opracowanie ściślejszego programu. W skład komisji wchodzi pp.: J. Brzostowski, K. Gayczak, E. Janiszewski, Sz. Rudowski, M. Tepicht, St. Mielczarski i W. Januszewski. Komisya, która do prac swych już przystąpiła, postanowiła przedewszystkiem ustalić spis domniemanych współpracowników i prosi o skomunikowanie się z nią wszystkie osoby, które pragnęłyby wziąć udział w projektowanych pracach w charakterze autorów lub tłumaczy.

W zgłoszeniach należy wskazać: stopień naukowy lub przebieg studiów, języki obce, jakimi kandydat włada, oraz specjalność, w której zakresie głównie pracował, lub też dziedzinę, z której najchętniej podjąłby się pracy, ewent. tytuł samego dzieła.

Zgłoszenia należy przysyłać do inż. M. Tepichta w Sosnowcu, Tow. Akc. W. Fitzner i K. Gamper, lub do inż. Wacława Januszewskiego, Warszawa, ul. Wiejska 21, biuro techniczne.

# ELEKTROTECHNIKA.

## Elektryfikacja miejskich stacji pomp wodociągowych i kanalizacyjnych.<sup>1)</sup>

Podał B. Dembiński, inż.

I. W szeregu urządzeń kulturalnych, których wymaga rozwój miast współczesnych, pierwsze miejsce zajmują wodociągi i kanalizacja, jako skuteczne sposoby polepszenia warunków zdrowotnych. Ludzkość wczesnie oceniła, jak wielkie znaczenie posiada dostarczenie większym zbiorowiskom ludzkim zdrowej wody i usuwanie nieczystości. W starożytnym Egipcie istniały bardzo rozległe urządzenia, dostarczające wodę do użytku domowego i do zraszania pól uprawnych w czasie suszy; olbrzymi zbiornik wody posiadało miasto Niniwa, a w Babilonie woda była rozprowadzana po miście w rurach metalowych i podnoszona machinami do wysokości 92 m. Oba te miasta posiadały również sieć kanałów odprowadzających ścieki poza obręb murów. Grecy już za czasów Homera rozprowadzali wodę rurami drewnianymi, glinianymi lub ołowianymi, a rzymianie pobudowali liczne wodociągi i zaprowadzili w Rzymie kanalizację ścieków. Za Tarkwiniuszów wybudowano główny kanał Cloaca Maxima, odprowadzający nieczystości do Tybru; kanał ten funkcjonuje już 2500 lat. Za Trajana było już 9 wodociągów dostarczających miastu 1200 000 m<sup>3</sup> wody na dobę, co przy 1/2-milionowej ludności wynosiło 2400 litrów na głowę dziennie. Woda była rozprowadzana po domach rurami ołowianymi, i znaczna jej część służyła do kąpieli. Pliniusz powiada, że w ciągu 6 wieków kąpiele były jedynym lekarzem rzymian. Jest to zrozumiałe, jeżeli porównamy ilości wody zużywanej w starożytnym Rzymie i w różnych miastach dzisiejszych.

Tabl. I. Zużycie wody na 1 mieszkańca na dobę.

Rzym starożytny . . . . .	2400 l	Frankfurt/M. . . . .	144 l
Grenobla . . . . .	1000 „	Warszawa . . . . .	125 „
Buffalo . . . . .	700 „	Liverpool . . . . .	123 „
Rzym dzisiejszy . . . . .	640 „	Manchester . . . . .	114 „
Chicago . . . . .	530 „	Karlsruhe . . . . .	105 „
Marsylia . . . . .	450 „	Gdańsk . . . . .	94 „
Neapol i Genua . . . . .	344 „	Drezno, Wrocław . . . . .	83 „
Nowy Jork i Lille . . . . .	300 „	Turyń . . . . .	70 „
Paryż . . . . .	234 „	Berlin . . . . .	67 „
Hamburg . . . . .	219 „	Lipsk . . . . .	66 „
Orlean, Lubeka . . . . .	200 „	Wiedeń . . . . .	55 „
Londyn . . . . .	160 „	Wenecja . . . . .	53 „
Buda-Peszt . . . . .	155 „	Poznań . . . . .	47 „

Piękny rozwój wodociągów w starożytności nie tylko ze się nie rozpowszechnił, ale upadł i poszedł w zapomnienie wraz z upadkiem potęgi Rzymu. Historia medycyny stwierdza, że od czasu zalewu państwa rzymskiego przez barbarzyńców z północy w ciągu 10 stuleci nikt w Europie nie brał kąpieli. To też w wiekach średnich rozwijały się epidemie choroby nieznanne zupełnie w Rzymie. W XIII w. Wenecja i Genua zaprowadziły u siebie wodociągi. W tymże czasie zbudowano w Londynie wodociąg do dziś istniejący. Do Paryża sprowadzono wodę ze źródeł północnych, a jeszcze wcześniej w Artois we Francji północnej wywiercono pierwszą w Europie studnię głębinową, stąd nazwa studzien artezyjskich. Należy zaznaczyć, że za wyjątkiem Babilonu i Egiptu wodociągi starożytne działały ciśnieniem naturalnym, gdyż wodę sprowadzano z gór. Dopiero w r. 1582 pod mostem London-Bridge na Tamizie ustawiono kolo wodne podnoszące wodę z rzeki do miasta. W sto lat później Ludwik XIV kazał zbudować na Sekwanie olbrzymie kolo wodne, które poruszały 227 pomp i podnosiły znaczną ilość wody do 162 m, w celu zasilania stawów i wodotrysków w Wersalu. Jednakże instalacja ta nie służyła do celów hy-

gieny i, jak świadczą pamiątniki dystyngowanych dworzan, w tym pałacu panował nieznośny zapach, zmuszający do używania perfum. Dopiero pojawienie się maszyn parowych w XVIII w. dało początek wodociągom nowożytnym: w r. 1724 w Londynie i w r. 1771 w Paryżu.

Pierwsza nowożytna kanalizacja ścieków w Europie zaprowadzona została w Londynie i była podziwiana na wystawie powszechnej w r. 1862. Widziano tam już wodę w każdej kuchni i ustępie, a w zamożniejszych domach łazienki prywatne na wzór amerykański.

Za przykładem Londynu poszedł Paryż i większe miasta angielskie, a następnie reszta Europy.

Pod względem zaopatrywania się w wodę zdatną do użytku wewnętrznego można podzielić wszystkie miasta na 3 grupy: 1) miasta leżące nad rzekami lub jeziorami i mogące z nich czerpać wodę w dostatecznej ilości, jak: Warszawa, Londyn, Chicago; 2) miasta nie mające odpowiednich wód na powierzchni, lecz posiadające w okolicy obfite wody głębinowe, tu należą Berlin, Gdańsk, Lille, Amsterdam; 3) miasta nie mające odpowiednich wód ani rzecznych, ani studziennych i zmuszone sprowadzać je z dalszych okolic, jak Paryż, Wiedeń, Nowy Jork, Neapol Marsylia. Zależnie od warunków przyrodzonych dostarczanie miastu zdrowej i czystej wody wymaga mniej lub więcej kosztownych i skomplikowanych urządzeń i powoduje mniejsze lub większe koszty eksploatacji tych urządzeń. Przy sprowadzaniu wody z gór, praca maszyn bywa bardzo mała, albo nawet maszyny zupełnie są zbędne, natomiast wchodzi wówczas w grę wielkie koszty kanału doprowadzającego wodę do miasta. Nasze miasta prowincjonalne, których zaopatrzenie w wodociągi i kanalizację będzie najpierwszą troską przyszłych rad miejskich, należą pod względem warunków naturalnych do dwu pierwszych grup.

Co się tyczy warunków kanalizacyjnych, to miasta położone na wzniesieniu mogą spuszczać ścieki miejskie do rzeki lub na pola irygacyjne bardzo małym kosztem, podczas gdy miasta leżące w dolinach muszą tłoczyć swe ścieki dosyć wysoko, aby im zapewnić naturalny spadek i odpływ. O ile jednak sposób zaopatrywania miast w wodę zależy niemal wyłącznie od warunków naturalnych, o tyle odprowadzenie z miasta ścieków pozostawia pewne pole dowolności, zapatrywaniom i wyrachowaniom. Istnieją zasadniczo dwa systemy kanalizowania miast. Wielkie miasta zostały skanalizowane według systemu zwanego tout à l'égout, polegającego na tem, że zarówno ścieki domowe jak i powstałe z opadów atmosferycznych idą do wspólnych kanałów podziemnych. Natomiast miasta mniejsze chętniej stosują kanalizację tylko ścieków domowych, pozostawiając wodom deszczowym swobodny odpływ rynsztokami. Wybór jednego lub drugiego systemu ma bardzo doniosłe znaczenie nie tylko dla wygody i estetyki miasta, lecz wpływa poważnie na koszt instalacji zarówno stacji pomp ściekowych jak i sieci kanałów. Np. w Amsterdamie, gdzie zastosowano kanalizację tylko ścieków, zarówno kolektory miejskie, jak i przewody, odprowadzające ścieki ze stacji pomp poza miasto, zbudowane zostały z cienkich rur o średnicy 130 mm, gdy tymczasem w Warszawie, przy systemie „wszystko do kanału“, kolektory są murowane i mają do 2 m<sup>2</sup> przekroju. Tak duża różnica przekrojów pochodzi stąd, że przy systemie kanalizacji ściekowej przekroje kanałów odpowiadają jedynie maksymalnej ilości ścieków domowych, które wynoszą ok. 100—150 l na głowę dziennie i do 1,5 l/sek. z 1 ha powierzchni zabudowanej miasta, tymczasem przy kanalizacji ogólnospławnej przekroje te muszą odpowiadać maksymalnej ilości opadów atmosferycznych, które w naszym klimacie wynoszą do 150 l/sek. z 1 ha. Ponieważ przy spuszcza-

<sup>1)</sup> Referat wygłoszony na zebraniu Koła Elektrotechników d. 20 czerwca 1915 r.

niu wód deszczowych do kanału maksymalna ilość ścieków może być chwilami 100 razy większa niż przy kanalizacji tylko ścieków domowych, więc w razie przepompowywania tych ścieków moc maszyn musi być bez porównania większa, nie licząc rezerwy. Np. do przepompowywania ścieków z Powiśla wystarcza normalnie maszyna 50-konna, gdy pompy burzowe mają ogólną moc przeszło 600 k. m., pompując wodę już nie do kolektora na Krak. Przedmieściu, lecz wprost do Wisły, a więc przy niewielkiej wysokości tłoczenia.

Uczyńmy teraz przegląd stacji wodociągowych i kanalizacyjnych w wielkich miastach zachodnich:

Wodociągi w Londynie należą do 8 towarzystw prywatnych obsługujących poszczególne dzielnice. Stacje pomp liczyły w r. 1896—20 maszyn i 40 pomp stojących do pracy normalnej, o mocy ogólnej 2480 k. m., oprócz tego 5 maszyn pomocniczych o mocy ogólnej 960 k. m.

Paryż do r. 1865 czerpał wodę z Sekwany, później wywiercono studnie w Grenelle i w Passy, lecz próby te dały wyniki nie zadowalające. Wobec tego wzorem Babilonu udano się po wodę w góry i sprowadzono ją z rzeczki Dhuis w Szampanii (Chateau Thierry) tunelem długości 130 km. Ponieważ rzeczka ta leży na wysokości 128 m nad poziomem morza, a Paryż tylko 75 do 108 m, więc woda splywa do miasta ciśnieniem naturalnym. Po tej udanej próbie zbudowano jeszcze 3 wodociągi. Te 4 kosztowne wodociągi mogą jednak wkrótce nie wystarczyć na potrzeby Paryża i istnieje projekt sprowadzenia 3 600 000 m<sup>3</sup> wody na dobę z jeziora Genewskiego (z Rodanu). Wodociąg ten miałby 450 km długości i kosztowałby przeto 1/2 miliarda fr. Pomimo tak wielkich kosztów zakładowych, ta woda „zagraniczna“ kosztowałaby tylko 67 rb. za 1 m<sup>3</sup> na dobę. Nowy Jork ma również wodę górską.

Wiedeń ma najlepszą w Europie wodę źródłaną sprowadzaną z Alp wodociągiem długości 95 km; wskutek tego, że miasto leży na wzgórzach i spadek naturalny wody górskiej nie wystarczał, zbudowano stopniowo 3 stacje pomp tłoczących.

Berlin, znajdujący się w bardzo niekorzystnych warunkach naturalnych, całe pół wieku walczył o wodę. W r. 1856 uruchomiono wodociąg czerpiący ze Sprewy, następnie pobudowano wodociągi czerpiące ze studzien nad jeziorami Tegel i Müggel, a stary wodociąg nad Sprewą zamknięto, gdyż woda w rzece była już zbyt zanieczyszczona przez fabryki. W r. 1901 przerobiono wodociąg nad Müggels na wodę głębinową, i wodę tłoczy się do podstacji, które podnoszą ją do wieży ciśnień zbudowanych w najwyższych punktach miasta 50—65 m nad poziomem morza. Obecnie Berlin obsługuje 5 stacji wodociągowych o ogólnej mocy maszyn czerpiących wodę 796 k. m., a maszyn tłoczących 4776 k. m.

W Warszawie pierwsza stacja wodociągowa przy ul. Dobrej uruchomiona w r. 1855 posiadała moc 80 k. m. i dostarczała 6800 m<sup>3</sup> wody filtrowanej na dobę do 50 studzien rozrzuconych po mieście. Po ustawieniu jeszcze 2 maszyn parowych wydajność dosięgła w r. 1888 około 14 000 m<sup>3</sup> na dobę.

Nowe wodociągi uruchomione w r. 1886 i rozszerzane stopniowo dostarczały wody w roku 1887 około 4 069 000 m<sup>3</sup> rocznie, a w r. 1914—30 480 000 m<sup>3</sup>. (Oprócz tego znaczne ilości wody czerpane były przez fabryki ze studni głębinowych, a przez ludność ze studni płytkich, które w dużej liczbie istniały jeszcze do niedawna).

Stacja pomp, czerpiących wodę przy ulicy Czerniakowskiej, posiada 15 kotłów na 4, 8 i 9 atm. i 9 pomp parowych stojących z podwójnym rozprężaniem po 110 k. m. Pierwsze 3 pompy fabryki James Watt pracują przy 4 atm. i zużywają 2,2 kg węgla na 1 konio-godz., 3 następne—fabryki Hartmana przy 8 atm. zużywają 1,4 kg, a trzy ostatnie—Orthweina i Karasińskiego przy 9 atm. i parze przegrzanej zużywają 1,25 kg węgla na konia i godzinę. Stacja pomp tłoczących przy ul. Koszykowej posiada 9 kotłów i 6 pomp parowych po 110 k. m.; 3 pierwsze maszyny fabryki Watta, a 3 pozostałe Hartmana, takie same jak na Czerniakowskiej. Ogólna moc obu stacji wynosi więc obecnie 1650 k. m. i obie muszą być w najbliższej przyszłości rozszerzone.

Praga dawniej używała wody ze źródeł na terytorium

Brudna i Targówka. W r. 1869 zbudowano wodociąg czerpiący z Wisły bez filtrowania 340 m<sup>3</sup> wody na dobę i rozprowadzający ją do 12 studni.

Co do kanalizacji, to według pierwszego projektu W. Lindleya miały być urządzone pola irygacyjne dla ścieków z Warszawy, przy szosie Powązkowskiej, a dla ścieków z Pragi—za Pelcowizną. Stacja kanalizacyjna na Powązkach projektowana była 120-konna. Tylko czasowo, zanim większa liczba domów ulegnie skanalizowaniu, ścieki miały być spuszczone do Wisły. Niestety, minęło lat 30, a Wisła po dawnemu unosi wszystkie nieczystości prawie milionowego miasta, zarażając okolice leżące poniżej Warszawy. Ścieki górnego miasta same spływają do Wisły, i tylko ścieki dolnego miasta i Pragi wymagają przepompowywania. Stacja kanalizacyjna przy ul. Karowej posiada 4 kotły, 3 pompy parowe stojące po 68 k. m. Orthweina i Karasińskiego, 2 pompy parowe odśrodkowe po 500 l/sek. Sulzera, z silnikami stojącymi po 300 k. m. Do pomp tych mogą być w razie ulewy dołączane 2 pompy odśrodkowe niskiego ciśnienia. Stacja ta kosztowała 840 000 rub. oprócz placu; przepompowuje ona około 4 000 000 m<sup>3</sup> rocznie, kosztem 2,5 kop. za 100 m<sup>3</sup>. Stacja kanalizacyjna praska w Gołędzinowie posiada: 2 pompy odśrodkowe à 132 l/sek., z silnikami trójfazowymi po 30 k. m., zasilanymi prądem z elektrowni miejskiej, 1 pompę jak wyżej o wydajności 400 l/sek., z silnikiem 75 k. m., starą pompę parową o mocy 12 k. m. i 2 lokomobile w rezerwie.

Wogóle kanalizacja miast przedstawia się znacznie prościej pod względem urządzeń mechanicznych niż urządzenia wodociągowe. Miasta leżące nad większemi rzekami stosują jeszcze często tani sposób spuszczenia ścieków wprost do rzeki. Paryż i Berlin, a za nimi wiele miast mniejszych urządziły natomiast t. z. pola irygacyjne, t. j. tereny zdrenowane i uprawne, które się użyźnia polewaniem wodą ściekową przepompowywaną z miasta. Ponieważ 1 ha gruntu może oczyścić 50 000 m<sup>3</sup> ścieków rocznie, więc przy 180 000 000 m<sup>3</sup> ścieków z Paryża pola irygacyjne muszą mieć 3 600 ha. Spadek naturalny był tam niedostateczny, więc ustawiono pompy tłoczące w Marceau, Clichy i Colombes. Stacja w Marceau stanowi osobliwość: pompy tłokowe poruszane są wodą pod ciśnieniem 41 atm., jak to się praktykuje w górnictwie, składa się ona z 3 kotłów kornwalijskich, 2 maszyn parowych i 4 pomp pionowych sprężających wodę, 6 silników wodnych i 12 pomp ściekowych. Moc stacji tylko 46 k. m., a koszt 303 800 fr. W Clichy są 2 pompy odśrodkowe po 16 k. m., poruszane pasem od maszyn parowych; koszt wyniósł 120 000 fr. Sieć kanałów paryska jest najdoskonalszą z istniejących sieci ogólnospławnych, kanały są obszerne murowane, przyjmują bez trudności wszystkie wody w czasie deszczów ulewnych, tak częstych w Paryżu, utrzymane są bardzo starannie i, oprócz właściwego celu, służą też do przeprowadzania rur wodociągowych, telefonów i przewodników elektrycznych do siły i światła. Berlin został skanalizowany zupełnie inaczej. Podzielono miasto na 12 okręgów; w najniższym punkcie każdego okręgu urządzono zbiornik, do którego naturalnym spadkiem dążą ścieki, a stacja ustawiona nad zbiornikiem pompuje jego zawartość na pola irygacyjne poza miasto. 3/4 długości sieci kanalizacyjnej stanowią cienkie rury, a tylko 1/4 kanały murowane. Co do pól irygacyjnych, to te w Berlinie są urządzone lepiej niż gdziekolwiek, leżą one 20—30 m powyżej miasta w odległości 8—26 km i na ogólnym obszarze 9000 ha—obsadzono warzywami 4500 ha i urządzono łąki na 3000 ha. Przy 90 000 000 m<sup>3</sup> ścieków rocznie wypada na 1 ha 12 000 m<sup>3</sup> rocznie i 32 m<sup>3</sup> dziennie, czyli 3,2 litra dziennie na 1 m<sup>2</sup> pola. Na 12 stacjach przepompowujących ścieki na pola ustawiono 69 kotłów, 43 maszyny i 76 pomp ogólnej mocy 3960 k. m.

Z powyższego przeglądu widać, że stacje pomp nawet w najlepiej zagospodarowanych miastach nie są ani zabudowane, ani eksploatowane oszczędnie. Wszystkie one składają się z drobnych jednostek od 15—150 k. m., pracują przy niskich ciśnieniach 4—6—8 atm., przeważnie parą nasyconą i przy słabym obciążeniu. Skutkiem tego zużycie węgla i smarów jest duże, obsługa liczna i kosztowna i koszt konio-godziny wysokie. Wpływ każdego z powyższych czynników da się ocenić ilościowo z tabliczki poniższej.

Tabl. II. *Wpływ ciśnienia na spożycie pary przegrzanej do 300° C.*

Nadciśnienie pary:	5	7	9	11	13	15	17	kg/cm <sup>2</sup>
Spożycie pary na konio-godz.:	4,62	4,42	4,28	4,17	4,09	4,02	3,97	kg

*Wpływ przegrzania pary 12 atm. na jej spożycie.*

Temperatura pary:	191	225	250	275	300	325	350	375	° C.
Spożycie pary na konio-godz.:	4,67	4,50	4,37	4,25	4,14	4,02	3,91	3,79	kg

Wszystko to razem wzięte daje wyniki następujące:

Tabl. III. *Maszyny parowe tłokowe.*

Moc maszyny	490	135	400	660	840	1440	k. m.
Ciśnienie pary	7	9	8	12	13	12	atm.
Obrotów na min.	107	125	185	125	150	150	
Spożycie pary na konio-godz.:	7,04	6,2	6,93	5,17	4,81	4,81	kg

Praktyka elektrowni niemieckich wskazuje, że cena własna kW-godz. bywa 8 razy większa w zakładach małych niż w wielkich, a mianowicie:

Tabl. IV. *Koszta kW-godz.*1) *Przy maszynach parowych tłokowych:*

Moc maszyn:	80	300	600	1100	2900	5000	8000	kW
Produkcja roczna:	120000	224000	688000	1500000	6111000	9900000	21700000	kW-g.
Koszt kW-godz.:	16,3	11,8	9,9	5,8	7,5	6,2	4,85	fen.

2) *Przy turbinach parowych:*

Moc	1160	3100	6000	15000	kW
Produkcja	1010000	3100000	13325000	25300000	kW-g.
Koszt kW-godz.:	6,0	3,5	3,5	2,2	fen.

przy cenach węgla 21—24 mar. za 1000 kg (17—21 kop. za pud) loco Berlin.

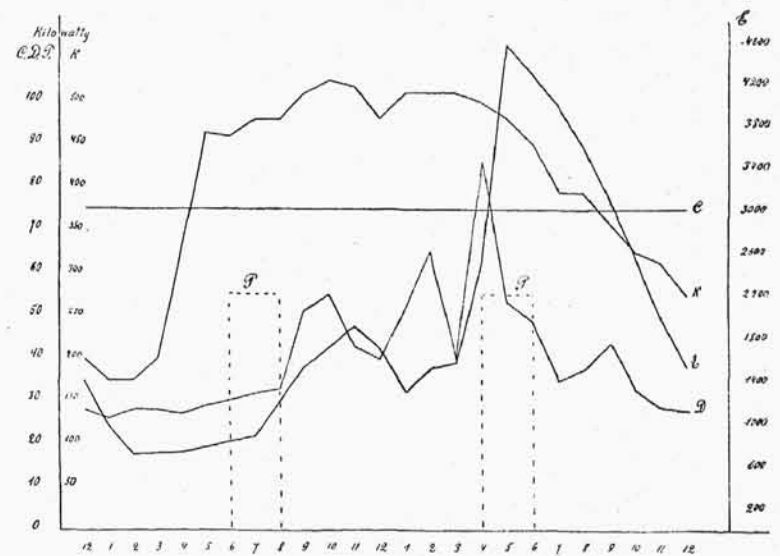
Ze podobne stosunki panują i w dziedzinie pomp parowych, możemy wnioskować z tego, że wspomniane już stacje pomp zużywają: Marceau 4,81 kg, Clichy 4 kg, Warszawa (Karowa) 3 kg, Charlottenburg 2,1 kg na konio-godz.

II. Tak znaczne spożycie paliwa przez napęd parowy pomp skłoniło do poszukiwań innego rozwiązania tej sprawy. Düsseldorf, a za nim Królewiec, Dessau, Hannover zbudowały stacje pomp z silnikami spalinowymi; Genewa, Mediolan, Hamburg, Spandawa zastosowały w tym celu silniki elektryczne. W Berlinie dwie z istniejących stacji pomp kanalizacyjnych mają pompy odśrodkowe z napędem elektrycznym jedynie jako rezerwę, natomiast nowa stacja wodociągowa będzie zaopatrzona tylko w napęd elektryczny. U nas stacja kanalizacyjna praska, posiadająca pompy odśrodkowe z silnikami elektrycznymi, mieści się w budynku małym; niema tam drogich maszyn parowych, ani kotłów stojących pod parą zawsze w gotowości do ruchu, ani kotłowni z kominem, składu węgla, ani licznego personelu. Trzy niewielkie silniki elektryczne i jeszcze mniejsze od nich pompy stanowią całe urządzenie. Jeden ruch ręką wystarczy, żeby uruchomić pompę, skoro woda przekracza oznaczony poziom. To też i oczekiwane wkrótce powiększenie stacji ma być również wykonane z zastosowaniem elektryczności.

A więc początek został już zrobiony, wyniki są bardzo zadowalające, i mniejsze miasta w Niemczech i w Ameryce coraz częściej stosują pompy wodociągowe i kanalizacyjne z napędem elektrycznym. W miastach, zaopatrzonych już w wodociągi i kanalizacje, zelektryfikowanie stacji pomp

możliwe jest naturalnie jedynie stopniowo, w wypadkach rozszerzenia instalacji lub konieczności zamiany starych maszyn na nowe. Natomiast nasze miasta prowincjonalne, nie posiadające tych urządzeń, powinnyby skorzystać z doświadczenia sąsiadów i stosować na stacjach wodociągowych pompy odśrodkowe o napędzie elektrycznym. Osiągną one w ten sposób znaczne zmniejszenie kosztów instalacji początkowej, zarówno maszyn, jak budynków i placu, będą miały niższe koszty eksploatacji i łatwość powiększenia stacji w razie przyrostu ludności, przyłączenia przedmieść lub wzrostu wymagań.

Oczywiście zastosowanie do pomp napędu elektrycznego jest możliwe w razie istnienia w mieście elektrowni; do zasilania pomp musi ona posiadać silniki parowe, wodne lub spalinowe, większe niż do normalnych potrzeb, a więc koszty ich urządzenia i eksploatacji zostaną na pozór przeniesione tylko do innego rachunku. Jednakże, jeżeli w mieście będzie jeden tylko zakład, wytwarzający energię do wszelkich potrzeb miasta i jego mieszkańców, a więc do pomp wodociągowych i kanalizacyjnych, tramwajów, oświetlenia i dla odbiorców prywatnych, to zakład ten, jako większy, może być mniejszym stosunkowo kosztem założony i oszczędniej eksploatowany, aniżeli kilka małych zakładów o mocy wspólnej, równej tamtemu większemu. Nie będzie tu róż-



wniez bez znaczenia i ta okoliczność, że moc maszyn zarówno zainstalowanych, jak i będących w ruchu normalnie w jednej centralnej silnicowni miejskiej będzie mniejsza, aniżeli w kilku małych, ponieważ: 1) maszyn rezerwowych będzie stosunkowo mniej; 2) maxima obciążeń dla pomp, światła i fabryk nie wypadają w tych samych godzinach i 3) pompy, czerpiące wodę, mogą pracować tylko w nocy, a kanalizacyjne, za wyjątkiem burzowych, w godzinach małego obciążenia elektrowni.

Rysunek przedstawia wykresy obciążenia zakładów miejskich użyteczności publicznej w Warszawie w jednym ze średnich dni jesiennych. Krzywe każdego zakładu oznaczone zostały literami:

- C — stacja pomp przy ulicy Czerniakowskiej,
- D — „ „ „ „ Dobrej,
- P — „ „ „ „ na Pradze,
- K — „ „ „ „ przy ulicy Koszykowej,
- E — elektrownia przy ulicy Leszczyńskiej.

Trzy pierwsze krzywe wykreślone zostały w tej samej skali, a dwie ostatnie—każda w innej skali z powodu wielkiej różnicy mocy tych zakładów. Rzędne oznaczają kW, odcięte—godziny.

Z wykresów widać, że w dniach jesiennych maxima obciążeń pomp wyprzedzają maximum obciążenia elektrowni o parę godzin.

Na dwu zeszłorocznych zebraniach Koła Elektrotechników była omawiana sprawa centralizacji wytwarzania prądu dla całych okręgów, w drodze zakładania elektrowni

okręgowych. Jeżeli centralizacja taka opłaca się dla rozległych i dosyć słabo zaludnionych obszarów, to tem bardziej korzystna będzie dla miast, w których straty w sieci, jej utrzymanie i amortyzacja nie będą tak znaczne, jak w sieciach okręgowych.

O ile przy wytwarzaniu energii centralizacja jest wogóle ekonomiczna i ze wszelkich względów wskazana, o tyle samo zużytkowanie tej energii do wykonania różnych robót wymaga daleko idącej decentralizacji. Pominąwszy wszelkie zakłady prywatne, przejdźmy do samych tylko zakładów miejskich. Np. w Warszawie mamy 2 stacje wodociągowe i 2 kanalizacyjne, Berlin zaś posiada 5 wodociągowych i 12 kanalizacyjnych, gdyż rozległość miasta i nierówności terenu uniemożliwiają zcentralizowanie wszystkich tych zakładów w jednym miejscu.

Zastosowanie napędu elektrycznego umożliwia jaknajdalej idącą decentralizację pomp bez jakichkolwiek strat z tego powodu. Będzie ją można zastosować z korzyścią nawet w małych miastach, a być może opłaca się nawet wprowadzić więcej niż 2 poziomy w jednym mieście.

To wszystko, co przytoczyłem tutaj, dotyczy jedynie korzyści, jakie osiągną stacje pomp przy zastosowaniu napędu elektrycznego. Jednakże i z innej strony sprawa ta przedstawia się bardzo dodatnio. Mianowicie elektrownie miejskie zyskują również na tem pod wielu względami. A więc w pierwszym okresie istnienia elektrowni w mieście posiada ona zawsze małą liczbę konsumentów prądu, z tego względu nawet w większych miastach przy budowie elektrowni instaluje się na początek prądnice i silniki napędowe o małej mocy. Stosownie do napływu odbiorców stację powiększa się i przerabia stopniowo. To też elektrownie wielkomiejskie często dalekie są od doskonałości pod względem posiadanych przez nie urządzeń. Jako przykład może służyć Berlin.

Tabl. V. *Elektrownie berlińskie.*

	Kotły		Prądnice		Przetwornice		Akumulatory	
	liczba	m <sup>3</sup>	liczba	kW.	liczba	kW.	liczba	kW.
<i>Prądu stałego:</i>								
Margrafenstr. . . . .	3	606	3	576	12	4800	—	—
Mauerstr. . . . .	10	3518	10	3578	—	—	5	3306
Spandauerstr. . . . .	15	4336	12	4920	3	1200	3	2081
Schiffbauerdamm . . . . .	19	6314	14	7278	—	—	3	2081
Razem . . . . .	47	14774	39	16352	15	6000	11	7468
<i>Prądu zmiennego:</i>								
Moabit . . . . .	27	8247	5	10640	—	—	—	—
Oberspree . . . . .	36	11829	8	16634	—	—	—	—
Razem . . . . .	63	20076	13	27274	—	—	—	—
Ogółem . . . . .	110	34850	52	43626	15	6000	11	7468

Dla uzupełnienia obrazu muszę jeszcze dodać, że dwie ostatnie elektrownie posiadają 7 podstacji, przetwarzających prąd zmienny na stały, z 38 przetwornicami o ogólnej mocy 30 186 kW i 14 bateriami akumulatorów o mocy 9819 kW.

Z tego mnóstwa kotłów i maszyn widać najlepiej, że nawet dla takiego miasta, jak Berlin, zakładano elektrownie nad wyraz ostrożnie i rozszerzano stopniowo. A przecież

w tym samym czasie, gdy budowano elektrownię o mocy zaledwie 600 kW, licząc w to i rezerwy, pompy wodociągowe i kanalizacyjne miały już moc ogólną 4800 kW, czyli 8 razy większą. Gdyby więc elektrownia mogła liczyć od pierwszej chwili swego powstania na tak poważnego odbiorcę, jak pompy miejskie, to nie instalowanoby tam maszyn 200-konnych. Mniej więcej podobne stosunki można znaleźć w wielu innych miastach.

III. Jeżeli przejdziemy obecnie do zadań, jakie nas czekają w omawianej dziedzinie w najbliższej przyszłości, to, ograniczając się jedynie do miast Królestwa Kongresowego, liczących ponad 20 000 ludności według spisu r. 1897, które winny być przedewszystkiem skanalizowane i zaopatrzone w wodę, spróbujmy oznaczyć w przybliżeniu wielkość stacji wodociągowych i kanalizacyjnych dla tych miast. Obliczenia te dokonane, przyjmując na głowę dziennie 100 l wody i 150 l ścieków i opadów atmosferycznych, oraz zakładając średnią wysokość tłoczenia i ssania wody 60 m, a ścieków 20 m, przedstawia tabl. VI.

W ostatnich rubrykach powyższej tablicy podałem moc i pracę rocznie maszyn potrzebnych do oświetlenia elektrycznego w każdym mieście. Moc maszyn obliczona została w stosunku 1 lampki 30-watowej na 5 mieszkańców, a praca—w tem przypuszczeniu, że odpowiednia liczba lampek będzie się paliła po 1000 godzin rocznie<sup>1)</sup>. Tablica ta, nie pretendując do dokładności, daje jednak przybliżony obraz potrzeb miejskich w omawianej dziedzinie, oraz pozwala ocenić wpływ łącznego działania pomp miejskich na wielkość tego zakładu.

Aby wykazać różnicę kosztów zakładowych stacji pomp przy napędzie parowym i elektrycznym, muszę podać tutaj przybliżony kosztorys dla miasta 30-tysięcznego. Przy 100 l wody na głowę zużycie wyniosłoby 3 000 000 l dziennie. Nie całe miasto zostanie od razu przyłączone do sieci, możnaby się więc ograniczyć na początek do 1/2 lub 2/3 tej ilości wody. Z drugiej strony jednak pompy rezerwowe muszą stanowić około 1/3 mocy potrzebnej do ruchu normalnego, wobec tego wypadnie urządzić stację na całkowite 3 000 000 litrów na dobę. Ze względu na nierównomierne zapotrzebowanie wody w ciągu dnia ustawimy maszyny, któreby mogły podać daną ilość wody np. w ciągu 10 godzin; wydajność ich będzie zatem 84 l/sek., a moc przy 60 m wysokości ssania i tłoczenia  $84 \times 60 = 5000$  kg/sek. i ok. 67 k. m.

Koszta urządzeń maszynowych wyniosą:

2 pompy odśrodkowe, czerpiące wodę, po 42 l/sek. . . . .	500 rb.
2 " " " " tłoczące po 42 l/sek. . . . .	500 "
4 silniki elektryczne do powyższych o mocy po 35 k. m. każdy . . . . .	3000 "
2 pompy odśrodkowe kanalizacyjne o 126 l/sek. do 20 m . . . . .	600 "
2 silniki do nich po 30 k. m. . . . .	1400 "
	6000 rb.

<sup>1)</sup> Praktyka elektrowni galicyjskich wykazuje w r. 1911 średnią ze wszystkich elektrowni publicznych, wśród których jest Lwów z 665 i Kraków z 287 żarówkami na 1000 mieszkańców, około 230 żarówek zainstalowanych na 1000 mieszkańców, średnio po 6 latach istnienia zakładu elektrycznego. Zbyt wysoka jest przyjęta przez autora liczba 1000 godzin palenia się lampki na rok; w naszych warunkach jest ona niższa i wynosi np. w Krakowie 382, w Wilnie 388 godz. na lampkę zainstalowaną. Różnica ta nie wpływa jednak na ostateczne wnioski autora. (Przyp. Red.)

Tabl. VI.

Miasta	Ludność	Ilość wody m <sup>3</sup>		Ilość ścieków m <sup>3</sup>		Moc maszyn k. m.			Praca roczna maszyn k. m./godz.			Oświetlenie (i siła)	
		dziennie	rocznie	dziennie	rocznie	wodociągowych	kanalizacyjnych	razem	wodociągowych	kanalizacyjnych	razem k. m./g.	Moc k. m.	Praca roczna konio-godzin
Lublin . . . . .	49 000	4 900	1 790 000	7 400	2 700 000	140	70	210	500 000	250 000	750 000	400	400 000
Częstochowa . . . . .	45 000	4 500	1 640 000	6 800	2 500 000	125	65	190	450 000	240 000	690 000	370	370 000
Radom, Piotrków . . . . .	30 000	3 000	1 100 000	4 500	1 640 000	85	45	130	310 000	160 000	470 000	245	245 000
Kielce . . . . .	29 000	2 900	1 060 000	4 400	1 610 000	80	40	120	290 000	150 000	440 000	240	240 000
Łomża . . . . .	26 000	2 600	950 000	3 900	1 430 000	75	35	110	275 000	130 000	405 000	210	210 000
Kalisz, Włocławek . . . . .	25 000	2 500	910 000	3 800	1 390 000	70	35	105	255 000	130 000	385 000	200	200 000
Siedlce . . . . .	24 000	2 400	880 000	3 600	1 320 000	65	35	100	240 000	130 000	370 000	200	200 000
Suwałki . . . . .	23 000	2 300	840 000	3 500	1 280 000	65	35	100	240 000	130 000	370 000	190	190 000
Będzin, Pułtusk, Łęczycza . . . . .	20 000	2 000	730 000	3 000	1 000 000	60	30	90	220 000	110 000	330 000	160	160 000

Jeżeli dla zaspokojenia wszelkich potrzeb miasta założymy na początek elektrownię o mocy 350 k. m., to odpowiednia turbo-prądnica parowa będzie kosztowała około 24 000 rb., czyli ogólny koszt urządzeń maszynowych wyniesie ok. 30 000 rb.

Gdybyśmy zamiast tego ustawili 6 pomp parowych najtańszych o tej samej wydajności, to kosztowałyby one  $6 \times 5000$  również ok. 30 000 rb. A więc, instalując pompy odśrodkowe z napędem elektrycznym, otrzymamy część kosztów urządzeń elektrowni gratis; dojdzie do tego oszczędność na kotłach parowych i budynkach.

Przejdźmy teraz do eksploatacji. Jak widzieliśmy, pompy wodociągowe zużywają 1,3—2 kg węgla na koniogodz., a pompy kanalizacyjne po 3—4 kg, gdy tymczasem elektrownie zaledwie 0,9—1,1 kg. Wobec tego możemy przyjąć szczególnie dla małych miast, które nas głównie zajmują, średnio 2,5 kg dla pomp parowych i 1,0 kg na koniogodz. dla elektrowni. Nie popelnimy również wielkiego błędu, przyjmując, że ogólne koszty ruchu są proporcjonalne do wartości spalonego węgla, a wówczas okaże się, że elektrownia produkuje energię przeszło 2 razy taniej, aniżeli stacje pomp. Jeżeli weźmiemy jednak pod uwagę, że sprawność sieci będzie 0,9, silnika—0,85 i pompy odśrodkowej—

0,75, to stosunek kosztów będzie tylko jak 2,5 do 1,74, czyli oszczędność wyniesie jeszcze ok. 30%.

Tak się przedstawia w ogólnych zarysach kwestya elektryfikacji miejskich zakładów wodociagowych i kanalizacyjnych. Już z tego, co było przytoczone wyżej, widzimy, że oszczędność dla miasta będzie bardzo poważna. Zwłaszcza niższe koszty zakładowe tego rodzaju stacji winny zjednać elektryczności zwolenników w przyszłych radach miejskich. Nie ulega kwestyi, że gdy miasta nasze przystąpią do zaprowadzania u siebie urządzeń kulturalnych, to na pierwszym miejscu umieszczą nie elektrownie, lecz wodociągi i kanalizację, gdyż urządzenia te stanowią ich najpilniejszą potrzebę elementarną. Z drugiej strony jednak elektrownia w każdym mieście jest bardzo pożądana, gdyż, przedłużając dzień roboczy, a skracając długie noce zimowe, zwiększa wytwórczość mieszkańców, a nawet stwarza zupełnie nowe warsztaty pracy w różnych dziedzinach. Gdyby zatem nasze miasta prowincjonalne przyjęły za zasadę budowanie stacji wodociagowych i kanalizacyjnych o napędzie elektrycznym, to obie te potrzeby—wody i światła znalazłyby jednocześnie rozwiązanie zadowalające i sprawa elektryfikacji kraju, która jest wstępem do jego uprzemysłowienia, stanęłaby odrazu na dobrej drodze.

## Kapitał renowacyjny w przedsiębiorstwach tramwajowych.

W zeszycie lipcowym z r. 1914 pisma „Zeitschrift für Kleinbahnen“ znajdujemy artykuł d-ra R. Haasa z Zürichu pod powyższym nagłówkiem. Autor usiłuje podać podstawy do obliczania kwot pieniężnych, jakie odliczać rocznie należy w przedsiębiorstwach tramwajowych na kapitał renowacyjny.

Naogół, odliczenia na kapitał renowacyjny czynione były na mocy widzimisię danego przedsiębiorstwa. Niejednokrotnie kierowano się przytem względami, nie mającymi nie wspólnego z istotą kapitału renowacyjnego. Dr. R. Haas w swoich wywodach opiera się na wynikach eksploatacji tramwajowych w Europie. Ze względu na to, że, o ile mi wiadomo, w literaturze naszej sprawa ta dotychczas poruszona nie była, a, bez wątpienia, posiada duże znaczenie, chociażby przy obliczaniu rentowności projektowanych przedsiębiorstw tramwajowych, uważam za celowe przedstawić ją według wyżej wzmiankowanego artykułu d-ra Haasa w obszerniejszem streszczeniu.

*Fundusz renowacyjny* powinien służyć na pokrycie kosztów wymiany zużytych części urządzeń przedsiębiorstwa na nowe. Z funduszu tego np. czerpać należy na wymianę szyn, zwrotnic, skrzyżowań, większej partii podkładów (tory tramwajowe); wymiana większej partii słupów (drewnianych), drutu roboczego, materiału izolacyjnego (sieć); motorów, regulatorów, całkowitego urządzenia wagonów elektr., całych wagonów, całkowitych pudel lub podwozi (tabor); wymiana kosztownych części poszczególnych obrabiarek, o ile dzięki temu maszyna stała się znów na czas dłuższy zdadna do użytku, wymiana zużytych obrabiarek (warsztaty) powinna być pokryta z funduszu renowacyjnego.

Co do przewodów zasilających i powrotnych zauważyć należy, że ich zużycie, o ile prowadzone są góra, sprowadza się, wyłączwszy specjalnie jakieś nieszczęśliwe wypadki, do zera. Zdarzyć się jednak może potrzeba zamiany istniejących przewodów zasilających na nowe, o większym przekroju. W tym wypadku należy różnicę między wartością wzmocnionego przewodu, a poprzedniego słabszego pokryć z kapitału zakładowego. Jeżeli przewody zasilające i powrotne ułożone są jako kable, pod ziemią, to zachodzić może potrzeba wymiany dłuższych lub krótszych kawałków kabla. Tylko w pierwszym wypadku uważa autor za wskazane czerpanie z kapitału renowacyjnego.

Wreszcie, z kapitału renowacyjnego pokrywać należy koszt odbudowy znacniejszych przez czas uszkodzonych części budowli, np. dach, schody i t. p.

Natomiast, w zakres wydatków eksploatacyjnych wchodzi: wymiana pojedynczych podkładów, części zwrotnic, lu-

pek, podbijanie i regulowanie torów; reparacja i malowanie słupów, wymiana kawałków sieci uszkodzonej np. skutkiem zerwania i t. p. Z funduszu eksploatacyjnych również pokryć należy wydatki na wymianę części motorów lub regulatorów (np. twornik, szpule magnesowe, skrzynie ochronne na koła zębate; palce i pierścienie kontaktowe w regulatorze), przewodniki w kiskach kablowych, oporniki; drzwi, szyby, okucia, dzwonki, ławki i inne części pudła; osie, bandażę, części hamulca i inne części podwozia. Jeżeli jednak reparacje pudła lub podwozia są o tyle gruntowne, że dzięki temu powstaje nowy wagon na czas dłuższy znów zdadny do ruchu, to związane z tem wydatki pokryć należy z funduszu renowacyjnego. Części maszyn, wymagające częstej wymiany, wreszcie narzędzia (warsztaty) należy nabywać na rachunek eksploatacji.

Drobne reparacje przy budynkach: malowanie, poprawianie tynków, reparację okien, drzwi, podłóg i t. p., reparacja instalacji wodociagów, kanalizacji, gazowej, oświetlenia, ogrzewania i t. p., — wszystko to pokryte być winno na rachunek eksploatacji.

Nie jest rzeczą możliwą omówić wszystkie wypadki, kiedy należy czerpać z funduszu renowacyjnego, kiedy zaś na rachunek eksploatacji. W powyższych wywodach chodziło tylko o danie ogólnych wskazań na podstawie szeregu przykładów z rozmaitych działów gospodarki tramwajowej.

Po tych ogólnych rozważaniach, do czego służyć ma kapitał renowacyjny, przejdziemy do określenia wielkości kwot pieniężnych, jakie rokrocznie winny być odpisywane na ten kapitał, ażeby mógł on w zupełności odpowiedzieć powyższym wymaganiom.

W dalszych wywodach przyjmujemy, że: 1) wartość starego materiału z zużytych części dolicza się do kapitału renowacyjnego; 2) dana część instalacji tramwajowej (np. drut roboczy) staje się niezdatną do użytku po upływie pewnego czasu określonego, chociaż w rzeczywistości zużycie (np. drutu roboczego) w różnych miejscach nie jednakoowo prędko się odbywa i liczyć się będziemy z pewnym średnim (np. dla całej sieci) czasem zużycia się; 3) nie będziemy uwzględniać procentów od odkładanych rokrocznie sum na kapitał renowacyjny, gdyż wypłaty z tego kapitału należy skutecznie w miarę potrzeby wymiany danej części instalacji tramwajowej, co ma miejsce, jak wspomniano w p. 2, w różnych momentach, nie dających się a priori ustalić.

Wreszcie, pamiętać należy, że wartość urządzeń liczyć należy, o ile możności, według cen w danej chwili obowiązujących, a nie cen z czasów powstania tych urządzeń.

**I. Tory.** Szyny tramwajowe ulegają zniszczeniu: a) wskutek wpływów atmosferycznych i jazdy po nich dorożek i t. p.; b) wskutek mniej lub więcej ożywionego ruchu po nich wozów tramwajowych. Na mocy doświadczenia różnych przedsiębiorstw tramwajowych autor usiłuje rozgraniczyć oba te wpływy i określić ich wielkość. Autor przyjmuje, że przy ruchu co  $\frac{1}{2}$  godziny w każdą stronę (małe miasta, koleje zamiejskie) trwałość dobrze zbudowanego i utrzymanego starannie nowoczesnego toru wynosi około 30 lat, przy ruchu zaś co 1 minuta w jedną stronę (miasta wielkie)—około 8 lat. Powyższe dane odnoszą się do miejscowości, odpowiadających pod względem klimatu miejscowościom Europy środkowej. W miejscowościach, gdzie mrozy są zjawiskiem rzadkiem, trwałość torów będzie większa.

Wartość starego materiału i części zdatnych jeszcze do użytku wynosi, według autora, ok.  $\frac{1}{3}$  całkowitych kosztów budowy toru. O ile tory układane są na brukach ulepszonych, należy przeprowadzić specjalny rachunek (bruki drewniane, asfaltowe i t. p.).

Rokrocznie zatem należy odliczać taką sumę na kapitał renowacyjny torów tramwajowych, żeby po upływie 8 lat w miastach wielkich, 30 zaś lat w miastach małych utworzyć kapitał, równy  $\frac{2}{3}$  wartości ułożenia nowego toru.

Stosownie do tego, co było powiedziane wyżej, suma ta składa się z dwóch części:  $a$ —idącej na pokrycie kosztów zużycia toru skutkiem wpływów atmosferycznych i ruchu ulicznego po nich, oraz  $b$ —skutkiem każdego przejazdu wozu tramwajowego. Autor przyjmuje, że przy ruchu tramwajowym co  $\frac{1}{2}$  godz. po jednym torze w obie strony, włączając odpowiednią liczbę wozów przyczepnych, średnia liczba przesunięć przez każde miejsce toru wyniesie około 30000<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> Przy normalnym 16-godzinym ruchu i gęstości ruchu co  $\frac{1}{2}$  godziny jeden wagon, względnie wagon motorowy z przyczepnym w każdą stronę otrzymamy dla pojedynczego toru liczbę przejazdów pojedynczych wagonów =  $16 \cdot 4 = 64$ , co rocznie wyniesie  $64 \times 365 \approx 23360$ . Licząc, że  $\frac{1}{2}$  wagonów motorowych ciągnie wozy przyczepne, otrzymamy dalszych 11700 przejazdów. Ponieważ wozy przyczepne naogół liczone są jako  $\frac{1}{2}$  wozu motorowego, otrzymamy liczbę przejazdów  $23360 + 5850 \approx 30000$  rocznie nad każdym miejscem toru.

Przy gęstości ruchu co 1 minuta (tor podwójny) i uwzględnieniu ok. 100% wozów przyczepnych w stosunku do motorowych, co odpowiada normalnym warunkom ruchu w miastach wielkich, otrzymamy ok. 500 000 przejazdów rocznie nad każdym miejscem toru. Naturalnie, będą miejsca, gdzie liczba przejazdów będzie większa niż 500 000 i odwrotnie, w innych miejscach liczba ta będzie mniejsza. Mowa tu o średniej liczbie przejazdów dla całej linii miejskiej. Przyjąwszy powyższe dane łącznie z czasem służby torów miejskich (8 i 30 lat) i oznaczywszy dalej kapitał potrzebny do wybudowania toru długości 1 km przez  $K$ , możemy napisać równanie następujące:

$$\frac{2}{3} K = 30 (a + 30000 b) = 8 (a + 500000 b),$$

stad:  $a = 0,015 K$ ;  $b \approx \frac{K}{7500000}$ , co daje nam możność powiedzieć:

Na kapitał renowacyjny odliczać należy rocznie 1,5% kosztów ułożenia toru i  $\frac{1}{7500000}$  część tychże kosztów za każdy przejazd po nim wozu tramwajowego.

W powyższych wywodach przyjęto wagony dwuosiove o wadze 11÷12 t. Przy znacznej liczbie przykrych luków, te ostatnie należy uwzględnić, specjalnie wprowadzając dla nich wartość  $b = \frac{K}{4 \cdot 10^6} + \frac{K}{2 \cdot 10^6}$ .

Roczne kwoty, odpisywane na kapitał renowacyjny —  $R$ , przy koszcie ułożenia toru  $K$  i średniej liczbie przejazdów rocznie  $W$  będą:  $R = 0,015 K + \frac{WK}{7500000}$ .

Jak to już wspomnieliśmy wyżej, przy ulepszonych brukach wielkość  $R$  ulega zmianie, na co nie mały wpływ mieć może umowa z miastem.

(D. n)

K. Mech.

## DROBNE WIADOMOŚCI.

**Koło Elektrotechników.** Sprawozdanie z posiedzenia odbytego w d. 17 stycznia r. b.

Po odczytaniu protokołu z poprzedniego zebrania, przewodniczący kol. Gnoiński udzielił głosu kol. M. Sikorskiemu, który wygłosił odczyt na temat:

„Elektryczność w zastosowaniu do drobnego przemysłu“.

Po omówieniu znaczenia stosowania mechanicznych sposobów produkcji dla rzemiosł, prelegent zapomocą zestawień liczbowych wykazywał, że dla przemysłu drobnego korzystniejszym jest użycie silnika elektrycznego niż innych rodzajów napędu. W dyskusji zabierali głos, prócz przewodniczącego, koledzy: Mech, Sliwiński, Wysocki i Zarzycki.

**Odczyty popularne z dziedziny elektrotechniki.** Koło Elektrotechników zamierza urządzić w marcu r. b. odczyty popularne, mające na celu zapoznanie szerszej publiczności z ważniejszymi zjawiskami i zastosowaniem prądu elektrycznego w życiu praktycznym.

Wygłoszone będą następujące odczyty:

„Fizyczne podstawy elektrotechniki“. Dr. M. Grotowski.

„Wytwarzanie energii elektrycznej i jej zastosowanie jako źródła pracy“. Inż. J. Tymowski.

„Światło elektryczne“. Inż. E. Potemski.

„Zastosowanie prądu słabego“. Inż. K. Gnoiński.

„Fale elektromagnetyczne“. Inż. St. Sliwiński.

„Promienie Röntgena i prądy szybkozmienne“. Inż. M. Sikorski.

Godzi się przypomnieć z okazji powyższego cyklu odczytów, że pierwsze odczyty z dziedziny elektrotechniki przez technika (jak zaznacza *Przeгляд Techniczny* z r. 1883) zostały wygłoszone w Muzeum Przemysłu i Rolnictwa w d. 10 i 12 listopada r. 1883 przez inżyniera S. M. Roguskiego. Treść ich stanowiły: „ogólne pojęcia o elektryczności statycznej i dynamicznej, krótki rys historyczny od maszyn statycznych do Volty, ogólne pojęcia o pracach: Faradaya, Ampera, Oerstedta, wpływ prądów na igłę magnesową i prądów na prądy, teoria elektromagnesów w ogólnym zarysie, zasady maszyn dy-

namo-elektrycznych, światła elektryczne łukowe i żarzące, regulatory zegarowe (tak zwane wówczas lampy łukowe — *przyp. red.*), świece Jabłoczkowa, Jamina, o świetle żarzącem, Edison, rozprawianie i podział prądów, regulowanie i mierzenie zużytej elektryczności, zabezpieczenie od ognia i wogóle od zbyt silnego napięcia prądów, ogólne pojęcia o zbiornikach (akumulatorach) elektrycznych i o przesyłaniu siły za pośrednictwem elektryczności“.

T.

**Projekt przeniesienia energii ze Szwecji do Kopenhagi.** Zakład wodno-elektryczny w Trollhättan w Szwecji, posiadający urządzenia mechaniczne o mocy 80 000 k. m., ma dostarczać energią elektryczną dla miasta Kopenhagi i okolicy i otrzymać w tym celu dwa nowe zespoły turbinowe, każdy o mocy 10 000 k. m. Odległość zakładu tego od Kopenhagi wynosi 328 km, z czego 5,5 km przypada na przebieg Sundu. Koszt własny kW-godz. oszacowano na 1,7 centimów.

Maksymalne zapotrzebowanie energii dla trakcji i oświetlenia wynosi ok. 10 000 kW i dla siły—ok. 17 000 kW, ogółem zatem ok. 27 000 kW, które zredukuje się do 24 000 kW, jeżeli uwzględnimy, że największe zużycie prądu nie przypada dla wszystkich odbiorców jednocześnie.

Przy projektowaniu tego przeniesienia miano do wyboru dwie alternatywy—zastosowanie prądu trójfazowego lub stałego. W pierwszym wypadku prąd, wytworzony przez dwa zespoły, byłby transformowany na 100 000 woltów dla przenoszenia zapomocą linii napowietrznej; dla przejścia przez Sund napięcie byłoby obniżane do 20 000 woltów. Koszt tego urządzenia przekracza 6,5 mil. franków i roczne wydatki wyniosłyby 65 fr. na kW.

Przy prądzie stałym należałoby użyć do wytwarzania energii 20 prądnic, połączonych szeregiem, o stałym natężeniu prądu 150 amp. i napięciu użytkowym, zależnym od obciążenia, max. 90 000 woltów. Koszta roczne przy prądzie stałym byłyby niższe, niż przy zmiennym i wyniosłyby, zależnie od sposobu wykonania sieci, 45—60 fr.

Wydawca **Feliks Kucharzewski**. Redaktor odp. **Stanisław Manduk**.

Druk Rubieszewskiego i Wrotnowskiego, Włodzimierska № 3 (Gmach Stowarzyszenia Techników).

Za pozwoleniem cenzury wojennej.