

M. T. HUBER

Drgania nawierzchni kolejowej.

I.

Obszerny materiał doświadczalny badań o wysokim stopniu dokładności wykonanych w latach ostatnich przez prof. A. Wasiutyńskiego nad odkształceniami nawierzchni pod obciążeniem przez przejeżdżające pociągi, pozwoli niewątpliwie posunąć naprzód kwestję najlepszej technicznej teorii nawierzchni, jakoteż rzucić światło na zagadnienia jeszcze bardziej złożone, choć również nader ważne. Do nich należy kwestja drgań nawierzchni wzbudzonych ruchem pociągu. W pracy niniejszej pragnę rozstrząsnąć tylko jeden rozdział tej kwestji i spróbuję obliczyć z wystarczającym przybliżeniem okres giętnych drgań własnych nawierzchni w płaszczyźnie pionowej.

Przyjawszy schemat prostego toru poziomego o nieograniczonej długości, oznaczmy przez

q — ciężar jednostki długości nawierzchni (t. j. szyn z podkładami i częściami łączącymi),

B — sztywność zginania równa w przybliżeniu dostatecznym sztywności obu szyn przy zgięciu w płaszczyźnie pionowej.

Zastąpmy teraz nawierzchnię modelem belki sprężystej o tych samych wartościach ciężaru jednostkowego i sztywności, przylegającej do sprężystego podłoża tak, że nacisk wywartny przez belkę na podłoże, odniesiony do jednostki jej długości, t. j. p (kg/cm) da się w przybliżeniu określić równaniem

$$p = ky$$

Tutaj jest y odpowiedniemu ugięciem, a k sprowadzonym „spółczynnikiem“ podłoża uważanym za stały. Obrawszy dodatni kierunek osi Y ku dołowi, napiszemy równanie różniczkowe bardzo małego wygięcia belki w znanej postaci

$$B \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -M$$

przyczem M oznacza moment zgięcia belki. Dwukrotne różniczkowanie daje

$$B \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = \bar{p}$$

jeżeli \bar{p} oznacza wypadkową obciążeń pionowych odniesionych do jednostki długości p składa się z oporu bezwładności (siły d'Alembert'a)

$$-\frac{q}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

i nacisku podłoża $-ky$. (Wpływ bezwładności rotacyjnej elementów belki komplikujący bardzo zadanie pomijamy jako bardzo mały; tak samo oczywiście wpływ sił poprzecznych na ugięcie).

Otrzymujemy więc równanie różniczkowe własnych drgań giętnych nawierzchni z pominięciem oporów tłumiących drgania w postaci:

$$1) \quad B \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{q}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + ky = 0$$

Nie trudno zauważyć, że najprostszą formą ruchu, jaka może czynić zadość temu równaniu jest

$$2) \quad y = y_0 \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{2\lambda} \right)$$

jeżeli T jest okresem drgania, a λ długością półfali sinusoidy, według której zgina się os belki. Po wstawieniu bowiem tego wyrażenia za y w lewą stronę rów. (1) znajdujemy:

$$\left[B \left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^4 - \frac{q}{g} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 + k \right] y_0 \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{2\lambda} \right)$$

To wyrażenie staje się równem zeru dla wszelkich wartości t i x , gdy λ i T spełniają warunek:

$$3) \quad B \left(\frac{\pi}{\lambda} \right)^4 - 4 \left(\frac{\pi}{T} \right) \frac{q}{g} + k = 0$$

Stąd

$$4) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{q}{g} \cdot \frac{1}{k + \frac{g^2}{\lambda^4}}}$$

A zatem okres drgań T rośnie wraz z długością fali 2λ zdążając przy $\lambda \rightarrow \infty$ do wartości

$$5) \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{q}{gk}}$$

Otrzymane wzory wymagają sprawdzenia doświadczalnego, zwłaszcza że przy ich wprowadzeniu pominięliśmy opór bezwładności współdrzających cząstek podłoża. Wpływ ten możnaby uwzględnić w przybliżeniu przez zwiększenie q o ciężar sprowadzony cząstek podłoża, wobec czego można się spodziewać, że rzeczywisty okres drgania będzie dłuższy od obliczonego z wzoru (5). Wzór ten daje np. dla dość ciężkiego typu nawierzchni kolei normalnotorowych

$$T = 0,012 \text{ sek do } 0,018 \text{ sek}$$

Okresy wynikające z pomiarów prof. Wasiutyńskiego są wprawdzie nieco dłuższe, ale rzędu setnych części sekundy, co potwierdza nasze rozumowanie. Liczbowe wartości T obliczono z danych następujących:

Moment bezwładności szyny względem osi poziomej $J = 1600 \text{ cm}^4$.

Sztywność zginania obu szyn

$$B=2EJ=2.2,1.10^6 \cdot 1600=0,672.10^{10} \text{ kg cm}^2$$

Przy $\lambda=200, 500, 1000 \text{ cm}$ wypada

$$\frac{\pi^4 B}{\lambda^4} = 410, 10, 0,65 \text{ kg/cm}^2$$

Z tego widać, że dla długości półfal $\lambda > 5 \text{ m}$ staje się okres T praktycznie niezależny od λ i da się obliczyć wzorem (5).

Podkłady o długości 270 cm , szerokości spodniej 26 cm mają powierzchnię przenoszącą nacisk $\sim 7000 \text{ cm}^2$. Przyjąwszy, że są ułożone w odstępie $a=80 \text{ cm}$ znajdujemy $7000:80=87,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$

t. j. 1 cm bieżący belki zastępczej przenosi nacisk na $87,5 \text{ cm}^2$. Mnożąc tę wielkość przez współczynnik (znamię) podłoża C (o wymiarze kg/cm^3) otrzymujemy wartość k . Przy $C=3$ do 5 wypada

$$k=260 \text{ do } 440 \text{ kg/cm}^2$$

Ciężar własny obu szyn $=0,9 \text{ kg/cm}$

" " podkładu odniesiony do 1 cm długości toru $=$ od $\frac{55 \text{ kg}}{80 \text{ cm}}$ do $\frac{90}{80}$, czyli $0,7$ do $1,1 \text{ kg/cm}$

Razem więc ciężar nawierzchni $q=1,6$ do 2 kg/cm .

Nakoniec $g=981 \text{ cm/sek}^2$.

Wstawiwszy teraz powyższe wartości we wzór (5) znajdujemy dla $q=1,6$ i $k=440$, $T=0,012$, zaś dla $q=2$ i $k=260$, $T=0,018 \text{ sek}$.

II.

Dowiedziemy teraz, że energia całkowita nawierzchni drgającej z amplitudą y_0 jest tem mniejsza, im większa jest długość półfali λ . Ta energia bowiem odniesiona do jednostki długości, składa się

1. z energii kinetycznej belki zastępczej

$$\frac{1}{2} \frac{q}{g} \left(\frac{\partial y}{\partial t} \right)^2$$

2. z energii kinetycznej podłoża, którą uwzględnić możemy tylko w przybliżeniu zwiększając q

3. z energii potencjalnej zgięcia belki $\frac{1}{2} B \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right)^2$

4. z energii potencjalnej podłoża $\frac{1}{2} k y^2$

Wstawiwszy wartości z równania (2) i uwzględnivszy warunek (3) znajdujemy wyrażenie dla energii całkowitej U w postaci

$$6) \dots \dots U = \frac{1}{2} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{q}{g} y_0^2$$

a więc niezależnej od fazy drgania. Po wstawieniu za T wartości (4) otrzymamy wyrażenie

$$6a) \dots \dots U = \frac{y_0^2}{2} \left(k + \frac{\pi^4 B}{\lambda^4} \right)$$

które istotnie dla rosnących λ maleje, a przy dość wielkich wartościach λ sprowadza się praktycznie do

$$7) \dots \dots U = \frac{k y_0^2}{2}$$

Z tego wynika, że drgania własne będą z reguły długofalowe. Zauważyć trzeba, że mnogość wartości λ o mocy continuum otrzymaliśmy dlatego, ponieważ przyjęliśmy belkę zastępczą nieograniczoną w obu kierunkach. Przyjąwszy skończoną długość l belki znaleźlibyśmy przy każdych danych warunkach ustalenia końców również nieskończoną liczbę wartości λ , ale mnogość tych wartości odpowiada mnogości liczb naturalnych¹⁾.

III.

W technicznej teorii nawierzchni przyjmuje się jak wiadomo, że tak współczynnik (znamię) podłoża C , jak i sprowadzony współczynnik k mają charakter stałych wartości stosunku nacisku w pewnym miejscu do obciążenia w temże miejscu. Takie przyjęcie jest jednakże tylko grubym przybliżeniem, wystarczającym wprawdzie, aby ustawić wzory do obliczenia wytrzymałościowego nawierzchni z dokładnością w praktyce zadowalniającą, ale ze stanowiska naukowego błędnem. Łatwo to zrozumieć, zważywszy że obciążenie P działające na punkt sprężystego podłoża wywołuje nie tylko ugięcie pod punktem A , ale także ugięcie pod każdym innym punktem A_r w odległości r od A , chociaż to ugięcie zmniejszać się musi ze wzrostem r . Rozwiązanie Boussinesq'a pozwala nawet obliczyć ugięcie y w punkcie A_r z wielką dokładnością jeżeli r jest dość wielkie w porównaniu do wymiarów linjowych pola, na które przenosi się obciążenie P , w punkcie A . Odpowiedni wzór ma postać

$$8) \dots \dots y = \frac{1-\mu^2}{E} \frac{P}{\pi r}$$

Tutaj oznacza μ liczbę Poisson'a. Wyobraźmy sobie teraz powierzchnię podłoża, obciążoną w kilku punktach $A, A_1, A_2 \dots$ siłami $P, P_1, P_2 \dots$ o tej samej wielkości P przenoszącymi się na pola stosunkowo małe wobec wzajemnej odległości punktów. Wtedy ugięcie y pod siłą P będzie sumą z ugięcia αP (ze stałą wartością α) jakiegoby zaszło gdyby nie było sił P_1, P_2, P_3 i ugięć

$$\frac{1-\mu^2}{E} \frac{P_1}{\pi r_1}, \frac{1-\mu^2}{E} \frac{P_2}{\pi r_2}, \dots$$

wywołanych siłami $P_1, P_2 \dots$ położonymi w odległościach $r_1, r_2 \dots$ od siły P , czyli

$$y_1 = P \left[\alpha + \frac{1-\mu^2}{\pi E} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \dots \right) \right]$$

Pisząc to równanie w postaci

$$P = K y$$

widzimy, że

$$K = \frac{1}{\alpha + \frac{1-\mu^2}{\pi E} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{1}{r_i}}$$

że zatem nie jest stałym współczynnikiem, ale zależy od odległości wszystkich innych obciążeń

¹⁾ Por. np. § 4 w monografii autora: „Zagadnienia drgań w budowie maszyn“ Przegl. Techn. 1932; także w osobnej odbitce.

od miejsca obciążonego A . Spółczynnik K maleje, gdy liczba miejsc obciążonych wzrasta, a przyjmuje największą wartość gdy innych obciążeń niema.

Nic więc dziwnego, że np. z pomiarów ugięcia pod jednym obciążonym podkładem otrzymujemy większą wartość współczynnika niż z pomiarów przy obciążeniu odcinka nawierzchni spoczywającego na kilku lub kilkunastu podkładach. Wartość a jest znaną w przypadku, gdy obciążenie przenosi się za pośrednictwem bardzo sztywnego walca o średnicy b . Wtedy zagłębienie się tego walca w podłoże sprężyste (w dół nieograniczone) określa wzór wyprowadzony z teorii sprężystości

$$9) \dots y = \frac{1-\mu^2}{E} \cdot \frac{P}{b}$$

a zatem

$$a = \frac{1-\mu^2}{Eb}$$

zaś

$$\frac{1}{K} = \frac{1-\mu^2}{Eb} + \frac{1-\mu^2}{\pi E} \sum_i \frac{1}{r_i} = \frac{1-\mu^2}{Eb} \left[1 + \frac{b}{\pi} \sum_i \frac{1}{r_i} \right]$$

w przypadku układu obciążeń równych, których odległości od rozpatrywanego są odpowiednio r_1, r_2, \dots . Spółczynnik K da się przeto w naszym przypadku przedstawić w formie

$$10) \dots K = \frac{K_0}{1 + \frac{b}{\pi} \sum_i \frac{1}{r_i}}$$

przyczem

$$K_0 = \frac{Eb}{1-\mu^2}$$

Weźmy teraz pod uwagę odcinek nawierzchni na $(2n+1)$ podkładach, obciążony tak, że na każdy podkład przypada siła $2P$. Niechaj $2F$ oznacza pole nacisku jednego podkładu, s osiowy odstęp szyn, a także odstęp podkładów. Wykonując na razie rachunek orientacyjny, możemy zastąpić każdy podkład dwoma „tłokami“ okrągłymi o średnicy $b = \sqrt{\frac{4F}{\pi}}$ w odstępie s . A za-

tem przy nacisku P na jeden tłok (pół podkładu) izolowany określi ugięcie wzór

$$11) \dots y = \frac{1-\mu^2}{E} \sqrt{\frac{\pi}{4F}} P$$

Odpowiedni współczynnik

$$K_0 = \frac{2E\sqrt{F}}{(1-\mu^2)\sqrt{\pi}}$$

Obliczenie sumy w mianowniku wzoru (10) daje dla podkładu środkowego:

$$\begin{aligned} \sum_i \frac{1}{r_i} &= 2 \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{2a} + \frac{1}{3a} + \dots + \frac{1}{na} \right) + \frac{1}{s} + 2 \left(\frac{1}{\sqrt{a^2 + \varrho^2}} + \right. \\ &+ \frac{1}{\sqrt{(2a)^2 + \varrho^2}} + \dots + \left. \frac{1}{\sqrt{(na)^2 + \varrho^2}} \right) = \frac{2}{a} \sum_{\varrho=1}^n \frac{1}{\varrho} + \frac{1}{s} + \\ &+ \frac{2}{s} \sum_{\varrho=1}^n \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\varrho a}{s}\right)^2}} \end{aligned}$$

Po wstawieniu tej wartości we wzór (10) i zastąpieniu b przez $\sqrt{\frac{4F}{\pi}}$ otrzymamy:

$$12) K = \frac{K_0}{1 + \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{4F}{\pi}} \left[\frac{1}{s} + \frac{2}{s} \sum_{\varrho=1}^n \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\varrho a}{s}\right)^2}} + \frac{2}{a} \sum_{\varrho=1}^n \frac{1}{\varrho} \right]}$$

Przy danych liczbowych z art. I. jest:

$$F = 135.26 = 3510 \text{ cm}^2$$

$$a = 80 \text{ cm}, s = 150 \text{ cm}, \frac{a}{s} = 0,5333$$

$$\lg \left(\frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{4F}{\pi}} \right) = 1,3280, \text{ Num} \lg = 21,28$$

$$\left(\frac{a}{s} \right)^2 = 0,2845$$

dla ϱ	=	1	2	3	4	5
---------------	---	---	---	---	---	---

$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\varrho a}{s}\right)^2}}$	=	0,8822	0,6839	0,5299	0,4244	0,3512
---	---	--------	--------	--------	--------	--------

$\frac{1}{\varrho}$	=	1	0,5	0,3333	0,25	0,2
---------------------	---	---	-----	--------	------	-----

Nakoniec

$$K = \frac{K_0}{3,171}$$

przy 11 obciążonych podkładach. Natomiast

$$K = \frac{K_0}{1,142}$$

przy obciążeniu tylko jednego podkładu, a więc prawie trzykrotna wartość.

Temu obliczeniu można poczynić pewne zarzuty następujące:

(1) Zastosowane rozwiązanie teorii sprężystości opiera się na założeniu nieskończonej głębokości podłoża jednorodnego. Tymczasem rzeczywiste podłoże nawierzchni kolejowej składa się z warstw o różnych własnościach mechanicznych.

(2) W znacznej głębokości jest materiał podłoża tak zgęszczony i usztywniony wskutek nacisku warstw nad nim leżących, że należałoby przyjąć w rachunku raczej niezmienną płaszczynę leżącą w tej głębokości bez względu na rozmieszczenie obciążeń na górze.

(3) Niekiedy pod dość grubą warstwą górną podłoża zachowującą się sprężysto znajduje się w głębi warstwa wodonośna tak przepojona wodą, że zachowuje się plastycznie, prawie płynnie.

Wszystko to prawda, ale też z góry nie czytaliśmy na wielką dokładność naszego rachunku w zastosowaniu do rozważanego zadania konkretnego. Uwzględnienie zaś warunku wypływającego z zarzutu (2) utrudnia ogromnie rozwiązanie teoretyczne. Ale nawet gdyby się to powiodło, to główny wynik, że wartość K zmniejsza się w miarę zwiększenia liczby miejsc obciążonych, pozostanie niewątpliwie w mocy. Zmniejszenie K nie będzie jednak tak silne, jakby to wynikało z wzorów wyprowadzonych.

IV.

Ponieważ okresy drgań własnych nawierzchni według pomiarów prof. Wasiutyńskiego (zakomunikowanych mi łaskawie przez Autora przed ogłoszeniem wyników badań) były często także i dłuższe od obliczonych powyżej, przeto nasuwa się przypuszczenie, że oprócz rozpatrywanych powyżej drgań giętnych nawierzchni traktowanej jako jednolita belka na podłożu sprężystym, mogą zachodzić jeszcze drgania innego rodzaju, przejawiające mniejszy zasób energii. Najprawdopodobniej nie mogą przytem wchodzić w rachubę drgania giętne w płaszczyźnie poziomej, gdyż sztywność zginania w tej płaszczyźnie bywa zwykle znacznie większa od sztywności w płaszczyźnie pionowej, pozostaje więc rozważyć możliwość drgań skrętnych. Ich własności łatwo w naszym przypadku ująć bez złożonych wywodów teoretycznych, przyjmując oczywistą możliwość drgania giętnego jednego toku (szyny) według wzoru

$$y = y_0 \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{2\lambda} \right)$$

a drugiego według

$$y = -y_0 \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{2\lambda} \right)$$

Założywszy nadto dość wielkie wartości λ , widzimy, że podkłady odbywają przytem z wielkiem przybliżeniem drobne ruchy wahadłowe około osi podłużnej toru, tak jak ciała sztywne, a każda z szyn zgina się w płaszczyźnie pionowej. Towarzyszące tym odkształceniom skręcenia szyn i podkładów można pominąć przy wielkich wartościach λ , (które podobnie jak poprzednio dają największe T). Nawierzchnia dzieli się niejako wzdłuż na dwie połowy, z których każda drga według równania różniczkowego (1), ale z innymi wartościami parametrów B , q i k . Zamiast B wystąpi teraz $B/2$, zamiast q suma z ciężaru jednostkowego szyny q_s i sprowadzonego ciężaru jednostkowego połówek podkładów q_p ; wreszcie zamiast k sprowadzona wartość tego współczynnika, którą oznaczymy przez \bar{k} . Ponieważ rozkład ciśnień pod połową podkładu przedstawia się teraz wykresem trójkątnym, zamiast poprzedniego prostokątnego, przeto należy wstawić $\frac{1}{2} \frac{k}{2}$ zamiast \bar{k} . Podobnie wypadnie zastąpić q_p widocznie przez $\frac{1}{6} q_p$. A zatem dla okresu drgań drugiego rodzaju otrzymamy wzór

$$\bar{T} = 2\pi \sqrt{\frac{q_s + \frac{1}{6} q_p}{\frac{1}{4} g \bar{k}}} = 2\pi \sqrt{\frac{4 q_s + \frac{2}{3} q_p}{g \bar{k}}}$$

Przy wartościach liczbowych z przykładu w art. I, t. j.

$$4 q_s = 1,8 \text{ kg/cm}, \quad \frac{2}{3} q_p = 0,5 \text{ do } 0,7 \text{ kg/cm}, \\ k = 260 \text{ do } 440 \text{ kg/cm}^2$$

znajdujemy jako granicę wyższą okresu tych drgań:

$$\bar{T} = 2\pi \sqrt{\frac{2,5}{981 \cdot 260}} = 0,020 \text{ sek}$$

Ta wartość przewyższa znaną dla drgań giętnych zaledwie o 11% a więc jeszcze nie dosięga wartości mierzonych doświadczalnie. Niezgodność tę można objaśnić na trzy sposoby. Najpierw wstawieniem we wzór zbyt wielkiej wartości k , jako wyprowadzonej z doświadczeń statycznych przy obciążeniu niewielkiej długości toru. W art. III uzasadnione zmniejszenie wartości k z wzrostem długości obciążonej nawierzchni; nadto jest wielce prawdopodobnem, że k jest jeszcze mniejsze w warunkach dynamicznych. Powtórnie nie uwzględniono w obliczeniu teoretycznym, że nawierzchnia drga razem z częścią podłoża, gdyż to trudno ująć w rachunek. Nakoniec mogą siły podłużne ściskające szyny zwiększyć znacznie okres drgań poprzecznych, jak wiadomo z teorii drgań prętów sprężystych. Siły te powstać muszą wskutek działania kół pędowych parowozu, a nadto zachodzą przy temperaturze wyższej od tej przy której tor ułożono.

Znając okres drgań własnych nawierzchni możemy zdać sobie sprawę, z niebezpieczeństwa powstania silnych drgań wymuszonych przez przejeżdżający pociąg czyli z warunków rezonansu. Siły zachodzące wskutek uderzeń na stykach mają oczywiście okres zbyt długi, ażeby go brać w rachubę. Drgania przenoszone przez pojazdy wskutek ich resorowania mają też przeważnie okresy przewyższające bardzo okres drgań swobodnych toru. Trzeci rodzaj sił okresowo zmiennych, jak się zdaje najważniejszy, pochodzi od zmiany nacisku kół pędowych przy każdym obrocie. Inne koła mogą również powodować takie zmiany, ale tylko wtedy gdy spowodu zużycia przestały być dokładnie okrągłe. Przy prędkości v ruchu pociągu jest okres zmiany nacisku koła o średnicy D równy:

$$\frac{D\pi}{v}$$

Wartość prędkości jazdy, przy której zachodziłoby niebezpieczeństwo rezonansu znajdziemy więc z równania

$$T = \frac{D\pi}{v}, \text{ czyli } v_{kr} = \frac{D\pi}{T}$$

albo gdy wstawimy D w cm a T w sek , a chcemy otrzymać v_{kr} w $kg/godz.$:

$$v_{kr} = 0,113 \frac{D}{T}$$

Np. przy $D=70 \text{ cm}$ i $T=0,02 \text{ sek}$ wypada

$$v_{kr} = 395 \frac{km}{godz}$$

Współczesne prędkości jazdy po torach kolejowych są jeszcze przeszło 3-krotnie mniejsze od wartości krytycznej i dlatego w badaniach doświadczalnych stwierdzono tylko drgania o bardzo małych amplitudach.

Prof. MAKSYMILJAN MATAKIEWICZ

Materiał ruchomy w potokach i rzekach i badanie jego ruchu.

Ciąg dalszy.

5. Ilość poruszanego materiału.

Ilość tę podaje się albo ciężarowo, albo objętościowo³⁰⁾ i rozróżnia się przytem ruch (transport ilościowy materiału, rumowiska) (niem. Geschiebetrieb) i fracht tegoż materiału (niem. Geschiebefracht). Pierwsza nazwa oznacza ilość materiału, jaka przez dany profil przechodzi w jednej sekundzie, natomiast druga, ilość materiału, jaka przez profil przechodzi w pewnym określonym przeciągu czasu, np. w ciągu pewnego okresu, roku, lub szeregu lat. Ponieważ stany wody są zmienne, zmienia się z nimi i siła poruszająca, a zatem i ilość transportowanego materiału. Pierwszą z tych ilości oznaczać będziemy w dalszym ciągu literą g , drugą literą G .

Znajomość ilości materiału, jaki rzeka transportuje, byłaby dla projektów hydrotechnicznych niezmiernie ważną, chodzi bowiem o to, aby dawać takie rozmiary i kształty projektowanym przy regulacji łożyskom, aby bez wylewu i uszkodzenia brzegów odprowadzały nie tylko wodę, ale i rumowisko rzeczne. Dotychczas nie mamy jeszcze w sposób zadowalniający rozwiązanej sprawy, „normalnego profilu“ regulacji, a założeniem powinno być, aby profil ten bez osadzenia i bez erozji, odprowadzał materiał ruchomy doprowadzany z góry. Istnieje zatem bardzo pilna potrzeba prowadzenia badań nad kwestją ruchu materiału w łożyskach, tak w przyrodzie, jak i w laboratorjach budowli wodnych, na modelach łożysk. Badania te są w toku, jednak wyniki ich nie są jeszcze na tyle dojrzałe, aby mogły dać pozytywne i pewne wyniki i aby można było przenieść je do naszych zadań praktycznych w przyrodzie. Często badacze sami zastrzegają się, że rezultaty ich badań odnoszą się wyłącznie do łożysk próbnych, czyli modeli łożysk naturalnych w zmniejszonej podziałce. Wyniki dotychczasowych badań mogą służyć co najwyżej do ogólowej oceny.

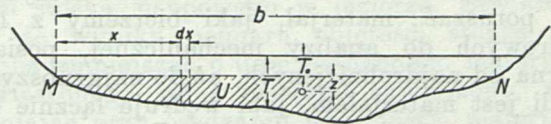
Już Dubuat w r. 1786³¹⁾ powiedział, że tarcie wody płynącej na dno zależy od iloczynu z ciężaru poruszającej się warstwy wody, spadku jednostkowego zwierciadła i powierzchni dna. Du Boys³²⁾ nazwał to tarcie „siłą poruszającą“ („force d'entrainement“) i przedstawił wyrażenie na wielkość tej siły na $1 m^2$, podane poprzednio, $S=1000 T J kg/m^2$. Ten sam autor, rozpatrując związek między siłą poruszającą wody a oporem dna, podał wyrażenie:

$$g = \psi S (S - S_0)$$

które przedstawia związek między sekundową

ilością materiału wleczonego (rumowiska) $g^{33)}$, jaka przechodzi na $1 m$ szerokości łożyska, siłą poruszającą $S^{34)}$, siłą poruszającą graniczną S_0 i znamieniem materiału ruchomego ψ .

Kreuter³⁵⁾ rachuje całą ilość rumowiska, przepływającą przez profil, następująco (ryc. 5):



Ryc. 5.

$$G = \int_0^b g dx = \psi \int_0^b S (S - S_0) dx, \text{ ponieważ zaś}$$

$$S = 1000 TI, \text{ a } S_0 = 1000 T_0 I, \text{ zatem}$$

$$G = (1000 I)^2 \psi \int_0^b (T - T_0) T dx.$$

Całkować zatem trzeba tu tylko część profilu (kreskowaną) poniżej linii $M-N$.

Kładąc w powyższym równaniu

$$\int_0^b (T - T_0) T dx = \sigma, \text{ otrzymuje się:}$$

$$G = (1000 I)^2 \psi \sigma.$$

Wielkość σ można oznaczyć na podstawie formuły:

$$\sigma = U (T_0 + 2z),$$

w której U oznacza powierzchnię kreskowaną, leżącą poniżej T_0 (ryc. 5), zaś z odległość środka ciężkości tej powierzchni od linii $M-N$.

Przykład³⁶⁾. Rienz pod Vintl w Puster-tal. $I=0,0036$, $Q_{max} 450 m^3/sek$. S_0 otrzymał Kreuter $3,65 kg/m^2$ (po przyjęciu, zresztą dowolnem, pewnego stanu, przy którym jeszcze niema ruchu rumowiska), σ oznaczono na $263,8 m^3$, ψ przyjęto na $0,00009$.

$$G = 3,6^2 \cdot 0,00009 \cdot 263,8 = 0,31 m^3/sek.$$

Stosunek ilości rumowiska do ilości wody:

$$\frac{G}{Q_{max}} = 0,31 : 450 \cong 1 : 1500.$$

Powyższe obliczenie napotyka na dwie trudności, a mianowicie trudność oznaczenia stanu, przy którym ruch materiału się rozpoczyna,

³³⁾ Jeżeli, jak zazwyczaj, g oznacza objętość materiału luźnie usypanego, to jest to miara objętościowa (jak drzewo opałowe). Jeżeli jednak g ma być podane ciężarowo, to ψ trzeba pomnożyć przez ciężar właściwy jednostki objętości luźnie usypanej ($1 dm^3$ około $1,5 kg$), a nie przez ciężar właściwy litego materiału.

³⁴⁾ przy danym stanie.

³⁵⁾ Flussbau 1910; Handbuch der Ing.-Wissensch.

³⁶⁾ Weyrauch-Strobel: „Hydraulisches Rechnen“; Stuttgart 1930.

³⁰⁾ Objętościowo, jako luźnie usypany materiał, lub też ubity.

³¹⁾ „Principes hydrauliques“.

³²⁾ Annales des ponts et chaussées, 1879 (5).

a zatem i głębokości T_0 i niepewność oznaczenia współczynnika ψ . Otóż co się tyczy stanu, to z poprzedniego wiemy, że w regule materiał rzeczny jest mieszany i ruch drobniejszych ziarn rumowiska rozpoczyna się bardzo wcześnie. Można by jednak rachować przeciętną grubością ziarn rumowiska, którą obliczy się na podstawie analizy mechanicznej i oznaczyć przeciętne pionowe krzywe prędkości w profilu dla różnych stanów w sposób powyżej podany, a według prędkości przydennych, przez nie wskazanych, określić stan, przy którym ziarno o przeciętnej średnicy wprawiane bywa w ruch. Tu jednak powstaje nowa trudność: przy coraz to wyższych stanach coraz to większe ziarna zaczynają się poruszać; materiał, jaki bierzemy z ław żwirowych do analizy mechanicznej, posiada ziarna od najdrobniejszych, aż do najgrubszych, czyli jest materiałem, jaki wędruje łącznie dopiero przy stanie najwyższym. Z tego powodu, opierając się nawet na przeciętnej grubości materiału, trzeba by dla niej przyjąć szereg stopni grubości (np. 1 m/m—5 m/m średnio 0,3 cm, 1 m/m—11 m/m średnio 0,6 cm, 1 m/m—19 m/m średnio 1 cm, 1 m/m—39 m/m średnio 2 cm, 1 m/m—59 m/m średnio 3 cm, 1 m/m—79 m/m średnio 4 cm, 1 m/m—99 m/m średnio 5 cm), dla tych średnic przyjąć pewne prędkości poruszania, a następnie wyznaczyć stany, dla których obliczone pionowe krzywe prędkości posiadają takie prędkości przydenne. Można by także postąpić inaczej, a mianowicie dla każdej sorty materiału, objętego analizą mechaniczną, wyznaczyć prędkość poruszania i stan, przy którym prędkość taka, jako prędkość dennej³⁷⁾, jest osiągnięta.

Jeżeli np. weźmiemy pod uwagę pionową krzywą prędkości w Mościcach na Dunajcu, przedstawioną na ryc. 2. i przyjętą (z obserwacji) największą średnicę, odpowiadającą najwyższemu stanowi (abs. max.) i największej średniej głębokości $T_{max} = 7,50$ m, tj. 10 cm, to prędkość dennej, odpowiadająca tej średnicy

$$v_{0,05} = 2,36 \text{ m.}$$

Jeżeli przyjmiemy, według powyżej podanej zasady, że prędkości graniczne mają się do siebie jak drugie pierwiastki ze średnic, otrzymamy:

$v : v_{0,05} = \sqrt{d \text{ cm}} : \sqrt{10 \text{ cm}}$; zatem prędkość graniczna:

$$v_{gr} = \frac{2,36 \sqrt{d}}{\sqrt{10}};$$

z równania tego otrzymujemy prędkości graniczne dla:

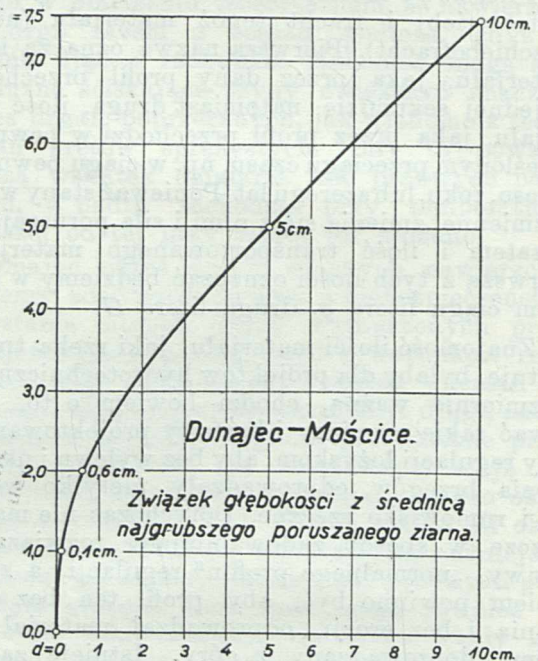
$d = 0,1 \ 0,5 \ 1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 7,5 \ 10 \text{ cm}$
 $v = 0,236 \ 0,53 \ 0,75 \ 1,05 \ 1,20 \ 1,43 \ 1,67 \ 2,07 \ 2,36 \text{ m}$

Oznaczmy teraz równania pionowych krzywych prędkości w tym profilu ($I=0,000927$), dla głębokości $T_1=1$ m; $T_2=2$ m i $T_3=5$ m, a następnie przez próby grubość materiału odpowiadającą prędkości dennej³⁷⁾. Otrzymujemy według metody autora następujące wartości:

³⁷⁾ rozumiana np. jako prędkość w wysokości nad dnem równej połowie grubości ziarna.

1. dla $T=1$ m, $I=0,927$, $v_s=1,061$, $v=1,3 y^{0,225}$,
 „ $y=0,001$ m, $v=0,225$ m, $d=1$ m/m,
2. dla $T=2$ m, $I=0,927$, $v_s=1,724$, $v=1,8 y^{0,202}$,
 „ $y=0,003$ m, $v=0,560$ m, $d=6$ m/m,
3. dla $T=5$ m, $I=0,927$, $v_s=3,126$, $v=2,85 y^{0,140}$,
 „ $y=0,025$ m, $v=1,710$ m, $d=50$ m/m,
4. dla $T=7,5$ m (z obserwacji) $d=100$ m/m.

Na ryc. 6. przedstawiono otrzymane wartości i połączono je linią ciągłą, przedstawiającą krzywą związku T i d .



Ryc. 6.

Co do współczynnika ψ , to nie został on dotychczas w sposób pewny oznaczony. Ma on zależeć tylko od rodzaju rumowiska, niewiadomo jednak, czy przy różnych stanach się nie zmienia, zwłaszcza, że jak to przedstawiliśmy poprzednio, w miarę wzrostu stanu wody zaczyna się poruszać coraz to grubsze rumowisko. Kreuter przyjął początkowo ψ w granicach między 0,000165 a 0,000265 — jednak wartości te okazały się później zbyt duże. Zakwestjonowali je Krapf, wybitny znawca réżimu rzek górskich i kierownik regulacji Renu powyżej ujścia do jeziora Bodeńskiego, oraz Kurzmann. Z uwagi na ważność spostrzeżeń obu tych autorów przedstawimy je tu obszerniej.

Krapf³⁸⁾ zajmuje się całością ruchu materiału ruchomego Renu w partii położonej powyżej ujścia do jeziora Bodeńskiego³⁹⁾, a mianowicie dąży do oznaczenia ilości tak materiału unoszonego (szlamu), jak i materiału wleczonego (rumowiska). Na podstawie długoletnich pomiarów ilości materiałów unoszonych (szlamu) (1893—1912) podaje następujące spostrzeżenia co do Renu, oraz tabelkę ilości szlamu dla szeregu rzek.

³⁸⁾ „Die Schwemmstoffführung des Rheins und anderer Gewässer“. Oesterr. Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst 1919, H. 48—50, str. 568.

³⁹⁾ Dorzecze 6368 km².

a) Dla Renu: 1. Roczna ilość szlamu na 1 km^2 dorzecza wynosiła w przecięciu 20-u lat 708 t, lub 545 m^3 .

2. Na 1 m^3 wody przypadło w przecięciu 20-u lat 635 gr. Największa ilość szlamu była 7/X 1911, mianowicie $52,1 \text{ kg}/1 \text{ m}^3$ wody.

3. Ilość szlamu jest większa przy wznoszącym się, jak przy opadającym stanie wody.

4. Ilość szlamu zależy nietylko od ilości wody płynącej w rzece, ile od natężenia (intensywności) opadu.

b) Tabela ilości materiału unoszonego (szlamu). (Wartości przeciętne).

Rzeka	Roczna ilość wody milionów m^3	Ilość szlamu			największa ilość na 1 m^3 wody
		rocznie ton	przeciętnie na 1 m^3 wody w kg	przeciętnie na 1 km^2 ton	
Ren przy ujściu do jeziora Bodeńskiego	6840	4,471.000	0,654	709	52,1
Drance	574	914.680	1,592	1364	33,0
Rodan	6053	3,420.000	0,565	656	1,9 i 2,5
Arve	2377	664.000	0,279	336	3,1
Garonna	24858	5,692.000	0,229	110	4,1
Moza	5540	238.000	0,043	15	0,42
Mississippi	—	—	{ 0,053 0,690	—	{ 1,65 1,75
Dunaj	185.332	60,442.000	0,327	—	—

Co się tyczy ilości rumowiska, to dla Renu przy ujściu do jeziora Bodeńskiego (dorzecze 6368 km^2 , $I=0,0005$) otrzymuje na podstawie pomiarów⁴⁰⁾ przeciętną roczną ilość z dłuższego okresu lat 142.392 m^3 na 1 km^2 dorzecza 23 "

Stosując wzór Du Boys otrzymuje $\psi=0,0000591$ ⁴¹⁾, a zatem znacznie niższe od wartości podanych przez Kreutera. Stwierdza przytem, że wartość $\psi=0,000228$, otrzymana przez Kreutera dla Tiroler Ache, przy ujściu do jeziora Chiemsee, jest za duża, a prawdopodobnie powstała stąd, że Kreuter oznaczył fracht materiału na podstawie przyrostu w pewnym okresie lat stożka, jaki się w tem miejscu tworzy. Stożek taki jednak posiada zwykle wielokrotnie większą objętość, jak zawarte w nim rumowisko, gdyż zawiera również wiele szlamu. Tak np. stożek usypowy, jaki się tworzy przy ujściu Renu do jeziora Bodeńskiego, przyrósł w okresie 1905—1911 o przeszło pięć razy większą objętość, jak wynosił w tym czasie fracht rumowiska, gdyż osadziła się w nim również i przeważna ilość szlamu.

Co się tyczy innych rzek, podaje następujące szczegóły: Frutz (dopływ Renu, dorzecze 110 km^2 , spad $6-11\text{‰}$); średni roczny fracht rumowiska 12.300 m^3 , a średnia na 1 km 112 m^3 .

Bregenzer Ache (dorzecze 830 km^2); średni roczny fracht 56.000 m^3 , czyli na 1 km^2 67 m^3 (w tem około $\frac{1}{4}$ szlamu).

Rodan (według Collet'a⁴²⁾; $I=0,00105$, dorzecze 2258 km^2 (pomiar trwał 18 godzin, w którym to czasie przeszło 2000 m^3 rumowiska).

⁴⁰⁾ Krapf stwierdza, że ruch rumowiska odbywa się tylko w normalnym łozysku Renu, $84,6 \text{ m}$ szerokości. W obszarach przyległych (Vorland) ruchu nie ma.

⁴¹⁾ Jest to zatem wartość przeciętna (stała), wyznaczona z długiego okresu.

Fracht roczny rumowiska obliczono na 214.000 m^3 , czyli 95 m^3 na 1 km^2 dorzecza, a ψ dla wzoru Du Boys obliczono na $0,000239$. Krapf wątpi w tę liczbę, powołując się na de Salis'a, który twierdzi, że Ren toczy więcej materiału jak Rodan.

Arve i Verdon. Według Collet'a wynosi ilość rumowiska dla Arve $55 \text{ m}^3/1 \text{ km}^2$, dla Verdon $25 \text{ m}^3/1 \text{ km}^2$ dorzecza⁴²⁾.

Kurzmann⁴³⁾ czynił spostrzeżenia na Tiroler Ache, w pobliżu ujścia do jeziora Chiemsee, gdzie dorzecze jej wynosi $1010,9 \text{ km}^2$. Mierzył on ilość rumowiska i ilość materiału unoszonego, a prócz tego także przybywanie objętości stożka usypowego w jeziorze. Stwierdza on, że wynik pomiaru objętości stożka nie trzeba zmniejszać o ilość osadzonego materiału zawieszonoego, gdyż materiał zawieszony, wypełniając przy osadzaniu tylko pory materiału grubszego (wleczonoego) nie wpływa na objętość stożka. Do odjęcia byłaby ewentualnie tylko dolna część stożka, jeżeli jest złożona z namułu. Wprawdzie przy opadaniu stanu wody osadza się na stożku warstwa namułu, jednak zmywa ją zazwyczaj następujące wezbranie.

Pomiary na Tiroler Ache wykazały w trzech okresach obserwacyjnych roczny przepływ rumowiska $72.390-83.250 \text{ m}^3$, czyli przeciętnie na rok z całego dorzecza 78.900 m^3 , lub na 1 km^2 dorzecza 78 m^3 . Pomiar ilości materiału unoszonego (oznaczonej według próbek osuszonych) dał 100.000 m^3 na rok. Osuszone próbki miały jednak ciężar właściwy $3 \text{ gr}/\text{cm}^3$, gdy jednak według Collet'a osadzony wilgotny szlam ma ciężar właściwy $1,5 \text{ gr}/\text{cm}^3$, należałoby przyjąć, że powyższa ilość materiału unoszonego dałaby w stanie wilgotnym (w jeziorze, lub na brzegu) 200.000 m^3 .

Autor wyraża wątpliwość co do wartości formuły Du Boys, dla której według powyższych wyników pomiarów oznacza ψ na $0,000153$. Formuły $S=\gamma TI$ również nie uważa za wyrażenie, któreby mogło stanowić podstawę do obliczenia ilości rumowiska. Wyrażenia tego jednak nie odrzuca, twierdząc zgodnie z Engelsem, że będzie ono dalej potrzebne w praktyce do oceny warunków równowagi dna. Cytuje również empiryczny wzór Wilhelma na ilość rumowiska:

$$G_{\text{roczne}} = 523 I_{\text{‰}} Q_m \text{ m}^3,$$

w którym G oznacza ilość roczną materiału w m^3 , I spadek w profilu promille, Q_m średnią roczną sekundową objętość wody, stwierdzając, że formuły tej należy używać ostrożnie, gdyż nie uwzględnia ona warunków geologicznych i dlatego wyniki z niej otrzymane uważać należy jako surowy szacunek⁴⁴⁾.

⁴²⁾ „Le charriage des alluvions dans certains cours d'eau de la Suisse“, Bern 1916. Annales suisses d'hydrographie; Bern 1916, Volume II.

⁴³⁾ „Beobachtungen über Geschiebeführung“, Monachjum 1919. (Dysertacja doktorska).

⁴⁴⁾ Formułę tę omawia również Collet, a sprawdzając ją dla rzek szwajcarskich, na których wykonano pomiary ilości rumowiska, znajduje, że wyniki z niej niezbyt odbiegają od rzeczywistości.

Badania Collet'a⁴⁵) odnoszą się do rzek szwajcarskich, a wyniki ich, dotyczące ilości materiału toczonego po dnie i unoszonego, zawarte są już w zestawieniu Krapfa, podanym powyżej. Zastanawia się on również nad stosunkiem ilości materiału toczonego po dnie (rumowiska), do ilości materiału unoszonego (namułu) i otrzymuje:

1. Dla Rodanu pod Luèche-Souste wykonano pomiar 18-o godzinny, przy stanie niższym od normalnego i otrzymano w tym czasie materiału toczonego po dnie $2303,4 m^3$, a zawieszono $2850,2 m^3$, a więc stosunek był około 1:1.

2. Dla Verdon (Francja) otrzymuje (według Wilhelma) na $1 km^2$ dorzecza i rok materiału toczonego $25 m^3$, a materiału zawieszono $75 m^3$, zatem stosunek 1:3.

Dla Arve pod Genewą (według Lugeon'a) materiału toczonego $146.000 m^3$, a zawieszono $700.000 m^3$ rocznie, stosunek zatem wynosi 1:4,8.

Naturalnie, wartość tego stosunku jest zależna od warunków geologicznych, a przytem od stanu wody i spadku rzeki. O ile chodzi o nasze rzeki karpackie, to wartość tego stosunku będzie prawdopodobnie mała, to znaczy, że ilość materiału zawieszono będzie wielokrotnie większa od ilości rumowiska, a to z powodu stosunkowo małej siły poruszającej tych rzek przy średnich i niskich stanach. Naturalnie, że stosunek ten można wyznaczyć tylko na podstawie pomiarów ilości materiału, w każdym przypadku z osobna.

W rozwoju swych rozległych badań podaje Schoklitsch w r. 1926⁴⁶) nowy schemat formuły na ilość materiału:

$$g = C(Q - Q_0) m^3 / sek,$$

lub dla określonego okresu czasu:

$$G = \Sigma g = C \Sigma (Q - Q_0)$$

i porównuje go z formułą Gilbert'a⁴⁷):

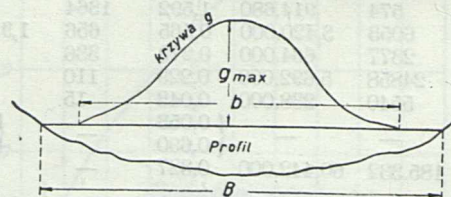
$$g = c_2 (Q - c_3)^{0,81-1,24},$$

stwierdzając, że jest tu również zależność ilości rumowiska od objętości wody $Q m^3 / sek$, a średni wykładnik Gilbert'a (~ 1) zgadza się z wykładnikiem Q w jego formule.

Kurzman⁴⁸) stwierdza, że Schoklitsch doszedł tu, choć na innej drodze, do tego samego rezultatu, co Hohenburger⁴⁹), a jego nową formułę, w braku innej, powszechnie uznanej, uważa „jako dobry i stosunkowo prosty środek pomocniczy do ocenienia tych przejawów, a to tembardziej, że jak wykazuje Schoklitsch, zgadza się ona dobrze z doświadczeniami“.

Schaffernak⁵⁰) zauważa, że jakkolwiek zasada Du Boys, przyjmująca ruch materiału

warstwami, nie została przez doświadczenia potwierdzona, przecież (jak to zresztą wykazał doświadczalnie Schoklitsch), formuła du Boys, sprawdza się dla drobnego rumowiska, o jednolitych ziarnach, aż do średnicy $3 m/m$ i do siły poruszającej $S = 0,8 kg/m^2$. Dla materiału mieszanego i o grubszych ziarnach, nie daje ona dobrych wyników, tembardziej, że współczynnik ψ nie został dotąd dla materiału mieszanego wyznaczony. Wogóle zaś nie można mówić przy materiale mieszanym o jakiejś granicznej sile poruszającej (S_0), gdyż ruch rumowiska nie występuje nagle, lecz stopniowo, w związku z panującą w danej chwili siłą poruszającą⁵¹). Ten sam autor zajmuje się również rozkładem ilości poruszanego rumowiska w profilu, stwierdzając, że największa ilość wędruje w pobliżu nurtu, a coraz mniej ku brzegom, jak to wskazuje ryc. 7. Według tegoż autora obliczenie ilości rumo-



Ryc. 7.

wiska ma być oparte na przestrzeni rzeki w stanie równowagi, gdzie doprowadzenie i odprowadzenie są sobie równe, a racjonalny projekt regulacji ma rozważyć i zaproponować wszystkie potrzebne środki, aby zaprojektowane dno rzeki nie zostało zniekształcone. Takie zniekształcenie (zaburzenie równowagi) dna może nastąpić przy powiększeniu spadku (przekopy i spowodowana przez to erozja), przez zmniejszenie spadku zwierciadła (urządzenia piętrzące i wywołane przez nie osadzanie materiału w obrębie spiętrzenia), przez odprowadzenie wody z rzeki kanałami poza jej łóżysko (zakłady o sile wodnej, kanały robocze, i i.), a przez to zmniejszenie siły poruszającej wody w tej przestrzeni. Potrzebne zarządzenia przeciw erozji mogą np. polegać na rozszerzeniu profilu, a przeciw osadzeniu materiału i podnoszeniu dna, na perjodycznym, lub stałym bagrowaniu, wykonaniu urządzeń płuczających, a w ostatnim z wymienionych przypadków na zwężeniu profilu. W zasadzie chodzi o to, aby nie zmieniać prędkości dennej, a przez to utrzymać dno w stanie równowagi.

Należy jeszcze wspomnieć, że Schaffernak starał się również bliżej określić związek między ruchem materiału a stanami wody i ich czasem trwania i wprowadził pojęcie „stanu kształtującego łóżysko“ (bettbildender Wasser-

⁴⁵) „Le charriage des alluvions...“ j. w.

⁴⁶) „Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken“, Wiedeń 1926; poprzednia praca tego autora: „Über Schleppkraft und Geschiebebewegung“, Lipsk 1914.

⁴⁷) United States Geological Survey, Washington 1914. Prof. Pap. Nr. 86.

⁴⁸) „Neue Forschungen über die Geschiebeführung“, Wasserkraft u. Wasserwirtschaft 1927, zeszyt 4.

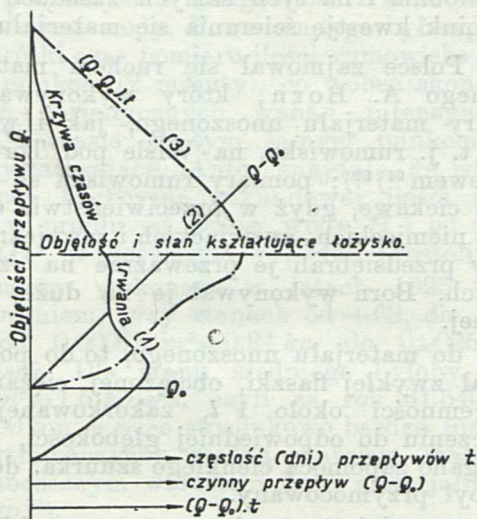
⁴⁹) Über Geschiebeführung und Eintiefung fließender Gewässer; 1886.

⁵⁰) „Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung“, Mitt. der Versuchsanstalt f. Wasserbau; Wien (IV Folge), Wiedeń, 1922.

⁵¹) Zasada stopniowego poruszania coraz to grubszych ziarn ze wzrostem stanu wody, nie wszędzie znajduje zrozumienie i w wielu miejscach mówi się jeszcze o stanie przy którym rozpoczyna się ruch materiału. (Patrz np. Strickler: „Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel... Bern, 1923).

stand)⁵²). Rozumie on pod nim stan, „który w określonym, dłuższym okresie czasu, np. w roku, lub 10-u latach, wywołuje maximum ruchu materiału. Znajduje go w ten sposób, że dla danego wodostoku rysuje krzywą czasów trwania stanów wody (krzywą częstości), oblicza dla każdego stanu rzędne krzywej $\frac{g}{\psi} = S(S-S_0)$, mnoży te rzędne przez ilość dni, przez jaką każdy ze stanów trwał w przyjętym okresie czasu, a wykreślona krzywa o rzędnych $S(S-S_0)t = \frac{g}{\psi}t$ jest krzywą czasu trwania ruchu (ilości) rumowiska. Największa rzędna tej krzywej odpowiada stanowi „kształtującemu łożysko“.

Ten system Schaffernaka modernizuje Schoklitsch⁵³), wiążąc go równocześnie ze swoją formułą na ilość materiału, powyżej podaną (ryc. 8).



Ryc. 8.

Mamy tu wykreśloną krzywą czasów trwania objętości (1), prostą $Q-Q_0$ (2) i krzywą (3), o odciętych poziomych $(Q-Q_0)t$, która, jak wiadomo z poprzedniego, charakteryzuje objętość materiału w ruchu. Największa rzędna tej krzywej wskazuje objętość, a zatem i stan uznany przez Schaffernaka jako kształtujący łożysko. Nie trzeba tu dodawać, że pojęcie to ma narazie tylko teoretyczne, orientacyjne znaczenie. Dodać wreszcie należy, że Ludin, definiując stan kształtujący łożysko, określa go jako ten, przy którym porusza się średnia ilość rumowiska⁵⁴).

Pomiary Mühlhofera na Innie⁵⁵), wykonane w latach 1928—1932 pod Kirchbichl (dorzecze 9315,9 km², średnia woda 283 m³/sek, $I=1,26\%$) i dla kontroli pod Hall (dorzecze 6712 km²), odnosiły się tak do materiału unoszonego, jak i wlezonego po dnie (rumowiska). Wyniki obliczenia ilości materiału (frachtu) za 1 rok były następujące:

a) Materiał unoszony. Codziennie pobierane próbki, wysuszone i ważone, oraz przeliczone w związku z całoroczną objętością wody, dały za cały rok pod Kirchbichl 7,54 miliona ton, pod Hall 3,97 milj. ton. Ciężar właściwy kamienia, z którego tworzył się materiał unoszony, oznaczono na 2,64 t/m³. Powyższa ilość materiału unoszonego, przeliczona na objętość, przy przyjęciu ciężaru właściwego dla osadu warstwami ubitego 1,3 t/m³, dała pod Kirchbichl 5,8 miliona m³, lub na 1 km² dorzecza 810 t/km² = 624 m³/km².

b) Rumowisko dało 3,437 miliona t/rok = 1,367 miliona m³ w złożu, czyli na 1 km² dorzecza 369 t/km². Autor przyjmuje niezwykle wysoki ciężar jednostkowy objętościowy rumowiska 2,49 t/m³⁵⁶) i na tej podstawie przeliczuje powyższe objętości roczne na ciężar objętościowy, otrzymując 1,367.000 m³/rok, lub 147 m³ na 1 rok i km². Liczba ta jest dość zgodna z liczbami otrzymanymi dla Tiroler Ache (140 m³/km² i rok) i Reuss (176 m³/km² i rok).

Autor ten zwrócił uwagę, że przy pomiarze następują wahania ilości transportowanego materiału w czasie, o czym będzie jeszcze mowa w dalszym ciągu.

Bardzo cenne są bezpośrednie pomiary ilości rumowiska, przeprowadzone przez Ehrenbergera⁵⁷) na Dunaju pod Wiedniem w latach 1930 i 1931, przy czterech stanach wody o dość dużej rozpiętości (najniższy -90, najwyższy +68⁵⁸). Badacz ten wspomina, że jest wielu nieprzyjaciół bezpośrednich pomiarów rumowiska zapomocą przyrządów chwytających — jednak wykonując je i publikując ma wielką rację, bo trudno sobie wyobrazić „teorię“ ruchu rumowiska nie opartą na pomiarach bezpośrednich. Pomiary wykonuje w wielu punktach profilu przy dnie zapomocą przyrządów chwytających, o których w dalszym ciągu będzie mowa. Na podstawie oznaczenia ilości poruszanego rumowiska w wielu punktach $g_1, g_2 \dots g_u$, otrzymuje średnie g_s (na 1 mb) dla całego profilu. Przytem konstatuje, że ilość rumowiska w ruchu rośnie ku środkowi łożyska, a maleje ku brzegom. Pozatem zauważa, że w środku łożyska zmieszane jest więcej drobnego materiału, jak przy brzegach,

⁵²) „Die Theorie des Geschiebetriebes und ihre Anwendung“. Zeitschrift des österr. Ing. u. Arch. Vereins 1916, str. 209. W tym kierunku poszedł za Lavalem („Unsere natürlichen Wasserläufe“, wydane przez Rappa w r. 1883), który wprowadził pojęcie t. zw. stanu hydrotechnicznego, mającego przedewszystkiem wpływ na wykształcenie łożyska. Jako taki uznaje Laval stan średni ze wszystkich stanów górnych, trwających w roku przez 182 dni.

⁵³) „Der Wasserbau“, I. Bd., Wiedeń, 1930.

⁵⁴) „Über den Begriff des bettbildenden Wasserstandes“, Die Wasserwirtschaft, 1932, Nr. 32.

⁵⁵) Untersuchungen über die Schwebestoff- und Geschiebeführung des Inn nächst Kirchbichl (Tirol); „Die Wasserwirtschaft“ Nr. 1 i nast., z r. 1933.

⁵⁶) Stwierdza jednak, że materiał ten ważony w stanie luźnym, tak jak był wsypany do naczynia, ważył 1,87 t/m³, a w złożu naturalnym również 2,49 t/m³.

⁵⁷) Ehrenberger: „Direkte Geschiebemessungen an der Donau bei Wien und deren bisherige Ergebnisse“, „Die Wasserwirtschaft“ 1931, Nr. 33.

⁵⁸) Przy tym stanie głębokości w pionowych były od 4,53 m do 4,90 m.

co wynikać może z t. zw. opancerzenia dna w pobliżu brzegów. Pozatem wykazały pomiary wahania ilości poruszanego materiału w czasie, mające charakter perjodyczny. Perjody te trwały około 18 minut, skracały się jednak ze wzrostem siły poruszającej. Wytlómaczyć możnaby to w ten sposób, że do przezwyciążenia oporu dna w pewnym miejscu potrzeba pewnego czasu, poczem efekt objawia się w zwiększonym (grupowym) ruchu materiału. Czas pomiaru wynosił w jednym punkcie 100 do 300-u sekund; autor stwierdza, że z uwagi na obserwowany ruch perjodyczny, czas pomiaru w jednym punkcie powinien być jak najdłuższy.

Co do wyników ilościowych, to pomiar przy najwyższym stanie pomiaru (+68) dał $24,66 \text{ kg/sek}$ czyli przy ciężarze właściwym (objętościowym) $\gamma = 1750 \text{ kg/m}^3$ całkowite G w profilu wyniosło $0,014 \text{ m}^3/\text{sek}$; jest to ilość faktycznie pomierzona, powiększona o 25% (ilość zresztą dowolną), celem uwzględnienia strat wywołanych ewentualnym wypadaniem ziarn piasku przez oka kosa chwyającego rumowisko. Dalsze szczegóły co do ruchu rumowiska w tym profilu podane będą poniżej, w związku z obliczeniem ilości rumowiska przez Schoklitscha.

Autor wykreśla krzywą związku ilości toczzonego materiału G z objętością przepływu wody Q i otrzymuje związek prostoliniowy, co mu umożliwia ekstrapolację ku górze. Rachuje również stałą do cytowanego powyżej wzoru Schoklitscha:

$$G = C(Q - Q_0)$$

i oznacza ją, dla przyjętego $Q_0 = 750 \text{ m}^3/\text{sek}$, na

$$C = \frac{G}{Q - 750} = 0,0000128.$$

Uderza tu zbyt wysokie Q_0 ; wynikło ono nie z obserwacji, lecz oznaczono je graficznie, przez przedłużenie prostej związku G i Q aż do osi Q . Tak samo uderza pewna nieścisłość, polegająca na tem, że autor rachował całami objętościami, odpowiadającymi danym stanom (wziętemi z krzywej objętości dla całego profilu przepływu), a nie temi częściowymi objętościami, jakie przypadają na pas objęty normalnym łóżyskiem, o szerokości 160 m.

Ruchem materiału rzeczno (rumowiska) zajmował się również R. Link⁵⁹). Bierze on za podstawę podany i wyjaśniony powyżej wzór Kreutera:

$$G = \psi (1000 I)^2 \int_0^b (T - T_0) T dx$$

i wyznacza współczynnik ψ na podstawie spostrzeżeń i pomiarów poczynionych na alpejskim dopływie Dunaju Iller (dorzecze $2226,4 \text{ km}^2$; partja końcowa, $I = 1,78 - 1,47^0/_{100}$). Dla partji 7-o kilometrowej wyznacza średnie profile i średnie spady (dla części tej partji), dalej odpowiadające im T i T_0 , a następnie G , na podstawie oznaczenia zmian kubatury materiału ruchomego, wyścielającego łóżysko w tej prze-

strzeni, według zdjęć profilów (co 100 m) w latach 1907/8, 1908/9 i 1909/10, wychodząc z zasady, że obliczone za pewien okres czasu, np. rok, G (górne), t. j. w górnym końcu przestrzeni i G (dolne), t. j. w dolnym końcu przestrzeni, dają jako różnicę:

$$G_g - G_d = M,$$

t. j. objętość materiału złożoną w tej przestrzeni, albo zabraną (erodowaną, znak -).

Wyznaczone w ten sposób 9 wartości ψ waha w szerokich granicach od 0,000013 do 0,000089; w trzech wypadkach otrzymano wartości zgodne, których średnia wynosi $\psi = 0,000085$, a roczne ilości materiału w ruchu wynoszą dla powyższych lat 25.700, 11.200 i 37.700 m^3 . Tak ψ , jak i te ilości materiału, są stosunkowo nieduże, coby przemawiało, że rację mają ci, którzy uważają dotychczasowe oznaczenia ilości materiału w ruchu jako zbyt wygórowane⁶⁰).

Podobnie i na tych samych zasadach traktuje Link kwestję ścierania się materiału.

W Polsce zajmował się ruchem materiału rzeczno A. Born, który wykonywał tak pomiary materiału unoszonego, jak i wleczonego, t. j. rumowiska, na Wiśle pod Toruniem i Tczewem⁶¹ ⁶²); pomiary rumowiska są szczególnie ciekawe, gdyż w przeciwieństwie do badaczy niemieckich, austriackich i szwajcarskich, którzy przedsięwzięli je przeważnie na rzekach górskich, Born wykonywał je na dużej rzece nizinnej.

Co do materiału unoszonego, to do pomiaru używał zwykłej flaszki, obciążonej ciężarkiem, o pojemności około 1 l, zakorkowanej; po spuszczeniu do odpowiedniej głębokości, korek wyciągano zapomocą cienkiego sznurka, do którego był przymocowany.

Autor sądzi, że w miarę wzrostu rzeki, ilość rumowiska zmienia się na korzyść ilości materiału unoszonego. Uważa podaną przez Niese'go i Schmidta ilość piasku, jaką Wisła składa corocznie przy ujściu w Schiewenhorst, na 576.000 m^3 , jako zbyt małą, a uwzględniając wyniki swych pomiarów i przyjmując zależność funkcyjną ilości materiału unoszonego od stanu wody, oblicza ilość tego materiału na Wiśle pod Toruniem w r. 1923 na 1,400.000 m^3 . Dalsze pomiary wykazały jednak, że takiej zależności niema, a największe zamącenie wykazują wyższe wody letnie⁶³). Tak np. wykazały pomiary przy stanie wody w Toruniu +3 m, w październiku 0,20 gr w lt, w miesiącach zaś letnich do 0,49 gr w lt. Pozatem znaczny wpływ na ilość materiału unoszonego na dolnej Wiśle mają

⁶⁰) Wartości tu otrzymane są dość zbliżone do wartości otrzymanych poniżej dla Dunajca pod Tropiem.

⁶¹) Inż. A. Born: „Badania ilości materiału unoszonego Wisłą pod Toruniem“; „Czasopismo Techniczne“ lwowskie, Nr. 14, z r. 1925, str. 233.

⁶²) Ing. A. Born: „Erhebungen über Sinkstoff- und Geschiebeführung in Flussläufen, mit besonderer Berücksichtigung des Weichselstromes in seinem Unterlaufe“; Tallinn 1928, II Konferencja hydrologiczna państw bałtyckich.

⁶³) Coby się zgadzało z powyżej już podanem spostrzeżeniem, że ilość materiału zawieszzonego zależy od intensywności opadów.

⁵⁹) „Neue Gedanken zur Berechnung der Geschiebeführung“. „Deutsche Wasserwirtschaft“, Nr. 11/1925, str. 233.

Bug i Narew. Autor zauważa również, że ilość materiału zawieszonoego wzrasta w głąb profilu, dlatego należy pobierać próbki w różnych miejscach profilu. Dla zwykłych stanów wystarczy na wielkich rzekach pobierać je raz na dzień i to przez cały rok, z wyjątkiem okresów wezbrań, wymagających częstszego poboru. Fala wznosząca się niesie więcej materiału jak fala opadająca.

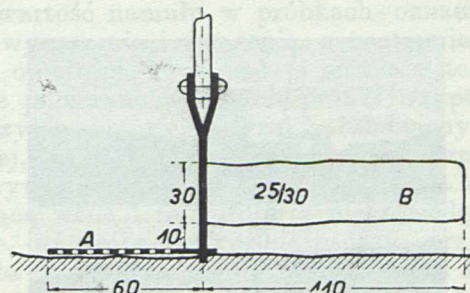
Co do badań ilości rumowiska, to autor jest zwolennikiem bezpośrednich pomiarów, które wykonywał na Wiśle pod Toruniem, Korzeniewem i Tczewem. Zwalcza hipotezę sięgania ruchu rumowiska w głąb i przyrównuje trafnie ruch ten do porywania przez wiatr piasku wydumowego. Ciężar objętościowy rumowiska Wisły w tej przestrzeni oznacza na $1,65 \text{ t/m}^3$. Autor zwraca uwagę na wielkie wahania sekundowej ilości rumowiska przy tym samym stanie wody w różnych punktach dna profilu, nawet blisko siebie położonych i niezgodność z oznaczonymi prędkościami wody. Powodem tego był zapewne zbyt krótki czas pomiaru ilości rumowiska w jednym punkcie (2 minuty), co wobec skonstatowanych perjodycznych wahań intensywności ruchu w czasie (w tym samym punkcie) nie jest wystarczające. Autor znajduje, że istnieje zależność funkcyjna sekundowej ilości rumowiska w profilu od stanu wody H i od wyrażenia Qv^2 , w pierwszym wypadku prostolinijna.

Pomiary wykonane w latach 1925—1927 pod Toruniem, przy stanach od +68, do +421, dały od $0,00015 \text{ m}^3 = 0,24 \text{ kg}$, do $0,0025 \text{ m}^3 = 4,1 \text{ kg/sek}$. Dla stanu średniego byłoby około $0,001 \text{ m}^3 = 1,5 \text{ kg/sek}$, czyli za rok $31.540 \text{ m}^3 \cong 50.000 \text{ ton}$, a więc stosunkowo bardzo niedużo, co wytłumaczyłoby można starciem materiału i równoczesnym wzrostem ilości materiału unoszonego⁶⁴).

6. Przyrządy do pomiaru ilości rumowiska i ilości materiału zawieszonoego, oraz przeprowadzenie pomiaru.

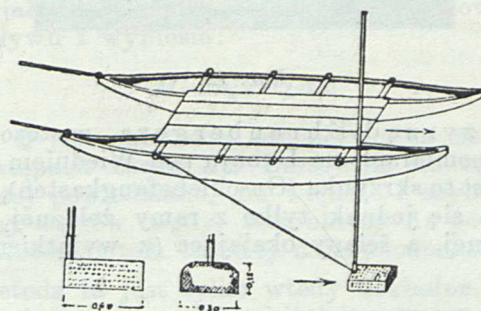
Ehrenberger⁶⁵) podaje przegląd używanych dotychczas przyrządów i sposobów przeprowadzenia pomiarów ilości toczonoego rumowiska, które tu nazwiemy łapaczami rumowiska. Ryc. 9. przedstawia zastosowany już w r. 1908 na Murze przyrząd (Fangbeutel) Schaffernaaka, składający się z szkieletu żelaznego, worka 1,20 m długiego, o otworze wystawionym na prąd wody, 30 cm wysokim, a 25 cm szeroko-

kim i płyty podstawowej z otworami (z siatki z dużymi okami, mającej zapobiegać wpadnięciu do worka przypadkowo wzruszonego materiału). Przyrząd spuszczano ze statku.



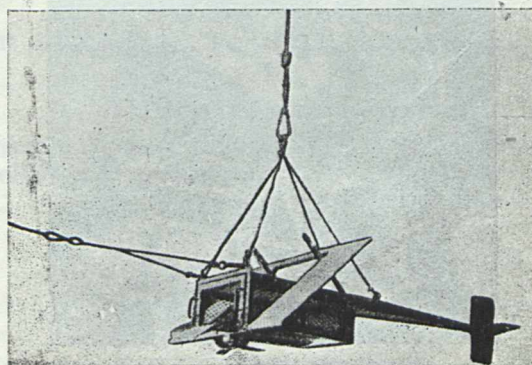
Ryc. 9.

Ryc. 10. przedstawia przyrząd i urządzenie Kurzmanna z r. 1909. Ściany boczne skrzynki łapiącej rumowisko, tylko 0,40 m długiej, 0,30 szerokiej, a 0,15 wysokości, były z podziurawionej blachy żelaznej, a ściana tylna z siatki drucianej, o okach 5 m/m, dla przepuszczenia wody.



Ryc. 10.

Na rycinach 11. i 12. przedstawiony jest przyrząd Mühlhofera z r. 1930. Przyrząd ten był spuszczałny z mostu na linie, powyżej zaś (powyżej mostu) przeciągnięta była poprzecznie przez rzekę liną, do której zapomocą przesu-



Ryc. 11.

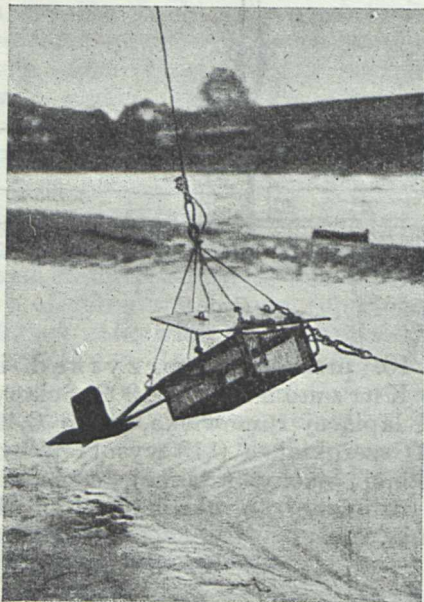
⁶⁴) Według przeprowadzonych obliczeń, w związku z wykonanymi pomiarami, podaje inż. Born, że przeciętny roczny ruch materiału w okresie 1910—1919 wynosiłby pod Toruniem 47542 ton, pod Tczewem 98354 ton. Nie uważa jednak tych ilości jako ściśle, ponieważ nie wiadomo, z jaką dokładnością działały przyrządy pomiarowe.

Dla wyjaśnienia dodaje się, że według przeprowadzonych analiz mechanicznych, materiał chwytny (zgodnie z charakterem nizinnym rzeki) był przeważnie bardzo drobny i zawierał przeciętnie około 90% ziarn do 1 m/m średnicy, około 97% ziarn do 2 m/m średnicy, a 100% ziarn do 20 m/m średnicy.

⁶⁵) „Geschleichenmessungen auf Flüssen mittels Auffanggeräten und Modellversuche mit letzteren“; „Die Wasserwirtschaft“ 1932, Nr. 32.

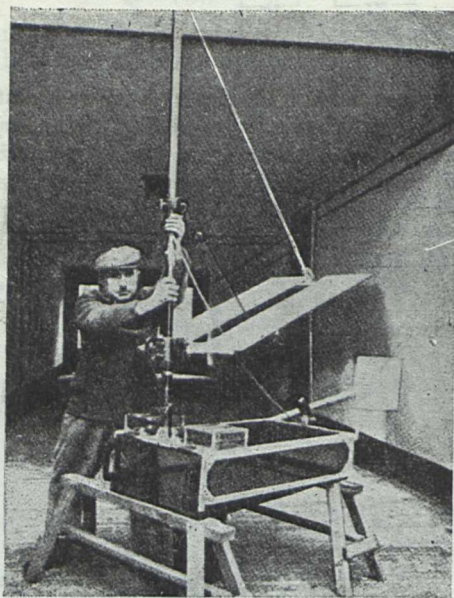
walnego bloczka (jak przy przewozie) przyczepiona była liną ciągnącą (kotwiczna). Łapacz sam składał się z ramy żelaznej, w którą wsunięty był kosz z siatki drucianej (początkowo o okach 10 m/m). Przyrząd posiada ster boczny,

umieszczony styłu i ster głębokościowy (ukośna płaszczyzna), sprawiający przyciskanie przyrządu do dna. Na spodzie był przycisk elektryczny, sygnalizujący czas zetknięcia przyrządu z dnem.



Ryc. 12.

Przyrząd Ehrenbergera, zastosowany przy pomiarach na Dunaju pod Wiedniem (Ryc. 13), jest to skrzynka (Geschiebefangkasten), składająca się jednak tylko z ramy żelaznej, prostokątnej, a ściany okalające (z wyjątkiem po-



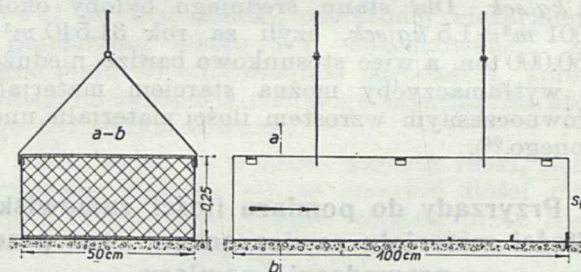
Ryc. 13.

wierzchni dolnej) są z siatki drucianej o okach 4,5 m/m. Szerokość otworu kosza wynosi 50 cm, wysokość 25 cm, długość kosza 1 m. Według autora, znaczna długość jest koniecznym warunkiem należytego działania. Dno kosza nie jest sztywne, lecz aby dobrze siedziało na dnie, wyko-

nano je jako poddające się, a to z wąskotworowej, na wszystkie strony ruchomej tkaniny pierścieniowo-łańcuskowej. Są dwa styry; głębokościowy (ukośna płaszczyzna), zapomocą którego ciśnienie wody przyciska aparat do dna i boczny, celem skierowania przyrządu w kierunku prądu. Cały aparat osadzony jest na trzonie żelaznym — nad skrzynką są jeszcze dwa koszyki dla skonstatowania, czy powyżej 25 cm od dna nie porusza się jeszcze rumowisko i dwa młynki hydrometryczne do mierzenia prędkości przy dnie. Aparat spuszczano na dno z galaru, ciągniętego przez holownik. Dla poznania, czy przyrząd leżał dobrze przodem na dnie, smarowano dolną stroną dolnej listwy przedniej ramy łożem, co wywoływało przyczepianie się materiału do dna listwy.

Działanie łapaczy sprawdzał Ehrenberger laboratoryjnie, wstawiając ich modele do koryta próbnego i obserwując chwywanie materiału.

Przy tych przyrządach mogą powstać niedokładności z powodu niewchodzenia, oraz wypadania materiału ze skrzynki przez oka siatki, oraz z powodu piętrzenia wody. Zasadniczym warunkiem musi być, aby na wstępie nie było progów, a ponadto może odpowiedniej byłoby, wykonać skrzynkę z pełnym dnem i pełnymi ścianami bocznymi, od strony dolnej zamkniętą siatką o dużych okach, dostatecznie jednak długą, aby piasek miał czas osiąść i od strony dolnej nie wypadał. Poza to dla zatrzymania materiału należałoby dać na dnie skrzynki w dalszej części) niskie żebra (ryc. 14.)



Rys. 14.

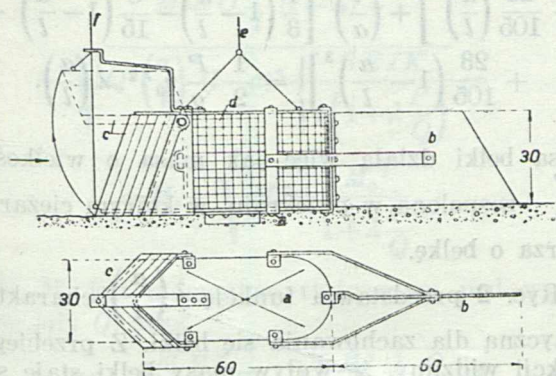
Takie urządzenie (z pełnymi ścianami bocznymi) byłoby właściwsze, gdyż z powodu turbulencji i prądów ukośnych, niewątpliwie drobne ziarna mogą wypadać ze skrzynki, przez siatki stanowiące ograniczenie boczne. Jakże mają być oka siatki tylnej s_1 , należałoby czynić doświadczenia i wybrać typ, który daje największą ilość rumowiska. Z uwagi jednak na skonstatowany ruch perjodyczny materiału, należałoby próby rozciągnąć na stosunkowo długi okres czasu.

Szereg przyrządów do pomiaru ilości rumowiska i materiału unoszonego podają Leppik⁶⁶⁾ i Schffernak⁶⁷⁾. Born, o którego badaniach

⁶⁶⁾ „Untersuchungsmethoden der Sinkstoffe und des Geschiebes und deren Vereinheitlichung“; Die Wasserwirtschaft 1931, Nr. 6 i 7; między nimi przyrządy rosyjskiego pochodzenia, gdzie systematyczne badania prowadzone są od lat 30-u. Ten sam autor: „Untersuchungsmethoden der Sinkstoffe und des Geschiebes und deren Vereinheitlichung“. III Konferencja Hydrologiczna Państw Bałtyckich, Warszawa 1930.

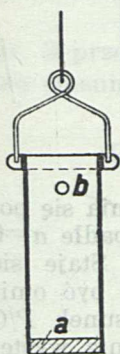
⁶⁷⁾ „Hydrographie“, 1935.

wspomnieliśmy powyżej, używał przyrządu składającego się z ramy i wsuwanego w nią kosza z siatki o ciasnych okach, zaopatrzonego u wlotu ukośną klapą, którą się zapomocą osobnej linki w chwili rozpoczęcia pomiaru otwierało (ryc. 15).



Ryc. 15.

Co się tyczy pomiaru ilości materiału unoszonego, to najprostszym i najczęściej używanym przyrządem, jest czerpak, stanowiący naczynie walcowe (Ryc. 16.), obciążone u spodu ołowiem (a) i posiadające u góry otwór (b), po



Ryc. 16.

który pojemność jego wynosi 1 litr. Dotychczas najczęściej pobierano tylko jedną próbkę w profilu przepływu, w miejscu oddalonym od brzegu, ponieważ jednak zawartość materiału unoszonego w wodzie jest w różnych punktach profilu różna, a nadto zmienia się w czasie z powodu pulsacji, należałoby pobierać jednocześnie kilka próbek w różnych miejscach. Tak samo co się tyczy częstości poboru próbek, praktykowane ich pobieranie

raz na dzień, należałoby dostosować do zmiennych stanów wody i objętości przepływu. Tak

naprzykład w czasie wezbrania rzeki górskiej zawartość namułu wzrasta szybko ze stanem wody, (a raczej z intensywnością opadu), i należałoby wtedy brać próbki w odstępach czasu kilko-, a nawet jednogodzinnych.

Zawartość namułu w próbkach oznacza się przez wysuszenie i zważenie, a następnie oznaczenie objętości. Wykonać to można w ten sposób, że pobierane codziennie próbki wysypuje się do naczynia zbiorczego, ze szkła, lub blachy emalowanej, poprzednio zważonego, zaopatrzonego przykrywą. Naczynie to wkłada się do kąpieli z wrzącą wodą i tak długo z niego wodę odparowuje, aż próba prawie się osuszy, przyczem ciepłota nie może nigdy przekroczyć 100° C. Po dłuższym czasie, np. po miesiącu, gdy osad już jest całkiem suchy, waży się znowu naczynie zbiorcze z materiałem osadzonym, a różnica tego ciężaru i ciężaru samego naczynia da ciężar osadu. Następnie przerachowuje się otrzymaną ilość osadu na jednostkę objętości wody (np. na 1 m³) i to w jednostkach ciężarowych, lub objętościowych. W ten sposób oznacza się średnią ilość materiału unoszonego w okresie obserwacyjnym m_s na 1 m³ wody, która w tym okresie przepłynęła; cała ilość materiału będzie proporcjonalna do całkowitego przepływu i wyniesie:

$$M = m_s \sum Q \Delta t,$$

gdzie Q jest objętością przepływu na sekundę w odstępach czasu Δt . Stosownie do tego co powyżej powiedziano, im większe i szybsze są zmiany stanów wody, tem okresy Δt powinny być krótsze i tem częściej należy oznaczać m_s .

Metoda ta jest tylko wtedy dokładna, o ile woda nie ma znaczniejszej ilości rozpuszczonych ciał stałych. Tak np. rzeki z gór wapiennych posiadają zbyt dużo wapna i odparowywanie wody daje rezultaty fałszywe.

(C. d. n.).

Dr. inż. ALFRED FREUDENTHAL

Naprężenia w belce pod wpływem uderzenia poprzecznego.

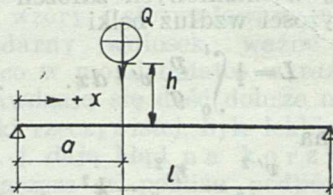
Teoria uderzenia poprzecznego belki jest ważna dla oceny naprężeń pod działaniem sił ruchomych, które zazwyczaj działają w sposób nagły, we formie uderzeń, spowodowanych spadaniem lub nierównością toru, po którym siły się posuwają. Pozatem problem ten się nasuwa przy obliczeniu konstrukcji ochronnych pod kolejkami linowymi i t. p. Poniżej podana teoria jest teorią przybliżoną, gdyż zamiast ściślej ale skomplikowanej teorii falowej uderzenia poprzecznego, problem zostaje zredukowany do problemu statycznego oraz problemu kinematycznego o jednym stopniu swobody ruchu.

Przyjmijmy, że na belkę o rozpiętości l i o ciężarze $P = p \cdot l$ spada z wysokości h masa Q/g , uderzając belkę w przekroju w odległości a od lewej podpory (ryc. 1). Skutek uderzenia zależy od energii kinetycznej uderzającej masy

$$K = \frac{1}{2} Q/g \cdot v^2 = Q \cdot h$$

przyczem prędkość v , z jaką masa Q/g uderza o belkę jest

$$v = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}.$$



Ryc. 1.

Oznaczając przez η_{os} ugięcie statyczne belki pod ciężarem Q w przekroju $x = a$, przez η_{om} ugięcie prawdziwe, dynamiczne, pod naciskiem

$\mu \cdot Q$ i przyjmując, że forma linii ugięcia statycznego $\eta_s = f(x)$ różni się od linii ugięcia dynamicznego $\eta_m = \varphi(x)$ jedynie przez współczynnik $\mu = \frac{\eta_{cm}}{\eta_{os}}$, można równanie linii ugięcia napisać w postaci

dla przekrojów w lewo od ciężaru Q :

$$\eta_{ls} = \frac{1}{3} \frac{Q}{EI} ax(l-a) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{a}{l} + \frac{x^2}{la} \right) \right]$$

dla przekrojów w prawo od ciężaru Q :

$$\eta_{ps} = \frac{1}{3} \frac{Q}{EI} ax(l-x) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} + \frac{a^2}{lx} \right) \right] \quad 1$$

lub:

$$\eta_{ls} = \eta_{os} \frac{1 - \frac{a}{2l} \left(1 + \frac{x^2}{a^2} \right)}{1 - \frac{a}{l}} \frac{x}{a}$$

$$\eta_{ps} = \eta_{os} \frac{x(l-x) \left[1 - \frac{a}{2l} \left(\frac{x}{a} + \frac{a}{x} \right) \right]}{a(l-a) \left(1 - \frac{a}{l} \right)} \quad 2$$

Jeśli prędkości, z jakimi pojedyncze przekroje belki się uginają po uderzeniu, uważamy jako równomierne, rozdzielenie tych prędkości wzdłuż belki równać się musi rozdzieleniu ugięć, gdyż ze względu na

$$v_0' = \frac{\eta_{om}}{t} \quad \text{i} \quad v' = \frac{\eta_m}{t} : \frac{v_m'}{v_{om}'} = \frac{\eta_m}{\eta_{om}} = \frac{\eta_s}{\eta_{os}}$$

przyczem v_0' oznacza prędkość przekroju $x = a$, $v' = \psi(x)$ prędkość w przekroju x po uderzeniu, t czas od chwili uderzenia aż do chwili całkowitego ugięcia η_m .

By obliczyć prędkość v' należy równanie impulsu $\Sigma m_1 \cdot v = \Sigma m_2 \cdot v'$ dla przekroju $x = a$ rozwiązać według v' . Z równania tego

$$\frac{Q}{g} v = \frac{Q + \lambda \cdot P}{g} v' \quad 3$$

otrzymujemy więc

$$v' = \frac{v}{1 + \lambda \frac{P}{Q}} \quad 4$$

λ jest współczynnikiem, dotychczas nieokreślonym, charakteryzującym wpływ masy belki. W celu obliczenia tego współczynnika należy przeprowadzić następujące rozważanie:

Energja kinetyczna belki jest, przy uwzględnieniu wyżej wymienionych założeń co do rozdzielenia chyżości wzdłuż belki

$$L = \frac{1}{2} \int_0^l \frac{P}{g} v'^2 dx \quad 5$$

Ze względu na

$$\frac{v'^2}{v_0'^2} = \frac{\eta_s^2}{\eta_{os}^2} = k^2 \quad 6$$

jest dalej

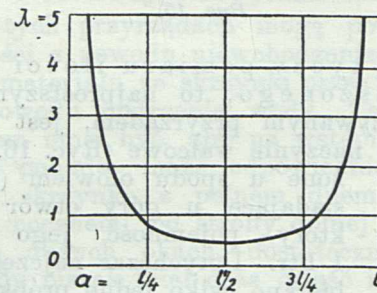
$$L = \frac{P}{g} v_0'^2 \int_0^l k^2 dx = \frac{P}{g} v_0'^2 \left[\int_0^a k_l^2 dx + \int_a^l k_p^2 dx \right] 7$$

Wprowadzając równania 2 i 5 otrzymujemy po obliczeniu całek

$$L = \frac{1}{2} \frac{P}{g} v_0'^2 \left\{ \frac{1}{\left(1 - \frac{a}{l} \right)^2} \left[\frac{1}{3} \frac{a}{l} - \frac{8}{15} \left(\frac{a}{l} \right)^2 + \frac{23}{105} \left(\frac{a}{l} \right)^3 \right] + \left(\frac{l}{a} \right)^2 \left[\frac{1}{3} \left(1 - \frac{a}{l} \right) - \frac{8}{15} \left(1 - \frac{a}{l} \right)^2 + \frac{23}{105} \left(1 - \frac{a}{l} \right)^3 \right] \right\} = \frac{1}{2} \frac{P}{g} v_0'^2 \cdot \lambda \left(\frac{a}{l} \right) \quad 8$$

Masa belki działa więc jak masa o wielkości $\lambda \frac{P}{g}$ zespolona w przekroju, w którym ciężar Q uderza o belkę.

Ryc. 2 przedstawia funkcję $\lambda \left(\frac{a}{l} \right)$, charakterystyczną dla zachowania się belki. Z przebiegu funkcji widzimy, że wpływ masy belki staje się



Ryc. 2.

tem większy, im bliżej przekrój uderzenia się posuwa w kierunku podpór, i że prostopadłe $a=0$ i $a=l$ są asymptotami tej funkcji. Staje się więc jasnym, że masa belki nie może być ominięta w obliczeniu, nawet gdyby stosunek P/Q był bardzo mały, gdyż stosunek ten nie występuje sam, lecz w związku z współczynnikiem λ .

Chcąc obliczyć największe dynamiczne ugięcie belki, występujące w przekroju uderzenia, należy wyprowadzić równanie energii sprężystej dla czasokresu od chwili bezpośrednio po uderzeniu, gdzie chyżość masy Q/g i masy belki równa się v' , aż do ukończenia ruchu:

$$\frac{1}{2} \frac{Q + \lambda P}{g} v_0'^2 + Q \cdot \eta_{om} = \int_0^{\eta_{om}} \frac{Q}{\eta_{os}} \eta d\eta = \frac{1}{2} Q \frac{\eta_{om}^2}{\eta_{os}} = \frac{1}{2} \mu Q \cdot \eta_{om} \quad 9$$

Wprowadzając równanie 4, otrzymujemy

$$\eta_{om} = \eta_{os} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{1}{1 + \lambda \frac{P}{Q}} \frac{v^2}{g \cdot \eta_{os}}} \right] \quad 10$$

Z równania 1, wprowadzając $x = a$ dostajemy równanie dla η_{os} :

$$\eta_{os} = \frac{1}{3} \frac{Q}{EI \cdot l} a^2 (l-a)^2 \quad 11$$

A więc dalej

$$\eta_{om} = \frac{1}{3} \frac{Q}{EI \cdot l} \mu \cdot a^2 (l-a)^2 \quad 12$$

Eliminując η_{om} i η_{os} z równań 10, 11 i 12, oraz uwzględniając, że

$$\mu \cdot Q \frac{1}{l} a (l-a) = M, \dots 13$$

przyczem M oznacza moment zginający w miejscu $x = a$ pod spadającą masą Q/g otrzymujemy

$$M = Q \frac{a}{l} (l+a) + \sqrt{Q^2 \left(\frac{a}{l}\right)^2 (l-a)^2 + \frac{6 E I K}{l \left(1 + \lambda \frac{P}{Q}\right)}} = M_s + \sqrt{M_s^2 + \frac{M_0^2}{1 + \lambda \frac{P}{Q}}}, \dots 14$$

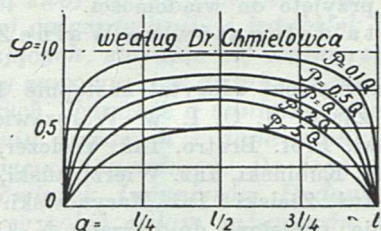
jeśli M_s jest momentem statycznym pod wpływem siły Q , oraz

$$M_0 = \sqrt{\frac{6 E I}{l} K} = \sqrt{\frac{6 E I}{l} \frac{1}{2} \frac{Q}{g} v^2}, \dots 15$$

Dla wielkiej chyżości spadającej masy jest w przybliżeniu

$$M = \frac{1}{\sqrt{1 + \lambda \frac{P}{Q}}} \cdot M_0 = \varphi \left(\frac{a}{l}\right) \cdot M_0, \dots 14a$$

Ryc. 3 przedstawia funkcję φ dla różnych wartości stosunku P/Q .



Ryc. 3.

Dla siły poprzecznej, przy założeniu wielkich chyżości v , otrzymujemy

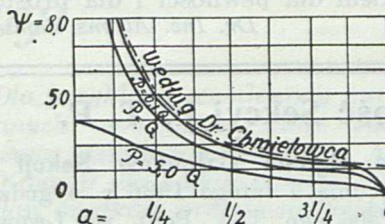
W związku z powyższym artykułem nadsyła P. Dr. Inż. Alfons Chmielowiec odpowiedź, którą Redakcja poniżej zamieszcza.

Wiadomo, że masa belki łagodzi wpływ uderzeń i wstrząśnień i że w najgorszych warunkach dynamicznych znajdują się belki lekkie. Dlatego jest rzeczą pożyteczną zwrócić baczniejszą uwagę na wpływ dynamiczny w belkach lekkich. Krańcowym przypadkiem belki lekkiej jest belka nieważka. Pominięcie masy belki pozwoliło mi w krótkiej notatce wyprowadzić bardzo prostą regułę, która oczywiście tylko w przybliżeniu stosuje się do belek rzeczywistych t. j. ważkich. Cieszę się, że P. Dr. Freudenthal zadał sobie trud uwzględnienia w artykule powyższym także masy belki, gdyż w ten sposób:

1. uogólnił ten ważny problem i na belki ciężkie,
2. potwierdził moje przypuszczenia odnośnie do belek lekkich,

$$T = \mu Q \frac{l-a}{l} = \frac{M}{a} = \frac{1}{l \sqrt{\left(\frac{a}{l}\right)^2 + \lambda \left(\frac{a}{l}\right)^2 \frac{P}{Q}}} M_0 = \psi \left(\frac{a}{l}\right) \cdot \frac{M_0}{l}, \dots 16$$

Ryc. 4 przedstawia funkcję ψ dla różnych wartości stosunku P/Q .



Ryc. 4.

Z przebiegu funkcji φ i ψ widzimy, że naprężenia w belce zależne są w dużym stopniu od masy belki, a to tem bardziej, im bliżej podpór masa Q/g uderza.

Do jak nieścisłych wniosków prowadzić może pominięcie *a priori* wpływu masy belki, konstatować można na przykładzie pracy p. Dr. A. Chmielowca, ogłoszonej w Nr. 15/16 z 20. VIII. 1935 r. *Czasopisma Technicznego*. Przy założeniu, że masa belki jest mała w stosunku do masy spadającej, problem dynamiczny przekształca się w problem niby statyczny, a zamiast równania 14 względnie 14 a p. Dr. Chmielowiec otrzymuje moment zginający w miejscu uderzenia

$$M = \sqrt{\frac{6 E I K}{l}} = M_0$$

t. zn. wartość niezależną od miejsca uderzenia, tak że się nasuwa twierdzenie, które znajdujemy w cytowanej pracy: „przez uderzenie można belkę złamać równie łatwo w środku jak i w innym miejscu“. Z ryc. 3 widzimy jednak, że twierdzenie to jest mylne i wynika tylko z nieścisłego ujęcia problemu.

3. a wreszcie dał mi sposobność uzupełnienia poniżej moich wywodów w kierunku ściśle praktycznym.

Z rysunków 3 i 4 czytamy, że w miarę zmniejszania się stosunku $P:Q$ (P ciężar belki, Q ciężar spadający) krzywe φ i ψ zbliżają się nieograniczenie do linii granicznych przerywanych. Linja dla $P=0,1 Q$ schodzi się prawie z linią graniczną na ryc. 4, zaś na ryc. 3 oddala się od niej wybitnie tylko w pobliżu podpór. Zatem moje proste wzory i sformułowany na ich podstawie lapidarny wniosek, ważne dla belki nieważkiej, co w mojej notatce wyraźnie zaznaczyłem, sprawdzają się dość dobrze na znacznej długości belki rzeczywistej, byle lekkiej. Są nieco za surowe t. j. dają błąd na korzyść pewności zwłaszcza w pobliżu podpór. Ale zato tem dobitniej stwierdzają one fakt, zgodny z wywodami p. Dr. Freudenthala, że z oddaleniem od środka belki moment dynamiczny maleje znacznie wolniej niż moment statyczny. Fakt ten nie powinien pozostać

bez wpływu na konstrukcję belki np. podłużnicy stalowej w moście kolejowym. Dla takiej podłużnicy, belki najczęściej blaszanej, $P:Q \cong 0,1$. Otóż młody a skrupulatny konstruktor skłonny jest osłabiać ku podporom przekrój nakładek podłużnicy, jak mu na to wykres największych momentów statycznych pozwala. Jeżeli go od tego moje proste rozważania powstrzymają, będzie to z pożytkiem dla pewności i dla prostoty konstrukcji.

Dr. Inż. Alfons Chmielowiec.

Działalność Sekcyj P. T. P.

Zebrań Ogólne Członków Sekcji Ogólnej odbędzie się dnia 7 lutego 1936 r. o godz. 18-tej w lokalu Polskiego Tow. Polit. we Lwowie, przy ul. Zimorowicza 9. Porządek obrad: 1. Referat w sprawie organizacji zawodu inżynierskiego. 2. Sprawozdanie z czynności Sekcji Ogólnej w ubiegłym roku. 3. Uchwalenie absolutorjum ustępującemu Zarządowi Sekcji. 4. Wybór nowego Zarządu. 5. Wolne wnioski.

Sekretarz: Przewodniczący:

Inż. Michał Paszkiewicz, Inż. Zbigniew Wierzbiański.

Sprawy Towarzystwa

Zwyczajne Walne Zgromadzenie Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie odbędzie się w myśl uchwały Wydziału Głównego z dnia 13 stycznia 1936 r. w **środek dnia 25 marca 1936 r. o godz. 17-tej** w lokalu Towarzystwa przy ul. Zimorowicza 9, a w razie braku kompletu, tegoż dnia o godz. 18-tej, z ważnością bez względu na liczbę obecnych.

Porządek dzienny będzie podany w Nr. 3 „Czasopisma Technicznego“ z dnia 10 lutego b. r.

Wnioski Oddziałów lub pojedynczych Członków na to Walne Zgromadzenie winne być w myśl § 14 lit. f. Statutu Towarzystwa przedstawione pisemnie na ręce Wydziału Głównego przynajmniej na 2 tygodnie przed terminem Walnego Zgromadzenia t. j. do dnia 10 marca b. r.

Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego P. T. P. z dnia 18. XI. 1935 r. Obecni: Prezes Inż. St. Rybicki, Wiceprezes Inż. Prachtel-Morawiański i 11 członków Wydziału.

1. Protokół z posiedzenia Wydziału Głównego z dnia 7. X. b. r. po odczytaniu przyjęto.

2. Przyjęto jednogłośnie następujących nowych członków: Inż. Czesława Gawlikowskiego, Inż. Macieja Mischkego, Inż. Adama Nadolskiego i Inż. Włodzimierza Werhuna.

3. Sprawa „Czasopisma Technicznego“. Dr. Aulich omawia sprawę programu „Czasopisma Technicznego“. Po dyskusji nad wnioskami w sprawie honorarjów autorskich, w której zabierali głos: Dr. Pareński, Inż. Nosowicz, Prezes Inż. Rycicki i Inż. Krasucki, uchwalono wniosek Prof. Dr. Matakiewicza aby Prezydjum P. T. P. przedstawiło na pos. Wydziału wnioski w powyższej sprawie.

4. Sprawozdanie Skarbnika.

Inż. Nosowicz omawia sprawę podań jakie wpływają do P. T. P. o udzielenie zniżek indywidualnych i stawia wniosek aby uwzględniać takie podania z określeniem czasu ważności udzielonych zniżek.

W obszernej dyskusji jaka się rozwinęła, zabierali głos: Inż. Ciechanowicz, Inż. Kozłowski, Dr. Pareński, Inż. Prachtel-Morawiański, Prof. Dr. Matakiewicz, Prezes Inż. Rybicki, Inż. Krasucki, Inż. Marynowski i Dr. Aulich. Inż. Nosowicz wyjaśnia, że na posiedzeniu Komisji w sprawie obniżenia wkładek uchwalono wkładek narazie jeszcze nie obniżać, a rozpatrywanie tej sprawy nadal kontynuować.

Sprawa obniżenia wkładek została odesłana Komisji do ponownego rozpatrzenia a sprawozdanie Skarbnika przyjęto do wiadomości.

5. Lista delegatów na Walne Zebranie N. O. I.

Inż. Marynowski odczytał następnie listę Delegatów na Zjazd N. O. I. w Warszawie: Rektor Dr. Nadolski, Prof. Bratro, Inż. Welcher, Inż. Kozłowski, Inż. Kubiński, Inż. Wierzbiański, Inż. Ciechanowicz, Inż. Zielski i Inż. Marynowski. Powyższa lista zostanie przesłana do Zarządu N. O. I., z zastrzeżeniem, że w razie nieobecności któregoś z wymienionych delegatów głosy przysługujące P. T. P. zostaną rozdzielone między obecnych na Zjeździe.

6. Odczytano pismo Inż. Grubeckiego, zast. czł. Wyzd. Głównego i na wniosek Inż. Marynowskiego przyjęto jego rezygnację do wiadomości.

7. Odczytano i przyjęto do wiadomości pismo Tow. Wojskowo-Techn. i odpowiedź P. T. P., w którym Towarzystwo wyraża swoją zgodę na organizację Kursu Inżynierskiego we Lwowie, w styczniu 1936 r.

Na tem posiedzenie zamknięto.

TREŚĆ: M. T. Huber: Drgania nawierzchni kolejowej. — Prof. Maksymiljan Matakiewicz: Materiał ruchomy w potokach i rzekach i badanie jego ruchu. — Dr. Inż. Alfred Freudenthal: Naprężenia w belce pod wpływem uderzenia poprzecznego. — Działalność Sekcyj P. T. P. — Sprawy Towarzystwa.

Ceny ogłoszeń jednorazowych:

$\frac{1}{2}$ str. zł. 240; $\frac{1}{3}$ str. zł. 140
 $\frac{1}{4}$ „ „ 80; $\frac{1}{8}$ „ „ 50
 $\frac{1}{16}$ „ „ 30; $\frac{1}{32}$ „ „ 20

Ogłoszenia na miejscach uprzywilejowanych, specjalnie rezerwanych o 25% drożej.

Adres Redakcji i Administracji:

Lwów, ul. Zimorowicza l. 9.
Telefon Redakcji 226—60. Telefon Redaktora 117—75. Konto P. K. O. 151,857.

Prenumerata w kraju: rocznie zł. 32; kwartalnie zł. 8.

Cena pojedynczego zeszytu zł. 1'60.

Przy ogłoszeniach powtarzanych udziela się następujących opustów:

2-krotnie	10%	3-krotnie	12%
4- „	15%	6- „	20%
10- „	25%	12- „	30%
18- „	40%	24- „	50%

Dla ogłaszających się stale, zmiany w tekstach ogłoszeń są bezpłatne.