

TREŚĆ: Inż. St. Hempel: Racjonalne formy łuków w zastosowaniu do mostów. (Dokończenie). — Inż. M. Mazur: Prędkość opadania ziarna piasku w wodzie i jej znaczenie przy konstrukcji osadników. (Ciąg dalszy). — Inż. Dr. A. Chmielowiec: W sprawie obliczania prętów ściskanych. — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Nekrologja.

Inż. Stanisław Hempel.

Racjonalne formy łuków w zastosowaniu do mostów.

(Dokończenie).

Dotychczas wymienione prace nad określeniem racjonalnej osi łuku, nie wyłączając inż. Legay, obracają się wyłącznie około krzywych sznurowych, które jak sama nazwa wskazuje, mają uzasadnienie teoretyczne w odniesieniu do łuków nieskończenie cienkich. W rzeczywistości mamy do czynienia z łukami skończonej grubości.

Ostateczne rozwiązanie zagadnienia o racjonalnej formie łuków skończonej grubości zawdzięcza nauka Profesorowi Stanisławowi Belzeckiemu. (Dysertacja⁵⁾). Zasadniczą różnicą, jaka zachodzi między łukiem skończonej grubości i łukiem nieskończenie cienkim w języku technicznym wyjaśnia wzór Bress'a. Wzór Bress'a, jako mało znany i niespotykany w powszechnie używanych kursach statyki przytaczam niżej z wyprowadzeniem.

Twierdzenie Bress'a.

Oznaczmy:

dp ... ciężar $aefb$

dv ... ciężar $abcd$

dH ... siła pozioma (parcie ciała sypkiego na sklepienie)

x_1 } ... wsp. zewn. powierzchni łuku

y_1 } ... wsp. zewn. powierzchni łuku

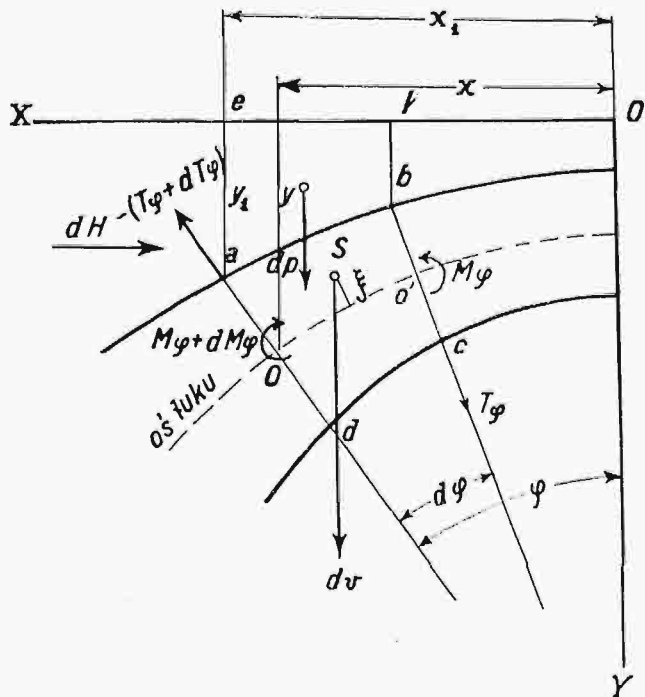
σ ... gęstość nadsypki

σ' ... gęstość materiału łuku

g ... przyspieszenie ziemskie

ξ ... odległość środka ciężkości „ S^u ” wycinka $abcd$ od osi łuku

ds ... OO' .



Rys. 5.

⁵⁾ Wspomniana praca, której jeden egzemplarz w Polsce jest w posiadaniu p. prof. Belzeckiej, powinna doczekać się przetłumaczenia na język polski.

Wydzielamy z łuku elementarny klin $abcd$ i piszemy równanie momentów względem punktu O .

Otrzymamy

$$-M_\varphi + (M_\varphi + dM_\varphi) + T_\varphi ds - e \sin \varphi dp + e \cos \varphi dH - \xi \sin \varphi dv = 0.$$

Wstawiając w powyższe równanie:

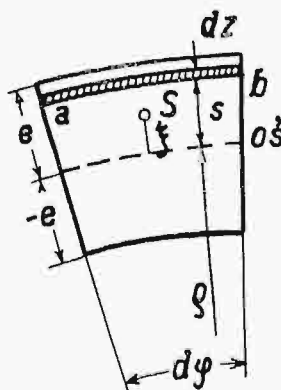
$$dp = \sigma g y_1 dx_1$$

$$dv = \sigma' g 2 e ds$$

$$dH = n \sigma g \varphi_1 dx_1 \quad (n \text{ funkcja współrzędnych})$$

$$\xi = \frac{\int_{-e}^{+e} z ab dz}{\int_{-e}^{+e} ab dz} = \frac{\int_{-e}^{+e} z(\rho+z) dz}{\int_{-e}^{+e} (\rho+z) dz}$$

$$= \left[\frac{z^3}{3} \right]_{-e}^{+e} = \frac{2e^3}{3\rho}$$



Rys. 6.

uwzględniając że:

$$2e = \frac{2e_0}{\cos \varphi}$$

$$y_1 = y - e \cos \varphi = y - e_0$$

$$x_1 = x + e \sin \varphi = x + e_0 y'$$

$$dx_1 = (1 + e_0 y'') dx$$

otrzymamy:

$$\partial M_\varphi + T_\varphi ds - \sigma g (y - e_0) (1 + e_0 y'') e_0 dy + n \sigma g (y - e_0) (1 + e_0 y'') e_0 dx - \sigma' g 2 e ds y' \frac{e^2}{3\rho} = 0$$

podstawiając

$$y'' = \frac{(1 + y'^2)^{3/2}}{\rho}$$

otrzymamy ogólne równanie Bress'a:

$$\partial M_\varphi + T_\varphi ds - \sigma g e_0 (y - e_0) \left(1 + \frac{e_0 (1 + y'^2)^{3/2}}{\rho} \right) dy + n \sigma g e_0 (y - e_0) \left(1 + \frac{e_0 (1 + y'^2)^{3/2}}{\rho} \right) dx - \sigma' g 2 e_0 \frac{e^2}{3\rho} y' ds = 0.$$

Opuszczając w tym równaniu wyrazy z ρ w mianowniku jako małe wobec innych i nie uwzględniając sił poziomych otrzymamy:

$$\partial M_\varphi + T_\varphi ds - \sigma g e_0 (y - e_0) dy = 0$$

albo

$$\frac{\partial M_\varphi}{\partial s} = -T_\varphi + \frac{S dm}{ds} \dots (7) \quad (S dm = \sigma g e_0 (y - e_0) dy).$$

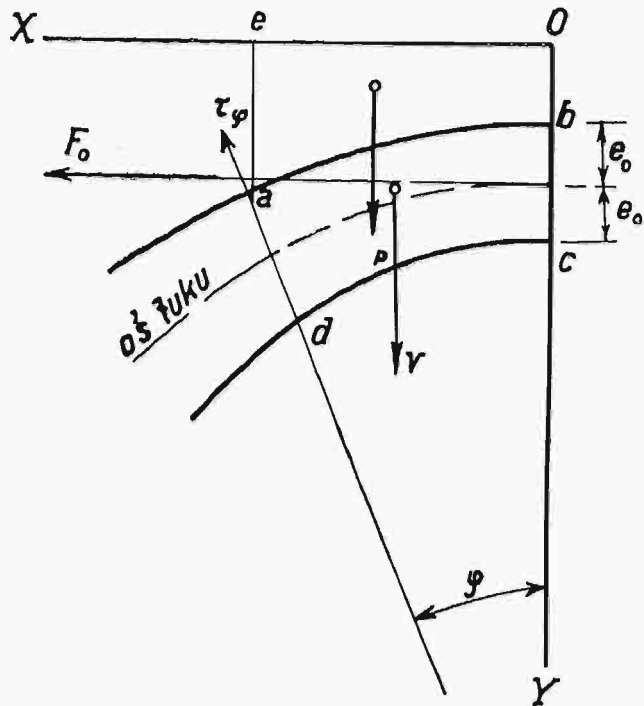
Równanie (7) odróżnia łuk o skończonej grubości od łuku nieskończenie cienkiego, dla tego ostatniego $S dm = 0$.

W łuku o skończonej grubości $S dm > 0$ ponieważ siły przyłożone do powierzchni łuku działają na oś łuku ekscentrycznie, zginając jej końce ku środkowi łuku (zwiększając krzywiznę).

Wyżej podane równanie Bress'a odróżniające łuk skończonej grubości, od łuku nieskończonej cienkiego pozwoliło prof. S. Bełzeckiemu rozwiązać ostatecznie zagadnienie racjonalnych form osi łuków.

Formę osi szukamy dla łuku trójprzegubowego. Racjonalna oś dla łuku trójprzegubowego będzie racjonalną i dla łuku o końcach zamocowanych.

Równowaga odcinka łuku a, b, c, d (rys. 7) prowadzi do następujących równań. (Łuk symetryczny i symetrycznie obciążony).



Rys. 7.

Rzut sił na kierunek T_φ

$$T_\varphi + \bar{\Phi}_0 \sin \varphi - (p + \nu) \cos \varphi = 0 \quad (8) \text{ łuk bezprzegubowy}$$

$$\tau_\varphi + F_0 \sin \varphi - (p + \nu) \cos \varphi = 0 \quad (9) \text{ łuk trójprzegubowy}$$

Równanie momentów dla przekroju φ :

$$M_\varphi - M_0 = \bar{\Phi}_0 (y - y_0) - \Sigma M_\varphi \quad (10)$$

W powyższych równaniach oznaczono:

F_0 — rozpór w kluczu łuku trójprzegubowego

$\bar{\Phi}_0$ — rozpór w kluczu łuku bezprzegubowego

τ_φ — wektor sił ścinających w przekroju φ łuku trójprzegubowego

T_φ — wektor sił ścinających w przekroju φ łuku bezprzegubowego

p — ciężar części $aeob$

ν — ciężar części $abcd$

ΣM_φ — suma momentów sił p i ν dla przekroju φ .

Całkując równanie Bress'a w granicach od zera do x otrzymamy:

$$M_\varphi - M_0 = - \int_0^x T_\varphi ds + \sigma g e_0 \left\{ \frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right\} \quad (11)$$

Odejmując od równania (9) równanie (8) otrzymamy:

$$(F_0 - \bar{\Phi}_0) \sin \varphi = T_\varphi - \tau_\varphi \quad (12)$$

Po wstawieniu wartości T_φ z równania (12) do równania (11) będziemy mieli:

$$M_\varphi = M_0 - \int_0^x \tau_\varphi ds - (F_0 - \bar{\Phi}_0)(y - y_0) + \sigma g e_0 \left\{ \frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right\} \quad (13)$$

Moment w kluczu, moment w dowolnym przekroju, rozpór w kluczu i siła ścinająca zależą od formy osi

łuku. Ponieważ równań równowagi jest trzy, a niewiadomych cztery, zatem jedną z tych wielkości można zadać dowolnie. Tym parametrem niech będzie τ_φ . W zależności od tego jaką wartość nadamy τ_φ będzie się zmieniać kształt osi łuku.

Wśród wartości jakie możemy nadawać τ_φ wyróżniają się następujące:

a) $\tau_\varphi \equiv 0$ — w każdym przekroju równa się zero, czyli wektor spotyka każdy przekrój łuku normalnie (pod kątem prostym),

$$b) \tau_\varphi = \sigma g e_0 \left\{ \frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right\}.$$

Przy powyższych wartościach dla τ_φ równanie (13) przyjmie następującą postać:

$$a) M_\varphi = M_0 - [F_0 - \bar{\Phi}_0](y - y_0) + \sigma g e_0 \left\{ \frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right\} \quad (14)$$

$$b) M_\varphi = M_0 - (F_0 - \bar{\Phi}_0)(y - y_0)$$

W równaniu (a) M_φ jest funkcją drugiego stopnia względem y , w równaniu (b) M_φ jest funkcją liniową y . Określając oś łuku z równania (a) możemy zawsze tak dobrać parametr y_0 aby krzywa ciśnienia przecinała oś łuku dwa razy (w każdej połowie). Z równania (b) wnioskujemy, że krzywa ciśnienia przecina oś łuku tylko jeden raz. Z powyższego wynika, że przy osi (a) otrzymamy granicę zmienności momentów mniejszą niż przy osi (b).

Porównując równania (14) i (10) otrzymamy:

$$a) F_0 (y - y_0) = \sigma g e_0 \left\{ \frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right\} + \Sigma M_\varphi \quad (15)$$

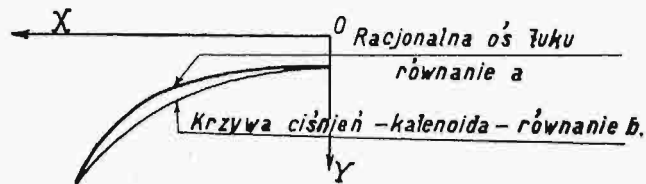
$$b) F_0 (y - y_0) = \Sigma M_\varphi \text{ krzywa ciśnienia}$$

Z powyższych dwóch równań wynikają następujące wnioski:

W łuku o osi (b) największe momenty od ciężaru własnego i równomiernego otrzymamy tam gdzie y największe, a więc w węzłach. Również w węzłach wypadają największe momenty od ciężaru ruchomego i zmian temperatury. Największe momenty poszczególnych obciążeń sumują się w węzłach.

W łuku osi (a) moment największy od ciężaru własnego i równomiernego leży w pewnej odległości od węzła, a zatem maxima momentów poszczególnych obciążeń nie sumują się w jednym przekroju. Te własności łuku o osi (a) świadczą o jej wyższości nad łukiem o osi (b). Rozpór łuku o osi (a) jest większy od rozporu łuku o osi (b). Krzywizna w kluczu łuku o osi (a) jest mniejsza niż w drugim wypadku.

Racjonalna oś łuku (a) przechodzi nad osią (b) (krzywa ciśnienia).



Rys. 8.

Rzut sił na kierunek osi X -ów daje równanie: (patrz rys. 7)

$$F_0 + \tau_\varphi \sin \varphi - F_\varphi \cos \varphi = 0$$

albo

$$F_\varphi = \frac{F_0}{\cos \varphi} + \tau_\varphi \operatorname{tg} \varphi$$

przy założeniu $\tau_\varphi \equiv 0$, warunek racjonalności osi łuku (F_φ działa normalnie do przekroju)

$$\text{otrzymamy} \quad F_\varphi = \frac{F_0}{\cos \varphi}.$$

Grubość łuku w dowolnym przekroju określamy tak, aby naprężenia normalne były wielkością stałą, czyli

$$\frac{F_\varphi}{2e} = \frac{F_0}{2e_0}$$

wstawiając $F_\varphi = \frac{F_0}{\cos \varphi}$ otrzymamy $e = \frac{e_0}{\cos \varphi}$.

Całkowanie równania osi przy warunku $\tau_y \equiv 0$.

Równanie (9) przy $\tau_y \equiv 0$ będzie

$$F_0 \sin \varphi = (p + \nu) \cos \varphi$$

albo

$$F_0 y' = p + \nu \quad (16)$$

$$p = \sigma g \int_0^x y_1 dx_1 = \sigma g \int_0^x (y - e_0)(1 + e_0 y'') dx$$

$$\nu = \sigma' g \int_0^x 2e ds = \sigma' g 2e_0 \int_0^x \frac{ds}{\cos \varphi} = \sigma g 2e_0 \int_0^x \frac{dx}{\cos^2 \varphi}$$

$$\nu = \sigma' g 2e_0 \int_0^x (1 + y'^2) dx.$$

Wstawiając wartości p i ν do równania (16) otrzymamy:

$$F_0 y' = \sigma g \int_0^x (y - e_0)(1 + e_0 y'') dx + 2e_0 \sigma' g \int_0^x (1 + y'^2) dx.$$

W celu uwolnienia się od całek bierzemy pochodną po x :

$$F_0 y'' = \sigma g (y - e_0)(1 + e_0 y'') + 2e_0 \sigma' g (1 + y'^2)$$

albo

$$y'' [F_0 - \sigma g e_0 (y - e_0)] = 2\sigma' g e_0 y'^2 + \sigma g y + 2\sigma' g e_0 - \sigma g e_0$$

dzieliąc przez σg otrzymamy:

$$y'' \left[\frac{F_0}{\sigma g} - e_0 (y - e_0) \right] = 2e_0 \frac{\sigma'}{\sigma} y'^2 + y + e_0 \left(\frac{2\sigma'}{\sigma} - 1 \right).$$

Oznaczmy:

$$\frac{F_0}{\sigma g} = k, \quad 2e_0 \frac{\sigma'}{\sigma} = B, \quad e_0 \left(\frac{2\sigma'}{\sigma} - 1 \right) = C.$$

Ostateczne równanie różniczkowe osi łuku będzie:

$$[k - e_0 (y - e_0)] y'' = B y'^2 + C.$$

Równanie różniczkowe typu Liouville'a. Sposób całkowania patrz str. 120 A. R. Forsyth, w tłumaczeniu na niemieckie, wydanie Friedr. Vieweg-Sohn 1912. (Lehrbuch. Differential-Gleichungen).

Pierwszą całkę tego równania zawsze można znaleźć, druga całka prowadzi do kwadratury, w której pod pierwiastkiem występuje wielomian 4-go stopnia, a zatem druga całka prowadzi do funkcji eliptycznych. Zamiast całkowania w funkcjach eliptycznych można całkować to równanie przybliżenie przez szereg.

Mosty łukowe dużych rozpiętości posiadają jezdnię i torowisko oparte na sklepieniu za pośrednictwem słupków.

Ciążar własny mostu składa się z dwóch części: ciężaru własnego łuku i ciężaru torowiska, równomiernie rozłożonego. Mały ciężar słupków w porównaniu z resztą obciążenia można włączyć do ciężaru torowiska. Przy powyższych założeniach równanie różniczkowe osi łuku będzie:

$$F_0 y'' = 2e_0 \sigma' g (1 + y'^2) + \sigma g h$$

gdzie h — grubość obciążenia przez torowisko ($\sigma g h$ obciążenie jednostki długości).

Oznaczając $\frac{F_0}{\sigma g}$ przez K , $\frac{2\sigma' e_0}{\sigma k}$ przez „ a “, $\frac{h}{k}$ przez „ b “

równanie różniczkowe przyjmie postać

$$y'' = a(1 + y'^2) + b$$

albo

$$\frac{y''}{a(1 + y'^2) + b} = 1$$

mnożąc obie strony równania przez $2ay'dx$ otrzymamy:

$$\frac{2ay'y'' dx}{a(1 + y'^2) + b} = 2ay' dx$$

Pierwsza całka

$$\ln \{a(1 + y'^2) + b\} = 2ay + C \quad (17)$$

$$\text{dla } x=0, \quad y=y_0, \quad y'=0,$$

$$\ln(a+b) = 2ay_0 + C$$

$$\text{skąd } C = \ln(a+b) - 2ay_0.$$

Wstawiając C do równania (17) otrzymamy:

$$\ln \frac{a(1 + y'^2) + b}{a+b} = 2a(y - y_0)$$

$$\text{albo } y' = \sqrt{\frac{a+b}{a}} \sqrt{e^{2a(y-y_0)} - 1} = D \sqrt{e^{2a(y-y_0)} - 1}$$

$$\text{gdzie } D = \sqrt{\frac{a+b}{a}}$$

$$x = \int \frac{dy}{D \sqrt{e^{2a(y-y_0)} - 1}} + C_1 \quad (18)$$

Oznaczmy: $e^{2a(y-y_0)} = u$.

$$\text{skąd } e^{2a(y-y_0)} \cdot 2a dy = du$$

a zatem

$$dy = \frac{du}{2au}.$$

Po podstawieniu powyższych wartości do równania (18) otrzymamy:

$$x = \frac{1}{2aD} \int \frac{du}{\sqrt{u-1}} = -\frac{1}{aD} \arccos \frac{1}{\sqrt{u}} + C_1$$

dla

$$x=0, \quad y=y_0, \quad C_1=0$$

czyli

$$\cos(aDx) = e^{-a(y-y_0)}$$

albo

$$-a(y-y_0) = \ln \cos(aDx)$$

$$\text{lub wreszcie } y - y_0 = -\frac{1}{a} \ln \cos(aDx).$$

Ostateczne równanie osi łuku będzie:

$$y = y_0 - \frac{\sigma k}{2\sigma' e_0} \ln \cos \left[x \frac{2\sigma' e_0}{\sigma k} \sqrt{1 + \frac{h\sigma}{2\sigma' e_0}} \right] \quad (19)$$

Ciążar własny łuku przy dużej rozpiętości mostu może być tak duży, iż dla określenia jego osi inne obciążenia można pominąć jako wielkości małe. W takim wypadku równanie różniczkowe osi łuku będzie

$$F_0 y'' = 2e_0 \sigma' g (1 + y'^2)$$

oznaczając

$$\frac{2e_0 \sigma' g}{F_0} = a$$

$$\text{otrzymamy } y'' = a(1 + y'^2) \quad (20)$$

Korzystając z wyników poprzedniego całkowania, przyjmując $b=0$, $D=1$

otrzymamy całkę równania (20) w formie

$$y = y_0 - \frac{1}{a} \ln \cos(ax)$$

dla klucza

$$y'=0, \quad y''=a$$

czyli „ a “ jest krzywizną w kluczu.

Oznaczając

$$a = \frac{1}{\rho_0}$$

otrzymamy równanie osi łuku w następującej formie:

$$y - y_0 = -\rho_0 \ln \cos \left(\frac{x}{\rho_0} \right) \quad (21)$$

Dla określenia rozporu łuku otrzymujemy prosty wzór:

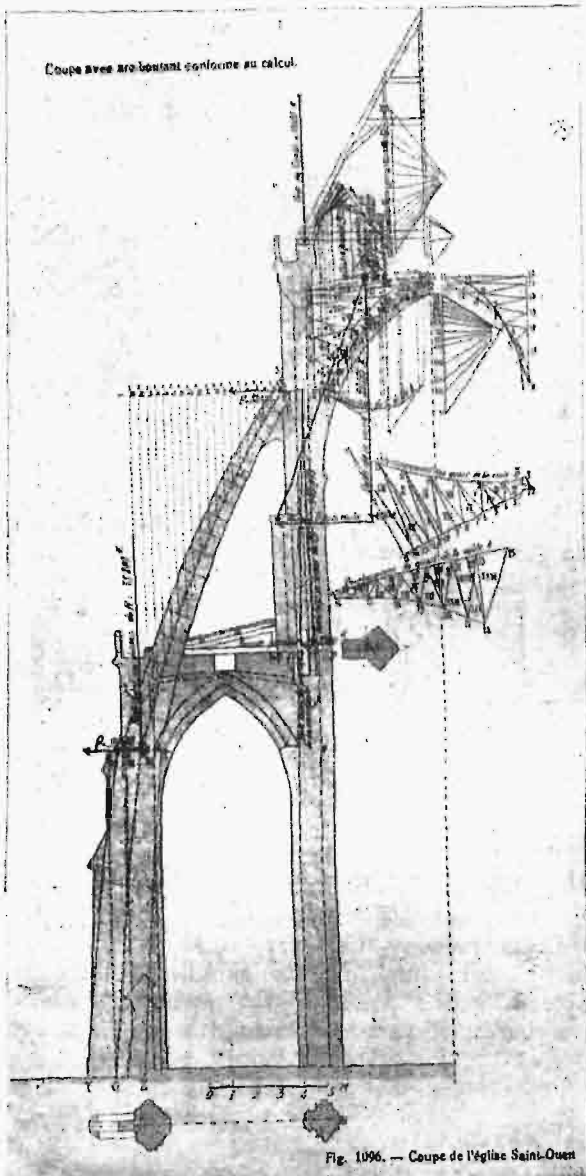
$$F_0 = 2e_0 \sigma' g \rho_0$$

(obciążenie jednostronne w kluczu-razy promień krzywizny w kluczu).

*

Równanie osi łuku ostatnio przytoczone (21) może mieć zastosowanie nie tylko do mostów wielkiej rozpiętości lecz również w budownictwie kościelnym.

W niektórych kościołach gotyckich spotykamy łukowe zewnętrzne przypory, które noszą wyłącznie swój własny ciężar, a zatem do takich przypór zupełnie ściśle stosuje się wyżej wyprowadzone równanie osi łuku. Typowym przykładem zastosowania wspomnianej formy łuku w budownictwie kościelnym może służyć kościół w Rouen (rys. 9).⁶⁾



Rys. 9.

Przytoczony przykład dowodzi, iż architektki francuscy doceniają i stosują zdobycze teoretyczne.

Poza wyżej wymienionymi formami osi łuków praktyka budowy mostów łukowych zna następujące równania krzywych.⁷⁾

Most Bonicaut — krzywa wewnętrzna łuku

$$y = 1,006486 \left[e^{\frac{x}{10,41608}} + e^{-\frac{x}{10,41608}} - 2 \right]$$

Most Luksenburg — krzywa wewnętrzna łuku

$$y = 141,2981 \left[1 - \sqrt{1 - 0,0004 x^2} \right]$$

⁶⁾ Elements et théorie de l'architecture par J. Gaudet, tom III, str. 344. Równanie osi przypory: $y = -20 \ln \cos \left(\frac{x}{20} \right)$.

⁷⁾ Kamiennye mosty — Piercedieryj.

przyczem grubość łuku zmienia się według prawa

$$e = e_0 + (e_1 - e_0) \left(\frac{y}{16,2} \right)^{0,6}$$

e_0 = grubość w kluczu

e_1 = grubość w węzłowiach

16,2 = strzałka łuku.

Most des Amidonniers w Tuluzie:

krzywa wewnętrzna łuku

$$y = 441,13 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{441,13}} \right] + 10,4 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{23}} \right]$$

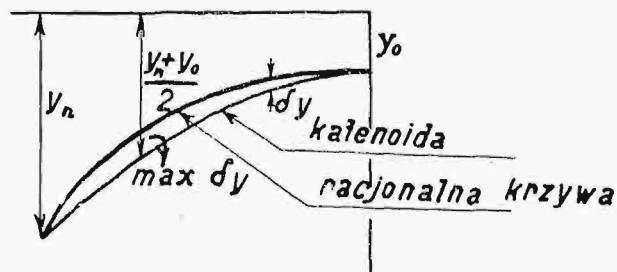
krzywa zewnętrzna łuku

$$y = 51,7825 \left[1 - \sqrt[7]{1 - 0,0011849 x^2} \right]$$

Most Villeneuve — oś łuku:

$$y = 0,47619 \left(\frac{x}{10} \right)^2 \left[1 + 0,00681819 \left(\frac{x}{10} \right)^2 + 0,0000161006 \left(\frac{x}{10} \right)^4 \right].$$

Wyznaczenie osi łuku według katenoidy dzięki tablicom (I, II, III, IV) opracowanym przez Legay nie przedstawia trudności. Mając równanie katenoidy można bardzo łatwo przejść do racjonalnej osi łuku określonej z warunku $\tau = 0$, w tym celu należy do rzędnych katenoidy dodać δy :



Rys. 10.

$$\delta y = -\frac{\sigma g}{2 F_0} (y - y_0) (y_n - y)$$

Największe δy wypada przy $y = \frac{y_n + y_0}{2}$ i wynosi

$$\max. \delta y = -\frac{\sigma g}{8 F_0} (y_n - y_0)^2.$$

Wyprowadzenie δy .

Równanie 15-a przedstawia racjonalną krzywą osi łuku, równanie 15-b przedstawia katenoidę — krzywą sznurową.

Przejście od katenoidy do racjonalnej osi można wykonać biorąc przyrosty równania 15-b a mianowicie:

$$\begin{aligned} \delta F_0 (y - y_0) + F_0 \delta y &= \delta \Sigma M_{\varphi} = \\ &= \sigma g e_0 \left[\frac{y^2 - y_0^2}{2} - e_0 (y - y_0) \right] \end{aligned} \quad (22)$$

przy $x = l$ ($2l$ rozpiętość łuku)

$$y - y_0 = f, \quad \delta y = 0, \quad y = y_n$$

skąd

$$\Delta F_0 = \left(\frac{y_n^2 - y_0^2}{2f} - e_0 \right) \sigma g e_0$$

wstawiając ΔF_0 w równanie (22) otrzymamy

$$\delta y = -\frac{\sigma g}{2 F_0} (y - y_0) (y_n - y).$$

Dla spopularyzowania w świecie technicznym podstaw teoretycznych projektowania mostów łukowych,

byłoby wielce pożądanym opublikowanie projektu mostu łukowego z całkowitem obliczeniem statycznym. Jako wzorowy przykład mógłby służyć projekt mostu przez rzekę Tierek zaprojektowany i wykonany przez ś. p. Profesora Stanisława Bełzeckiego, twórcę racjonalnych form osi łuków. Można żywić nadzieję, iż Ministerstwo Robót Publicznych oraz Ministerstwo Komunikacji

zainteresuje się pracami technicznymi ś. p. Profesora Stanisława Bełzeckiego.

Nie mamy wprawdzie tak pięknych i wielkich mostów jak zagranicą, natomiast dzięki Prof. Bełzeckiemu takie prace w dziedzinie mostów łukowych, jakimi nie mogą się szczycić nasi bliżsi i dalsi sąsiedzi.

Inż. Michał Mazur

Konstruktor I. Katedry Budownictwa wodnego Politechniki Lwowskiej.

Prędkość opadania ziarn piasku w wodzie i jej znaczenie przy konstrukcji osadników.

(Ciąg dalszy).

Średnia prędkość przepływu wody w osadniku, oraz rozkład prędkości w przekrojach poprzecznych.

Z kolei należy się zastanowić nad drugim czynnikiem mającym wpływ na wymiary projektowanego osadnika, t. j. nad prędkością przepływu wody przez osadnik, którą oznaczamy literą v . Wielkość powierzchni przekroju poprzecznego osadnika F oblicza się ze wzoru:

$$F = \frac{Q}{v} \quad \dots \quad 24$$

W tym wzorze oznacza Q objętość przepływu wody przez osadnik, a v przyjętą średnią prędkość przepływu przez osadnik.

Ze względu na kosztą budowy powinien być osadnik jak najmniejszy, a więc v należy przyjmować możliwie wielkie. Zbyt wielka prędkość mogłaby spowodować na nowo ruch materiałów już na dnie osadzonych, do czego nie możemy przy konstrukcji osadników dopuścić. Musi się zatem przyjąć średnią prędkość przepływu przez osadnik v tak wielką, aby odpowiadała obu warunkom, t. j. aby przy możliwie jak największej wartości na v , spokojny przebieg osadzania się materiałów na dnie nie został naruszony.

Aby powyższe zagadnienie rozwiązać, należy się najpierw zastanowić, jaki związek zachodzi pomiędzy wielkością materiałów osadzających się na dnie, a prędkością wody, z jaką płynąca struga wody napiera na ziarno piasku spoczywające na dnie osadnika. W tym celu przeprowadzamy następujące rozważanie.

Na ziarno piasku osadzone na dnie osadnika działa, prócz siły ciężkości i reakcji dna, napór wody płynącej, któremu przeciwstawia się tarcie ziarna o dno osadnika. Kierunek obu tych sił ostatnich, t. j. naporu i tarcia, jest w przybliżeniu równoległy do kierunku ruchu wody. Przyjmując wielkość tarcia T proporcjonalną do ciężaru ziarnka, a wielkość siły naporu wody płynącej według ogólnego wzoru wyrażonego równaniem 3-ciem, omawianego w poprzedniej części niniejszej pracy i przyrównując do siebie te wartości otrzymujemy:

$$T = fQ = W,$$

$$\text{albo:} \quad f \cdot \frac{d^3 \pi}{6} (\gamma_1 - \gamma) = \xi \gamma \frac{d^2 \pi}{4} \frac{v^2}{2g},$$

z czego:

$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{f}{\xi} g \frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma} d} \quad \dots \quad 25$$

W równaniu tem oznacza f współczynnik tarcia ziarnka piasku o dno osadnika, ξ współczynnik liczbowy, którego znaczenie omówiono w 1-szej części przy wzorze na wielkość naporu wody płynącej. Dalej g oznacza przyspieszenie ciężkości, d średnicę ziarna, γ_1 jego ciężar właściwy, a γ ciężar właściwy wody. Przyjmując $f=0,5$, $\xi=0,5$ i $\gamma=2,51$ otrzymamy dla piasku:

$$v = 4,45 \sqrt{d} \quad \dots \quad 25a$$

Na zasadzie powyżej wyszczególnionych przyjęć został wyprowadzony związek pomiędzy prędkością

strugi wody uderzającej na ziarno piasku a średnicą tegoż ziarnka, wyrażający parabolę stopnia 2-go, o osi poziomej równoległej do odciętych d .

Z uwagi, że całkowity ciężar ziarnka jest proporcjonalny do sześcienu średnicy d , t. j. do d^3 , można powiedzieć, że prędkość v jest proporcjonalna do 6-go pierwiastka z ciężaru ziarnka G , czyli:

$$v = K \sqrt[6]{G}, \quad \dots \quad 25b$$

przyczem K oznacza współczynnik liczbowy.

Związek ten podany w formie równań 25a i 25b został przez hydraulików już dawniej wyprowadzony. Sternberg w „Zeitschrift für Bauwesen“ 1876 podaje wzór następujący:

$$v = 4,43 \sqrt[6]{b}, \quad \dots \quad 25c$$

przyczem v oznacza prędkość strugi wody, pod której naporem ziarno piasku kształtu elipsoidy o osiach a , b , c zaczyna się poruszać po dnie łożyska. Law (Forchheimer, „Hydraulik“) twierdzi, że taki sam związek pomiędzy ziarnkiem piasku, a prędkością wody zachodzi także, gdy założymy toczenie się ziarna, a nie posuwanie jak na początku założono.

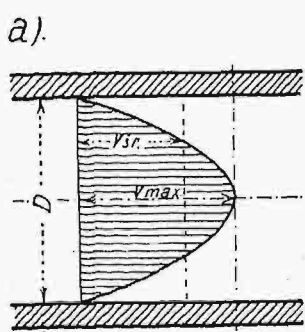
Współczynniki liczbowe ξ , f , względnie K , należy ustalić na podstawie bezpośrednich pomiarów w naturze, względnie na modelach w instytutach do badań wodnych. Wprawdzie doświadczeń w tym kierunku wykonano już wiele, jednak wyniki ich wykazują dalekie wahania, tak że ogólnej wartości tych współczynników nie znamy.

We wzorach 25, litera v oznacza prędkość strugi wody, uderzającej na ziarno piasku, położone na dnie osadnika. Oznacza więc prędkość wody przy dnie, która jest zasadniczo różna od średniej prędkości przekroju, jest ona od niej znacznie mniejsza. Aby zatem zagadnienie oznaczenia przekroju osadnika rozwiązać, musimy najpierw znaleźć związek pomiędzy prędkością przy dnie v_a , a średnią prędkością w przekroju v_s . Związek ten, jakoteż dokładne sprecyzowanie pojęcia prędkości przy dnie, lub krótko prędkości dna, albo prędkości przyściennej, będziemy starali się ustalić z rozkładu prędkości w prostej pionowej (prostopadłej do kierunku ruchu).

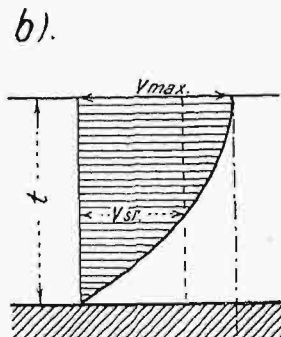
W sprawie rozkładu prędkości w danym przekroju należy odróżnić dwie fazy, z których pierwsza dotyczy ruchu laminarnego, albo uwarstwionego (ślizgowego), druga natomiast ruchu burzliwego. W pierwszym przypadku, t. j. ruchu laminarnego, rozkład prędkości w prostej pionowej dla poszczególnych przypadków łożysk regularnych da się oznaczyć drogą teoretyczną przy pomocy równań matematycznych. Zakładamy, że dla cieczy lepkiej natężenie styczne τ , wywołane przesuwaniem się wzajemnem warstewek cieczy, zmienia się według wzoru:

$$\tau = -\eta \frac{dv}{dr} \quad \dots \quad 26$$

zwanego elementarnem prawem Newtona. W tym wzorze dv oznacza elementarną zmianę prędkości pomiędzy dwoma przekrojami równoległymi do kierunku ruchu wody, a odległymi od siebie o dr . Litera r oznacza odległość tego elementu od ściany naczyń, a η oznacza współczynnik lepkości wody, określony w 1-szej części niniejszej pracy, równaniem 5-tem. Wychodząc z tego założenia, można udowodnić, że dla rur okrągłych rozkład prędkości w płaszczyźnie przechodzącej przez osł rury przedstawia się w kształcie paraboli 2-go stopnia, o osi wpadającej w osł rury (rys. 5a). Taki sam rozkład paraboliczny otrzymuje się dla koryta otwartego, o przekroju prostokątnym dostatecznie szerokim, gdzie wpływ ścian bocznych na rozkład prędkości można opuścić (rys. 5b). Zauważa się, że w tym drugim przypadku osł paraboli leży na powierzchni zwierciadła wody.



Rys. 5a.



Rys. 5b.

W tych obu przykładach nie może być mowy o prędkości przyściennej, gdyż ta prędkość jest równa zeru, a następnie stopniowo wzrasta według paraboli, jak na rysunkach 5a i 5b. Temsamem można powiedzieć, że w przypadku ruchu laminarnego, któryby zaistniał w łożyskach otwartych lub w rurach, nie będzie działania naporu wody płynącej na bardzo drobne ziarnko mineralne znajdujące się bezpośrednio przy ścianie rury, względnie przy dnie koryta otwartego. Laminarny ruch wody w łożyskach naturalnych lub sztucznych prawie nigdy nie zachodzi. Już przy bardzo małych prędkościach, wynoszących zaledwie parę milimetrów na sekundę, powstaje ruch burzliwy. Prędkość krytyczną dla przepływu wody w rurach, przy której ruch laminarny przechodzi w ruch burzliwy określa równanie podane przez Reynolds'a:

$$\left. \begin{aligned} \text{prędkość krytyczna górna:} \\ v = \frac{0,023}{(1 + 0,0336 T + 0,000221 T^2)} d \\ \text{prędkość krytyczna dolna:} \\ v = \frac{0,0036}{(1 + 0,0336 T + 0,000221 T^2)} d \end{aligned} \right\} \dots 27$$

przyczem T oznacza temperaturę wody w stopniach Celsiusa, d zaś oznacza średnicę rury. Prędkość krytyczna górna oznacza prędkość, przy której z ruchu laminarnego przechodzi w ruch burzliwy tj. przy prędkościach rosnących. Wartość druga natomiast oznaczałaby prędkość graniczną obu tych ruchów przy prędkościach się zmniejszających, a więc przy przejściu z ruchu burzliwego w ruch laminarny. Pojęcia te będą jeszcze w ciągu niniejszej pracy obszerniej rozpatrywane.

Wzory 27, można odnieść dla łożysk otwartych; po wstawieniu $d=4R$, oraz $T=10^\circ\text{C}$, a więc otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} \text{prędkość krytyczna górna } v = \frac{0,0042}{R} \\ \text{prędkość krytyczna dolna } v = \frac{0,00066}{R} \end{aligned} \right\} \dots 27a$$

W przypadku bardzo szerokich łożysk naturalnych wstawia się zamiast promienia hydraulicznego R średnią głębokość więc:

$$\left. \begin{aligned} v_{kr. \text{ gór.}} &= \frac{0,0042}{t} \\ v_{kr. \text{ dol.}} &= \frac{0,00066}{t} \end{aligned} \right\} \dots 27b$$

We wzorach 27—27b należy wstawiać wartości w metrach i sekundach. Dla głębokości $t=2\text{m}$ otrzymuje się $v=0,0021-0,00033\text{ m/sek}$. W wykonanych osadnikach prędkości są z reguły o wiele większe, więc zawsze będzie zachodzić w nich ruch burzliwy.

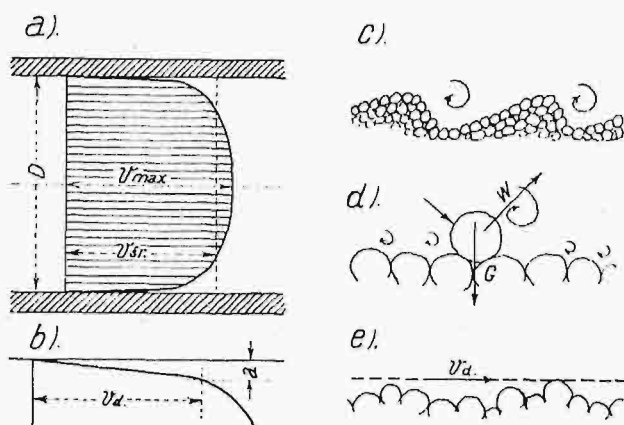
W sprawie rozkładu prędkości w przypadku ruchu burzliwego należy zauważyć, że drogą teoretyczną nie uzyskano dotychczas zadowalniających rezultatów. Dopiero pomiary wykonywane w czasie doświadczeń w laboratorjach wodnych dały pewne podstawy do rozwiązania tego zagadnienia drogą empiryczną. Jasmund stwierdza, że ruch burzliwy powstaje, gdy energia potencjalna jest większa niż tarcie wewnętrzne cieczy, np. pomiędzy dwoma punktami rury, w której się ruch odbywa. Woda bowiem przechodząc z jednego punktu do drugiego niższego uzyskuje więcej energii, aniżeli straci wskutek tarcia wewnętrznego w przypadku czystego ruchu laminarnego. Z powodu nadmiaru energii cząsteczki wody zyskują dążność do odchylenia poprzecznych, czyli drgań przypadkowych, tj. odbywających się raz w jedną, drugi raz w drugą stronę, bez jakiegokolwiek pravidła. Te odchylenia poszczególnych cząsteczek sumując się, powodują rozszczepianie się poszczególnych strug wody, mieszanie się ich i t. d., aż w ten sposób nadmiar energii kinetycznej zamieni się wskutek tarcia na ciepło.

Próby ujęcia tego ruchu w ogólne pravidła, wyrażone przy pomocy formuł matematycznych, nie dały dotychczas zadowalniających wyników. W tej dziedzinie jesteśmy ciągle jeszcze zdani na obserwację zjawisk, z których co do pewnych poszczególnych przypadków możemy wyciągać wnioski.

Tworzenie się wirów ułatwia szorstkość ścian naczyń, w którym się woda porusza. Im większe i częstsze są nierówności ścian, tem prędzej ruch laminarny przechodzi w burzliwy, zarazem wiry są większe i pulsacja intensywniejsza. Odróżniamy przeto: a) czysty ruch burzliwy, zachodzący w przypadku przepływu wody przez koryta o gładkich ścianach, np. rurki szklane lub metalowe ciągnione, oraz b) ruch burzliwy zakłócony, odbywający się w przewodach chropowatych, t. j. ze ścianami szorstkimi. Ściany przewodów wymienionych pod a) nazywa Reynolds ścianami o hydrometrycznie niewyczuwalnej chropowatości, albo krótko hydrometrycznie niewyczuwalnymi.

Przepływem wody w rurach, szczególnie w gładkich, zajmowało się wielu hydromechaników, których prace dają dostatecznie jasny obraz przepływu. W bardzo cienkiej przyściennej warstewce, o grubości mierzonej zaledwie w dziesiątych milimetra, odbywa się ruch uwarstwiony. Przy samej ścianie jest więc prędkość wody równa zeru, dalej od ściany ku środkowi rury, prędkość jest coraz to większa, wzrastając według prawa ruchu laminarnego do wartości krytycznej na v , przy której elementarne opory tarcia wewnętrznego są mniejsze od różniczki energii kinetycznej poszczególnych strug wody. Od tego miejsca w reszcie przekroju poprzecznego rury panuje ruch burzliwy. Prędkości główne, t. j. równoległe do osi rury, wzrastają od tej prędkości krytycznej ku środkowi rury w przybliżeniu według elipsy, której osł krótsza schodzi się z osią rury (rys. 6a). Różni autorzy podają odrębne wzory na krzywą prędkości, traktując ją także jako parabolę

3-go, względnie wyższych stopni. Wszystkie te kształty praktycznie nie wiele się różnią od siebie i od kształtu elipsy.



Rys. 6.

W przypadku tak opisanego ruchu burzliwego w rurach prędkość przyścienna, albo prędkość przy dnie w łożyskach otwartych, jest wprawdzie równa zero, ale w znaczeniu praktycznym jako prędkość przyścienną v_d należy uważać prędkość graniczną v_{kr} , zaznaczoną na rys. 6 b, t. j. w miejscu, gdzie ruch laminarny przechodzi w burzliwy. Pomijamy więc część cieczy zawartą w warstewce przyściennej „a”, zaliczając ją tem samem do ściany.

Dla rur szorstkich ściśle odgraniczenie warstewki przyściennej, z ruchem wody laminarnym, od reszty wody, w której zachodzi ruch burzliwy jest trudniejsze, gdyż wyniosłości ścian rury będące wykładnikiem szorstkości, są wielokrotnie większe niż grubość warstewki przyściennej. Jednakowoż obraz prędkości w sferze ruchu burzliwego przedstawia się zupełnie podobnie jak w przypadku rur gładkich. Uwikłanie ruchu poszczególnych strug wody jest coraz to większe, a określenie prędkości przyściennej jak w poprzednim przypadku jako prędkości krytycznej jest trudniejsze. Wiry bowiem powstające przy ścianach są coraz większe, tworząc pole, w którym trudno jest wyobrazić sobie tak regularne przejście prędkości jak w przypadku rur gładkich, przedstawionym na rys. 6 a i 6 b.

Przechodząc do koryt otwartych sztucznych, czyli kanałów w praktyce spotykanych, musimy nadmienić, że szorstkość w nich jest bez porównania większa, aniżeli w powyżej omawianych przykładach z rurami. Tembardziej ta różnica szorstkości będzie widoczna, jeżeli rozważać będziemy ruch w łożyskach naturalnych, t. j. w rzekach, których kształt przekroju poprzecznego i jego zmiana w ciągu długości rzeki nie dadzą się przedstawić przy pomocy żadnych matematycznych formuł. To samo można powiedzieć w odniesieniu do osadników, w których po osadzeniu warstwy piasku na dnie szorstkość dorównuje szorstkości dna w rzekach. W dnie piaszczystym można zauważyć poza nierównościami małymi, wywołanymi kształtem samych ziarenek piasku, takie nierówności większe (rys. 6 c). W takich przykładach trudno mówić o warstewce przyściennej, gdyż nie ma żadnej płaszczyzny, względnie regularnej powierzchni, któraby przedstawiała ściany, czy dno koryta. Tak przy zagłębieniach mniejszych jak i większych, tworzą się wiry małe i duże, które naprzemian już to powstają już to znikają, raz mniej drugi raz więcej intensywnie.

Na cząsteczkę G położoną na dnie (rys. 6 d) działają siły: napór wody od strony dopływu, a ssanie od strony odpływu. Zwyczajnie siła naporu wody jest nieznaczna w porównaniu ze ssaniem W , powstającym poza

ziarnkiem po stronie tworzących się wirów. Te siły ulegają ciągłym zmianom, tak co do kierunku, jak i co do bezwzględnej wielkości, a złożone z siłą ciężkości tworzą wypadkową, której wielkość i kierunek są zmienne. Raz jest ona skierowana ku dołowi, drugi raz ku górze. W tym ostatnim przypadku następuje ruch ziarenka ku górze, tam ono napotyka inne wiry, które stopniowo unoszą ziarnko, porywając je raz ku górze, drugi raz w dół. Z powyższego wynika, że ziarna piasku poruszającego się po dnie rzeki, nie są prawie nigdy posuwane jak to założono przedtem przy wyrowadzeniu wzoru 25, tylko porywane przez drobne strugi wodne wirów, raz w górę, to znowu porzucane na dno koryta. Zatem ruch ziarenek piasku, a więc i ruch rumowiska w ogólności, zależy głównie od tych drobnych wirów powstających przy dnie, a rozwiązanie zagadnienia ruchu rumowiska, t. j. ustawienie teorii ruchu rumowiska, można dopiero uskutecznić po poznaniu tworzenia się tych wirów. Ogólnej teorii powstawania tych wirów nie znamy, możemy jednak powiedzieć, że gdy ruch wody w łożysku ustaje, natenczas i wiry znikają, natomiast ze wzrostem prędkości ruchu wody wiry te coraz intensywniej się tworzą. Na tej zasadzie można przypuścić, że jako miarę tworzenia się wirów, a zarazem kryterjum dla ruchu ziarenek dna, można uważać v_d , t. j. składową prędkość wody w kierunku ruchu wody w łożysku, położoną w głębokości tuż ponad wszystkimi przeciętnymi wyniosłościami dna (rys. 6 e). Ta prędkość v_d jest więc składową w kierunku przepływu wody wszystkich elementarnych prędkości poszczególnych wirów. W ten sposób określoną prędkość nazwać będziemy prędkością dna i tę prędkość będziemy uważać za miarodajną do określenia ruchu materiałów dna. Określenie tego ruchu uskuteczni się przez wyznaczenie związku w formie matematycznego równania pomiędzy prędkością v_d , a ciężarem, względnie średnicą ziarn piasku ułożonego na dnie, który przy tej prędkości zmienia swój pierwotny stan spoczynku na ruch. Prędkość dna w ten sposób określona nie pozostaje więc w żadnym związku z poprzednio omawianą warstewką przyścienną i prędkością krytyczną.

Celem oznaczenia wartości prędkości przy dnie, musimy najpierw omówić rozkład prędkości w pionowych dla koryt otwartych, wyprowadzony na podstawie obserwacji i pomiarów przy pomocy przyrządów hydrometrycznych, jakimi są głównie młynek hydrometryczny, a w niektórych wypadkach także rurka Pitot'a. Tu nadmieniamy, że przy pomocy młynka, można mierzyć prędkości w odległości kilku centymetrów nad dnem, oraz kilku centymetrów poniżej powierzchni zwierciadła wody. Górną i dolną część pionowej krzywej prędkości wyznacza się przez ekstrapolację, co się zwyczajnie uskutecznia odręcznie drogą wykreślną (rys. 7 a).

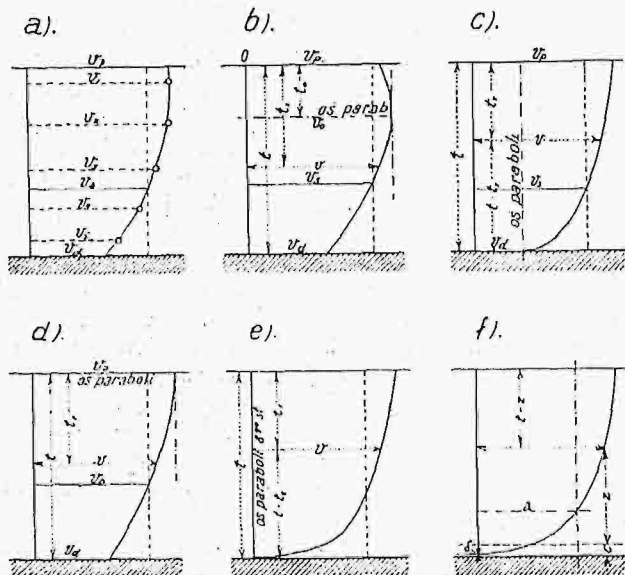
Na rozkład prędkości w pionowej, oraz na bezwzględne wielkości prędkości wody w poszczególnych punktach przekroju poprzecznego mają wpływ dno i ściany łożyska. Przy dostatecznie szerokim łożysku, wpływ ścian bocznych na rozkład prędkości może być znikomo mały, tak że go można przy dalszych rozważaniach pominąć bez szkody dla całości zagadnienia. Pod tem założeniem kwestja rozkładu prędkości w przekroju podrzecznym ogranicza się tylko do rozkładu prędkości w pionowej. Że prędkość przy dnie jest najmniejsza, nie ulega żadnej wątpliwości. Dalszy wzrost prędkości nad dnem starano się ująć w formę równania matematycznego.

Abot i Humphrey podają krzywą prędkości w pionowej jako parabolę 2-go stopnia o osi poziomej, oddalonej od zwierciadła wody o $t_0 = 0,297 t$ (rys. 7 b). Równanie tej paraboli w odniesieniu do wierzchołka

jako początku układu jest $y^2=2Px$, a w odniesieniu do punktu 0, położonego na powierzchni zwierciadła wody jako początku układu jest:

$$v = v_0 - \frac{1}{2P} (t_x - t_0)^2 \quad . \quad . \quad . \quad 28$$

przyczem P jest parametrem tej paraboli proporcjonalnym do drugiego pierwiastka średniej składowej prędkości pionowej, a odwrotnie proporcjonalnym do głębokości. Literą v_0 oznaczamy największą prędkość w pionowej.



Rys. 7.

Hagen przyjmuje pionową krzywą prędkości jako parabolę drugiego stopnia o osi pionowej (rys. 7 c), której równanie jest:

$$v = v_a + 2P\sqrt{t-t_x} \quad . \quad . \quad . \quad 28 a$$

przyczem v_a oznacza prędkość przy dnie a P oznacza parametr tej paraboli. W późniejszej pracy podaje Hagen wzór nieco zmieniony:

$$v_{sr} = v_p (1 - 0,0582 \sqrt{t}) \quad . \quad . \quad . \quad 28 b$$

Bazin podaje również kształt paraboliczny drugiego stopnia, o osi poziomej, położonej na powierzchni zwierciadła wody (rys. 7 d), której równanie jest następujące:

$$\frac{v_p - v}{\sqrt{tI}} = 20 \left(\frac{t_x}{t} \right)^2 \quad . \quad . \quad . \quad 29$$

z którego otrzymuje się po przeliczeniu:

$$\text{średnią prędkość} \quad v_s = v_p - \frac{20}{30} \sqrt{tI} \quad . \quad . \quad . \quad 29 a$$

$$\text{prędkość przy dnie} \quad v_a = v_p - 20 \sqrt{tI} \quad . \quad . \quad . \quad 29 b$$

Christen podaje rozkład prędkości w pionowej jako parabolę 8-go stopnia (rys. 7 e). Wychodzi z założenia, że prędkość bezpośrednio przy dnie jest równa zero, poczem bardzo prędko wzrasta. W dalszej partji przekroju jest rozkład bardziej jednostajny. Równanie tej paraboli ma kształt następujący:

$$v = v_p \sqrt[8]{\frac{t-t_x}{t}} \quad . \quad . \quad . \quad 30$$

Rozkład według Christena przypomina zatem poprzednio omówiony rozkład prędkości w rurach gładkich w przypadku ruchu burzliwego.

Lippke (Das Abflussproblem des freifliessenden Stromes. Die Wasserwirtschaft 1931) podaje rozkład prędkości w pionowej według linii składającej się z dwu

części, górnej prostej i dolnej eliptycznej. Taki kształt tłumaczy podziałem oporów ruchu wody w czasie przepływu na dwie części, t. j. część oporów powstałą wskutek wzajemnego przesuwania się warstw górnych nad dolnymi, czemu przeszkadza lepkość cieczy, oraz drugą, powstałą wskutek szorstkości dna. Opory 1-szej kategorii rozkładają się według Lippke'go na całej głębokości równomiernie według prawa linii prostej, a opory drugiej kategorii, t. j. będące wyłącznym wpływem szorstkości dna, rozkładają się według elipsy. W punkcie granicznym prosta jest styczna do elipsy. Ogólnego sposobu kreślenia pionowej krzywej prędkości zresztą Lippke nie podaje. Pozatem rozważania jego są bardzo zawile i do praktycznego zastosowania się nie nadają.

Jasmund podaje krzywą prędkości w formie krzywej logarytmicznej (rys. 7 f)

$$v = a + 1000 I \log. \text{ nat. } (z+c) \quad . \quad . \quad . \quad 31$$

stałe a i c należy oznaczyć dla każdej rzeki, względnie dla jej charakterystycznych odcinków, oddzielnie.

Według Jasmunda δ oznacza tę grubość warstewki przy dnie, w której woda nie bierze udziału w ruchu. Grubość ta zależy od głębokości, im większa głębokość t tem większe δ ;

$$\text{np. dla } \frac{v_s}{v_p} = 0,83$$

$$\text{jest } \frac{1000 \delta}{t} = 0,00248 m$$

$$\begin{aligned} \text{a zatem dla } t = 1 m, \quad \delta &= 2,48 m/m \\ \text{„ } t = 2 m, \quad \delta &= 4,96 m/m \end{aligned}$$

czyli, że ziarnko o średnicy ϕ 2,48 m/m dla $t=1 m$, a o średnicy ϕ 4,96 m/m dla $t=2 m$ jest w całości w warstewce δ nie biorącej udziału w ruchu, a więc ziarnka są w spoczynku i nie będzie ruchu rumowiska. Dalej według Jasmunda krzywa prędkości nigdy nie może być styczną do linii dna, tylko w swym najniższym punkcie, t. j. gdzie prędkość jest równa zero, jest ona nachylona do linii dna pod kątem równym w przybliżeniu $1^\circ - 5^\circ$.

Powyżej przytoczone wzory nie wiele pomóc nam mogą w wyznaczeniu prędkości przy dnie. Wyniki są zbyt różne, a nawet prędkość przy dnie według dwu ostatnich wzorów jest równa zero. Według Bazin'a otrzymuje się, jak już powyżej we wzorze 29 b napisano:

$$v_a = v_p - 20 \sqrt{tI}$$

Przyjmując w przybliżeniu według M. Matakiewicza (Podr. Inż. „Pomiary wodne“):

$$v_s = 0,85 v_p \quad . \quad . \quad . \quad 32$$

oraz według wzoru Chezy:

$$v_s = 50 \sqrt{tI} \quad . \quad . \quad . \quad 32 a$$

(wartość stałą 50 można uważać jako najbardziej prawdopodobną przy osadnikach, w których dno jest pokryte osadzonymi piaskiem) otrzymuje się:

$$v_a = \left(\frac{1}{0,85} - \frac{20}{50} \right) v_s = 0,77 v_s \quad . \quad . \quad . \quad 32 b$$

wartość zatem oznaczona przedtem według Bazin'a wydaje się zbyt duża.

Jasmund powiada, że prędkość przy dnie nie da się zwyczajnymi urządzeniami do mierzenia prędkości zmierzyć. Prędkość tę można mierzyć tylko w pewnej odległości od dna. Dalej podaje, że bezpośrednio przy samym dnie prędkość wody bardzo szybko maleje, za to coraz większe są jej zmiany i wahania, czyli pulsacja wody. Omawiając wzór Bazin'a (29 b) podaje prędkość przy dnie równą połowie największej prędkości w djagramie prędkości w pionowej, czyli równą

połowie prędkości powierzchniowej v_p . Jeżeli przyjmiemy, że na powierzchni zwierciadła wody jest prędkość największa.

$$v_d = \frac{1}{2} v_p \quad . \quad . \quad . \quad 33$$

albo wstawiając jak powyżej: $v_s = 0,85 v_p$,

$$\text{otrzymuje się: } v_d = \frac{1}{0,85} \cdot \frac{1}{2} v_s = 0,59 v_s \quad . \quad . \quad 33 a$$

Schaffernak w swej pracy p. t. „Neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flussläufen“ podaje, że jako prędkość, przy dnie należy uważać tę prędkość, jaką przedłużenie krzywej prędkości odcina na dnie koryta. Następnie podaje wzór na średnią prędkość przy dnie dla całego przekroju poprzecznego badanych przez siebie łóżysk rzecznych w następującej formie:

$$v_{ds} = 0,63 \sqrt{tI} \quad . \quad . \quad . \quad 34$$

przyczem I należy wstawiać w promillach.

Przyjmując kształt krzywej prędkości przy dnie paraboliczny, otrzymamy największą prędkość dna w środku równą półtorakrotnej wartości prędkości średniej, czyli:

$$\text{najw. } v_d = \frac{3}{2} v_{ds}$$

Wstawiając dalej I jako spadek jednostkowy otrzymamy:

$$\text{najw. } v_d = \frac{3}{2} \cdot 0,63 \sqrt{t \cdot 1000} \bar{I} = 29,9 \sqrt{tI} \quad . \quad 34 a$$

przyjmując jak poprzednio $v_s = 50 \sqrt{tI}$ i wstawiając wartość za \sqrt{tI} w równanie 34 a otrzymuje się:

$$v_d = \frac{29,9}{50} v_s = 0,598 v_s \quad . \quad . \quad . \quad 34 b$$

Do dalszych obliczeń niniejszej pracy przyjęto związek ostatni t. j. wyrażony równaniem 34 b z zaokrągleniem współczynnika stałego do wartości 0,6 czyli

$$v_d = 0,6 v_s \quad . \quad . \quad . \quad 34 c$$

Znając związek pomiędzy średnią prędkością przepływu v_s , a prędkością przy dnie v_d , można roważać ruch rumowiska jako funkcję średniej prędkości v_s . Takie założenie stawia się z uwagi na to, że przy projektach osadników, podstawową do obliczeń wymiarów jest średnia prędkość przepływu.

Pozioma prędkość przepływu wody w korytach i jej wpływ na ruch rumowiska.

Teraz przechodzimy do związku pomiędzy prędkością w rzece a wielkością ziarn piasku poruszających się na dnie rzeki pod wpływem prędkości, wyznaczonego doświadczalnie na podstawie przeprowadzonych obserwacji i pomiarów w łóżyskach naturalnych, oraz w laboratorjach wodnych.

Autorzy badający ten problem, uzależniają ruch rumowiska: a) od prędkości przy dnie, t. j. prędkości mierzonej np. 5 cm nad dnem rzeki, lub b) od prędkości średniej przekroju poprzecznego, albo wreszcie c) od siły unoszenia, którą mierzy się iloczynem średniej głębokości i spadku zwierciadła wody.

W przypadku a) można prędkość przy dnie zastąpić prędkością średnią według równania 34 c, a w przypadku c) iloczyn \sqrt{tJ} można także zastąpić prędkością średnią stosując równanie 32 a, tak że w ostatecznym rozważaniu zawsze będziemy mieć stosunek wielkości ziarn piasku, wyrażonej średnicą d , oraz średniej prędkości v_s .

Souchier (*Handb. d. Ingwiss: Die Gewässerkunde*) i Forchheimer: (*Hydraulik*) na podstawie pomiarów na Górnym Renie stwierdzili, że ruch materiałów dna następuje, gdy prędkość mierzona 5 cm nad dnem rzeki przekroczyła następujące wartości:

0,784 m/sek	dla żwiru o wielkości ziarn grochu,
0,923 " " " " "	" " " " " " orzechów laskowych,
1,123 " " " " "	" " " " " " jaj gołębic,
1,476 " " " " "	" " " " " " ciężarze do 250 gr,
1,589 " " " " "	" " " " " " kawałków kamienia o cięż. do 1000 gr,
1,800 " " " " "	" " " " " " " " " " 2500 "

Tym wielkościom odpowiada w przybliżeniu następujący wymiar średnic: 0,8, 1,5, 2,5, 5,6, 8,0, 12,5 cm¹⁾.

A zatem Souchier wprowadza zależność pomiędzy wielkością żwiru, a prędkością przy dnie. Wyniki badań przedstawiono na rysunku 8-mym.

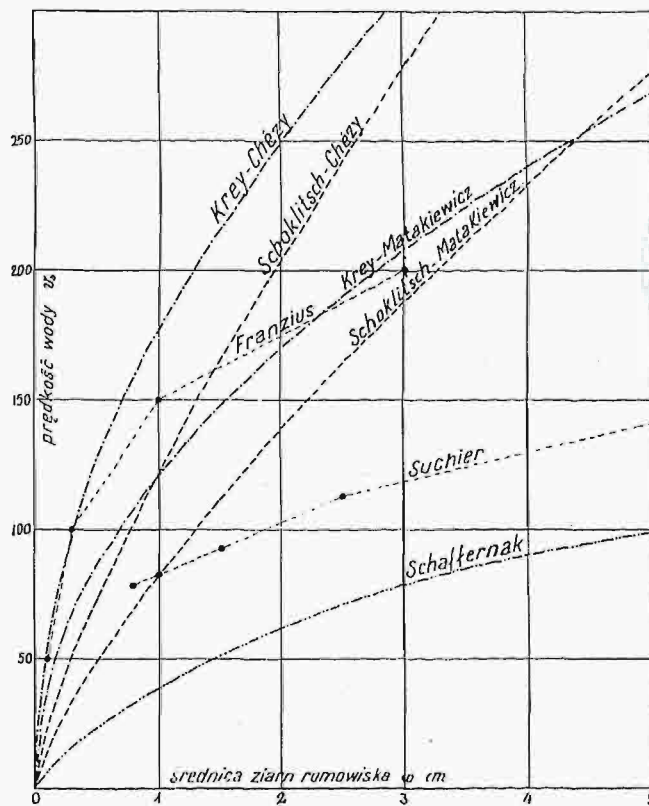
Franzius (*Handb. d. Ingwiss: Die Gewässerkunde*) podaje w swem dziele p. t. „Handbuch d. Baukunde“ związek pomiędzy wielkością ziarn żwiru a średnią prędkością wody w przekroju.

Przy przekroczeniu następującej średniej prędkości następuje ruch ziarn żwiru:

0,5 m/sek	dla miążkiego piasku,
1,0 " " "	grubego piasku murarskiego,
1,5 " " "	bardzo grubego piasku (drobny żwirek),
2,0 " " "	grubego żwiru.

Tym kategorjom materiałów odpowiadają w przybliżeniu następujące średnice: 0,1, 0,3, 1,0, 3,0 cm¹⁾.

Związek ten przedstawiono wykresnie na rysunku 8-mym.



Rys. 8.

Obaj powyżej wymienieni autorzy wykonywali pomiary na łóżyskach rzecznych, a wielkość kamieni określona jest przez nich tylko z grubym przybliżeniem.

Inny związek, t. j. w postaci wzoru matematycznego pomiędzy średnicą ziarna d , a siłą unoszenia podaje Krey. Wzór ten został wyprowadzony na podstawie pomiarów w laboratorjum wodnym w Berlinie (*Versuchsanstalt für Wasserbau u. Schiffbau*). Wzór podany jest w następującej formie:

$$\left. \begin{aligned} \gamma t J &= 125 d \\ d &= 8 t J \end{aligned} \right\} \quad . \quad . \quad . \quad 35$$

¹⁾ Według oceny autora.

przyczem należy wstawiać średnicę ziarenka d i głębokość t w metrach, J jako spadek jednostkowy, a γ w kg na $1 m^3$.

Wstawiając w to równanie wartość na tJ z równania 32a otrzymuje się wzór podany przez Krey'a w innej przerobionej formie:

$$v_s = 50 \sqrt{\frac{d}{8}} = 17,7 \sqrt{d} \quad . \quad . \quad . \quad 35 a$$

Stosując natomiast wzór prof. Matakiewicza na prędkość przepływu z r. 1905 (dla uproszczenia, t. j. aby uniknąć wykładnika zmiennego przy J , co jest usprawiedliwione tem, że przy osadnikach mamy do czynienia z bardzo małym spadkiem zwierciadła wody), otrzymujemy:

$$v_s = 34 \cdot t^{0,75} \cdot J^{0,5} = 34 t^{1/4} \sqrt{tJ} \quad . \quad . \quad . \quad 35 b$$

Z tego równania wartość na tJ wstawiamy w równanie 35, więc:

$$v_s = 34 \cdot t^{1/4} \cdot \sqrt{0,125 d}$$

czyli

$$v_s = 12,0 t^{1/4} \sqrt{d} \quad . \quad . \quad . \quad 35 c$$

W równaniu tem wpływ czynnika $t^{1/4}$ jest nie wielki, gdyż w granicach na t stosowanych przy osadnikach w praktyce $t^{1/4}$ nie wiele się różni od jedności. Na rys. 8 są te oba równania t. j. 35a i 35c przedstawione wykreślnie, przyjmując dla równania 35c $t=1$. Dla głębokości t większej od 4,75 m jest prędkość krytyczna według wzoru Krey-Matakiewicza większa niż według wzoru 35a.

Schoklitsch na podstawie doświadczeń przeprowadzonych w laboratorium wodnym Politechniki w Gracu, wyprowadził wzór wyrażający związek pomiędzy siłą unoszenia $\gamma t I$ a wymiarami i kształtem ziarenek piasku:

$$\gamma t_0 I_0 = \sqrt{0,201 \gamma (\gamma_1 - \gamma) \lambda d^3} \quad . \quad . \quad . \quad 36$$

W równaniu tem oznacza t_0 I_0 tę głębokość i spadek zwierciadła wody, po przekroczeniu których następował ruch materiału ułożonego luźno na dnie koryta. Współczynnik λ zależy od kształtu zewnętrznego ziarenek rumowiska, dla kulek przyjmuje Schoklitsch $\lambda=1$, dla piasku $\lambda=1,15-1,35$, dla ostrych kamyków $\lambda=3,1$ a dla płaskich tabliczek łupku $\lambda=4,0$. γ_1 oznacza ciężar właściwy ziarn rumowiska, a γ ciężar właściwy wody.

Przyjmując jak w pierwszej części niniejszej pracy $\gamma_1=2,51$, oraz $\lambda=1,15$, t. j. przypadek niekorzystniejszy, a dalej wstawiając wartość iloczynu $t_0 I_0$ z równania 36, w równaniu na średnią prędkość przepływu 32a otrzymujemy:

$$v_s = 50 \sqrt{0,556 d \sqrt{d}} = 38,4 d^{0,75} \quad . \quad . \quad . \quad 36 a$$

W przypadku zaś zastosowania równania 35b, t. j. wedle wzoru Matakiewicza, z którego obliczono iloczyn tI i wstawiono w równaniu 36, z czego otrzymuje się:

$$v_s = 34 t^{0,75} \sqrt{0,556 d \sqrt{d}} = 26,1 t^{0,25} d^{0,75} \quad . \quad . \quad . \quad 36 b$$

Związek pomiędzy v_s a średnicą d wyrażony równaniami 36a i 36b przedstawiono przy pomocy dwu krzywych na rys. 8. W równaniu 36b przyjęto $t=1$. Dla większych głębokości wypada prędkość v_s większa, dla t większego od 4,75 m wzór 36b daje większe wartości, niż wzór 36a. W praktyce stosowane głębokości osadników są najczęściej w granicach 1-5 m głębokości, a zatem obie krzywe określają pole, poza które według powyższych wzorów prędkość krytyczna dla podłoża nie wychodzi.

(Dok. nast.)

Inż. Dr. Alfons Chmielowiec.

W sprawie obliczania prętów ściskanych.

Do napisania poniższych uwag skłoniło mnie następujące zdanie, które przeczytałem na str. 52 *Cementu* Nr. 3 b. r.:

...ciężar przypadający na jedną parę stojaków (wynosi) okrągło 5.000 kg . Przy przekroju słupków stojaka 13/13 cm otrzymamy jednostkowe ciśnienie drzewa, przy uwzględnieniu usztywnienia

$$\sigma = \frac{5000}{338} = 14,8 \text{ kg/cm}^2$$

a przy nieuwzględnieniu usztywnienia ... przypadnie z uwzględnieniem wybożenia (dla wysokości ... około 2,80 m) ciśnienie drzewa

$$\sigma = \frac{5000}{338 \cdot 0,52} = 28,5 \text{ kg/cm}^2$$

Z przytoczonych słów wynikałoby, że inne jest ciśnienie jednostkowe w słupkach, jeżeli te są między sobą usztywnione, a inne, jeżeli nie; przyczem w tym ostatnim wypadku ciśnienie jednostkowe zależy nie tylko od obciążenia i przekroju słupków, ale i od ich wysokości. Zapewne ze wzrostem wysokości słupków rośnie ich ciężar własny, a więc i ciśnienie jednostkowe, Również nie da się zaprzeczyć, że usztywnienie powoduje pewne odciążenie słupków z uwagi na ich sprężyste skrócenie, które się udziela i tężnikom. Wpływy te jednak są nader drobne i nie o to chodziło autorowi słów przytoczonych. Chciał on tylko zaznaczyć, że wielkość, otrzymana z podzielenia ciśnienia ($14,8 \text{ kg/cm}^2$) przez współczynnik Tetmajerowski 0,52, zależny od smukłości słupków t. j. od stosunku ich długości do promienia bezwładności przekroju, nie przekracza naprężenia dopuszczalnego drzewa na ściskanie, które w da-

nym wypadku wynosi 96 kg/cm^2 . Ostatecznie możnaby się zgodzić na taki sposób sprawdzania, czy przepisom stało się zadość, gdyby nie nazwa „ciśnienie drzewa“, podkreślona przezemnie w przytoczonym zdaniu, a nadana wspomnianej wielkości, która aczkolwiek ma wymiar ciśnienia, ciśnieniem nie jest.

Dwa słupki o takim samym stałym przekroju, a różnej wysokości, ściskane osiowo taką samą siłą, mają takie samo naprężenie na ściskanie (ciśnienie), jeżeli abstrahujemy od nieznacznego zresztą wpływu ciężaru własnego. Ciśnienie bowiem jestto obciążenie, przypadające na jednostkę przekroju, czyli jest ilorazem obciążenia przez przekrój, a więc jest niezależne od wysokości słupków, tak długo przynajmniej, jak długo słupki są proste, t. j. dopóki się nie wyboczą. W granicach proporcjonalności ciśnienia wyraża się wedle prawa Hook'a iloczynem modułu Younga i skrócenia elastycznego, przypadającego na jednostkę długości słupka, ma więc charakter fizyczny. Takiego znaczenia nie posiada natomiast iloraz ciśnienia przez współczynnik zmniejszający na wybożenie, który jest wielkością czysto rachunkową. Nazywanie tego pojęcia „ciśnieniem“ albo, jak niektórzy chcą, „ciśnieniem na wybożenie“, lub zgoła „naprężeniem na wybożenie“ wywołuje zamęt w poglądach na istotę naprężeń i wybożenia, nasuwając fałszywą analogję do naprężeń na ściskanie, na zginanie, na ścinanie, skręcanie itd. Te mają realne znaczenie i są naprawdę naprężeniami, tamto zaś jest fikcją. Zamiast ją obliczać lepiej jest n. p. znaleźć bezpieczny udźwieg słupków? Dla przekroju F i naprężenia dopuszczalnego na ściskanie k_c wynosi on

$$P_{dop} = \alpha \cdot F \cdot k_c$$

Dopuszczalny udźwig na czyste ściskanie byłby F_k , stąd dla α zrozumiała jest nazwa: „spółczynnik zmniejszający”. W danym wypadku $P_{top} = 0,52 \cdot 338,96 = 16850 \text{ kg}$. Przepisom bezpieczeństwa stanie się zadość, jeżeli udźwig dopuszczalny jest większy od rzeczywistego obciążenia, które tu wynosi $P = 5000 \text{ kg}$. Sposób opisany nie jest wcale uciążliwy i przemawia lepiej do czucia inżyniera, niż operowanie fikcją ciśnienia, jak w przytoczonym na wstępie zdaniu.

Istota wyboczenia jest bardzo delikatnej natury. Nieścisłe określenia w tej sprawie spowodowały wiele nieporozumień w literaturze technicznej. Niewłaściwe zaś ujęcie możliwości wyboczenia przez konstruktorów było powodem niejednej poważnej katastrofy. Dlatego

nie można być nigdy zanadto ostrożnym, gdy się mówi i pisze o wyboczeniu. Pojęcie: „naprężenie na wyboczenie” wkrađło się do nas z Niemiec. Ale i tam zdają sobie sprawę z jego szkodliwości. Oto co pisze Bleich na str. 115 swojej „Theorie und Berechnung der eiserne Brücken” (Berlin 1924): „Es ist zu bedauern, dass an Stelle des Nachweises des Sicherheitsgrades, der Nachweis einer ideellen Spannung verlangt wird, die der zulässigen Beanspruchung gegenüber zu stellen ist. Das Wesen des Knickproblems wird hierdurch vollständig verschleiert“¹⁾.

¹⁾ Por. autora: W sprawie ustalenia nazw dla własności wytrzymałościowych. Wiadomości Polskiego Komitetu Normalizacyjnego 1931 str. 218.

Wiadomości z literatury technicznej.

Drogi.

— **Oszacowania na oko chyżości przejazdu samochodem** dają rezultaty, na których niestety opierać się nie można. W procesach spowodowanych nieszczęśliwymi wypadkami samochodowymi jest często rzeczą pierwszorzędnego znaczenia ustalenie wartości chyżości przejazdu. W pewnych wypadkach można uzyskać przybliżone daty w tym kierunku z pomiaru długości drogi hamowania, z reguły jednakże są sądy skazane na ustalenie tej wartości z zeznań świadków wypadku. Jak chwiejną jest granica tego rodzaju oszacowań dowodzą doświadczenia przeprowadzone w Psychologicznym Instytucie Badawczym (przy Instytucie Policijnym dla techniki i ruchu) w Berlinie. Wynika z nich, że używane w ten sposób daty, tak w odniesieniu do jadących, jakoteż do przechodniów są praktycznie zupełnie bezwartościowe.

Z badań tych okazało się np. iż zaledwie w 22% oszacowania podane przez jadących samochodem były w przybliżeniu zgodne z rzeczywistością. Oszacowania dokonywane przez przechodniów z chodnika dawały jeszcze gorszy rezultat, gdyż tylko 20%. Najniekorzystniejsze oszacowania uzyskiwano z odległości 150 m, albowiem 71,3% oszacowań było za niskich, 10,2% za wysokich, a zaledwie 13,4% odpowiadało faktycznej chyżości przejazdu. Dodać przytem należy, iż próby te przeprowadzono z ludźmi obywatelami z ruchem samochodowym, a więc z kierowcami i policją, z których niektórzy byli nawet urzędowym rzeczoznawcami.

Warto przy tem dodać, iż na ogół chyżości małe były przeważnie oszacowywane za nisko, wielkie za wysoko. Im chyżość była mniejszą tem błąd oszacowania większy. Bardzo znaczne chyżości były szacowane stosunkowo dość dokładnie. Zauważono przy tem, iż dokładność oszacowania uzależnioną jest dość silnie od huku motoru. (*Verkehrstechnik* Nr. 13/1932).

— **Droga na Etnę.** Podczas, gdy Wezuwiusz posiada już od dłuższego czasu dobrą drogę, umożliwiającą przedostanie się bez trudu prawie pod sam wierzchołek, Etna jest jak dotychczas dostępną li tylko z pomocą uciążliwych ścieżek. Obecnie projektuje się wykonanie tam wygodnej drogi, ważnej szczególnie z uwagi na ruch turystyczny, albowiem Etna w wierzchołku swym dominująca na 3311 m ponad poziomem morza, jest objektem silnie przez obcych zwiedzanym.

Projekty udostępnienia Etny były bardzo rozmaite. Myślano początkowo o wiszącej kolejce linowej, następnie o kolejki zębatej, zwyciężyła jednakże myśl wykonania drogi samochodowej.

Sfinansowanie budowy następuje częściowo przez kapitał prywatny, częściowo zaś przez gminy położone u stóp Etny. Punktem wyjścia dla drogi jest miasteczko Nikolosi na wysokości 700 m nad p. m., punktem końcowym Casa Cantoniera leżąca na wysokości 1900 m. W tem miejscu mają być wybudowane hotele na przyjęcie turystów.

Całkowita długość drogi wynosi 20 km, szerokość 8 m, najmniejszy promień krzywizny 50 m. Przeciętny spad 5%, maksymalny 8%. Na całej długości projektuje się nawierzchnię asfaltową. Czas budowy obliczony na dwa lata. (*Der Strassenbau* Nr. 7/32). E. B.

Koleje.

— **Nowa linja kolejowa z Červene Skaly do Morgecan** w Czechosłowacji jest jednotorowa, 92,3 km długa, o największych wzniesieniach 16%, o najmniejszych promieniach łuku 400 m, wyjątkowo 300 m. Na całej linji będzie 12 stacji pośrednich, 2 mijanki, 3 przystanki towarowe i 4 osobowe. — Kubatura robót ziemnych wynosi 2,500,000 m³, betony i mury 118,000 m³, nie wliczając obwarowań tunelów. Większych wiaduktów i mostów będzie dziesięć o długości sumarycznej 438 m, tunelów dwanaście, o długości 4728 m.

Najbardziej godnym uwagi objektem będzie wykuty w skale tunel 1216 m długi w km 7,1—8,4 od Červene Skaly koło Tilgartu. Następny tunel 240 m długi mieści się w km 10,2—10,5, a trzeci 820 m dł. koło Besnik; będzie on najwyższym punktem całej linji.

Mniejszych przepustów i przejazdów będzie około 50.

Koszta budowy całej linji preliminowano na 295,000,000 koron cz. — Budowa, prowadzona kosztem kolei państwowych, potrwa 6 lat.

Celem budowy nowej linji jest uzyskanie drugiego, skróconego połączenia z zachodu na wschód Słowaczyny. Linja ta łączy stację Červenu Skalu linji Pohronskiej ze stacją Morgecany kolei Koszycko-Bogumińskiej i będzie jednym z ogniw przyszłej wielkiej magistrali przez środek Słowaczyny. (*Inżynier kolejowy*, zeszyt 11 z 1931, strona 314).

— **Ukształtowanie stacji** stosownie do wymagań doby dzisiejszej, omawia prof. inż. Blum (*Verkehrstechnische Woche*, Nr. 35 z r. 1931), wypowiadając szereg poglądów na ukształtowanie stacji osobowych i towarowych z pominięciem stacji zarządowych i postojowych.

W układzie torów stacyjnych dla uniknięcia przecięć, potrzebne są kosztowne wiadukty. Dlatego dla kierunków mniej ważnych nie należy unikać przecięć w poziomie. Sprawę dopuszczalności poszczególnych przecięć w poziomie nie należy rozważać z punktu bezpieczeństwa ruchu, ponieważ każde z nich może być odpowiednio zabezpieczone, lecz z punktu widzenia wydajności stacji.

Dla stacji w większych miastach wskazane jest projektowanie stacji pomocniczych, ponieważ ułatwiają one zaprojektowanie stacji centralnej o najprostszym rozkładzie torów.

W większych stacjach osobowych należy unikać założeń czołowych. Większe stacje czołowe, które istnieją, będą musiały być przekształcone na stacje przejściowe, co należy uwzględnić w planach regulacyjnych miast.

Układ torów wraz z odnośniami urządzeniami powinny tworzyć możliwie najprostszą całość, unikać stacji wyspowych lub widłowych. Najlepsze są perony wyspowe, położone równolegle jeden obok drugiego.

Budynki dworcowe nie należy uważać za najgłówniejszą część stacji, sytuować je obok torów peronowych, niech nie zajmują wielkiej powierzchni a rozbudowują się na wysokość.

Układ torów stacji towarowych powinien być kierunkowy. Stację towarową należy sytuować od strony miasta bez względu na nasuwające się trudności. Należy zerwać ze zwyczajem projektowania torów ślepych przy magazynach i ładowniach, wszystkie tory mają być przejściowe. Uszczuplać i upraszczać urządzenia przewozowe, a dbać o odpowiedni rozwój urządzeń ruchowych.

— **Kolej podziemna w Madrycie.** Projektowana sieć kolei podziemnych w stolicy Hiszpanji przewiduje 25 km linii, schodzących się na dworcu głównym Puerta del Sol w środku miasta.

Obecnie są oddane do użytku dwie linje tej sieci, które łączą gęsto zaludnione dzielnice Cuarto Caminos i Puerta de Valleclos z północy na południe 7.700 m długą trasą o 14 przystankach (I) i (II) ze wschodu na zachód, wiążącą Puerta del Sol z dzielnicą Ventas długości 3.300 m z 8-ma przystankami.

Wszystkie urządzenia kolei podziemnej w Madrycie odpowiadają najbardziej nowoczesnym wymaganiom techniki, przyczem i strona estetyczna nie została pominięta.

Budowa samego tunelu pod ulicami wykonaną była dwoma różnymi sposobami. Na odcinkach Puerta del Sol do placu Bilbao w jednym kierunku, jak również od ulicy San Pedro w drugim, stosowany był właściwy sposób tunelowy 8 do 20 m pod poziomem ulic bez tamowania na nich ruchu, na pozostałych częściach trasy w otwartych wykopach.

Linja jest dwutorowa, o szerokości toru 1441 mm, największe wzniesienie wynosi 40‰, najmniejszy promień łuku 80 m. Szyny Vignola na podkładach drewnianych, 13 m długie, wagą 40 kg/m. Trakeja elektryczna o przewodach górą.

Tabor składa się z wagonów motorowych i przyczepnych. Wagony motorowe są 12,75 m długie, 2,40 m szerokie i 3,4 m wysokie.

W dalszym ciągu przystępuje się do budowy trzech nowych linii. (*Inżynier kolejowy zesz. 2 z r. 1932, str. 43*).

Inż. A. W. Krüger.

RECENZJE I KRYTYKI.

Księga pamiątkowa pierwszego polskiego zjazdu żelbetników, nakładem Związku polskich fabryk Portland-Cementu, Warszawa 1931.

Zjazd żelbetników odbył się w Warszawie 21 i 22 listopada 1931. Obecnie wyszła księga pamiątkowa, opisująca przebieg zjazdu i zawierająca 44 referaty, wygłoszone na zjeździe. Niepodobna tu zdawać sprawę ze wszystkich referatów, choć nieraz bardzo cennych. Wspomnę tu tylko o niektórych. Obszerniejszy referat teoretyczny był inż. Stanisława Andruszewicza z Gdańska o obliczaniu skomplikowanych ustrojów ramowych. Dr. Bryła wyznacza minimum ustrojenia w słupach ściskanych mimośrodowo. Dr. A. Chmielowiec omawia typ żelbetowego mostu belkowego o pomocy dołem, rozkład obciążeń na belki główne i poprzecznicę, oblicza w jednych i drugich siły poprzecznicę i momenty. Inż. Glücksmann podaje teorię ugięcia ustrojów krzy-

wych i łamanych. Inż. Hempel zastanawia się nad liniami wpływem ugięcia łuku trójprzegubowego. Dłuższą rozprawkę ogłosił Dr. Tomasz Kluz, podając nową metodę obliczenia belek ciągłych zapomocą redukcji i opracował do tego wiele tablic. Dr. Czesław Kłóś opisuje doświadczenia nad wpływem domieszki gliny na wytrzymałość i skurcz betonu. Autor stwierdza, że mała domieszka gliny ma mały wpływ na wytrzymałość betonu, skurcz zaś przy domieszce gliny był większy. Ciekawe opisy wykonanych większych budów żelbetowych podają Inż. Czesław Lubiński. Profesor Dr. Jan Łopuszański. O roli betonu na wojnie pisze Inż. M. Masłowski. Prof. Paszkowski przedstawił wyniki swych badań nad współpracą betonu z żelazem. Stwierdza on, że pierwszy okres ugięć bardzo blisko pokrywa się z teoretycznym ugięciem dla fazy pierwszej przy $n=7.5$. W dalszym przebiegu ugięcia zaczyna wzrastać nieproporcjonalnie szybko i nabiera kierunku równoległego do krzywej ugięcia teoretycznego dla fazy II, przyczem ugięcie rzeczywiste jest mniejsze od teoretycznego zapewne wskutek tego że w znacznej części belki jeszcze beton współpracuje na ciągnięcie. Pomimo tego przy obliczaniu wymiarów belek nie możemy liczyć na ciągnięcie betonu, jakby to chciał autor przy obliczaniu płyt. Dalszą pracą Prof. Paszkowskiego jest badanie racjonalnego kształtu próbek betonowych dla kontroli wytrzymałości na ściskanie. Autor przychodzi do wniosku, że zamiast kostek należy używać walców o wysokości równej średnicy. Autor proponuje dla badań wytrzymałości walce o średnicy 20 cm, a dla bieżącej kontroli na badanie także walce 8 centymetrowe. Ponieważ wytrzymałość betonu zależna jest od wielkości przekroju walca czy kostki, więc autor badał ją dla kostki 20 cm, walca 16 cm i walca 8 cm i otrzymał stosunek wytrzymałości 1:12 i 1:00 i 1:21. Inż. Plebiński omówił sposoby rozwiązywania zagadnień hipostatycznych za pomocą modeli. Inż. Pogany bada belaczki żelbetowe rentgenologicznie, a także porowatość betonu. Inż. Pohoryles omawia betony z lekkiego kruszywa. Inż. Taub zdaje sprawę z badań spawania wkładek żelaznych. Okazało się, że łączenie prętów przez boczne zetknięcie i spawanie elektryczne łukiem świetlnym na długość i zetknięcia mają pełną ich wytrzymałość przy długości zetknięcia równej 3 do 5-krotnej średnicy pręta w razie spawania obustronnego, a przy długości równej 10-krotnej średnicy przy spawaniu jednostronnem. Inż. Trojanowski kalkuluje użycie cementu wysokowartościowego w budownictwie cywilnym i dochodzi do wniosku, że tylko w wyjątkowych wypadkach cement wysokowartościowy daje wybitne korzyści. Inż. Tylbor opisuje budowę żelbetowych kesonów pod filary mostu drogowego na Wiśle w Puławach. Inż. Luft omawia wykonanie robót żelbetowych i konieczność lepszej kontroli. W Niemczech dopuszcza się wyższe naprężenia betonu, jeśli budowę wykonuje firma, która posiada specjalne gruntowne doświadczenie i wiedzę z zakresu żelbetu.

W końcu podany jest obszernie przebieg obrad zjazdu i jego uchwał jakoteż bankietu, w którym wzięło udział ponad 300 uczestników zjazdu. Wreszcie podano obszernie sprawozdanie z urządzanej równocześnie wystawy betonowej.

Dr. M. Thullie.

NEKROLOGJA.

Dnia 18. lipca b. r. zmarł po krótkiej słabości ś. p. **Dr. Inż. Tadeusz Obmiński**, Profesor zwyczajny budownictwa ogólnego Politechniki Lwowskiej. Ś. p. Zmarły, którego obszerniejszy życiorys wkrótce podamy, był członkiem naszego Towarzystwa od r. 1897. Cześć Jego pamięci!