

TREŚĆ: Ś. p. Inż. Roman Ingarden. — Prof. M. Rybczyński: Kryterjum dla obliczania światła mostów. — Prof. E. Hauswald: Naukowa organizacja systemu Taylora. (Dokończenie). — Prof. J. Łopuszański: Międzynarodowa Konferencja Energetyczna. (Dokończenie). — Dr. Inż. T. Niemczynowski: Opór warstwy węgla. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Bibliografia. — Sprawy Towarzystwa.

Ś. p. Dr. h. c. Inż. Roman Ingarden

b. prezes i członek honorowy Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie.

Dnia 8. listopada r. b. zmarł w Krakowie ś. p. Inż. Roman Ingarden, doktor h. c. Politechniki Lwowskiej, b. prezes Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie.

Ś. p. Ingarden urodził się dnia 9. sierpnia 1852 r. w Bojanach na Bukowinie. Ukończył w r. 1871 gimnazjum w Przemyśle, a następnie w r. 1876 Wydział Inżynierji Politechniki Wiedeńskiej.

Wstąpiwszy do państwowej służby w b. Galicji, pracował przez wiele lat w dziale budownictwa wodnego w Przemyśle, w Krakowie, poczem przez dwa lata w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych w Wiedniu, a następnie w departamencie technicznym Namiestnictwa we Lwowie.

W czasie pobytu w Krakowie zostaje mianowany w r. 1891 profesorem tamtejszej szkoły przemysłowej, gdzie przez 4 lata wykłada Budownictwo Wodne.

W ciągu swej służby publicznej w latach 1886—1901 wykonuje szereg trudnych projektów i studjów z działu wodnego, powierzonych Mu w pełnym zaufaniu do Jego zdolności i wiedzy inżynierskiej.

Najważniejsze z nich były: opracowanie projektu regulacji Wisły i dopływów w latach 1886—1889, projekt i budowa wodociągów krakowskich.

W r. 1902 Politechnika Lwowska zaprasza Go na Katedrę Budownictwa Wodnego; jednak ówczesny namiestnik Galicji Piniński nie godzi się na zwolnienie Go ze służby w Namiestnictwie i powierza Mu organizację służby państwowego budownictwa wodnego w b. Galicji, kiedy to na podstawie ustawy z r. 1901 podjęto na wielką skalę regulację rzek galicyjskich.

W r. 1905 objął Ingarden kierownictwo departamentu wodnego Namiestnictwa, a następnie kierownictwo całej służby technicznej państwowej w b. Galicji.

Wówczas pod Jego kierunkiem przeprowadza się duże roboty regulacyjne, między innymi prace związane z ochroną Krakowa przed powodzią.

W tym okresie rozwija pełnię swej działalności inżynierskiej, opracowując lub udzielając wskazówek przy budowie całego szeregu wodociągów miast galicyjskich, dając impuls do sanacji technicznych stosunków w Krynicy, projektując budowę zbiorników ziemnych na ropę w Tustanowicach i t. d.

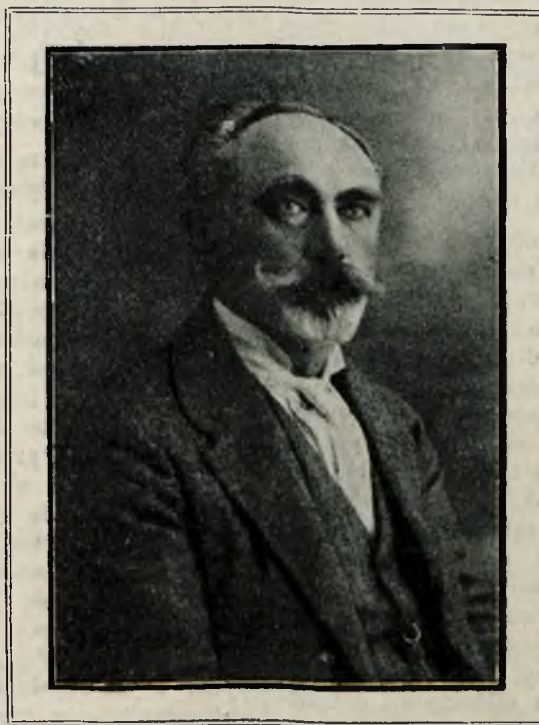
W r. 1912 przechodzi w stan spoczynku, a przeniósłszy się do Krakowa otwiera tam biuro cywilnego inżyniera; jednak już w r. 1916 reaktywowany, obejmuje kierownictwo działu technicznej odbudowy b. Galicji, piastując ten urząd przez dwa lata.

Odrodzonej Ojczyźnie ofiaruje ś. p. Ingarden, mimo podeszłego wieku, jednak pełen energii, swoje usługi. Bierze

udział w organizacji służby technicznej w Polsce i w komisji objeżdżającej Wisłę w celu zbadania jej stanu.

W r. 1919 obejmuje stanowisko Prezesa Generalnej Dyrekcji rzek w Ministerstwie Robót Publicznych i na tem stanowisku pozostaje do r. 1924, kiedy podczas objazdu Wisły przeziębiony się, nabawia się ciężkiego zapalenia płuc i zmuszony jest przejść po raz trzeci i ostatni na emeryturę.

Z prac w Państwie Polskiem należy podnieść opracowanie projektu regulacji Wisły dla całego jej biegu, oraz prowadzenie rokowań z Niemcami w sprawie ustalenia granicy Polski na dolnej Wiśle, zakończonych zwycięstwem tezy polskiej. Złożony ciężką niemocą bierze jeszcze udział w konferencjach w sprawach związanych z Wojewódzką Radą Wodną w Krakowie, której przewodniczył, oraz w Komisji oszczędnościowej.



Pomimo nadmiaru zajęć zawodowych pracował ś. p. Ingarden naukowo, ogłaszając szereg poważnych prac, zabierając głos w aktualnych sprawach technicznych na łamach czasopism technicznych i w prasie codziennej.

To też Politechnika Lwowska oceniając Jego wybitne zasługi na polu budownictwa wodnego i organizacji służby technicznej w kraju, nadała Mu w r. 1920 stopień i tytuł honorowego doktora nauk technicznych*).

Rząd polski wyróżniając Jego działalność przyozdobił Go w r. 1922 komandorją orderu *Polonia Restituta*.

Ś. p. Ingarden był jednak nie tylko dzielny i wybitnym pracownikiem na polu technicznym i naukowym, ale też i prawym obywatelem, nie uchylającym się od służby w życiu społecznym. Mimo nawału pracy i niezmiernie ważnych problemów absorbujących Jego czas i umysł, ś. p. Zmarły oddawał swoje doświadczenie życiowe i wiedzę na usługi każdej pożytecznej akcji społecznej.

Jako wieloletni wiceprezes Towarzystwa Politechnicznego w latach 1902 do 1909, a następnie prezes 1910—1912, położył wielkie zasługi koło rozwoju i umocnienia znaczenia Towarzystwa, a zatem i całego stanu inżynierskiego w naszym społeczeństwie.

To też, gdy w r. 1912 po przejściu w stan spoczynku opuszczał Lwów, składając równocześnie godność prezesa Towarzystwa, Walne Zebranie członków na wniosek Wydziału Głównego, w uczczeniu zasług Jego na wielu polach działalności Towarzystwa, zamianowało Go członkiem honorowym.

Imię wielkiego technika polskiego wspomina z czcią polski świat techniczny, a dzieła Jego i prace są najtrwalszym pomnikiem, przypominającym potomności tę niezwykłą postać.

Cześć Jego pamięci!

*) „Nowi doktorowie h. c. Politechniki Lwowskiej“ rocznik XLIII *Czasopisma Technicznego* str. 197. Tamże i wykaz prac nauk. ś. p. Ingardena.

Wydział P. T. P. wzywa członków do rychłego uiszczenia zaległych wkładek, które w r. b. osiągnęły już sumę 9.000 zł., co stanowi 23%₀ calorocznego preliminarza. Ponieważ jedynym źródłem dochodów Towarzystwa są wkładki członkowskie, przeto zaleganie w płaceniu godzi w podstawy bytu Towarzystwa, uniemożliwiając mu prowadzenie agend i spełniania zadań, jakie nań przypadają z tytułu powagi i stanowiska.

Członkowie, którzy nie zgłosili wystąpienia, mając świadczenia ze strony Towarzystwa i niewygaste prawa członkowskie, są obowiązani do wypełniania przyjętych na siebie dobrowolnie powinności względem Towarzystwa.

Sekretarz:
St. Kozłowski m. p.

Prezes:
St. Rybicki m. p.

Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.

Kryterjum dla obliczania światła mostów.

Obliczanie światła (otworzystości) mostów, dla nieszkodliwego przepuszczenia wielkich wód, przedstawia podobnie, jak wiele zagadnień hydrauliki, pole zupełnie niewyczerpanych dotąd badań i doświadczeń. Używane w praktyce metody obliczeń, przedstawiają bardzo poważne braki, tak z powodu niemożności uwzględnienia w teoretycznym wzorze rzeczywistych warunków przepływu, jak też jeszcze bardziej z powodu trudności ustalenia pewnych kryterjów, według których rezultat obliczeń należałoby uważać za odpowiedni.

Metody dotąd używane, polegają na oznaczeniu tą czy inną drogą maksymalnego odpływu w miejscu projektowanego mostu, na obliczeniu spiętrzenia, jakie wywoła budowa przyczółków, filarów, ewentualnie i grobli drogowych, które spowodują zwężenie swobodnego przepływu, wreszcie na zbadaniu, czy piętrzenie i spowodowana niem cofka, jest możliwa ze względu na konfigurację terenu, oraz na ocenieniu, czy wywołane piętrzeniem (względnie zwężeniem) powiększenia prędkości pod mostem, nie oddziała niekorzystnie na równowagę dna rzeki i na stałość fundamentów projektowanych budowli.

Pomijam trudności, jakie następcza obliczenie maksymalnego odpływu. Wystarczy nadmienić, że najczęściej nie posiadamy bezpośrednich pomiarów objętościowych, zwłaszcza przy wysokich stanach wód, a bardzo często nie rozporządzamy również obserwacjami wodoskazowymi z dłuższego okresu lat, to też przyjęte do obliczenia objętości, nieraz odbiegają bardzo daleko od rzeczywistości, zaś najwyższy stan wody wzięty na podstawie dotychczasowych spostrzeżeń, nieraz bywa później przekraczany. Nadto pamiętać należy, że ani stan wody, ani maksymalna objętość, nie są wartościami absolutnie stałymi, pierwszy bowiem może uleść zmianie w razie zmiany kształtu przekroju, biegu rzeki, a co najważniejsze spadku, druga zaś podlega zmianom w razie zmian w kulturze dorzecza (n. p. zalesienie), w stosunkach retencji (obwałowania, zbiorniki, stawy), nie mówiąc już o zależności od klimatu, zmiany te bowiem rozciągają się na bardzo długi okres czasu. Wspominam o tem dlatego, że zwykle zdając sobie sprawę z niemożności dokładnego obliczenia absolutnie najwyższej wody, przyjmujemy do obliczenia możliwie najniekorzystniejsze warunki, i że w ten sposób licząc jakąś teoretyczną „idealną“ wielką wodę, asekurujemy się od błędów. Pozwala to zarazem na pewną tolerancję w dalszych obliczeniach, popełnione bowiem ewentualne błędy, znajdują zwykle „pokrycie“ w nadmiernie wysoko obliczonej ilości wielkiej wody.

Obliczenia te polegają przede wszystkim na oznaczeniu piętrzenia. Wzory dotąd powszechnie w użyciu będące, opierają się, jak wiemy bądź to na różnicy energii potencjalnej wody spiętrzonej i obniżonej w przekroju mostowym, czyli t. zw. formule d'Abuissona
$$h = \frac{a(u_m^2 - u^2)}{2g}$$
, gdzie a oznacza

współczynnik St. Venalst'a, umożliwiający operowanie średnimi prędkościami w ruchu zmiennym ($a = 1.11$), bądź też na zastosowaniu formuł przepływu przez jazy zatopione, przy przyjęciu wysokości jazu = zeru, czyli t. zw. formuły Dubuat'a.

Pierwsza rozwinięta daje nam znany wzór:

$$h = 0.0566 u^2 \left[\frac{B^2}{\mu^2 L^2} - \frac{H^2}{(H+h)^2} \right],$$

gdzie oznaczają:

B = szerokość rzeki,
 L = „ w przekroju mostowym,
 H = głębokość średnią rzeki,
 μ = współczynnik kontrakcji,
 u = prędkość średnia wody niespiętrzonej,

oraz wzory pochodne, jak n. p. Freytaga.

Druga znana jest w postaci wzoru Rühlmanna:

$$Q = {}^{2/3} \mu_1 L \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + \mu_2 LH \sqrt{2g} \left(h + \frac{u^2}{2g} \right),$$

oraz pochodnych jako formuła Wexa, uwzględniająca działanie ssące wody odpływającej, Hofmana, rozciągająca piętrzenie na obszar większy powyżej i poniżej mostu i t. p.

Wszystkie te wzory nie mogą dać dobrych rezultatów, a to z następujących powodów:

Przedewszystkiem nie uwzględniają one obniżenia zwierciadła wody, jakie po przejściu prądu ze zwiększoną prędkością w dół mostu, a więc w przekrój rozszerzony, musi się utworzyć, względnie powiększyć, jeśli obniżenie wystąpi już pod mostem. W tym ostatnim wypadku rezultatem obliczenia będzie różnica zwierciadeł wody podniesionej i obniżonej, a nie właściwe piętrzenie. Następnie operują wszystkie wzory średnimi wartościami, mimo że spowodują piętrzenie pewne określone prędkości w linii przestrzeni zabudowanych, ponieważ zaś wzory nie opierają się na doświadczalnych współczynnikach, przeto błąd ten nie może być eliminowany. W końcu wzory oparte na przepływie przez jazy budzą dodatkowe wątpliwości. Wprowadzone dla jazów, przy których kontrakcja boczna odgrywa minimalną rolę mają być użyte do obliczenia piętrzenia wyłącznie skutkiem kontrakcji bocznej powstałego. Prócz doświadczeń Freese'go, nie mamy w tym kierunku żadnych danych, a już zupełnie dla oznaczenia wartości dwóch różnych współczynników w części dolnej i górnej przepływu. Sam rozdział na te dwie warstwy nie da się niczem uzasadnić, w naturze nie istnieje, oznaczenie więc praktyczne współczynników jest wykluczone. Użycie w rezultacie jednego współczynnika, nie o wiele polepsza sprawę, oznaczenie go bowiem nie opiera się na wystarczających badaniach w naturze czy w doświadczalniach. Wzory praktyczne Gammana, oznaczające „ μ “ jako funkcję długości przesła mostu $\mu = a + b \sqrt{L}$, o tyle nie budzą ufności, że w podanych przezeń liczbowych wartościach nie są do zastosowania przy długościach przesła większych od 100 m, a nadto nie uwzględniają zupełnie szerokich przyczółków i grobli zagradzających w poprzek koryto zalewu.

Przełomowe znaczenie mają moim zdaniem doświadczenia Rehbocka, dotąd *in extenso* nie opublikowane, których rezultatem jest wzór empiryczny, ale opierający się na teoretycznej podstawie, że źródłem piętrzenia może być tylko opór, zależny od stosunku zabudowanego pola przekroju do pełnego, a wielkość piętrzenia musi normować energja ruchu wody płynącej, czyli napór hydrauliczny.

Jednak nie w samym ułożeniu wzoru upatrują zasługę główną Rehbocka, jak raczej w tem, że pierwszy odróżnił wyniki, jakie się otrzymuje, zależnie od tego, jaki rodzaj ruchu istnieje w całym przebiegu zjawiska, a więc, że zupełnie inny przebieg ma poziom zwierciadła wody, jeżeli ruch burzliwy normalny nie dozna zmiany, a zupełnie inny, jeśli w swoim przebiegu przejdzie częściowo, a znów inny, jeśli w zupełności przejdzie w ruch burzliwy anormalny, czyli podkrytyczny.

Doświadczenia Rehbocka dotychczasowe odnoszą się do pewnych określonych granic szorstkości koryta i form filarów, tudzież do kształtu koryta trapezowego, o wyraźnych brzegach, jednostajnej głębokości i nie zwężonego gołbami.

Filary zakończone ostrołucznie posiadały długość równą 6 do 8-krotnej grubości. Filary zupełnie prostopadle ścięte, powodowały piętrzenie zwyż dwukrotne (2·1).

Kształt wzoru zależy od rodzaju ruchu. Dla ruchu wyłącznie normalnego:

$$h = \left[0.72 + 1.2 \frac{f}{F} + 40 \left(\frac{f}{F} \right)^4 \right] \left(1 + \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g} \right) \frac{f}{F} \frac{u^2}{2g},$$

gdzie f = pole zabudowane,
 F = pole przepływu bez piętrzenia,
 H = średnia głębokość,
 $\frac{u^2}{2g}$ = napór hydrauliczny niespiętrzonej wody.

Wzór ten jest ważny w granicach $\frac{f}{F}$ od 0 do 0.6, zaś w granicach od 0.03 do 0.12 iloczyn pierwszych dwóch czynników mało się różni od jedności, tak że wzór przybiera bardzo prosty kształt:

$$h = \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}.$$

Przy danym naporze i głębokości w miarę zwężania powstanie moment, kiedy w części przekroju powstanie ruch podkrytyczny.

Doświadczenia Rehbocka określili tę granicę na:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 21 \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g}} - 0.13.$$

Z tą chwilą zmienia wzór na piętrzenie swój kształt na:

$$h = \left(21.5 \frac{f}{F} + 33 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g} - 6.6 \right) \frac{f}{F} \frac{u^2}{2g}$$

ważny w granicach $0.06 < \frac{f}{F} < 0.3$; natomiast w granicach

$0.3 < \frac{f}{F} < 0.6$ przybiera wzór kształt:

$$h = \left(\frac{20 \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g} + 3.85}{0.9 - \frac{f}{F}} - 6.6 \right) \frac{f}{F} \frac{u^2}{2g}.$$

W końcu, jeśli zwężenie będzie tak wielkie, iż spowoduje ruch burzliwy anormalny w całym przekroju, a stanie się to wówczas, gdy $\frac{f}{F} = 0.05 + \left(0.9 - 2.5 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g} \right)^2$, wzór na piętrzenie otrzyma formę:

$$h = \left[0.54 + \frac{f}{F} + 1.9 \left(\frac{f}{F} \right)^5 \right] \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3} - H$$

ważną nawet do $\frac{f}{F} = 0.9$.

Dla $\frac{f}{F} < 0.3$ upraszcza się powyższy wzór na:

$$h = \left(0.54 + \frac{f}{F} \right) \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3} - H;$$

zaś dla małych wartości $\frac{f}{F}$ przybiera znów prosty kształt:

$$h = 5.6 \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}.$$

Porównując ten ostatni wzór, z pierwszym uproszczonym, widzimy 5.6 razy większe piętrzenie, przy tych samych czynnikach, spowodowane tylko innym rodzajem ruchu, i co za tem idzie, ogromnym wzrostem oporów.

Przebieg poziomów zwierciadła wody na całej przestrzeni, od piętrzenia do powrotu do normalnej głębokości usiłował teoretycznie zanalizować Krey.

Wywodów tych nie powtarzam, ponieważ zostały obszernie streszczone przez prof. Dr. Matakiewicza w Nr. 9 *Czasopisma Technicznego* z r. 1922.

Wzoru Kreya zdaniem mojem nie można stosować do ruchu podkrytycznego, gdyż opiera się ono na powrocie obniżonego między mostami zwierciadła wody, do pierwotnego poziomu tuż poniżej mostu, podczas gdy ruch podkrytyczny wytworzyć się może właśnie dopiero na dolnej granicy zwężenia.

Natomiast przejście ruchu podkrytycznego i powrót odskokiem Bidona do normalnego, można ustalić zapomocą badania energii $\left(H + \frac{u^2}{2g} \right)$, oraz ilości ruchu $\left(\frac{\gamma}{g} \cdot Q \cdot v \right)$.

Przyjmując dla uproszczenia przekrój rzeki prostokątny i oznaczenia jak poprzednio, otrzymujemy dla głębokości krytycznej pod mostem wartość:

$$H_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha^2}{g} \cdot \frac{Q^2}{L^2}} = 0.48 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L^2}}.$$

Stąd rzędna minimum energii pod mostem, a więc na przejściu do ruchu podkrytycznego = $1\frac{1}{2} H_{kr} = 0.72 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L^2}}$.

Tej rzędnej musi odpowiedzieć ta sama rzędna spiętrzonej wody przed mostem powiększona o wielkość energii potrzebnej do pokonania oporów ruchu pod mostem na długości filarów. Spadek energii można przyjąć z teorii ruchu zmiennego, a więc jako pokonanie oporów ruchu jednostajnego na tej długości plus różnicy naporów hydraulicznych, pomniejszony o spadek dna.

Dla obliczenia odskoku szukamy tej samej wartości ilości ruchu plus ciśnienie hydrostatyczne, dla ruchu normalnego i podkrytycznego. Tej samej jednak wartości ilości ruchu, nie odpowiada ta sama wartość energii, część jej bowiem zostaje skonsumowaną oporami¹⁾.

Obliczenie położenia zw. w. czy to metodą Kreya dla ruchu normalnego, czy linią energii dla ruchu podkrytycznego, nie uwzględnia strat energii, powodowanych tworzeniem się wirów, t. zw. przez Rehbocka walców wodnych o osi pionowej przy filarach i przyczółkach, oraz o osi poziomej, wypełniających obniżone zw. w. przed odskokiem. Dla zastosowania więc praktycznego wymagałyby wprowadzenia współczynników (Krey wprowadza współczynniki kontrakcji „ μ ” oraz dla odskoku „ η ”), których oznaczenie musi być pozostawione badaniom laboratoryjnym, lub ścisłym pomiarom w naturze istniejących spiętrzeń w czasie wielkiej wody.

Do praktycznego zastosowania pozostaje więc wzór Rehbocka w granicach stosowalności powyżej podanych.

Obliczenie wysokości piętrzenia, rozwiązuje dopiero jedno kryterjum stosowalności zwężenia, a mianowicie oddziaływania podniesionego zw. w. powyżej mostu na grunta przyrzeźne, ewentualnie stan wody gruntowej. Kryterjum to jest zwykle zupełnie nie wystarczające, na ogół bowiem wysokość tych piętrzeń jest nieznaczną, jak to ostatnie doświadczenia, na których się opiera wzór Rehbocka, wskazują. O wiele ważniejsze byłoby kryterjum stosowalności spiętrzeń ze względu na stałość podłoża, oraz bezpieczeństwa konstrukcji, i tu należy rozważyć, czy dotychczasowe metody obliczenia piętrzeń dają nam wystarczające wskazówki, czy można je do oznaczenia dopuszczalnej prędkości bezkrytycznie stosować.

¹⁾ Bliższe szczegóły w rozprawie prof. Pomianowskiego w *Przeglądzie Technicznym* z r. 1922.

Nasuwają się tu odrazu następujące wątpliwości:

1. Podstawą wszystkich wzorów jest w tej czy innej formie napór hydrauliczny płynącej wody i to w korycie naturalnym bez zwężenia. Napór obliczamy z prędkości średniej, skutkiem tego napór przeważnie ma wartość nie wielką, tem mniejszą im szerszy jest zalew. Tymczasem już powierzchowna obserwacja terenów pokrytych zalewem wykazuje, że dużą część inundacji zajmuje bądź to woda stojąca, bądź też nawet płynąca w kierunkach zupełnie innych niż główny kierunek ruchu. Pierwszem więc zagadnieniem przy szerokich terenach inundacyjnych, będzie konieczność ustalenia rzeczywiście czynnego pola przekroju.

Przytoczę kilka przykładów szerokości zalewów w stosunku do istniejących długości mostów w naszym kraju: zalew Dniestru pod Mikołajowem rozciąga się na szerokość około 3000 m podczas, gdy most główny posiada długość stu kilkudziesięciu metrów obok 2 niewielkich mostów inundacyjnych.

| Szerokość zalewu Bugu | zaś światło |
|-----------------------------|-------------|
| wynosi: | mostu: |
| pod Terespołem . . . 1900 m | 280 m |
| " Brokiem 2000 " | 268 " |
| " Kempą 2800 " | 322 " |
| " Łęgami 4000 " | 310 " |

2. Wszystkie wzory operują prędkościami średnimi, tymczasem rozkład prędkości w profilu poprzecznym, a nawet w poszczególnych pionowych jest w czasie wielkiej wody ogromnie rozmaity.

W czasie pomiarów wielkiej wody wykonanych w maju 1910 w Warszawie przy najwyższym stanie wody, wynosiła średnia prędkość w profilu 2.16 m/sek, podczas gdy średnia prędkość w poszczególnych pionowych dochodziła do 2.73 m/sek, zaś maksymalna prędkość w poszczególnych punktach pomiarów wahała się między 0.0 a 3.11 m/sek.

Załączony rysunek przedstawia profil poprzeczny Wisły, oraz rozkład prędkości średnich, zdjęty w dwóch po sobie następujących dniach 6. i 7. maja 1919 przy stanach +452 i +472. Widzimy na nim w nurcie ogromne pogłębienie, przy równoczesnym nieznacznym spłyconiu w innych pionowych. Gdyby profil pozostał niezmienny, wówczas podwyższenie zw. w. o 0.2 m wywołałoby zwiększenie objętości o nie wiele ponad 200 m³/sek; tymczasem skutkiem pogłębienia łożyska wzrosła objętość o przeszło 800 m³/sek.

Powiększenie pola przepływu przez erozję, zmniejsza prędkość przepływu pod mostem, zmniejsza stosunek $\frac{f}{F}$, i zmniejsza tem samem wysokość piętrzenia. Nadto pogłębienie takie nie może się ograniczyć na niewielką długość filarów, musi rozciągać się poza most w obu kierunkach, a przez to zatracą się wyraźna linja piętrzenia, co najzupełniej potwierdzają zdjęcia profilu podłużnego w czasie pomiaru.




Poruszyłem kilka najważniejszych wątpliwości, jakie nasuwają się przy obliczeniach piętrzenia, postaram się teraz naskicować drogi, jakimi, zdaniem mojem, należałoby pójść, ażeby błędów uniknąć.

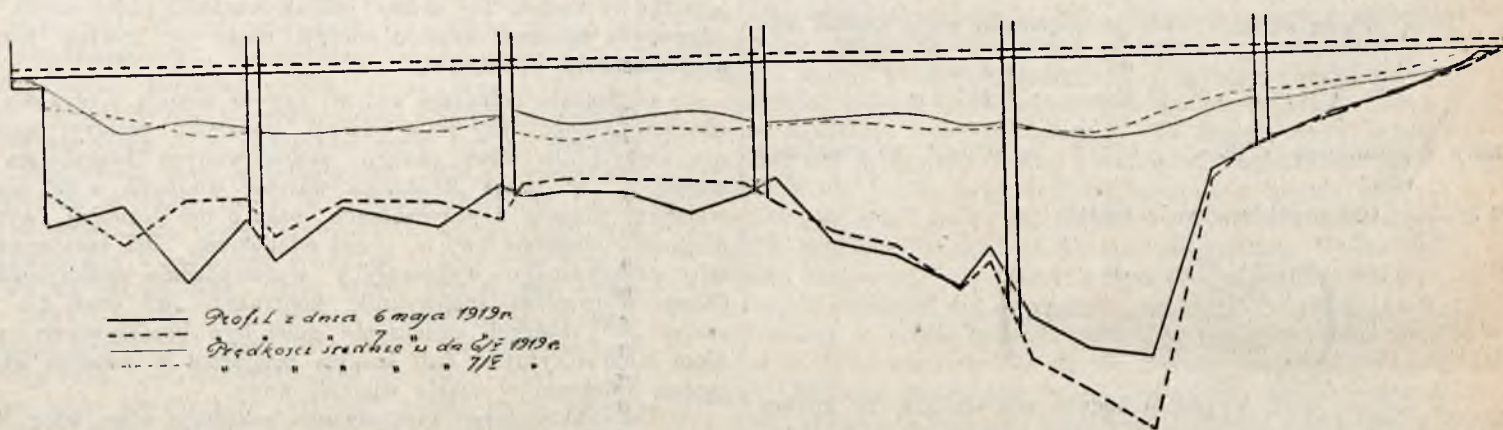
1. Odnośnie do charakteru zalewu:

W obliczeniu piętrzenia należy odróżnić trzy typowe wypadki, a mianowicie: wodę wielką mieszczącą się w całości w korycie jednolitem, wodę której zalew ujęty jest w tamy, wały, lub naturalne wysokie brzegi, wyraźnie jednak odróżniające się od koryta wód średnich, wreszcie wody rozlewające się swobodnie po brzegach, aż do granic zakreślonych powoli wznoszącym się terenem.

Pierwszy wypadek nie budzi wątpliwości co do stosowania wprost wzorów n. p. Rehbocka, tembardziej, że jednolite i zwarte koryto nie pozwala na stosowanie zbyt daleko idących zwężeń, n. p. zapomocą grobli prostopadłych do rzeki.

Przekrój hydrometryczny Wisły w Darnawie przy moście Kierbedzia

Skala głębokości: 
szerokości: 
prędkości: 



Jeszcze większe różnice otrzymamy, skoro prócz głównego koryta, mamy szeroki a płytki teren zalewowy, lub przy rzekach górskich o silnym prądzie, tak n. p. Sandomierz wykazuje prędkość powierzchniową przy wielkiej wodzie w nurcie 2.65 m/sek, zaś w inundacji spada ta wartość do 0.295 m/sek.

3. Obliczenia piętrzenia nie uwzględniają zupełnie ruchliwości podłoża i możliwości zmiany profilu w czasie trwania powodzi, skutkiem działalności erozyjnej.

Stałym zjawiskiem w rzekach o ruchliwym podłożu jest w czasie powodzi dalsze żłobienie głębin a spłykanie mielizn, skutkiem wyrównania się linii spadku przy dużej wodzie, a tem samem zmniejszenia względnej prędkości na szypotach, a zwiększenie na głębinach. Proces odwrotny zachodzi naturalnie w czasie trwania niskiego stanu. Zjawisko to występuje jeszcze wyraźniej w przekrojach zwężonych mostem.

W drugim wypadku musimy odróżnić teren inundacyjny mało różniący się położeniem i oporami ruchu od właściwego koryta, od terenu silnie wzniesionego. W pierwszej alternatywie, nie można również mówić o zbyt wielkim zwężeniu, mimo to stosowanie jednej prędkości średniej, może już doprowadzić do błędu, tem bardziej, gdy rozstaw filarów nie jest jednolity. Dlatego wydaje mi się, że należy w tym razie, podobnie jak przy obliczeniu wielkiej wody, oddzielić obliczenie piętrzenia w głównym korycie od obliczenia w inundacji. Jeśli odnośnym wartościom damy wskaźniki „k” oraz „i”, to stosując uproszczony wzór Rehbocka, dostajemy:

$$h_k = \frac{f_k}{F_k} \cdot \frac{u_k^2}{2g}, \text{ oraz } h_i = \frac{f_i}{F_i} \cdot \frac{u_i^2}{2g}$$

Dla należytego przepływu, piętrzenia nie powinny się

różnić od siebie, a ponieważ rozkład i wielkość filarów w korycie zwykle z góry mamy dane, to:

$$f_i = f_k \frac{F_i}{F_k} \cdot \left(\frac{u_k}{u_i}\right)^2, \quad \text{stad } f = f_k \left\{ 1 + \frac{F_i}{F_k} \cdot \left(\frac{u_k}{u_i}\right)^2 \right\}.$$

Im bardziej stosunki głębokości się różnią, a więc im bardziej zbliżamy się do drugiej alternatywy, tem drastyczniej wystąpi przy tem obliczeniu możność silnego zwężania terenu inundacyjnego; (n. p. dla głębokości 6 i 2 m, zaś prędkości 2 i 0.5 m/sek, odpowiada jednemu m. b. zabudowania w korycie 48 m. b. zabudowania w zalewie).

W drugiej alternatywie można więc iść dość śmiało z zabudowaniem terenu inundacyjnego, tem naturalnie śmielej im jest on wyższy, natomiast przy obliczeniu należy wziąć pod uwagę, czy w zabudowanym przekroju nie powstaną pola martwe. Obserwacja rzek zwłaszcza o silnym prądzie, wykazuje tworzenie się powyżej i poniżej zabudowań, zwłaszcza większych rozmiarów, wirów o wielkim promieniu, t. zw. przez Rehbocka walców wodnych o osi pionowej, które obracać się będą przy brzegu prawym w prawo, przy lewym w lewo. Często powstają w kątach między groblą a wałem lub brzegiem walce drugorzędne, obracające się w przeciwnym kierunku niż główne. To samo zauważyć można poniżej grobli, a także powyżej i poniżej filarów, o ile są one tępo ścięte. Woda obracająca się w walcach ulega ciągłej wymianie, ale w ruchu postępowym udziału nie bierze i dlatego przestrzenie zajęte przez walce należy uważać za martwe.

Do obliczenia piętrzenia należałoby w tym wypadku przyjąć profil już zwężony, więc pomniejszony o przestrzenie martwe i liczyć tylko wpływ filarów oraz przyczółków z niewielką częścią grobli. Zmniejszy się wprawdzie stosunek $\frac{f}{F}$, ale za to wzrośnie napór $\frac{u^2}{2g}$, wobec zmniejszenia pola przepływu. Grzbiet

piętrzenia przesunie się wówczas w górę mostu, w pobliżu końca górnego walców wodnych, a obliczyć je można prawidłami ruchu zmiennego, jako krzywą depresyjną. Jest to więc właściwie rozłożenie obrachowania piętrzenia na 2 części, na piętrzenie skutkiem filarów i przyczółków, oraz skutkiem zwężenia koryta. Przy tym obliczeniu zauważyć jednak należy:

1. że przy małych objętościach przepływających terenem inundacyjnym, wpływ martwych przestrzeni będzie nieznaczny, i wobec niedokładności w oznaczeniu wielkiej wody, przy stosunku objętości 5 : 100, można go zupełnie pominąć;

2. że przesunięcie piętrzenia w górę mostu, spowoduje powiększenie prędkości już przed mostem, i może spowodować erozję dna już przed filarami;

3. że niebezpiecznym punktem może stać się przyczółek przy istnieniu obu stronnych walców wodnych i kontrakcji, oraz

4. że walce wodne mogą wywołać podmycie terenu przy grobli i spowodować usunięcie się tejże.

Jeżeli walce wodne się nie utworzą, to istnieć musi wzdłuż brzegu, a następnie grobli spadek zw. w., a co za tem idzie właściwe piętrzenie znów musi się przesunąć w górę mostu.

Ponieważ ilości wody przepływające w ten sposób będą bardzo nieznaczne, przeto i tu można z niewielkim błędem przyjąć istnienie przestrzeni martwych.

Dokładne traktowanie piętrzenia przy tworzeniu się przestrzeni martwych, będzie możliwe, skoro odpowiednia ilość obserwacji w naturze i badań laboratoryjnych, pozwoli na odtworzenie praw kierujących tem zjawiskiem.

Trudności, z którymi dotąd mieliśmy do czynienia wra- stają niepomiernie w trzecim wypadku, nieograniczonego ściśle rozlewu. Rzadko kiedy nawet najdokładniejsze topograficzne zdjęcie terenu pozwoli na ściśle oznaczenie części martwych profilu inundacyjnego, musi się brać bowiem pod uwagę spadki poprzeczne zw. w., prądy boczne i t. p., a tego wszystkiego nie potrafimy „zaprojektować“.

Przybliżonem rozwiązaniem będzie zaprojektowanie normalnego łożyska dla pomieszczenia całej wpród oznaczonej wielkiej wody, obliczenie dopuszczalnego piętrzenia i tem samem dopuszczalnego zwężenia, przyczem niejednokrotnie trzeba będzie

brać pod uwagę obniżenie dna terenu inundacyjnego. Ponieważ odcięte części koryta nie mogą być uważane zupełnie jako martwe, przeto w najniższych punktach terenu odciętego muszą w tych wypadkach przyjść mosty inundacyjne, obliczone dla takiego obszaru ciążenia, jaki z konfiguracji terenu wynika. Tego rodzaju obliczenie nie można uważać za ściśle, rozkład projektowany splotu wód rzadko zgodzi się z rzeczywistym, dlatego suma objętości przepuszczonych mostem głównym i inundacyjnymi powinna być wyższą od rzeczywistej wielkiej objętości wody jednym mostem. Dobrą wskazówką mogą tu dać już zastosowane na tej samej rzece i w podobnych warunkach rozwiązania.

2. Odnośnie do zmian w prędkości:

Dla zapobieżenia błędom powstałym skutkiem stosowania prędkości średniej, nie zawsze wystarcza podział na koryto główne i zalew.

Przytoczony przykład na rys. Wisły, wykazuje w głównym korycie różnice w głębokości więcej niż dwukrotne, a również duże różnice w prędkościach. Równocześnie jednak niemożliwy jest podział rzeki na drobniejsze odcinki o jednakim naporze, najpierw bowiem sąsiednie odcinki muszą oddziaływać na siebie, a następnie wymagałoby takie obliczenie zastosowania różnych rozpiętości poszczególnych przęseł, a rozkład prędkości w rzece, zwłaszcza o podłożu ruchomem, nigdy nie jest stały.

Dlatego wydaje mi się koniecznem oddzielić obliczenie piętrzenia, od oznaczenia dopuszczalnych prędkości w ten sposób, że prędkością i naporem średnim, należy obliczać jedynie wysokość piętrzenia, potrzebną następnie do oznaczenia cofki. Natomiast dla oznaczenia dopuszczalnej granicy prędkości, przeprowadzić obliczenie fikcyjne piętrzenia, a mianowicie licząc go tak, jakby w całym przekroju istniały prędkości zbliżone do prędkości w nurcie. Wówczas jednak można zupełnie opuścić wpływ kontrakcji przyczółków i grobli.

Jeżeli kształt koryta jest dość regularny i można go upodobnić do paraboli, to głębokość w nurcie $H_{max} = \frac{2}{3} H_{sr}$ a przyjąwszy w całym przekroju ten sam spadek, wzrośnie prędkość w stosunku jak $H^{2/3}$ (Forchheimer). Mając więc obliczone średnie piętrzenia, otrzymamy piętrzenie maksymalne w nurcie przyjmując:

$$v_{max} = v_{sr} \left(\frac{H_{max}}{H_{sr}}\right)^{2/3} = v_{sr} \left(\frac{2}{3}\right)^{2/3} = 1.31 v_{sr},$$

a w stosunku do naporu $\frac{u_{max}^2}{2g} = 1.71 \frac{u_{sr}^2}{2g}$, w przybliżeniu więc

zależałyby obliczone ze średnich wartości piętrzenia zwiększyć o $\frac{2}{3}$. Dla koryt nieregularnych nie pozostaje nic innego, jak badać, jakie w rzeczywistości maksymalne prędkości zdarzają się w przekroju wolnym w czasie wyższych stanów wody. Obliczenie to odnosi się tylko do koryta głównego.

Ale nie tylko rozkład prędkości w korycie może powodować różne piętrzenia w różnych częściach koryta, wytworzone już piętrzenie choćby jednakimi prędkościami, nie ułoży się jednostajnie, zwłaszcza przy dużych rozpiętościach poszczególnych przęseł. Powierzchnowa obserwacja zw. w. okazuje znaczne różnice wysokości pomiędzy wysokością zw. w. tuż za filarem lub przyczółkiem, a w środku między filarami. Zdaje się, że przy bardzo dużych otworach, woda środkiem między filarami przepływa prawie bez piętrzenia. Niestety zupełny brak w tym względzie danych pomiarowych, zresztą bardzo trudnych i badań laboratoryjnych, nie pozwala na stawianie hipotez i proponowanie metody obliczeń, pomiary zaś prędkości wykonywane z mostów, również nie mogą służyć za podstawę do wnioskowań, ponieważ wykonuje się je od strony odpływu, a więc już najczęściej w normalnym korycie, lub w depresji. Mimo to pomiary te wykazują, że prędkości w pobliżu filarów najczęściej pozostają co najmniej niezmiennione, a niejednokrotnie są nawet wyższe, niż w środku między filarami, że prędkości na dnie bardzo często przekraczają prędkości średnie, i że kształt pionowej prędkości jest najczęściej zdeformowany. Wszystko to świadczy o tem, że zwiększone opory tarcia zostają przezyciężone i pozostaje wystarczająca energja na wytworzenie prę-

kości nieraz większej, niż w środku przeszła, że zatem źródło tej energii, a więc piętrzenie musi w pobliżu zabudowań silniej działać.

Jak wspominałem, dla określenia tego powiększenia piętrzenia nie mamy żadnych danych. Gdyby przyjąć rozkład piętrzenia według paraboli drugiego rzędu, a w środku przeszła piętrzenie równe zeru, to przy filarach należałoby piętrzenie zwiększyć trzykrotnie. Byłby to wypadek graniczny, wyjątkowo tylko znajdujący zastosowanie.

3. Odnośnie do ruchliwości podłoża:

Oznaczenie wpływu zmiany koryta na wysokość piętrzenia nie byłoby trudne, gdybyśmy mieli do czynienia z zupełnie jednolitym materiałem dna, regularnym rozkładem prędkości i t. p. Wówczas wiedząc, że siła unoszenia zmienia się z kwadratem prędkości, i znając odporność (ciężar gatunkowy i wielkość) cząsteczek rumowiska, moglibyśmy się zorientować o wielkości pogłębienia, i oznaczyć granicę, kiedy powróci równowaga zachwiana piętrzeniem.

Oznaczając wartości w przekroju mostowym znacznikiem „m” otrzymamy relacje:

$$Q = F \cdot c \cdot \sqrt{HI} = F_m c_m \sqrt{H_m I_m}$$

$$i \quad S = a \cdot v^2 = a_m v_m^2.$$

Z obu tych równań:

$$I_m = I \frac{H}{H_m} \frac{a c^2}{a_m c_m^2}$$

$$i \quad B c H^{3/2} I^{1/2} = B_m c_m H_m^{3/2} I_m^{1/2} \frac{H^{1/2}}{H_m^{1/2}} \frac{a^{1/2} c}{a_m^{1/2} c_m}$$

$$\text{skąd:} \quad H_m = H \sqrt{\frac{B}{B_m}} \sqrt{\frac{a_m}{a}}$$

Ponieważ $\frac{a_m}{a}$ nie może być dużo różne od jedności, więc

$$\text{w przybliżeniu } H_m = H \sqrt{\frac{B}{B_m}}$$

Praktycznie z wzoru tego korzystać nie można, różnorodność bowiem materiału dna, rozkład prędkości, spadek podłużny i poprzeczny dna, wreszcie konfiguracja dna za i przed mostem, uniemożliwiają ujęcie erozji w jakiegokolwiek formuły matematyczne.

Istnienie zatem erozji przyjąć należy jako fakt, a co najwyżej szukać granicy, kiedy staje się ona szkodliwą, i tu zbliżamy się do omówienia kryterjum, jakie sobie postawić należałoby przy oznaczaniu dopuszczalnej prędkości, a tem samym dopuszczalnego piętrzenia.

Dotychczasowa praktyka podaje bądź to pewne maksymalne prędkości lub piętrzenia (n. p. Hofman 2.5 m/sek lub 0.5 m piętrzenia) bądź też dopuszcza pewne procentowe zwiększenie prędkości istniejących w naturalnym korycie.

Granice prędkości ma naturalnie tylko wówczas postawić, jeśli w biegu wolnym, rzeka rumowiska nieprowadzi; wówczas znając prędkość potrzebną do uruchomienia cząstek rumowiska, oraz stosunek prędkości na dnie do prędkości średniej, możemy dopuszczalną prędkość obrachować, zakładając jednolitość podłoża. Jest to możliwe tylko w niewielkiej ilości potoków i rzek nizinnych, o bardzo małych spadkach i nieznacznych wezbraniach. We wszystkich innych przypadkach, a więc tam gdzie erozja już istnieje bez zwężenia, można tylko mówić o procentowym zwiększeniu istniejących prędkości. Jaki to ma być procent, pozostawia się do zwykłej projektującemu, jego znajomości rzeki i t. p., jednym słowem, kryterjum mocno indywidualne.

Chcąc cokolwiek ściślej określić granicę, należy bliżej zastanowić się nad mechanizmem ruchu rumowiska. Według przyjętej teorii cząstka rumowiska leżąca na dnie poruszy się, skoro wypadkowa z ciężaru tej cząstki oraz uderzenia strugi wody na jej rzut, nachylną będzie do poziomu pod kątem mniejszym, niż naturalna skarpa danego materiału pod wodą. Jeśli dno jest nachylone, wchodzi w grę różnica względnie suma kątów. To nam jednak nie wyjaśnia zupełnie zjawisk jakie zachodzą przy erozji tworzącej miejscowe silne wgłębienia, gdzie

cząstki poruszają się nieraz prawie pionowo w górę, ten zaś rodzaj erozji w przeciwieństwie do poprzedniego, jest dopiero niebezpieczny dla stałości konstrukcji. Jak długo zwiększanie prędkości zwiększać będzie normalną erozję, możemy się nie obawiać złych skutków, powolne bowiem pogłębienie koryta doprowadzi w końcu do ułożenia się naturalnej równowagi, i wyrównania prędkości.

Rozważmy więc przyczyny jakie powodują te niebezpieczne żłobienia dna. Będą nimi składowe prędkości prostopadłe do głównego kierunku ruchu, a w szczególności skierowane ku górze, składowe, które są istotą ruchu burzliwego. Prędkości te są funkcją zmienności prędkości właściwych, i oceniane były dotąd na $\frac{1}{30}$ do $\frac{1}{20}$ prędkości głównej. Krey usiłował na podstawie studjów nad rozkładem prędkości w pionowych Jasmunda, Bółtego i innych, ująć zależność w formę wzoru, i ustalił wielkość maksymalnej prędkości pionowej:

$$v_{p_{max}} = 0.085 \frac{1}{\sqrt{\rho}} (v \cdot H \cdot \rho)^{0.46}$$

$$\text{gdzie } \rho = \frac{1.2}{10^6 \frac{g}{\gamma} \cdot \mu} \quad (\mu = \text{spółczynnik lepkości})$$

$$\text{dla } 13.2^\circ \text{ C } \rho = 1, \text{ wówczas } v_{p_{max}} = C \cdot H^{3/4} \cdot I^{1/4}$$

W badanych przekrojach dochodzi prędkość pionowa do nieprawdopodobnej wartości 0.28 m/sek; gdy dla utrzymania w wodzie zawieszonych cząstek rumowiska potrzeba:

| | |
|---------------------------|-----------------------------|
| dla $d = 0.2 \text{ m/m}$ | $v_p = 0.036 \text{ m/sek}$ |
| „ $d = 1$ „ | $v_p = 0.12$ „ |
| „ $d = 2$ „ | $v_p = 0.22$ „ |

Okazuje się więc, że działalność erozyjna wody jest nie tylko funkcją prędkości, ale również zmienności w rozkładzie prędkości w pionowych. Jeżeli z tem porównamy wyniki pomiarów choćby w przytoczonych przykładowo przekrojach Wisły, gdzie w pobliżu filarów stale wzrasta zmienność, i gdzie miejscami prędkość na dnie równa się prędkości na powierzchni, będziemy mieli wytłumaczenie niebezpieczeństw, jakie grożą przy zbyt nieostrożnym projektowaniu zwężenia.

Jeżelibyśmy szukali przyczyn, które wpływają na zwiększenie tej zmienności, to już sam związek z lepkością udowodnia, że trzeba tu szukać zależności od stopnia burzliwości ruchu wody. Wiemy, że wzrost prędkości pociąga za sobą wzrost sporów wewnętrznych, które w pewnym punkcie krytycznym, przerastają wzrost energii, i powodują zmianę rodzaju ruchu, w tak zwany burzliwy anormalny, lub podkrytyczny, którego cechą jest właśnie nic innego, jak przewaga ruchów różnokierunkowych, a więc i składowych pionowych.

Wspomniane doświadczenia Rehbocka, wykazują pięciokrotny wzrost piętrzenia przy przejściu w ruch podkrytyczny, a ponieważ piętrzenie nie jest niczem innym jak rezultatem wzrostu oporów, więc przy tym samym stosunku zabudowania, jest to pięciokrotny wzrost oporów wewnętrznych ruchu.

Nie mamy niestety doświadczeń nad wpływem ruchu podkrytycznego na erozję pod mostami, ale przez analogię możemy skorzystać z doświadczeń nad utrzymaniem podłoża poniżej jazów, z których wynika, że zniszczenie energii wody, płynącej zawsze ruchem podkrytycznym poniżej jazu i doprowadzenie do odskoku i ruchu normalnego przed końcem ubezpieczenia, najzupełniej zabezpiecza dno przed erozją.

Dlatego wydaje mi się, że tam, gdzie granicznej prędkości ustalić nie możemy ze względu na istniejącą erozję bez zwężenia, jedynym racjonalnym kryterjum będzie, nie dopuszczenie do utworzenia się nawet częściowego ruchu podkrytycznego, przy przepływie pod mostami.

Oznaczyć tę granicę najpewniej możemy na podstawie doświadczeń, a więc n. p. przy użyciu wzorów Rehbocka ustawionych w wyniku badań laboratoryjnych.

Granice powstania częściowego ruchu burzliwego oznaczył Rehbock zapomocą cytowanego wzoru:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 21 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g}} - 0.13$$

Obliczając „ u ” według wzoru Chezy'ego otrzymujemy:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 1.07 c^2 I} - 0.13$$

Stąd otrzymamy wartość stosunku $\frac{f}{F}$ dla:

| c | $I_{/00}$ | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 3.0 | 5.0 |
|-----|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 30 | | 0.80 | 0.73 | 0.66 | 0.56 | 0.39 | 0.28 | 0.22 | 0.13 | 0.04 |
| 40 | | 0.75 | 0.63 | 0.55 | 0.42 | 0.24 | 0.15 | 0.10 | 0.03 | — |
| 50 | | 0.68 | 0.53 | 0.43 | 0.30 | 0.14 | 0.07 | 0.03 | — | — |
| 60 | | 0.61 | 0.44 | 0.34 | 0.21 | 0.08 | 0.02 | — | — | — |

Dla orientacji podaję, że według Bazina wartość „ c ” wynosi dla:

| | | | | |
|-----------|----|------|---|------|
| $H = 1 m$ | od | 31.6 | — | 37.8 |
| $H = 2 m$ | „ | 38.9 | — | 45.3 |
| $H = 3 m$ | „ | 43.3 | — | 49.7 |
| $H = 4 m$ | „ | 46.4 | — | 52.7 |
| $H = 5 m$ | „ | 48.8 | — | 55.0 |
| $H = 6 m$ | „ | 50.7 | — | 56.8 |

N. p.: Wisła pod Warszawą, mogłaby być na podstawie tego kryterjum zwężoną prawie o $\frac{1}{3}$ pola przekroju. Potwierdzenie tego znajdujemy w świeżo wybudowanym moście w Sandomierzu. Pole przepływu $2.750 m^2$ zwężone zostało zabudowaniem tak, że $146 m^2$ zajmują filary a $670 m^2$ groble, razem około 30%. Przepływ wielkiej wody 23. lipca 1925 r. nie wykazał większych zaburzeń w dnie, a przebieg zw. w. nie wykazał istnienia ruchu podkrytycznego. Dzieląc przekrój na koryto właściwe i inundację, otrzymuje się piętrzenie wzorem Rehbocka 0 012 względnie $0.0013 m$; a więc trudne do skonstruowania pomiarem. Potwierdza to wynik niwelacji. Pod Warszawą piętrzenie obliczone wzorem Rehbocka wynosi $0.013 m$ dość zgodne z pomiarem niwelacyjnym. Natomiast to samo kryterjum w rzece górskiej da bardzo ciasne granice możliwości zabudowy. Na spadku 2% i przy dwumetrowym wezbraniu, 10% zabudowania pola przekroju może spowodować ruch podkrytyczny.

Teoretycznie obliczyć granicę możemy też posługując się wzorem Krey'a. Głębokość bowiem krytyczna, utworzy się przy wyjściu z mostu, a zatem:

$$Q = L \cdot H_{kr} \cdot v_{kr} = B \cdot H \cdot v$$

a gdy: $v_{kr} = \sqrt{H_{kr} \cdot g}$

$$\text{otrzymamy } B - L = B \left(1 - \frac{H}{H_{kr}^{3/2}} \cdot \frac{v}{\sqrt{g}} \right)$$

nie uwzględniając kontrakcji i straty energii przy powrocie do ruchu normalnego. Ponieważ:

$$H_{kr} = 0.48 \sqrt[3]{q^2} \text{ więc } H_{kr}^{3/2} = 0.33 q$$

gdzie q jest odpływem na jednostkę długości przekroju.

N. p.: dla Wisły pod Warszawą w nurcie $q = 16 m^3/sek$ i $m b v = 2.3 m/sek$ $H_{sr} = 7 m$.

Stąd $L = 0.8 B$.

Również orientację dla powyższego kryterjum może stanowić dla nas badanie przebiegu linii energii, której położenie znamy w rzece niezweżonej. Położenie linii energii w rzece pod mostem nie powinno dojść do wartości $1 \frac{1}{2} H_{kr} = 0.72 \sqrt[3]{q^2}$ odpowiednio więc dobrać należy L , licząc się ze stratą spadku na długości filarów liczoną ruchem zmiennym. Obrachowując dla różnych piętrzeń, położenie linii przed mostem szukamy jako granicy takiego położenia, ażeby:

$$H + \frac{v^2}{2g} = I_m l + 1 \frac{1}{2} H_{kr}$$

W przykładzie drugim, gdzie prawdopodobieństwo ruchu podkrytycznego jest bliskie, otrzymujemy jako granice:

$$\begin{aligned} \text{z wzoru Rehbocka } f &= 0.1 F \\ \text{z „ Krey'a } L &= 0.86 B \\ \text{z linii energii } F &= 1.13 F_m \end{aligned}$$

a więc wartości więcej zbliżone.

Tak obliczenia linii energii, jak i granicy wydedukowanej ze wzoru Krey'a, należałoby jeszcze dodać praktyczne współczynniki, dla strat energii, i kontrakcji, których wartości jednak nie znamy.

Proponowanemu kryterjum możnaby zarzucić, że dla rzek o spadzie niewielkim choć silnych wezbraniach, daje zbyt daleko idące granice w możliwości zabudowania. Ale praktycznie rzecz biorąc, przynajmniej w naszych warunkach i w naszym klimacie, w rzekach tego rodzaju, decydującą będzie nie możliwość przepuszczenia pewnej ilości wody, ale taki układ koryta, i mostu, ażeby nie dopuścić do utworzenia się zatoru lodowego, tego głównego wroga stałości konstrukcyj mostowych i budowli rzecznych. Natomiast dotychczasowe doświadczenia wykazują, że stosunkowo nawet silne zwężenia na sam przepływ wody szkodliwego wpływu nie wywierają.

Nie ulega wątpliwości, że ostateczne rozwiązanie tego trudnego problemu wymagać będzie jeszcze wielu badań tak laboratoryjnych, na wzór przeprowadzonych w Karlsruhe, jak i w naturze, i w tym kierunku pożądaną jest współpraca wszystkich praktycznie pracujących inżynierów. W szczególności za konieczne należy uważać możliwie ścisłe badanie przebiegu zwierciadła wody na dłuższej przestrzeni, przy sposobności pomiarów hydrometrycznych wielkich wód skutecznianych z mostów.

Prof. Edwin Hauswald.

Naukowa organizacja systemu Taylora.

(Scientific Management).

(Dokończenie).

15. Inne poglądy na system Taylora.

Odmienny nieco pogląd na system naukowego zarządzania, stosowany obecnie w Ameryce, wypowiada R. Deman (Belgja).

„System Taylora polega na poprawie i normalizacji urządzeń technicznych, na podstawie studjów, dokonywanych przez ekspertów nad całością i częściami zakładów przemysłowych; na wprowadzeniu maszyn i narzędzi, zapewniających najlepszą wydajność i ekonomję, takich zwłaszcza, które wiodą do zaoszczędzeń w dziale pracy ręcznej;

na zastosowaniu takiej dyspozycji budynków i urządzeń, która zmniejsza drogi i koszty transportów przebywanych przez wyroby w czasie ich wytwarzania;

zastosowaniu racjonalnej organizacji w zarządzie pracowni w tym celu, aby unikać skupiania wielu różnorodnych funkcji

w rękę poszczególnych pracowników i zapewnić daleko posuniętą precyzję w rozdziale osobistej odpowiedzialności;

na udoskonaleniu metod rachunkowych kontroli w celu umożliwienia stałego i ścisłego nadzoru nad surowcami i wyrobami w czasie przeróbki oraz zmniejszenia opóźnień i zaburzeń produkcji;

na wprowadzeniu organizacji oddziałów zakupów i sprzedaży według sposobów, zapewniających maximum oszczędności i stałości oraz zaopatrywanie w surowce i inne materiały z usunięciem wszelkich niepotrzebnych strat;

wreszcie na wprowadzeniu metod kierowania ruchem i przepływem produktów przez zakład, które, skracając drogi przebywane przez nie, zapewniają możliwie dokładną koincydencję (spotykanie się) czasów i miejsca dla różnych elementów fabrykacji, jak np. personelu kierującego, robotników, ma-

szyn pomocniczych (obrabiarek), środków montowania, napraw, smarowania, konserwacji i materiałów, będących w przeróbce“.

16. Zgodne spółdziałanie.

W duchu naukowego zarządzania trzeba się nadto starać o uzyskanie zgodnego spółdziałania czyli kooperacji czynników kierujących zakładami i wszystkich zajętych w nich pracowników.

Gdy więc w latach ostatnich fatalne następstwa powojennego rozstroju i popieranego przez władze socjalizmu wywołały nietylko u nas ale także w innych krajach niedający się w takich warunkach powstrzymać upadek dobrobytu, waluty krajowej i nieustanny wzrost drożyzny, próbowano zapobiec dalszemu upadkowi przez wywołanie owego przyjaznego spółdziałania wszystkich czynników produkcji gospodarczej.

Na przykład zarząd kolei belgijskich, widząc wzrastający deficyt, utworzył mieszaną komisję, złożoną ze znawców kolejnictwa, urzędników kolejowych i delegatów związków zawodowych, tak robotników jak urzędników kolejowych, by wspólnie rozpatrywała nasuwające się zagadnienia i podawała swe rady co do podniesienia gospodarstwa kolejowego do normalnej rentowności i użyteczności.

Komisje tego rodzaju odbyły w ciągu jednego roku 1700 zebrań i załatwiły około 9000 spraw na 11470 przedłożonych, przyczem zauważyć było można zainteresowanie się temi sprawami przez ogół pracowników.

Tematy omawiane przez te komisje obejmują następujące działy:

1. Analizę i normowanie zadań roboczych.
2. Ulepszenie urządzeń i narzędzi.
3. Ulepszenie magazynów i dostawy materiałów.
4. Rozdział robót.
5. Koordynację i regulowanie czasów pracy w pracowniach.
6. Oszczędności w zużywaniu materiałów.
7. Podniesienie dobroci roboty.
8. Bezpieczeństwo, ogrzewanie, oświetlenie i przewietrzanie w pracowniach.
9. Staranie o zwiększenie ruchu i transportów kolejowych.
10. Staranie o zaspokojenie potrzeb pracowni.
11. Zwalczenie bezrobocia.

17. Sposoby praktycznego wprowadzenia naukowej organizacji.

Wprowadzenie w praktykę życia przemysłowego reguł i metod uznanych za najlepsze, albo już wypróbowanych w laboratorjach, nie jest rzeczą tak prostą, jak się to nieraz wydaje.

Istniejące już zakłady mają swoją długoletnią tradycję, robotnicy trwają uparcie przy swych poglądach na stosunek do przedsiębiorstwa i przy tradycyjnych, zwykle w młodych latach nabytych sposobach pracowania; związki zawodowe (ang. trade unions, franc. syndicats) mają swą zbiorową politykę, nieprzyjazną kapitałowi i kierownikom zakładów, starająca się utrzymywać wysokie stawki płac taryfowych, przy zachowaniu zwykłej, choć lichej sprawności wytwarzania, dążąc pod wpływem przestarzałych, ale jeszcze popularnych doktryn marksowskiego socjalizmu do osłabienia przedsiębiorców i do możliwie rychłego „wywłaszczenia“ wszystkich zakładów gospodarczych przez klasę robotniczą, albo przynajmniej przez państwa i gminy, w których masy robotników średniego stopnia mogą ciągle stawiać „żądania ekonomiczne“ i klasowe, urządzać strajki i bierne opory, aby temi drogami uzyskać przynajmniej doraźne korzyści.

Reorganizacja tedy istniejących już zakładów napotyka na poważny opór tak przedsiębiorców i urzędników, jak związków robotniczych; łatwiejszą natomiast jest prawidłowa organizacja nowo powstających zakładów.

To też sprawę tę podzielić musimy na dział organizowania nowych zakładów i dział reorganizowania pracowni dawniejszego typu.

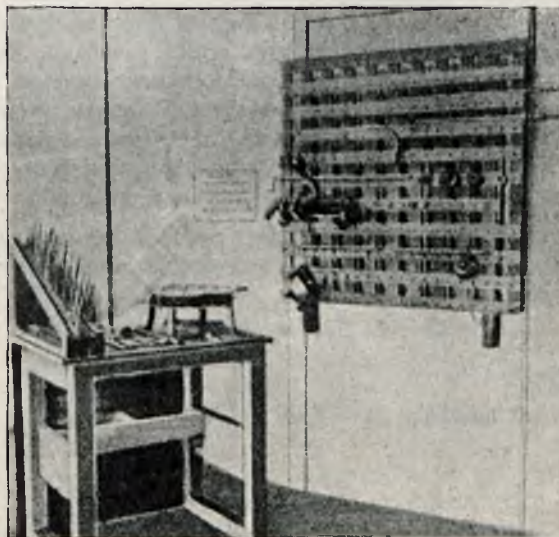
18. Organizacja w nowych zakładach.

W tym przypadku można od razu zastosować wszystkie najlepsze wzory, jakie podaje teoria organizacji, jeżeli się w okresie przygotowawczym, to znaczy jeszcze przed oddaniem zakładu w ruch, pozyska na kilka miesięcy, obok inżyniera, projektującego zabudowania, rozkład i typ urządzeń oraz technologiczne metody wytwarzania, także dobrego, znającego swą rzecz gruntownie organizatora, który w porozumieniu z technologami opracuje potrzebne schematy ustroju zarządu, przepisy i regulaminy, instrukcje dla każdego pracownika, formularze potrzebne do dysponowania, kierowania, rachunkowości i kontroli, tabele i wykresy dla biura zadań roboczych i dla kalkulacji, następnie zaś dobrać sumiennie odpowiednie osoby na poszczególne stanowiska funkcyjne i za pomocą stosownych ćwiczeń praktycznych wdroży je dokładnie w przewidziane planem organizacyjnym i przepisami sposoby działania.

Po uruchomieniu zakładu rozpoczyna się ważna praca poduczania każdego robotnika w prawidłowym używaniu maszyn i narzędzi według gotowych już instrukcyj, rewidowanie jakości i dokładności roboty i kontrola kosztów wytwarzania w chwili ich powstawania, czyli wedle zwrotu używanego w chemji „in statu nascendi“.

Z początku wystąpią tu i ówdzie różne starcia i braki, które trzeba przez wytrwałe obserwowanie i notowanie zawczasu uchwycić i bezzwłocznie tak uregulować, jak tego wymaga dana organizacja i dobro zakładu, wyrażające się głównie w jak największej produktywności.

Potem organizator stara się o utrzymanie w nienagannym stanie wszystkich kółek mechanizmu organizacji i wprowadzenie szeregu drobniejszych ulepszeń.



Ryc. 4.

Szafka i stelaż na przybory.

19. Reorganizacja istniejących zakładów.

W istniejących już zakładach trzeba do przeprowadzenia właściwej reorganizacji pozyskać specjalnego organizatora, którego wraz z pomocnikami przydziela się bezpośrednio do biur dyrekcji.

Robotę wstępną rozpoczyna organizator od szczegółowego zbadania i spisania całej istniejącej organizacji zakładu, względnie pracowni.

Wykonywa się zatem spisy maszyn, obrabiarek, przyrządów pomocniczych i transportowych, zestawienie istniejących już tabel wydajności poszczególnych urządzeń, następnie opis utartych w zakładzie metod przeróbki (obróbki), rozdziału robót, kontroli tempa, jakości i terminów, sposobów wynagradzania, zestawienie obowiązujących regulaminów i wskazówek kierownictwa. Wreszcie wykaz osób i zajęć, jakie im przydzielono, z zaznaczeniem specjalnej wiedzy każdego pracownika,

Cały tak uzyskany zasób obserwacji poddaje się dokładnej analizie i krytyce.

Pomocnik organizatora przeprowadza teraz uzupełniające obserwacje metod, sprawności czasowej i wydajności poszczególnych posterunków produkcji, oddziałów i osób.

Zebrane poprzednio daty co do zużycia czasu na typowe roboty przeciwstawia się normom czasowym, jakie znane są z literatury specjalnej, oraz tym, które organizator posiada z poprzedniej swej praktyki. W razie stwierdzenia zbyt wielkiego zużycia czasu na te operacje wydaje się nowe instrukcje i stawia nowe zadania robocze z odpowiednim wynagrodzeniem robotników. W razie wątpliwości, pomocnik organizatora pokazuje praktycznie, że nowe normy czasowe dadzą się istotnie osiągnąć.

Następnie dokonywa się pomiarów sprawności i wydajności tych maszyn i urządzeń, dla których przedtem nie było jeszcze dokładnych i pewnych dat. W ten sposób otrzymuje się charakterystyki robocze maszyn, zestawione w postaci tabel lub wykresów do użytku biura organizacji robót.

Wykonywa się brakujące jeszcze pomiary czasów roboczych dla czynności fizycznych lub też przy obrabiarkach. Przy tej sposobności bada się też celowość stosowanych dotąd ruchów i operacji i na tej podstawie opracowuje nowe wskazówki i normy postępowania.

Na wniosek organizatora dyrekcja zarządza specjalne konferencje, czyli narady z kierownikami oddziałów, mistrzami, przodownikami i różnymi referentami specjalnych działów. Na tych naradach organizator objaśnia swe spostrzeżenia, plan postępowania, projekty ulepszeń technicznych, reformy organizacji, metod postępowania, nowych przepisów, instrukcji i sposobów kontrolowania przebiegów. Kierownicy oddziałów oraz inni urzędnicy zapoznają się w ten sposób bezpośrednio z planami reform i ulepszeń, poddają je ze swej strony krytyce i dodają swe wnioski co do ich udoskonalenia.

Po zapoznaniu współpracowników zakładu z wynikami dokonanych już obserwacji i pomiarów, oraz z projektowanymi zmianami organizacyjnymi i zużytkowaniu w miarę potrzeby wypowiedzianej przez nich krytyki i pomysłów, opracowuje się nowy plan organizacji zakładu oraz każdego oddziału i wprowadza po aprobachie dyrekcji stopniowo nowy podział czynności (funkcyj).

Nowe schematy organizacyjne, pokazujące rozdział funkcji i odpowiedzialności, wydaje się wszystkim biurom do przestudjowania i wywieszenia.

Organizator wraz z pomocnikami, dobranymi o ile można z grona dotychczasowych urzędników, zarządza wyszukanie potrzebnych jeszcze nowych pracowników funkcyjnych i rozpoczyna teoretyczne i praktyczne przyuczenie wszystkich urzędników i pomocników w metodach ustalonych w danym zakładzie na przyszłość.

Po starannem zbadaniu uzdolnień i doświadczenia z poprzedniej praktyki zawodowej, mianuje się potrzebnych dla pracowni mistrzów albo przodowników funkcyjnych, jako to rewizora do utrzymania maszyn i urządzeń w prawidłowym, normalnym stanie, instruktorów, mających pokazywać robotnikom praktycznie, w jaki sposób należy pracować według nowych instrukcji roboczych, pomocników do transportów w obrębie zakładu, dozorców, zegarowych i t. p.

Teraz można utworzyć centralne biuro organizacji robót (biuro rozdzielcze, albo przygotowawcze), dobierając do niego odpowiedni personal i wdrożyć wszystkich jego referentów do nowego systemu dysponowania i kontrolowania. Tok urzędowania musi być zrazu dokładnie nadzorowany, aby nieporozumienia i błędy zawczasu usunąć.

W tym stanie rzeczy organizator wydał już wszystkie potrzebne opisy, schematy, formularze, kartki i wykazy i zarządził praktyczne ćwiczenia, by ludzi z niemi oswoić. W zakładach mających zawile roboty wprowadza się też w magazynach, pracowniach i biurach nowe skrócone oznaczenia (symbole), złożone zwykle z metodycznie zestawionych liter i liczb.

W związku z utworzeniem biura organizacji robót wprowadza się także dział kontroli kolejności i terminów robót, sprawiając w tym celu centralną szafę rozdzielczą czyli „rozdzielnicę“, służącą do przejrzystego grupowania wszystkich w toku będących zleceń roboczych.

Podobnego rodzaju tablice lub szafy rozdzielcze otrzymują także kierownicy oddziałów.

Sprawia się również potrzebne do udogodnienia i ułatwienia pracy przybory i sprzęty, jak np. krzesła, pulpy, szafki, kartoteki, skrzynki, stelaże na narzędzia i materiały, wózki, dźwigarki, taśmy i wyciągi transportowe, imadła, uchwyty itp.

W razie potrzeby reorganizuje się stosownie narzędziarnię, wyposażając ją w ulepszone narzędzia, wzorce, kalibry i maszyny do poprawiania zużytych narzędzi. Zadaniem narzędziarni jest dostarczanie na czas doskonałych narzędzi dla wszystkich posterunków pracy w zakładzie.

W całym zakładzie wprowadza się doskonałe normy konstrukcji narzędzi i uchwytów. Organizator stara się też o uzgodnienie działalności biur technicznych i kupieckich z BOR.

W biurze organizacji robót tworzy się dział prób, mierzenia ruchów i czasów roboczych, oraz doskonalenia metod technicznych. Kontrolę wydajności i kosztów urządza się wedle podanych już zasad.

Dyrekcja zakładu obejmuje następnie staranie o podtrzymanie nowej organizacji w prawidłowym stanie i troskę o dalsze doskonalenie tak metod technologicznych, jak administracyjnych, w celu utrzymania zakładu na wysokim stopniu wydajności.

20. Zasady racjonalnego kierownictwa.

W obecnych warunkach najlepsze wyniki osiągniemy, stosując w danym przypadku cenne zasady Taylora i jego szkoły, nie trzymając się jednak bezkrytycznie szczegółów.

Największe bowiem korzyści da nam umiejętne i zręczne stosowanie istotnych zasad racjonalnej organizacji i administracji, uwzględniające w każdym przypadku dane warunki techniczne, ekonomiczne i ludzkie.

Do takich zasad postępowania, mających trwałą wartość zaliczam następujące:

1. Gruntowne i szczegółowe studjowanie wszystkich robót i przebiegów. — Zadziwiającem jest tu, jak często wyniki powierzchownego sądu a szczegółowego zbadania i pomiaru bywają sprzeczne.

Dlatego to tak często potępiano system Taylora pod pozorem, że polega na przeciążaniu robotników i poniżaniu ich przez żądanie od nich bezmyślnej i monotonnej pracy. Tymczasem dokładna analiza wykazuje, że przyspieszenie tempa produkcji nie opiera się zupełnie na przeciążeniu robotników, lecz na ulepszeniu praktycznych metod pracowania i ułatwiania roboty; monotonna zaś zajęć nie jest gorszą niż w ulubionych przez cały świat sportach i jak się okazało, daleko mniej ludzi męczy, niż dawny, nieuporządkowany sposób pracowania.

2. Krytyczna analiza ruchów i metod roboczych.

3. Podział zawiłych operacji na elementy ruchowe.

4. Synteza poprzednio rozdzielonych elementów w nowe, racjonalne kombinacje, celem ustalenia najlepszych w danym okresie sposobów pracowania.

5. Ustalenie czasu rzeczywiście koniecznego do wykonania tak unormowanych ruchów, za pomocą dokładnego mierzenia czasów elementarnych i pomocniczych.

6. Stawianie wszystkim pracownikom dokładnie określonych, czyli „normalnych“ z zadań roboczych (pensum).

Sposób ten okazał się bardzo skutecznym, jest zaś od dawna z powodzeniem stosowany w szkolnictwie.

7. Wszechstronne wprowadzenie normalizacji, a więc norm materiałowych, jakości, kształtu i dokładności wyrobów, norm dla narzędzi i maszyn, norm dla szybkości przeróbki czyli jej tempa, norm czasów wykonania i t. d.

8. Usunięcie spostrzeżonych pod 1 i 2 braków, wad oraz różnych strat czasu lub materiału, które mają wpływ na po-

wodzenie produkcji. (Porównaj dzieło: „Marnotrawstwo w przemyśle“).

9. Utrzymanie pracowni i wszystkich jej urządzeń w prawidłowym, czyli normalnym stanie, aby praca odbywała się w normalnych warunkach i nie ulegała hamowaniu przez zaniedbanie napraw.

10. Wprowadzenie systemu i ładu w całym zakładzie. Każdy przedmiot powinien być na swem miejscu i w stanie przydatnym do użytku.

11. Udogodnienia pracy. Wygodne urządzenia, sprzęty i narzędzia zmniejszają wysiłek i straty. Układ ich powinien być taki, aby potrzebne materiały i narzędzia były „pod ręką“ i gotowe do użytku. Ryc. 4 pokazuje szafkę i stelaż do dogodnego rozmieszczenia przyborów dla montera.

12. Do każdej roboty wydawać trzeba dokładne i wyraźne instrukcje robocze na piśmie, w druku albo w obrazach. Do nich trzeba dodać osobiste pouczenie i częsty dozór.

13. Wszystkie zadania robocze muszą być przygotowane i wydawane przez jeden centralny organ, zwany zwykle biurem organizacji robót (biurem produkcji; ang.: planning departent).

14. Celem utrzymania kontroli terminów i kolejności wszystkich robót oraz pełnego zatrudnienia stanowisk roboczych koniecznym jest planowy rozdział robót przy użyciu stosownych urządzeń technicznych w rozdzielni robót, jak n. p. tablic, szafek czyli „rozdzielnic“ i t. p.

15. Podział zawitych obowiązków na poszczególne funkcje specjalne i powierzenie ich odpowiednio do tego uzdolnionym i przygotowanym pracownikom specjalnym (porucznikom), zwanym też przodownikami funkcyjnymi.

16. Zachęta do dzielnej i porządnej roboty według podanych wzorowych instrukcji i pouczeń. Zachęta może być wywierana osobistym przykładem przodowników funkcyjnych oraz przez stosowny system wynagrodzeń.

17. Planowe i szczegółowe dysponowanie robotami na dłuższe okresy naprzód („Przewidywanie“ według Fayola).

18. Stosowanie metody poprzedniego przygotowania wszystkich środków i narzędzi, potrzebnych do szybkiego wykonania zadań roboczych. Utrzymywanie trwałego pogotowia wszystkich urządzeń technicznych.

19. Zaprowadzenie okresowych rewizyj, pomiarów i napraw, celem utrzymania wszystkich urządzeń technicznych w prawidłowym czyli normalnym stanie (amer.: standard conditions). Sposoby tego rodzaju stosuje się już od dawna przy konserwacji taborów kolejowych.

20. Usuwanie błędów przeróbki w zarodku, nie zaś dopiero po ukończeniu obróbki całej serji przedmiotów. Tym sposobem osiąga się oszczędność materiałów, energii mechanicznej i czasu roboczego.

21. Systematyczne uczenie racjonalnych sposobów pracowania.

Jest to wprowadzenie metod szkolnych do pracowni przemysłowych, dające może najlepsze rozwiązanie zagadnienia kształcenia mas ludzkich przez tak zwaną szkołę pracy.

22. Zapisywanie indywidualnej sprawności dziennej każdego pracownika zapewnia dzielnym ludziom sprawliwą ocenę i awanse.

23. Znormalizowanie ruchów roboczych umożli-

wia osiągnięcie największej wytwórczości przy najmniejszym zmęczeniu.

Badania fizjologiczne dowiodły, że ruchy zmechanizowane przez wprawę, dokonywane automatycznie nie obciążają mózgu i nerwów tak, jak ruchy nieznanne, często się zmieniające.

Monotonja zajęć nie okazała się przykrą dla ogółu pracowników, tak fizycznych, jak umysłowych, może dlatego, że przy pracy odbywającej się automatycznie, pracujący może myśleć o czem innym. W ostatnich latach wprowadzono w niektórych fabrykach odczyty albo koncerty, odbywające się w czasie normalnej pracy.

24. Umiejętne stosowanie właściwych dla każdego zajęcia systemów płac i premij. Wynagrodzenie pracowników wymierzać trzeba lojalnie i konsekwentnie, zgodnie z obowiązującymi w zakładzie przepisami i zależnie od uzyskanej przez każdego pracownika wydajności (ang. efficiency; output).

25. Kierownictwo wszystkich spraw personalnych powierza się doświadczonemu i taktownemu urzędnikowi specjalnemu. W Ameryce nazywają referenta spraw osobistych inżynierem społecznym (social engineer), albo też sędzią (judge), ze względu na przydzielone jemu rozsądzanie sporów.

26. Umiejętny dobór wszystkich pracowników przy pomocy nowoczesnych badań psychotechnicznych.

Staranie o rozbudzenie i podtrzymanie ducha lojalnej współpracy (kooperacji) kierownictwa, urzędników i robotników.

27. Zapewnienie bezpieczeństwa ludziom i urządzeniom. Wprowadzenie dogodnych i przestronnych lokali roboczych, dobrego ogrzania i przewietrzania, dobrego oświetlenia i porządku urządzeń sanitarnych.

Nieracjonalnem jest skupianie zakładów przemysłowych w wielkich miastach; korzystnem natomiast ich rozmieszczenie w osobnych osadach czyli kolonjach przemysłowo-rolniczych.

28. Dyrekcja i grono jej współpracowników muszą nieustannie czuwać nad utrzymaniem sprawności prac i wydajności produkcji. Do tego wiedzie osobista kontrola działalności osób, zatrudnionych we wszystkich działach zakładu, oraz system sprawozdań (raportów), zapisków statystycznych i wykresów wydajności, jakie n. p. polecał Gantt.

29. Metody racjonalnej organizacji pracowni rozszerzyć także trzeba na wszystkie biura techniczne, administracyjne i kupieckie. Szczególną uwagę zwracać trzeba na stosunki targowe, wahania cen, popytu i podaży, działalność konkurencji i zapewnienie przedsiębiorstwu możliwie wielkiego i wzrastającego zbytu jego wyrobów.

30. Metodyczne przekazywanie nagromadzonej wiedzy zawodowej przez ustawiczne poduczanie i doskonalenie robotników daje nie tylko poważne korzyści samemu przemysłowi, ale także każdemu pracownikowi, który się przez to nauczy pracować umiejętnie i wydatnie.

Literatura. Taylor: „Zasady naukowej organizacji“ (wyd. Ligi Pracy, Warszawa). Taylor: „Shop management“ (Zarządzanie zakładem wytwórczym), „Marnotrawstwo w przemyśle“. Dzieła: Gantta, Gilbretha, Emersona, Parnhursta, Seuberta, oraz podane już poprzednio.

Prof. Dr. inż. Jan Łopuszański.

Międzynarodowa Konferencja Energetyczna.

Zebranie sekcyjne w Bazylei w r. 1926.

(Dokończenie).

Drugie z rzędu posiedzenie poświęcono rozpatrzeniu referatów Ungera i Wallema (Niemcy), Mundinga i Zachrissona (Szwecja), oraz Cafilischa i Wysslinga (Szwajcarja), o stanie obecnym oraz rozwoju urządzeń maszynowych siłowni wodnych, a w szczególności turbin, generatorów, transformatorów i roz-

dzielnic. Inżynier Payot, składając swe sprawozdanie, zaznacza, iż obecnie ujawniają się przy budowie maszyn siłowni wodnych dwa kierunki, pierwszy budowy grup maszynowych o pionowym, drugi o poziomym wale głównym. Reprezentantami pierwszego są konstruktorowie turbin, mający na względzie przedewszyst-

kiem zwiększenie wydajności turbin, drugiego zaś elektrotechnicy, budowniczo wie generatorów, mający na względzie znowu pewność i bezpieczeństwo ruchu.

Wprawdzie obecnie zwyciężyły zapatrywania i poglądy pierwszych, to jednak mimo wszystko sprawa wyboru układu nie przestała być i nadal aktualną z powodu stałej tendencji wzrostu jednostek maszynowych w siłowniach wodnych i coraz to poważniejszych trudności związanych opanowaniem sił odśrodkowych u wielkich generatorów, szybko się obracających.

Następnie zwrócił referent uwagę na różnice w danych dotyczących wydajności turbin europejskich i amerykańskich, podkreślając, że wydajność tych ostatnich jest stale o kilka procent wyższą. Należałoby, zdaniem referenta, wyjaśnić przyczyny tych różnic, już choćby dlatego, ponieważ pod względem konstrukcyjnym turbiny europejskie nie tylko nie ustępują amerykańskim, ale nawet je pod wieloma względami przewyższają. Sprawa ta budząc duże zainteresowanie u zgromadzonych, wywołała żywą wymianę zdań między konstruktorami starego i nowego świata, dyskutowano jednak przeważnie nad tem, komu powierzyć jej rozstrzygnięcie i, gdy jedni, zgodnie z referentem, uważali, że należy ją skierować do C. E. I. (Commission Electrotechnique Internationale), to drudzy wyrazili przekonanie, że należy ją przekazać specjalnej komisji M. K. E. Ostatecznie zdecydowano się przekazać całą sprawę M. K. Wykonawczemu dla ustalenia jednolitych metod pomiaru wydajności turbin.

Dyskusja okazała jednak, że przyczyny tych różnic szukać należy przede wszystkim w pomiarze spadu. Stwierdzono bowiem zgodnie, że gdy w Ameryce przy obliczeniu wydajności turbin podaje się z reguły spadek *netto* po odciążeniu wysokości, odpowiadającej prędkości wypływu wody w ostatnim przekroju rury ssącej, to europejscy konstruktorowie nigdy spadku faktycznego nie redukują dla pozornego podniesienia wydajności turbin. Tu zatem szukać należy przyczyny, jeśli nie wyłączonej, to w każdym razie głównej, różnic wydajności turbin dwu kontynentów, wybitnych zwłaszcza przy niskich spadach.

Na trzecim i dziewiątym posiedzeniu, poświęconym w dalszym ciągu punktowi A, przedstawił Dr. Strickler wyczerpujące sprawozdanie z referatów dotyczących punktów wspólnych między żeglugą śródlądową a siłami wodnymi. Wybornie opracowany referat podzielił Dr. Strickler na ośm części, omawiając w pierwszej wspólność i przeciwieństwa interesów tych dwu działów budownictwa wodnego ze stanowiska czysto technicznego, w drugiej rentowność sił wodnych instalowanych na drogach wodnych, w trzeciej wpływ stopni na *regime* rzek, w czwartej koszty żeglugi na drogach wodnych użytkowanych równocześnie i przez siłownie wodne, w piątej max. prędkości dopuszczalne na drogach wodnych, a wreszcie w trzech ostatnich częściach budowę statków i maszyn okrętowych, oraz wybór typu motorów dla statków rzecznych i kanałowych, a dalej i rozmaite inne sprawy, poruszone wprawdzie przez referentów, nie łączące się jednak bezpośrednio z właściwym tematem obrad.

Dr. Strickler oświadczył się na podstawie przedstawionych referatów przeciw szkodliwemu z punktu widzenia żeglugi użytkowaniu stanowisk kanalizacyjnych jako zbiorników wyrównawczych, a natomiast za stałą wysokością piętrzenia na jazach kanalizacyjnych. Następnie zwrócił uwagę na kalkulację rentowności siłowni na drogach wodnych, stwierdzając, że rentowność jest tylko wtedy osiągalna, gdy siłownie wodne są urządzeniami wtórnymi, nie obciążonymi ani kosztami budowy, ani utrzymaniem stopni. Mówiąc zaś o kosztach żeglugi na drogach wodnych, służących równocześnie i wyzyskaniu sił wodnych, podnosi referent, że rentowności dróg wodnych nie wolno obecnie kalkulować w sposób czysto kupiecki, natomiast należy uwzględnić wybitny wpływ dróg wodnych na całokształt gospodarki społecznej.

Przy tym punkcie przewodniczący zebrania profesor de Thierry (niemiec) wtrącił równie niespodziewanie jak i niefortunnie uwagę, która wywołała zresztą u zgromadzonych co najmniej duże zdziwienie, że zdaniem jego daty przytoczone w polskim referacie, na których opiera właśnie swe wywody Dr. Strickler, są fałszywe, z powodu nie dość ścisłej, a wskutek tego zbyt niskiej kalkulacji kosztów budowy polskich dróg

wodnych. Po bezzwłocznych, rzeczowych wyjaśnieniach reprezentanta Polski, zmuszony był jednak p. przewodniczący cofnąć swe niefortunne, a niczem nie poparte, gołosłowne zarzuty, które jak domyślić się łatwo, miały na celu przede wszystkim pokrzyżowanie wobec zagranicy naszych planów finansowania dróg wodnych.

Następna sprawa prędkości dopuszczalnych na drogach wodnych wywołała nadspodziewanie żywą wymianę poglądów i zapatrywań między referentem Klinckiem, a szeregiem inżynierów interesujących się tą kwestją. W dyskusji, reprezentanci niemieckiej szkoły oświadczyli się jednomyślnie za górną granicę prędkości 0.7 m/sek, gdy referent Klinck który oblicza ją ze stanowiska rentowności żeglugi, niedopuszcza prędkości wyższych nad 0.34 m/sek w warunkach normalnych, pozwalającą tylko na nieznaczne przekroczenie tej granicy w przypadkach wyjątkowych. Żywa dyskusja jaka wywiązała się nad tą istotnie ciekawą kwestją dla współpracy dróg wodnych z siłowniami wodnymi, mimo przemówień: Legoueza, Klincka, Fontaine'a i de Thierry'ego nie wyjaśniła istoty rzeczy dostatecznie i sprawa ta nie przestaje być nadal polem wdzięcznej pracy dla inżynierów dróg wodnych.

Trzy dalsze posiedzenia konferencji poświęcono punktowi E, t. j. elektryfikacji dróg żelaznych. Rozprawy oparto na wyczerpujących referatach, które przedłożyli: O'Brien, Parodi, Mayehara, Inouye, Ohmura, Franco, Huber, Wechmann, Hruschka, Luithlen, Lorenz, Kurzel, Ofverholm, Murray i wreszcie generalny referent Dr. Huber-Stockar z Zurychu. W dyskusji poruszono przede wszystkim sprawę wyboru systemu elektryfikacyjnego przy czym Wiechert (niemiec) zaznacza, że wszystkie systemy stosowane dotychczas przy elektryfikacji dróg żelaznych, okazały się równie dobre. Z zapatrywaniami temi nie zgadza się jednak już następny mówca Riech, wskazując na koniecznością dyktowane zmiany systemów na elektryfikowanych drogach żelaznych Anglii, Holandji i Francji. Francuz Parodi, oraz Generalny referent podzielając w pełni poglądy Riecha, zaznaczają przede wszystkim konieczność podkreślenia przez uczestników Konferencji celowości elektryfikacji. Stwierdzając po myśli wniosków Dr. Hubera-Stockara celowość elektryfikacji, oświadczyli się zebrani równocześnie także i za jak najszerszą akcją na polu elektryfikacji dróg żelaznych. Następnie porównywano wydajność lokomotyw parowych i elektrycznych, stwierdzając wyższość bezsprzeczną tych ostatnich.

Równocześnie z posiedzeniami, poświęconymi elektryfikacji dróg żelaznych, odbyły się posiedzenia nad zastosowaniem elektryczności w rolnictwie (punkt obrad D). W szeregu referatów, które przedłożyli: Borlase, Mathews, Rung i Faaborg-Anderson, Norberg-Schulz, White, Petri, Pirrung, Eschwege, Mayehara, wskazano przede wszystkim na nowe szerokie pole zastosowania elektryczności w rolnictwie, a następnie debatowano dość długo i szczegółowo nad udostępnieniem rolnikom elektryczności przez odpowiednie taryfowanie prądu, oraz przez urządzenie, umożliwiające doprowadzenie elektryczności z głównych sieci rozdzielczych w małych ilościach, tanim kosztem, do gospodarstw rolnych.

Elektryczności, uzyskanej hydraulicznie i termicznie, poświęcono dwa następne posiedzenia pod przewodnictwem J. Lieba z Nowego Yorku, wiceprezenta Kompanji Edisona i prof. E. Soleri'ego z Medjolanu, prezesa Związku Elektrotechników Włoskich. Referent generalny, Dr. Nizzola, prezydent Tow. Motor-Columbus w Badenie pod Bazyleą, pragnąc przedłużyć czas obrad, który — jak doświadczenie dni ubiegłych okazało — był stale za krótki, rzekł się referatu generalnego wobec ogłoszenia go drukiem.

Za zgodą zgromadzonych zainicjował dyskusję bezzwłocznie przewodniczący Lieb, podając szereg interesujących dat co do warunków i metod współpracy siłowni obu typów w Stanach Zjednoczonych A. P. Przy tej sposobności wywiązała się równocześnie i interesująca debata nad rolą i znaczeniem zbiorników wodnych w siłowniach hydro-elektrycznych, a w szczególności stosowania zbiorników w miejsce szczytowych, termicznych rezerw, które w myśl wywodów: Ludina, Devuna, Qnacka, Guenthera i innych powinno się stosować tylko w wyjątkowych przypadkach.

Na następnym posiedzeniu poruszono wprawdzie jeszcze raz dogodność krycia szczytów silnikami Diessel'a, stwierdzono jednak równocześnie, że koszty prądu elektrycznego uzyskanego i na tej drodze są wyższe jak przy akumulacji wodnej.

Następnie na wniosek prof. Matterna, z Berlina, wyrażono zgodne zapatrywanie, poparte przez wielu mówców, co do możliwości wydawnego obniżenia kosztów wytwórstwa prądu elektrycznego przez stosowanie na szerszą jak dotychczas skalę, racjonalnej akumulacji wodnej, przy pomocy nie tylko zb. szczytowych i dziennych, ale przede wszystkim wielkich, sezonowych.

W szczegółowych obradach poruszono jeszcze wiele innych interesujących problemów, kładąc dużą wagę na konieczność położenia skutecznej tamy dzisiejszej rabunkowej gospodarce w dziale sił wodnych.

Wreszcie na ostatnim fachowym posiedzeniu, które odbyło się pod doświadczeniem przewodnictwem M. Legouez'a, prezydenta Związku Syndykatów Elektrycznych Francji i S. Kloumana, dyrektora Norweskigo Związku Fabryk Aluminium, rozpatrywano sprawy, dotyczące międzynarodowej wymiany energii elektrycznej. Generalny sprawozdawca prof. Landry z Lozanny, składając sprawozdanie, oparte na referatach: Haasa, Genuissieu'a, Niess'a, Kralupa, Kelly'ego i Truempy'ego, podniósł znaczenie wymiany energii dla gospodarki społecznej przez należyte i równomierne wyzyskanie wszystkich źródeł energii.

W środę dnia 8. września zamknięto 10-dniowe obrady Konferencji uroczystym posiedzeniem, na którym prezes tegorocznego zebrań, a zarazem przewodniczący Szwajcarskiego Komitetu Narodowego, p. Tissot, w zwięzłym przemówieniu przedstawił licznie zgromadzonym uczestnikom Konferencji całość przebiegu obrad wraz z szeregiem rezolucji powziętych w poszczególnych sekcjach. Rezolucje te, które dotyczą: 1. miary i sposobu uwzględnienia waporu wody u przegród ciężkich, 2. metod pomiaru wydajności turbin, 3. międzynarodowych norm ustawodawczych dla rozbudowy i racjonalnego wyzyskania sił wodnych, 4. systemów elektryfikacji dróg żelaznych i wreszcie 5. podstaw gospodarczych i ustawodawczych dla międzynarodowej wymiany energii, przekazano za zgodą zgromadzonych M. K. W. do dalszego rozpatrzenia, szczegółowego badania i ostatecznego załatwienia.

W końcu swego znakomitego co do formy, a bogatego pod względem treści przemówienia, podniósł przewodniczący dwojaką wartość prac Konferencji: techniczno-gospodarczą i społeczną.

Prace Konferencji przyczynią się bowiem niewątpliwie i to w dużej mierze z jednej strony do uporządkowania i podniesienia poziomu dotychczasowej bezplanowej, a często wprost i chaotycznej gospodarki energetycznej, z drugiej do zbliżenia narodów przy wspólnej pracy nad problemami mającymi na celu przede wszystkim dobro ludzkości.

Zegnając zaś uczestników Konferencji Bazylejskiej wyraził p. Tissot gorące życzenie, aby ponowne obrady, projektowane na 1930 r. zgromadziły znowu do wspólnej pracy równie liczny zastęp techników i ekonomistów jak dwa dotychczasowe Kongresy: londyński i obecny.

Podczas, i po ukończeniu obrad, odbyły się liczne interesujące wycieczki i zebrania towarzyskie, mające na celu i zapoznanie uczestników ze wspaniałymi dziełami szwajcarskiej sztuki technicznej na polu gospodarki energetycznej, a zarazem i zacieśnienie węzłów towarzyskich między uczestnikami zjazdu.

Z pośród licznych a zawsze udanych wycieczek utkwiły w pamięci uczestników przede wszystkim wycieczki do portu na Renie w Klein-Hueningen, do zakładów hydro-elektrycznych w Augst-Wyhlen i Amsteg, a następnie do wielkich szwajcarskich zakładów przemysłowych jak: Brown & Boveri, Escher & Wyss, Bracia Sulzer i innych, w których przyjmowano zwiedzających z uprzedzającą gościnnością, udzielając zawsze wyczerpujących wyjaśnień i wskazówek. — Szereg zaś zebrań towarzyskich urządzonych przez S. K. N. przyczynił się w niemalym stopniu do stworzenia prawdziwie miłego i serdecznego nastroju wśród uczestników. Wymienić tu wypada przede wszystkim wspaniałą bankiet w dniu otwarcia zjazdu, przyjęcie w Ratuszu przez Radę miasta Bazylei, wieczornicę w Rheinfelden i przemiłe śniadanie w śród gór, na wysokości 2.400 m n. p. m. w Andermatt, którem zakończono interesującą pod każdym względem wycieczką, urządzoną przez Zarząd Związkowych Kolei Szwajcarskich dla okazania prac elektryfikacyjnych nad wspaniałą drogą żel. na St. Gotthardt.

Kończąc to krótkie sprawozdanie, w którym podałem za ledwie szkicowo tok obrad bazylejskich, pragnę jeszcze podnieść nie tylko niezrównaną energję gospodarzy Konferencji, Szwajcarskiego Komitetu Narodowego, ale także i wytworną gościnność, z jaką spotykaliśmy się wszyscy bez wyjątku podczas pobytu na uroczej Ziemi Szwajcarskiej.

Dr. Inż. Tadeusz Niemczynowski.

Opór warstwy węgla.

Zagadnienie, podane w tytule, wypłynęło przy opracowywaniu pewnego problemu z zakresu techniki kotłowej, gdzie okazała się potrzeba ścisłego wyznaczenia spadku ciśnienia na warstwie paliwa na ruszcie. Ponieważ w literaturze niema prawie wzmianek o badaniach z tego zakresu, przeprowadziłem je w laboratorium kalorymetrycznym Politechniki Lwowskiej. Sprawozdanie z pomiarów oddaję do użytku sfer inżynierskich.

Rozważania teoretyczne.

Zakładam następujący wypadek: dana jest warstwa płaska, o stałej wysokości, złożona z ziarn materiału sypkiego. Przez warstwę tą przepływa ośrodek gazowy, termodynamicznie jednorodny, zachowujący się jak gaz idealny w granicach, odpowiadających warunkom fizykalnym z obu stron warstwy.

Przyjmuję następujące oznaczenia:

z = wysokość nad poziom porównawczy w m

h = wysokość warstwy w m/m

δ = średnica ziarna w m/m

v = prędkość ośrodka w dowolnym punkcie warstwy w m/sek

w_1 = prędkość dopływu ośrodka do warstw w m/sek

w_2 = " " wypływu " z " w m/sek

M_1 = ilość przepływ. ośrodka przez $1 m^2$ przekroju całkowitego pod warstwą w m^3/sek

p_1 = ciśnienie abs. ośrodka pod warstwą w $m/m H_2 O$

γ_1 = ciężar właściwy " " " w kg/m^3 ,

μ_1 = gęstość " " " w $\frac{kg \text{ sek}}{m^2}$

t_1 = temperatura " " " w $^{\circ} C$

T_1 = " " " w $^{\circ} \text{kalo.}$

η_1 = lepkość " " " w $\frac{kg \text{ sek}^2}{m^4}$.

Podobne oznaczenia ze znaczkami (2) nad warstwą.

Przekrój pełny F przyjęto $= 1 m^2$, przeto wartość cyfrowa M i w jest taka sama.

Według zasady zachowania energii można dla jednostki ciężaru przepływającego ośrodka ustawić równanie:

$$\frac{w_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma_1} + z_1 = \frac{w_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma_2} + z_2 + e,$$

przyczem e oznacza stratę energii na jednostkę ciężaru przy przepływie przez warstwę.

Dla ilości $M_1 \cdot \gamma_1 \text{ kg}$ strata będzie równa:

$$E = M_1 \gamma_1 \left\{ \frac{w_1^2}{2g} - \frac{w_2^2}{2g} \right\} + M_1 \gamma_1 \left\{ \frac{p_1}{\gamma_1} - \frac{p_2}{\gamma_2} \right\} + M_1 \gamma_1 \frac{h}{1000}.$$

Ponieważ dalej:

$$M_1 = F \cdot w_1 = w_1$$

$$M_2 = M_1 \frac{p_1}{p_2} \cdot \frac{T_2}{T_1}$$

$$\gamma_2 = \gamma_1 \frac{p_2}{p_1} \cdot \frac{T_1}{T_2}$$

przeto otrzymuje się:

$$E = \frac{M_1^3 \gamma_1}{2g} \left\{ \frac{p_1^2}{p_2^2} \cdot \frac{T_2^2}{T_1^2} - 1 \right\} + M_1 p_1 \left\{ 1 - \frac{T_2}{T_1} \right\} + M_1 \gamma_1 \frac{h}{1000}. \quad (1)$$

W wypadku przepływu izotermicznego równanie (1) upraszcza się:

$$E = \frac{M_1^3 \gamma_1}{2g} \left\{ \frac{p_1^2}{p_2^2} - 1 \right\} + M_1 \gamma_1 \frac{h}{1000}.$$

Po podstawieniu $p_1 = p_2 + \Delta p$ i opuszczeniu wielkości drugiego rzędu otrzymuje się:

$$E = \frac{M_1^3 \gamma_1}{g} \frac{\Delta p}{p_2} + M_1 \gamma_1 \frac{h}{1000}.$$

Ponieważ ośrodek stosuje się do równania gazowego, można jego ciężar właściwy γ_1 przedstawić jako funkcję stanu normalnego, temperatury i ciśnienia:

$$\gamma_1 = \gamma_0 \cdot \frac{p_1}{10330} \cdot \frac{273}{T_1}.$$

Równanie na stratę energii zmieni się na:

$$E = A_1 \cdot M_1^3 (p_1 - p_2) \frac{p_1}{p_2} + A_2 \cdot p_1 \cdot M_1. \quad (2)$$

przyczem stałe A_1 i A_2 oznaczają:

$$A_1 = \frac{\gamma_0}{10330} \cdot \frac{273}{T_1} \cdot \frac{1}{9.81} = 0.002692 \cdot \frac{\gamma_0}{T_1}$$

$$A_2 = \frac{\gamma_0}{10330} \cdot \frac{273}{T_1} \cdot \frac{h}{1000} = 0.00002642 \cdot \frac{\gamma_0}{T_1} \cdot h.$$

Jako jeszcze jedno uproszczenie można przyjąć, że stosunek ciśnień $\frac{p_1}{p_2}$ bardzo nieznacznie różni się od jedności w przypadkach praktycznych, gdzie Δp wynosi co najwyżej 100 m/m $H_2 O$, zaś p_1 czy p_2 są bliskie 10 000. Wtedy:

$$E = A_1 M_1^3 (p_1 - p_2) + A_2 p_1 \cdot M_1. \quad (2a)$$

Jak widać z powyższych równań, przy przepływie izotermicznym przez warstwę ciała sypkiego — wypadek, napotykany w praktyce bardzo często — strata energii zależy od gęstości ośrodka, od trzeciej potęgi prędkości dopływu, względnie, skoro się przyjmie, że w warstwie ciała sypkiego stosunek wolnego przekroju do przekroju całkowitego jest wielkością mniej więcej stałą, do trzeciej potęgi prędkości przepływu oraz do spadku ciśnienia.

Wyraz drugi równań (1) i (2), podający przyrost energii potencjalnej, zależy oczywiście tylko od rodzaju warunków statycznych i kinematycznych ośrodka przepływającego, a nie od jakości i właściwości warstwy i jako taki nie może być wliczony do strat energii.

Określenie spadku ciśnienia w danym ośrodku i warstwie na drodze teoretycznej nie da się przeprowadzić. Opór, jaki stawia warstwa ziarn o średnicy „ δ ” jest uwarunkowany całym szeregiem czynników, których wpływ znany jest nam tylko z doświadczeń, robionych w zupełnie odmiennych warunkach i okolicznościach, czynników, których teoria matematyczna dotychczas nie została opracowana.

Stosowanie modeli uproszczonych, jak to robi n. p. Nusselt¹⁾ przy podobnym, jakkolwiek mającym inne cele zagadnieniu, nie prowadzi — mojem zdaniem — do realnych wniosków, przeciwnie, może rozumowanie całe zaciemnić i skierować na fałszywe drogi. Nie należy zapominać, że najważniejszą rzeczą jest traktowanie i uchwycenie przebiegów, zarówno termodynamicznych jak i dynamicznych, w warkocz, który powstaje poza każdą cząsteczką. Warkocz wirowy nie jest zjawiskiem odosobnio-

nem, jak to jest n. p. przy opłomkach kotłów wodnorurkowych¹⁾, przeciwnie, można odważyć się na twierdzenie, że cała przestrzeń wolna warstwy paliwa wypełniona jest wirami i zamiania jej w układ rurek równoległych, nawet o przepływie burzliwym, najważniejszy efekt wirów usuwa zupełnie.

Drogą jedyną, mogącą doprowadzić do wyników prawdziwych, jest droga ta, którą musiała pójść aerodynamika nawet przy modelach bardzo prostych, droga eksperymentu i wzorów empirycznych.

Niemniej jednak trzeba przyznać, że pewną analogię między przepływem burzliwym w rurze, a przepływem w szczelinie warstwy można przeprowadzić, ale w sposób nadzwyczajnie ostrożny, uważając szczelinę jako rurę złożoną z dużej ilości elementów o przekrojach i prędkościach zmiennych w sposób mniej lub więcej nie ciągły, gwałtowny. Jest rzeczą możliwą, że wzory ustawiane dla całej warstwy, dające wartości średnie, będą zbudowane według podobnych praw, jak wzory na przepływ w rurach.

Gdy się rozpatruje ruch strugi gazu pomiędzy kawałkami ciała, które tworzy warstwę, można odrazu stwierdzić, że o ruchu laminarnym, nawet przy małych prędkościach mowy być nie może: silna kańcistość i chropowatość kawałków powoduje, że wytworzona warstewka graniczna jest bardzo niejednolita i niespokojna. Trudno nawet nazwać ją warstewką graniczną, jest to raczej warstewka wirów, powstających na zagłębieniach i nierównościach materiału, dająca zupełnie odmiennie efekty, niż warstewka, powstająca nawet przy przepływie przez zwykłe rury chropowate.

Przy każdej zmianie przekroju poza ostrym kantem kawałka wytwarza się charakterystyczny dla tego ruchu warkocz z wirów, warkocz, którego kształt, gdy się wnioskuje przez analogię z doświadczeniami Prandtl'a, będzie się zmieniał z prędkością dopływu ośrodka, stanem ruchu przed i warunkami przestrzennymi za kawałkiem.

Trudno jest oddzielić straty na wiry od strat tarcia wewnętrzznego gazu, skoro ani przybliżony nawet rozkład prędkości nie jest znany, ani jakość warstewki granicznej nie jest określona. Jest rzeczą prawdopodobną, że warstewka graniczna nie osłania ostrych i wystających kantów i że objawia się tu bezpośredni wpływ tarcia gazu o materiał warstwy, zjawisko, zbliżone swym charakterem do t. zw. oporu powierzchniowego w odróżnieniu od wyżej podanego oporu postaciowego. Liczyć się także trzeba z tem, że pewna część wirów powstaje na drodze mechanicznej, przez uderzenia strugi o kawałki materiału, nagle zmiany przekroju i kierunku przepływu.

Rozważania wyżej podane skłoniły mnie do niezapuszczenia się w wywody teoretyczne o z góry przesądzonej wartości, lecz do zestawienia wyników pomiarów we wzór interpolacyjny, czysto empiryczny, uwzględniający możliwie największą ilość czynników, a mianowicie lepkości (η) i gęstość (μ) ośrodka, średnicę (δ) ziarn, wysokość warstwy (h) i prędkość dopływu do warstwy (w) względnie cyfrowo równoznaczną ilość (M):

$$\Delta p = C \cdot h^{n_1} \cdot \eta^{n_2} \cdot \mu^{n_3} \cdot d^{n_4} \cdot w^{n_5}. \quad (3)$$

Obiór matematycznej formy wzoru jest obojętny. W badaniach moich przyjąłem wzór potęgowy jako najłatwiejszy do matematycznego traktowania i znajdujący powszechne zastosowanie w nauce do wyrażania funkcji doświadczalnych.

Jakkolwiek współczynniki wzoru (3) muszą być określone na drodze eksperymentu, można jednak na podstawie praw przepływu gazów lepkich wnioskować o rzędzie i wielkości n_1 do n_5 .

1. Jest rzeczą wysoce prawdopodobną, że opór warstwy będzie wprost proporcjonalny do jej wysokości „ h ”. Skoro w pewnej wysokości ustali się pewien stan ruchu wirowego, który w ciągu dalszego przepływu na przestrzeni dh wywoła spadek ciśnienia dp , niema żadnego powodu, by ten sam ruch wirowy na dalszej przestrzeni dh wywołał spadek różny od dp . Odchyłki są możliwe tylko w wypadku, gdy warstwa jest tak

¹⁾ Die Verbrennung und Vergasung der Kohle auf dem Rost. Zeitschrift des Vereines d. I. 1916, str. 102.

¹⁾ Wykłady III. kursu inżynierskiego wydz. mech. Politechn. Lwowskiej. Lwów, 1926, str. 75 i nast.

niska, że ustalony ruch wirowy nie mógł się wytworzyć, lub gdy warstwa jest tak wysoka, że nacisk górnych jej części ku dołowi powoduje zmianę stopnia wypełnienia przestrzeni i warunków dla przepływu nad rusztem, a tem samym silniejszy spadek ciśnienia w dolnych partjach niż górnych.

2. Drugim czynnikiem, wpływającym w sposób wybitny na wielkość spadku ciśnienia, jest średnica ziarna „ δ ”. Można co prawda założyć w pewnym przybliżeniu, że sposób układania się warstwy jest niezależny od średnicy ziarna, a to w ten sposób, że ziarna o średnicach δ_1 i δ_2 są do siebie geometrycznie podobne, a tem samym układ warstwy ziarn o średnicy δ_2 jest geometrycznym powiększeniem warstwy ziarn o średnicy δ_1 . Wtedy na jednostkę przekroju pozostaje stały i niezależny od średnicy ziarna wolny przekrój i taka sama średnia prędkość przy stałej ilości przepływającego ośrodka, niemniej jednak ilość ziarn, a tem samym i ilość kanalików wzrasta w stosunku proporcjonalnym do $\frac{1}{\delta^2}$. Pociąga to za sobą w pierwszym rzędzie wzrost powierzchni na jednostkę objętości, na której występuje tarcie ośrodka o materiał i warstewka graniczna silnie burzliwa, w stosunku prop. $\frac{1}{\delta^2}$, ilość ogonów wzrośnie w stosunku ilości ziarn prop. $\frac{1}{\delta^3}$, tarcie wewnętrzne gazu z powodu wzrostu gradienta prędkości w kierunku promienia strugi w stosunku $\frac{1}{\delta}$, a nawet silniej, bo prędkość na osi strugi będzie przy tej samej prędkości średniej większa przy strudze cienkiej, mniejsza przy grubej. Podobnie też ilość uderzeń i zmian kierunku zależęć będzie od ilości ziarn, czyli od $\frac{1}{\delta^3}$.

Strata energii musi być w pewnej mierze proporcjonalna do wyżej podanych czynników, według założenia w stosunku potęgowym do średnicy ziarna, przyczem wykładnik będzie leżał między 1 a 3, zbliżając się raczej do tej ostatniej wartości. Jest też rzeczą prawdopodobną, że wykładnik ten będzie posiadał wartość różną dla różnych ośrodków i różnych materiałów ze względu na zmiany lepkości i tarcia powierzchniowego.

3. Pojęcie prędkości przepływu ośrodka w szczelinach warstwy jest pojęciem w wysokim stopniu nieuchwytnym. Nie mówiąc nawet o tem, że przez v należy rozumieć średnią prędkość przepływu w szczelinie, zauważyć należy, że prędkość ta będzie bardzo różna dla szczelin tej samej warstwy, zależnie od średnicy, chropowatości ścian i t. d. i warunków lokalnych. Dalej, wyprowadzone powyżej podobieństwo geometryczne warstw o rozmaitej średnicy ziarna jest czemś tylko w przybliżeniu prawdziwym. Prawdziwymby było, jeżeliby ziarna warstwy posiadały kształt dokładnie kulisty. Przy kawałkach rzeczywistych, kańciastych stopień wypełnienia przestrzeni przy ziarnie drobnem będzie większy, niż przy ziarnie grubem raz dzięki silniejszemu naciskowi, jaki wywiera jednostka przestrzenna materiału drobnego, następnie dzięki większej zdolności ciał drobnych do wypełnienia miejsca.

W tabeli 1 są zebrane ciężary $1 dm^3$, wypełnionego węglem w ziarnach przesianych przez normalne sita, oraz stosunek wolnej przestrzeni, jako:

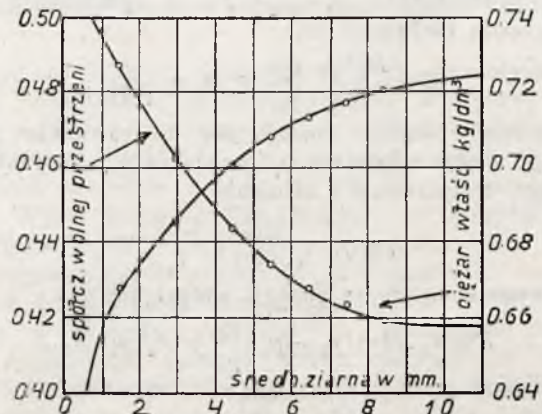
ciężar właściwy węgla — ciężar $1 dm^3$ ziarna
ciężar własc. węgla

Jak widać z powyższego wykresu, wolna przestrzeń wzrasta wraz ze średnicą ziarna od 0 asymptotycznie do jakiejś wartości stałej, leżącej około 0.49, ciężar jednostki objętości warstwy maleje znowu asymptotycznie do cyfry $\infty 0.657 kg/dm^3$.

Tablica I.

Ciężar właściwy węgla = $1.269 kg/dm^3$.

| L. | ϕ ziarna m/m | ciężar $1 dm^3$ | przestrzeń wolna |
|----|-------------------|-----------------|------------------|
| 1 | 8—9 | 0.6592 | 0.4806 |
| 2 | 7—8 | 0.6636 | 0.4772 |
| 3 | 6—7 | 0.6680 | 0.4736 |
| 4 | 5—6 | 0.6744 | 0.4682 |
| 5 | 4—5 | 0.6840 | 0.4606 |
| 6 | 2—4 | 0.7028 | 0.4460 |
| 7 | 1—2 | 0.7276 | 0.4270 |
| 8 | 0 | 1.269 | 0.0000 |



Rys. 1.

Zależność ciężaru właściwego i stosunku wolnej przestrzeni od średnicy ziarna.

Jakkolwiek więc pod warstwę dopływa stale taka sama ilość ośrodka w jednostce czasu, mimo to prędkość w szczelinach warstwy jest różna, zależnie od średnicy ziarna. Przyjąwszy znowu zależność potęgową, można napisać:

$$v_1 = f(w_1, \delta) = w_1^{\varphi(\delta)} \quad (4)$$

Przyjmując zamiast prędkości dopływu pod warstwę w_1 m/sek cyfrowo równoznaczną ilość ośrodka dopływającego w sek przez $1 m^2$ przekroju pod warstwą w m^3 , otrzymuje się zależność:

$$v_1 = M_1^{\varphi(\delta)} \quad (5)$$

Podstawiając równanie (5) w równanie spadku ciśnienia (3) dostaje się dalszą formę tego wyrażenia:

$$\Delta p = C \cdot h^{n_1} \eta^{n_2} \mu^{n_3} \cdot d^{n_4} \cdot M_1^{n_5, \varphi(\delta)} \quad (3a)$$

Wykładnik $n_5 \cdot \varphi(\delta)$ będzie dla średnicy ziarna od 0 do jakichś 11 lub 12 m/m wzrastał, powyżej tej średnicy zmiany będą tak małe, że wykładnik można będzie uważać za stały. O wielkości wykładnika trudno coś powiedzieć, nie znając wyrażenia $\varphi(\delta)$.

Będzie on leżał prawdopodobnie między wykładnikiem prędkości ruchu laminarnego 1, a wykładnikiem ruchu burzliwego 1.75.

4. Ponieważ na wielkość oporu ważny wpływ posiada stała Reynolds'a, a raczej jej odwrotność, można przypuszczać, że opór rósć będzie ze wzrostem lepkości, maleć ze wzrostem gęstości ośrodka.

5. Stała C zawiera w sobie współczynnik tarcia między ośrodkiem a materiałem ziarna, jest więc zależna zarówno od rodzaju gazu, jak materiału. (Dok. nast.).

Wiadomości z literatury technicznej.

Mosty.

— Projektowany most wiszący na North River w Nowym Yorku, którego rozpiętość środkowego przęsła wynosi wedle *Ann. del Lav. Publ.* (1925 r. str. 458) 1036.30 m. Wysokość

wolna dla przepływu statków wynosi 64 m, wysokość pylonów 200 m, wieszary dwa w odstępnie 27.5 m składają się z dwu łańcuchów ze stali o wytrzymałości $8000 kg/cm^2$.

— Obliczenie przyczółków mostowych omawia Dr. W. Zähring w *Časopis českosl. inženýrů* (1926 r. str. 74). Autor uwzględnia tarcie na łożysku zwłaszcza przy mostach betonowych,

które zmniejsza wpływ parcia ziemi. Spółczynnik parcia przyjmuje on przy warstwie pośredniej asfaltu $f = 0.4 - 0.7$. W ten sposób obliczono parę przyczółków na Morawach.

— **Krażyny** przy budowie wiaduktów kolei Leinfelden-Waldenbuch opisuje *Bautechnik* (1926 r. str. 233). Dla sklepień o $l = 15.95$ m użyto łuków kratowych trójprzegubowych drewnianych. Ciągnięte słupki wykonano z żelaza okrągłego, które dla zestawienia wzmocniono dwiema beleczkami 8×16 cm.

— **Most na Murgu** kolei Freudenstadt-Klosterreichenbach opisuje Schächterle w *Bet. u. Eis.* (1926 r. str. 70). Kolej krzyżuje Murg pod kątem 50° . Zwierniadał średniej wody jest w tym miejscu 14 m szerokie. Przy głębokości 5 m i wielkiej chyżości nie można było filarów wstawiać do wody. Trzebaby w takim razie rozpiętości 31.6 m, co wymagałoby mostu żelaznego. Aby zbudować most żelbetowy przyjęto 3 przęsła, średnie ramowe z filarami ukośnymi, aby nie wchodziły w wodę. Rama ma rozpiętość 20.2 m.

— **Koszt budowy mostów drogowych** żelbetowych tak dalece zmniejszył się w Austrii w stosunku do żelaznych, że obecnie nie opłaca się wcale budować mostów żelaznych. W Grazu zbudowano most żelazny droższy o 80.000 sz. tylko dlatego, że fabryki żelazne zagroziły zamknięciem, jeśli roboty nie użyskają. Na wniosek Empergera dozwoliło ministerstwo przy rozpisaniu ofert na mosty żelazne wnieść też oferty na mosty żelbetowe. Przy następnej rozprawie ofertowej dla mostu Vöklabrück ($l = 44$ m) okazało się, że najwyższa oferta na most żelbetowy była jeszcze tańszą od najniższej na most żelazny tak, że w Austrii za koszt dwu mostów żelaznych, można — jak mówi Emperger (*Bet. u. Eis.* 1926 r. str. 106) — mieć trzy mosty żelbetowe.

Dr. M. Thullie.

Statyka budowli.

— **Projektowanie ośmiobocznych słupów** na ciśnienie mimośrodkowe omawia Mörsch w *Bet. u. Eis.* (1926 r. str. 80). Ponieważ trudno ustawić wzory niebardzo skomplikowane, Mörsch podaje dwie tablice wykresline dla $\sigma_b = 40$ kg/cm², zapomocą których można dla danego przekroju wyznaczyć uzbrojenie.

Dr. M. Thullie.

Budownictwo.

— **Doświadczenia z wysokimi filarami murowanymi** opisuje Graf w *Bautechnik* (1926 r. str. 229). Dla ciosów betonowych o zaprawie cementowej 1 : 3 otrzymano wytrzyma. zaprawy 105, filaru 150 kg/cm²; przy obciążeniu 9 kg/cm², odkształcenie całkowite 1 : 155.400, sprężyste 1 : 168.000. Wytrzymałość filarów otrzymano:
$$K_m = \frac{K_k (4 + \frac{1}{10} k_z)}{16 + 3 \frac{h}{b}} + e \text{ kg/cm}^2,$$
 przyczem K_m

oznacza wytrzymałość muru, K_k kamienia, k_z zaprawy, a e stała, zależna od przekroju muru. Jeżeli $F = 25 \times 25$, $e = 20$ kg/cm², jeżeli $F = 52 \times 52$ cm², $e = 5$ a przy większych wymiarach nawet $e < 0$.

— **Doświadczenia z betonem i zaprawą cementową** przy wielkim mrozie opisuje H. Kayser w *Bautechnik* (1926 str. 22). Przy doświadczeniach wytworzono sztucznie zimno do -40° . Dla zaprawy cementowej okazał się silny mróz po 3 dniowem twardnieniu szkodliwy, po 28 dniach zmniejsza się wytrzymałość o 8.5%, przy dodatku 20% Si^o o 30%. Dodatek Si^o powiększa wytrzymałość zaprawy po 28 dniach bez mrozu o 57%, przy mrozie po 3 dniowem twardnieniu o 20%. Jeżeli mróz nastanie po 1 dniowem twardnieniu, to zmniejsza się wytrzymałość po 28 dniach o 60%, po 3 dniowem twardnieniu o 30%, po 7 dniowem o 13%. Przy doświadczeniach z betonem otrzymano także ubytek wytrzymałości wskutek mrozu po 3 dniowem twardnieniu po 28 dniach 30%. Podczas trwania mrozu ustawało twardnienie. Dodatek Si^o wywoływał zmniejszenie wytrzymałości. Jeżeli beton tężał 7 dni bez mrozu, to mróz następnie zmniejszał wprawdzie wytrzymałość, ale po 28 dniach to zmniejszenie było równe 0.

Dr. M. Thullie.

RECENZJE I KRYTYKI.

Budownictwo drzewne (Der Holzbau) nap. Dr. Teodor Gesteschi 421 str. (25 × 17 cm). Springer, Berlin 1926 r.

W ostatnich latach budownictwo drzewne stanęło na nowych podstawach i konkuruje zwycięsko z żelazem nawet w dziedzinach opanowanych wyłącznie przez żelazo. Dlatego dzieło powyższe jest bardzo na czasie zwłaszcza, że autor stanął na wysokości nauki.

Z gruntownością niemiecką omawia autor najprzód drzewo jako materiał, opisuje anatomię drzewa i jego wzrost, właściwości fizyczne drewna, niszczenie i konserwację drewna, wreszcie wytrzymałość drewna i wpływ błędów i wilgoci na wytrzymałość. Omawia on wpływ skrzywienia włókien, sęków, żywicy, wilgoci, przytacza wyniki nowszych doświadczeń co do wytrzymałości prostopadłe i ukośnie do włókien przy ciśnieniu na całą lub część szerokości belki. Autor omawia dokładnie połączenia drzewne także klejem sernym (Käseleim) obecnie w nowych konstrukcjach używanym, rozmaite zaporki żelazne, zetknięcia łubkami żelaznymi, zaporki pierścieniowe rozmaitych ustrojów nowszych. W rozdziale o belkach omawia nowsze konstrukcje belek pełnych Hetzera i kratowych Tuchscherera i Stephana. Dalej omawia autor więzary dachowe, wiaty, trybuny, spichrze, wieże, a wreszcie mosty, uwzględniając przytem nowsze konstrukcje. Kończy rozdział o rusztowaniach. Książkę inżynierom polecam gorąco. Wydanie jest ozdobne, cena tylko za wysoka na nasze czasy.

Zwięzły wykład żelbetu, nap. Karol Marsh (A comise treatise on reinforced concrete by Charles Marsh) str. 225, (21.5 × 13.5 cm) 3 wyd. London, Constable a. comp. 1920.

Autor, który wydał przedtem „Podręcznik żelbetu“, opierając się na tem dziele ogłosił niniejszą książkę, twierdząc, że w praktyce potrzeba zachodzi takiego zwięzłego wykładu. Nie zdaje mi się, by dopiął celu. W praktyce potrzeba podręcznika, któryby ułatwiał obliczenie, podając gotowe wzory i tablice. Tymczasem tu autor wyprowadza ogólne wzory a dla zastosowania odsyła czytelnika do swego poprzedniego dzieła.

Nie będę więc szczegółowo omawiał treści dzieła, wspomnę tylko, że autor wyciąga z doświadczeń Talbota wnioski, że wytrzymałość betonu na ścinanie wynosi 67—72% wytrzymałości na ciśnienie, co jak nam się wydaje, jest znacznie za wiele. Omawiając słupy uzwojone próbuje autor wyznaczyć potrzebną grubość drutów owijających. Szerokość współdziałającą płyty przyjmuje autor $\frac{1}{3} l$ lub $\frac{3}{4} a$, a dla płyt kwadratowych $\frac{l}{2}$ (?). Przy końcu podaje też zasadnicze ustroje słupów i belek żelbetowych, przyczem nie używa prętów odgiętych. Książka nie stoi na wysokości obecnej wiedzy.

Teorja żelaznych mostów łukowych i wiszących. Ustrój mostów wiszących nap. Dr. J. Melan IV. wyd. (18.5 × 28 cm) str. 335. Lipsk. Engelmann 1925.

Jest to tom VI. (1 i 2 rozdział) części II dzieła: *Handbuch der Ingenieurwissenschaften*. W części teoretycznej widzimy niektóre poprawki i zmiany. I tak podaje teraz autor wyznaczenie wykresline ugięcia wieszaru z belką stężającą. Teorję łuków wyprowadza autor z ogólnego wypadku pierścienia zamkniętego i omawia bliżej teorję wieszarów ze zniesionem ciągnięciem. Drugi rozdział o ustroju mostów wiszących przerobił autor zupełnie, rozszerzył i dostosował do obecnego stanu nauki. Zwłaszcza szeroko traktuje on o belce stężającej.

Nazwisko Melana jako autora uwalnia mnie od potrzeby polecenia dzieła.

Dr. M. Thullie.

BIBLIOGRAFJA.

Książki nadesłane. Dr. T. M. Gołogórski: *Rachunek wyrównawczy*. Podręcznik dla doświadczałników i przyrodników. Nakł. księgarni św. Wojciecha. Poznań-Warszawa 1927.

Czasopisma.

„Życie Techniczne“ Nr. 8 przynosi; Inż. C. Ła-checki — Francuskie samoloty metalowe; Inż. A. Chmielowiec

Łańcuszkowanie i jej zastosowanie; J. Rogowski — W Zamościu, — oraz bogatą kronikę z życia Kół i Związków na Politechnice.

„Lot Polski“ Nr. 12. zawiera szereg informacji dotyczących działalności L. O. P. P., w związku z odbytem niedawno Walnem Zgromadzeniem. Zeszyt wypełnia szereg artykułów doborowej treści ilustrowanych ciekawymi zdjęciami.

Dzieła i czasopisma, kupione na własność Biblioteki Politechniki Lwowskiej w pierwszym kwartale 1926 roku. (Ciąg dalszy). — 48. Bazali M. Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Eisenbeton-Konstruktionen. II. Aufl. Berlin, 1925. St. VIII, 320. — 49. Deutsch S. Der Wasserbau. II. Aufl. Leipzig, 1926. I. Bd. — 50. Mahr G. Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebs. Berlin, 1926. St. 66. — 51. Meyer T. Die Wasserkraft. München, 1926. St. 126. — 52. Rabovsky H. Holzdaubenrohre. Berlin, 1926. St. 68. Tf. 1.

53. Geckeler J. Über die Festigkeit Achsensymmetrischer Schalen. Berlin, 1926. St. 52. — 54. Płodowski Z. O budowie płatowców. Warszawa, 1925. Str. 131. Fig. 377. — 55. Przędziecki R. Varsovie. Varsovie, 1924. p. 388. Tb. 32. — 56. Strausfogel I. Warsztaty kolejowe i praktyka warsztatowa. Warszawa, 1925. Str. X. 379. — 57. Hunter A. Bridge and Structural Engineer's Handbook. London, 1920. p. VIII. 308. — 58. Marsch Ch. A Concise Treatise on Reinforced Concrete. 3 Ed. London, 1920. p. VIII. 225. — 59. Bird H. The Practical Design of Plate Girder Bridges. London, 1920. p. VIII. 180. — 60. Kleinogel A. Einflüsse auf Beton. Berlin, 1925. St. VII. 452. — 61. Hempelmann G. Tierpsychologie vom Standpunkte des Biologen. Leipzig, 1926. St. VIII. 676. — 62. Gessner A. Mehrfach gelagerte, abgesetzte und gekröpfte Kurbelwellen. Berlin, 1926. St. 95. — 63. Lohse U. Amerikas Giessereiwesen. Berlin, 1926. St. 59. (C. d. n.).

SPRAWY TOWARZYSTWA.

Z sali odczytowej. Kongres prasy technicznej w Rzymie. Redaktor „Inżyniera Kolejowego“ inż. A. Pawłowski był jednym z dwóch delegatów sekcji polskiej na Kongres Międzynarodowej Federacji Prasy Technicznej w Rzymie. Sekcję utworzono w Warszawie w sierpniu r. b. i udział w niej wzięło 10 najwybitniejszych pism technicznych polskich, w tej liczbie „Czasopismo Techniczne“.

Na posiedzeniu Tow. Politechnicznego dnia 24. listopada inż. Pawłowski wygłosił sprawozdanie z przebiegu Kongresu z którego czerpiemy tę wzmiankę, zatrzymując się na sprawach najbardziej nas obchodzących.

O pożytku jaki polskie pisma techniczne i technicy polscy mogą osiągnąć z udziału w Federacji i w Kongresach nie będziemy tu mówić obszerniej. Obecni na odczycie członkowie Tow. Politechnicznego przychylni się jednogłośnie do tezy, że udział jest niezbędny z punktu widzenia zawodowego i gospodarczego, a także i politycznego.

Na Kongres Rzymski były przesłane wnioski Federacji Inżynierów Słowiańskich założonej w maju roku bież. w Warszawie: 1. aby do prezydium Federacji Międzynarodowej Prasy Techn. był zaproszony jeden ze Słowian i 2. aby jeden z języków słowiańskich został przyjęty jako urzędowy Federacji i Kongresu.

Drugi z tych wniosków urzędowo tylko został uwzględniony; mianowicie w Rocznikach Federacji będą podawane słowniki z języków urzędowych zachodnich na ten słowiański, który przez Federację Inżynierów Słowiańskich będzie na dany okres czasu wskazany. Pierwszy wniosek nie był dyskutowany przede wszystkim dla tego, że sekcja polska nie załatwiła wpłaty swojego udziału do komitetu Federacji i nie ma formalnych praw członkowskich, a powtóre dla tego, że należy zaproponować kandydatów do komitetu Federacji z pomiędzy Słowian. Delegaci nasi na rzymskim Kongresie inżynierowie Pawłowski i Mikulski nie mieli od nikogo mandatu na zrobienie propozycji określonej kandydatury i dla tego żadnego konkretnego wniosku nie postawili.

Kongres uchwalił na rok przyszły (1927 r.) obrać miejsce następnego swojego posiedzenia w Berlinie i na prezesa Federacji w 1927 r. powołał prezesa Syndykatu niemieckiego prasy technicznej p. Greiffenhagen z Berlina. Polscy delegaci rzucili myśl zwołania do Warszawy Kongresu w 1928 r.

Jest pożądanem, żeby technicy polscy poparli sekcję, Federację i Kongres. Przedewszystkiem niezbędne jest liczne uczestnictwo w sekcji polskiej naszych czasopism. Czesi mają 200 czasopism techn., Niemcy 1.800, Stany Zjednoczone 1.200, Francja 160 i t. d. Jeżeli czasopisma techniczne polskie przystąpią do sekcji i obecna liczba jej członków potroi się (do 30) to będziemy mogli wystąpić poważniej w Federacji i na Kon-

gresach. Obok Polaków na obu dotychczasowych Kongresach uczestniczył przedstawiciel Czech.

Koszt uczestnictwa jest nieznaczny. Może należałoby zwrócić się o poparcie tej sprawy do naszego Ministerstwa Spraw Zagranicznych, który ma Wydział prasowy, zostający pod umiejętnym i sprawnym kierownictwem b. Ministra Dr. T. Grabowskiego.

Posiedzenie Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 13. X. 1926 r. Przewodniczy prezes kol. Rybicki. Obecni kol.: Blum, Bratro, Bronarski, Broniewski, Dutczyński, Gajczak, Huber, Kozłowski, Roniewicz, Sądel i Zipser. Odczytano i przyjęto protokół z ostatniego posiedzenia. Na członków przyjęto balotem: inż. Szymona Freudentala i inż. Gerarda Ungera.

Kol. Bratro referuje uwagi komisji do ustawy automobilowej, które po dyskusji przyjęte zostały do wiadomości. Na wniosek prezesa Rybickiego postanowiono udzielić sali Towarzystwa na 4 odczyty Lidze Obrony Powietrznej i Przeciwważowej po własnych kosztach.

Kol. Bronarski przedkłada sprawozdanie kasowe za lipiec i sierpień, które przyjęte do wiadomości. Uchwalono wpłacić 100 zł. jako udział „Czasopisma Technicznego“ w wysyłce delegatów na Międzynarodowy Zjazd Prasy Technicznej w Rzymie. Po dyskusji wybrano komisję dla opinjowania kandydatów na członków w skład której weszli Kol.: Blum, Krzyczkowski i Sądel.

Prezes Rybicki zdaje sprawę ze Zjazdu Zrzeszeń technicznych w Bydgoszczy, zawiadamiając, że tematem przyszłego Zjazdu, który ma się odbyć na wiosnę 1927 r. we Lwowie będzie gospodarne pracowanie. Kol. Bratro stawia wniosek na rozszerzenie programu w kierunku standaryzacji kapitału, czyli t. zw. specjalizacji banku.

W dalszym ciągu prezes Rybicki referuje sprawę jednolitego Towarzystwa Technicznego, którą to sprawę postanowiono szczegółowo rozpatrzyć na jednym z przyszłych posiedzeń.

W końcu prezes Rybicki zawiadamia, że w Związku Zrzeszeń Technicznych zaszła potrzeba zmiany statutu w tym kierunku, że dopuszczonemi do Związku Zrzeszeń mogą być Towarzystwa mające swą siedzibę za granicą Państwa.

Na tem porządek obrad wyczerpano i posiedzenie zamknięto.

Posad poszukują.

Inżynier budownictwa lądowego i komunikacji z 19-letnią praktyką zawodową w dziedzinie budowy kolei, dróg i zabudowań miejskich w instytucjach państwowych, samorządowych i prywatnych, kapitan W. P. w rezerwie, władający językiem polskim, niemieckim i ruskim poszukuje odpowiedniej posady. Informacji udzieli Sekretarjat Tow. Polit. ul. Zimorowicza l. 9, w godz. 17—19.