

stad: $dh = \frac{Q}{2\pi ER} dR$, a całkując w granicach od $R = r$ do $R = \infty$, otrzymamy : $h = \frac{Q}{2\pi Er}$, czyli $E = \frac{Q}{2\pi r \cdot h} \dots 12)$

Wierząc otwór próbny w odległości x od studni i mierząc w nim depresję z otrzymamy:

$$E = \frac{Q}{2\pi x \cdot z} \dots \dots \dots 12a)$$

Ostatni sposób pomiaru E polega na obliczeniu czasu, jakiego potrzebuje woda do wypełnienia całego lejka depresyjnego po ustaniu pompowania. Otóż jeśli po upływie czasu t_1 , depresja w studni była z_1 , a po czasie $t_2 - z_2$, i jeżeli całą głębokość studni oznaczymy przez H , wtedy moglibyśmy wyprowadzić następującą zależność:

$$\frac{m \cdot Q^2}{4 \cdot E^2 \cdot \pi} \left(\frac{1}{z_2} - \frac{1}{z_1} \right) - \frac{m \cdot \pi}{3} \left\{ (H - z_2)^3 - (H - z_1)^3 \right\} = Q(T_2 - T_1)$$

a stad można obliczyć E .

Ruch burzliwy.

Przeważnie ruch wody płynącej czy to w rzece, czy w kanale, czy też w jakimś przewodzie zamkniętym, jest tak skomplikowany, że ujęcie go w ścisłe wzory matematyczne jest rzeczą niemożliwą. Pobieżna obserwacja ruchu wody płynącej wykaze nam już wielką różnorodność zja-

wisk. Najmniejsza już nierówność w ścianach przewodu, czy dnie, powoduje zmianę kierunku ruchu poszczególnych cząstek wody, ich spotkanie się, stąd wiry, miejscowe wznoszenia się i opadanie (falistość ruchu), wreszcie ogromną niejednostajność prędkości, a co za tem idzie, ciśnienia. Przy pomiarach przy pomocy młynka, lub też rurki Pitota odzwierciadla się ta niejednostajność ruchu zwana pulsowaniem. Wszystkie powyższe objawy powodują ruch zwany burzliwym.

Na jakość ruchu wpływa: 1. prędkość jego. 2. wartość promienia hydraulicznego, który najlepiej tłumaczy wpływ oporu spowodowanego przez tarcie o ściany. 3. wewnętrzny opór płynu. 4. Stopień szorstkości koryta. Można odróżnić różne rodzaje ruchu burzliwego.

Czasem można się w nim dopatrzeć pewnej regularności i po ujęciu czynników wpływających na zmienność ruchu, w formę współczynników, traktować ruch w całości jako regularny, choć zmienny będzie ruch poszczególnych cząstek. Zmienność ruchu może zająć również tak daleko, że znikną w nim wszelkie objawy regularności. Na zewnątrz pierwszy rodzaj takich ruchów objawia się tem, że fale rozchodzą się tylko w kierunku prądu, w drugim wypadku mogą one rozchodzić się w dowolnych kierunkach. Każdy ruch wody odbywa się pod wpływem

siły ciężkości i w zasadzie można do niego stosować prawa spadku ciał lub ruchu po równi pochyłej. Z tego też powodu nieodłącznym warunkiem ruchu wody jest zmiana jej poziomu. Tę wysokość, o którą musi obniżyć się zwierciadło wody na pewnej odległości, dla spowodowania ruchu, nazywamy stratą spadku.

Wiemy z hydrostatyki, że równanie różniczkowe równowagi cieczy, na którą działa jedynie siła ciężenia g , a której ciężar właściwy jest γ , ma następujący kształt

$$dp + \gamma \cdot dz = 0 \text{ po scałkowaniu:}$$

$$\frac{p}{\gamma} + z = 0$$

Gdy zaś odniesiemy je do powierzchni cieczy, jako płaszczyzny porównania i licząc wysokość w dół, otrzymamy:

$$p = \gamma \cdot z \dots \dots \dots 1)$$

Zatem ciśnienie jest wprost proporcjonalne do głębokości, a gdy mamy do czynienia z wodą ($\gamma = 1$), wprost jej równe. Ciśnienie to nazywamy inaczej naporem.

Gdy ciecz będzie w ruchu, napór zwiększy się o pewną wartość, wynikającą z prędkości ruchu.

Celem wyznaczenia naporu, możemy wyjść z ogólnych równań ruchu cieczy (Eulera), założywszy ciągłość ruchu i to, że poszczególne strugi są do siebie równoległe.

Wtedy otrzymamy tylko jedno równanie:

$$\frac{dp}{\sigma} + g dz + U du = 0 \quad 2$$

gdzie σ jest to masa cieczy.

A po scałkowaniu, kładąc $\sigma g = \gamma$ otrzymamy:

$$z + \frac{\gamma}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} = \text{Const.} \quad 3$$

Z wzoru tego widzimy, że energia wody płynącej składa się z trzech części: z energii położenia (potencjonalnej) energii ciśnienia (hydrostatycznej) i energii ruchu. Porównując te równanie z równaniem równowagi cieczy, widzimy, że ma ono o jeden wyraz: $\frac{u^2}{2g}$ więcej. O ten wyraz zatem większy jest napór cieczy będącej w ruchu od naporu cieczy będącej w spoczynku.

Wyraz $\frac{u^2}{2g}$ jest niczem innem jak tylko energią kinetyczną.

Ta nadwyżka wskazuje nam odwrotnie na jaką wysokość h wzniosłaby się woda, pod wpływem prędkości u :

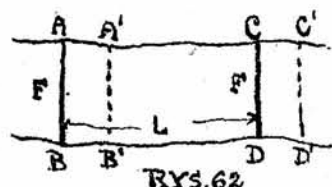
droga $h = \frac{gt^2}{2}$; jeżeli $u = gt$, wtedy $h = \frac{gu^2}{2g^2} = \frac{u^2}{2g}$;

Ponieważ nadwyżka naporu jest skutkiem ruchu, przeto odwrotnie, skutkiem ruchu musi powstać pewna strata wysokości z , równa (lub proporcjonalna) wartości $\frac{u^2}{2g}$; Podzieliliśmy ruch burzliwy na regularny i nie-regularny, otóż wielkość tego naporu decyduje o tem, jaki ruch się wytworzy.

Jeżeli ciśnienie hydrauliczne wzrośnie do pewnego granicznego stosunku do ciśnienia hydrostatycznego, ruch przechodzi w anormalny, cząstki cieczy wykonywają ruchy boczne i założenia któreśmy przyjęli dla poprzedniego wypadku tracą rację bytu.

Mówiąc o ruchu burzliwym, pominieliśmy opór łożyska i opór wewnętrzny cieczy. Cząstki cieczy będąc w ruchu mają prędkość niejednakową i jak wiadomo z pomiarów, wzrasta ona od dna i ścian koryta ku środkowi. Z tego też powodu powstają tarcia między cząsteczkami. Gra tu również rolę tarcie o ściany i dno koryta. Im koryto jest gładze, tym tarcie mniejsze, a również im mniejszy jest obwód zwilżony w stosunku do powierzchni przepływu tym ono jest mniejsze. Jeżeli zatem przy ruchu wody tracimy część energii potencjalnej, to nie cała ona idzie na wywołanie ruchu, ale znaczna jej część ginie na pokonanie tych właśnie oporów. Zwykle nie odróżnia się tych dwóch rodzajów strat i różnicę wysokości, potrzebną do wywołania pewnego ruchu i pokonania pewnych oporów nazywamy stratą spadku, lub stratą ciśnienia. Gdyby oporów nie było, to pod wpływem siły ciężkości, mógłby powstać tylko ruch przyspieszony. Istniejące opory mogą wytworzyć ruch jednostajny, przy którym cała nadwyżka energii ginie na przewyciężeniu

oporów. Chcąc dojść do wzorów praktycznych, znów musimy porobić pewne założenia, a mianowicie: wprowadzić pojęcie prędkości średniej. Jest to prędkość, z jaką poruszałaby się bryła wody wypełniająca cały przekrój od położenia I do II rys. 62. Jak wiadomo,



Rys. 62

w rzeczywistości każda cząstka z inną prędkością przebywa tę drogę. Jeśli zatem taka bryła o przekroju F i długości l zmieni położenie $ABCD$ na $A_1B_1C_1D_1$, to wykonana praca będzie taka sama jak gdyby objętość $ABBA_1$ przesunęła się w położenie $CDQD_1$. Jeżeli różnica poziomów zwierciadła wody między punktami B i C jest równa h , to praca wykonana $= \gamma \cdot F \cdot \Delta l \cdot h$. Opór pokonany jest jakąś funkcją prędkości obrotu zwilżonego 0 , długości l oraz długości przesunięcia, jest on zatem równy:

$$f(u) \cdot 0 \cdot l \cdot \Delta l$$

Chezy przyjąć: $f(u) = cu^2$, a wtedy opór $= c \cdot u^2 \cdot 0 \cdot l \cdot \Delta l$. W wypadku ruchu jednostajnego energia spadku winna wyrównywać opór, czyli:

$$\gamma \cdot F \cdot h \cdot \Delta l = c \cdot u^2 \cdot 0 \cdot l \cdot \Delta l$$

a stąd:

$$u^2 = \frac{\gamma}{c} \cdot \frac{F}{0} \cdot \frac{h}{l} = \frac{\gamma}{c} R \cdot I_5$$

$$u = k \sqrt{RT} \quad \dots \dots \dots 4)$$

Dla różnych ścieków potrafimy zawsze zmierzyć promień hydrauliczny R oraz spadek I . Współczynnik k można znaleźć tylko doświadczalnie, jest on zmienny i w bardzo znacznym stopniu zależy od warunków ruchu.

Promień hydrauliczny R charakteryzuje nam przekrój: ze wszystkich przekrojów o tej samej powierzchni, ten przepuści największą objętość wody w ciągu jednostki czasu, który ma największy promień hydrauliczny, czyli w którym obwód zwilżony jest najmniejszy. Tłumaczy się to zjawisko tem, że w takim przekroju jest najmniejsza powierzchnia tarcia o dno i ściany koryta.

W korytach naturalnych, które zwykle są bardzo płaskie, obwód zwilżony koryta najczęściej bardzo mało różni się od jego szerokości; wtedy zamiast stosunku $\frac{F}{O}$, przyjmuje stosunek $\frac{F}{B}$ i ten ostatni nazywamy średnią głębokością. Robiąc tę zmianę, popełniamy błąd znikomo mały o ile $O - B < 0.0004$.

Jak wiemy, prędkość średnia w rzeczywistości nie istnieje. Wprowadzamy ją jako pojęcie zastępcze, jedynie dlatego że nie potrafimy uwzględnić wszystkich warunków ruchu jak tarcia międzycząsteczkowe, tarcie o dno i t.p. Wszystkie te braki kryją się we współczynniku k . Początkowo sądzono, że ma ona wartość stałą. Eyt. 1-

wein i Woltmann oznaczyli jego wartość na 50.9 i stąd pochodzi wzór na prędkość średnią: $u =$

$$u_m = 50.9 \sqrt{R \cdot I} \quad \therefore \dots \dots \dots 4a)$$

Prędko jednak spostrzeżono, że warunki ruchu są tak różnorodne, iż współczynnikowi temu nie można nadać jednej wartości. Na podstawie doświadczeń Darcy'ego i własnych, Bazin ułożył wzór na ten współczynnik w takiej postaci:

$$5) \dots \dots k = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}, \text{ a stąd } u_m = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Zauważył on mianowicie, że współczynnik ten zmienia się jednocześnie z wartością na prędkość, przyczem dominujące znaczenie ma R wobec znikomym małych wartości na I. Współczynniki α i β zależą od rodzaju koryta i można je określić z następującej tablicy.

materiał z kt. zrob. koryto	α	β
Cement lub drzewo heblowane	0,00015	0,0000045
Kamień ciosany lub deski	0,00019	0,0000133
Kamień łamany	0,00024	0,00006
Ziemia	0,00028	0,00035
Rumowisko	0,0004	0,0007

Dalsze badanie wzoru wykazuje, że dla koryta zupełnie gładkiego $k = \infty$, gdy zaś $R = \infty$, to $k = \sqrt{\frac{1}{\alpha}}$;

Oczywiście z temi wypadkami w praktyce nigdy spotkać

się nie można.

W dalszych swych Badaniach Bazin przerobił swój wzór, zakładając, że:

$$\frac{1}{k} = \alpha + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}$$

przyczem współczynniki α nadał wartość stałą;
a drugi współczynnik γ uzależnił od szorstkości koryta. W ten sposób postępując, uzyskał następujący wzór na prędkość średnią :

$$U_{\text{śr}} = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad \dots \quad 5b)$$

i dla wsp. γ ułożył tablicę:

rodzaj koryta	γ
Cement lub deski heblowane	0,06
deski, cios lub cegły	0,16
kamień łamany	0,46
koryto naturalne	0,85
kanały ziemne	1,2
rzeki	1,75

Wzór ten doskonale nadaje się do łożysk sztucznych i używany jest do chwili obecnej.

Na podstawie pomiarów na rzece Missisipi i korzystając z poprzednich danych, Ganguillet i Kutter ułożyli

nowy wzór, który do niedawna był w powszechnym użyciu. Według nich, na wartość współczynnika k wpływa nie tylko promień hydrauliczny przekroju i rodzaj materiału, ale również i spadek i głębokość. Wzór ten ma następującą postać:

$$U = \frac{1}{23 + \frac{1}{n}} + \frac{0,00155}{\sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot S}; \quad (6)$$

I tutaj n zależy od materiału, z którego zrobione jest koryto.

m a t e r i a ł	n
Cement szlifowany	0,0085-0,011
Beton zwykły	0,011 -0,013
Kamień obrobiony	0,013 -0,021
Kamień łamany, bruk	0,014 -0,022
Koryta ziemne	0,018 -0,03
niosące rumowiska drobne	0,02 -0,03
rzeki { " " grube	0,03 -0,04
zarośnięte	0,03 -0,04
o bardzo nieregularnych korytach.	0,04 -0,06

Gdy $I > 1^{\circ}/\text{oo}$, wtedy można używać wzoru Kutter-Franka:

$$U = \frac{(23n+1) \cdot \sqrt{R}}{(23n+\sqrt{R}) \cdot n} \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (6a)$$

Gdy zaś mamy do czynienia z kanałami otwartymi wtedy:

$$U = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{\delta + R} \cdot \sqrt{R \cdot I};$$

przyczem wartości na δ są takie:

dla przekroju półkulistego najgładszy cement. .0,12

" " prostokątnego gładki
lub deski hablicwane 0,15

" " prostokątnego gładkie deski . . .0,20

" " " deski, cegły 0,25

" " " mur, dyle 0,35

" " " mur kamienny 0,45

" " " kamień kamany. 0,55

" " " stary mur dno zamulone 1,00

" " " gorszy " " " 0,75

dla kanału trapezowego, skała 1,25

" " " ziemny kanał, czysty . 1,50

" " " zamulony " , rzeki . 1,75

" " " kanał zarośnięty . . . 2,00

" " " kanał źle utrzymany
z rumowiskiem 2,50

Opierając się na wartościach wsp. n ze wzoru Ganguillet Kuttera, Manning ułożył bardzo prosty wzór:

$$U = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \frac{\text{mtr}}{\text{sek}}$$

Wzór ten daje wyniki bardzo mało różniące się od wyników otrzymanych ze wzoru gang i Kut.

Wzory dla koryt naturalnych.

Wszystkie powyższe wzory nadają się, gdy mamy do czynienia ze sztucznymi korytami, i w wypadku koryt naturalnych, gdy jakość rumowiska, a zarazem i opór zależy od tych samych czynników ruchu, można się zupełnie wyzwolić od współczynnika tarcia, wstawiając odpowiednie wykładniki potęg przy R i I.

Ogólny kształt wzoru winien zatem opiewać:

według Hagena pomiarów, wstawiając wartości R, n, m otrzymał

$$u = k R^n I^m$$

dla wielkich rzek $u = 2,425 \cdot \sqrt[6]{I} \cdot \sqrt{R}$

a dla kanałów $u = 43,7 \sqrt[6]{I} \cdot \sqrt[3]{R}$

Wzoru tego w formie zmienionej używał Jankowski, przytem dla rzek nizinnych brał $k = 28,6$, a dla rzek górskich: $k = 20,0$.

Niepodobna jednak ustalić jednego i tego samego wzoru dla wszystkich rzek, bo współczynnik we wzorze na prędkość kryje w sobie cały szereg wpływów, z których niepodobna zdać sobie ściśle sprawę i uwzględnić ich. Dlatego też niektórzy badacze przyjęli tylko ogólną postać wzoru Hagena, natomiast wartości wykładników oraz wsp. k wyznaczają doświadczalnie osobno dla każdej rzeki w następujący sposób:

ze wzoru Hagena mamy:

$$\lg u = \lg k + n \cdot \lg R + m \lg I$$

Gdy mamy N pomiarów, to:

$$[\lg u] = N \cdot \lg k + n \cdot [\lg R] + m \cdot [\lg I]$$

$$[\lg u \cdot \lg R] = [\lg k \cdot \lg R] + n [\lg R \cdot \lg R] + m [\lg I \cdot \lg R]$$

$$[\lg u \cdot \lg I] = [\lg k \cdot \lg I] + n [\lg R \cdot \lg I] + m [\lg I \cdot \lg I]$$

gdzie:

$$[\lg u] = \lg u_1 + \lg u_2 + \dots + \lg u_N$$

$$[\lg R] = \lg R_1 + \lg R_2 + \dots + \lg R_N$$

Mając te trzy równania potrafimy wyznaczyć k, n i m. Ponieważ jednak wyznaczanie wzorów dla każdej rzeki jest rzeczą żmudną i ponieważ często wzory są potrzebne mimo, że nie ma jeszcze pomiarów, przeto nowsi autorowie usiłowali ułożyć wzory ogólniejsze, zdatne dla różnych rzek, opierając się na wciąż rosnącym materiale doświadczalnym. Charakterystyczną cechą tych wzorów są liczbowe ustalone współczynniki, które nie zależą całkiem od szerokości koryta. Możliwość podobnego rozwiązania uzasadnił Sredok, rozumując, jak następuje: Jeżeli w prostokątnym korycie o stałym spadku i szerokości, płynie stała ilość wody, to ze zmianą szerokości, zmienia się wprawdzie prędkość, a wobec stałej objętości, także powierzchnia przekroju, ale ponieważ szerokość

jest stała, to musi zmienić się głębokość, tak że wpływ szerokości jest już uwzględniony w głębokości.

Tak samo, jeśli przyjmiemy stałą głębokość, to przy stałej szerokości mamy stałą powierzchnię przekroju, a z tą prędkość. Przy zmiennej szerokości stałą prędkość uzyskać można tylko zmiennością spadku, tak, że znowu ten spadek zawiera w sobie wpływ szerokości. Jednym z takich właśnie wzorów jest wzór Hermanka, znalazł on duże zastosowanie i daje stosunkowo dobre rezultaty. Hermanek powrócił do zasadniczego wzoru Chezy'ego:

$$U = k \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

i kreśląc krzywe dla związków między k , I , B i h_{sr} , doszedł, że dla koryt naturalnych można opuścić wpływ I oraz B na współczynnik k , a uwzględniać go jedynie przy wąskich korytach sztucznych. Hermanek podzielił rzeki na trzy typy w zależności od średniej głębokości h_{sr} .

Wzory Hermanka mają następującą postać:

$$\text{dla } h_{sr} \leq 1,5 \text{ m.} \quad u = 30,7 \cdot h_{sr} \cdot \sqrt{I} \quad 10a$$

$$" \quad h_{sr} \leq 6 \text{ m.} \quad u = 34 \cdot \sqrt[4]{h_{sr}} \cdot \sqrt{h_{sr} \cdot I} \quad 10b$$

$$" \quad h_{sr} > 6 \text{ m.} \quad u = (50,2 + 0,3h_{sr}) \cdot \sqrt{h_{sr} \cdot I} \quad 10c$$

Te wzory nadają się dla ścieków naturalnych, dla koryt sztucznych podał Hermanek inny wzór:

$$u = \left[k + \frac{m}{3}(70 - k) \right] \cdot \sqrt{h_{sr} \cdot I}; \quad k = 34 \sqrt[4]{h_{sr}}; \quad 10d$$

Przy wąskich korytach gdy $B < 10 \cdot h_{sr}$, ostatni wzór należy pomnożyć przez dwumian $(1 - \alpha \cdot n)$ przy czym

$$\alpha = \frac{1}{4}; n = \frac{h_{sr}}{B};$$

zaś $n = 6$ dla gładkiej wyprawy cementowej

" = 5 " zwykłej "

" = 4 " desek heblowanych

" = 3 " muru

" = 2 " kamienia łamanego i desek

" = 1 " zwykłego kamienia

" = 0 " ziemi.

Prof. Matakiewicz powrócił do zasadniczego wzoru Hagen'a przyjmując:

$$u = 34 \cdot h_{sr}^n \cdot j^m \quad 11.$$

przytem dla $h_{sr} < 1$ metr..... $n = 1 - h_{sr}$

" $h_{sr} > 1$ m..... $n = 0,75$

oraz gdy $I < 2^\circ/00$ $m = 0,5$ | $I < 3,5^\circ/00$ $m = 0,52$

" $I > 2,5^\circ/00$ $m = 0,51$ | $I < 4,5^\circ/00$ $m = 0,53$

Zauważyć należy, że dla $1,5m < h_{sr} < 6$ m otrzymujemy wzór zgodny ze wzorem Hermanka.

W dalszych badaniach Matakiewicz usiłował uniknąć skoków, jakie powoduje podział na pewne typy i oznaczyć wykładniki jako funkcje ciągłe głębokości lub spadku i przyjął ogólny kształt wzoru:

$$u = 34 I^m f(h_{sr}); \quad I = \frac{u}{34 f(h_{sr})} F(I);$$

stąd obliczył $m = \frac{\lg F(I)}{\lg I}$,

następnie kreślił krzywe dla tych samych h_{sz} , a różnych I , krzywe te przedstawiały związek między m i I , w ten sposób otrzymał:

$$m = 0,493 + 10I$$

a zatem

$$u = 34I^{0,493+10I} \cdot f(h_{sz})$$

Biorąc następnie szereg pomiarów o głęb. od 0,06 m. do 7,23 m., gdzie spadek dna równa się spadkowi zwierciadła wody, wyznaczył znowu sposobem wykreślnym:

$$f(h_{sz}) = \frac{3,41}{2,2+h_{sz}^{0,15}} \cdot h_{sz}$$

Wzór otrzymany w ten sposób jest bardzo niewygodny w użyciu praktycznym, o ile nie posługujemy się tablicami, grafikonami lub nomogramami.

Mindboe podzielił rzeki na 12 grup w zależności od h_{sz} , I , oraz B i podał swój wzór dla koryt naturalnych o kształcie:

$$u = kf\left(\frac{h_{sz}}{B}\right)h_{sz}^n \cdot I^m$$

Granice stosowalności tego wzoru są następujące:

$$0,185 \text{ m} < h_{sz} < 13,57$$

$$B > 10 \text{ m.}$$

$$I < 5\text{‰}$$

$$\frac{h_{sz}}{B} < 0,1$$

Podzielone na grupy ma następujące postacie:

$J < 0,0006$		
$\frac{h_{sr.}}{B} < 0,028$	$\frac{h_{sr.}}{B} < 0,1$	
$h_{sr.} < 1,12$	$23,37(0,822 - \frac{h}{B})h^{0,9} J^{0,42}$	$8,19(2,293 - \frac{h}{B})h^{0,9} J^{0,42}$
$1,12 < h_{sr.} < 3,65$	$24,11(j.w.)h^{0,6} J^{0,42}$	$8,45(j.w.)h^{0,63} J^{0,42}$
$3,65 < h_{sr.} < 13,57$	$27,45(j.w.)h^{0,53} J^{0,42}$	$9,62(j.w.)h^{0,53} J^{0,42}$
$0,0006 < J < 0,005$		
$\frac{h_{sr.}}{B} < 0,028$	$\frac{h_{sr.}}{B} < 0,1$	
$h_{sr.} < 1,12$	$33,86(0,822 - \frac{h}{B})h^{0,9} J^{0,42}$	$11,86(2,293 - \frac{h}{B})h^{0,9} J^{0,42}$
$1,12 < h_{sr.} < 3,65$	$34,94(j.w.)h^{0,63} J^{0,42}$	$12,24(j.w.)h^{0,63} J^{0,42}$
$3,65 < h_{sr.} < 13,57$	$39,77(j.w.)h^{0,53} J^{0,42}$	$13,94(j.w.)h^{0,53} J^{0,42}$

Przy stosowaniu praktycznych wszystkich wyłożonych wzorów należy zwrócić uwagę na charakter ścieku, a mianowicie:

1. W kanale sztucznym o niewielkim przekroju duży wpływ na prędkość wody ma szorstkość koryta; w tym wypadku używać należy wzoru Bazina, Ganguillet + Kuttera lub Kutter-Franka.

2. W wielkim ścieku sztucznym lub naturalnym o znacznych głębokościach, charakter łozyska gra niewielką rolę, można tu stosować wzory; w pierwszej linii Linboega, permanka, Bazina, Ganguillet - Kuttera.

3. W górskich rzekach można stosować wzory: Lindboego, Hermanka, Matakiewicza.

Jeżeli na jakiejś rzece lub ścieku zebraliśmy już szereg pomiarów, a do dalszych obliczeń chcemy zastosować wzory, wówczas przedewszystkiem należy przekonać się, który wzór najlepiej nadaje się dla tej rzeki. Uskutecznić to można obliczając różnymi wzorami prędkości znane z pomiarów.

Wzory na prędkość zależą wszystkie od średniej głębokości, można je zatem stosować tylko tam, gdzie różnice między głębokościami nie są znaczne. lub gdy przekrój jest regularny: trapezowy, paraboliczny i t.p. Jeżeli jednak głębokość zmienia się nagle i jest ona bardzo różna w różnych częściach przekroju, wówczas nie można obliczać prędkości w całym korycie, ale trzeba je podzielić na części i dla każdej części osobno liczyć prędkość.

Zastosowanie powyższych wzorów jest różnorodne.

Używa się ich do wyznaczania ilości wody, gdy znany jest spadek oraz przekrój poprzeczny, do określania spadku lub głębokości, gdy znamy już inne czynniki odpływu i t.p.

Obliczanie kanałów.

Gdy mamy do rozporządzenia pewną ilość wody, a chce-