

20. 護岸法面付近の流速分布算定の一方法

土木試験所 小川芳昭

まえがき

護岸のもつ機能のうち、減速効果を取上げ、法面の粗さとの関係を明らかにして、法面付近の流速分布を推定した。また計算例として、豆板法覆工、蛇籠法覆工の場合を示した。

一般河川など粗な流れでは、断面を広矩形と仮定したとき、流速の対数分布則が河床についても護岸を施工した河岸についても成立することが、実験的に確かめられている。河床に関するものに添字1を付け、護岸に関するものを2として対数分布則を表わすと、浮泥を含まぬ場合

河床について

$$\frac{u_1}{u_{*1}} = 8.5 + 5.75 \log \frac{z}{\bar{k}_{s1}} \quad (1)$$

護岸について

$$\frac{u_2}{u_{*2}} = 8.5 + 5.75 \log \frac{y}{\bar{k}_{s2}} \quad (2)$$

u_1 ; 水深 z の流速

u_{*1} ; マサツ速度 $= \sqrt{g \cdot z I}$

g ; 重力の加速度

z_0 ; 水深

I ; 水面勾配

z ; 河床から測った水深

\bar{k}_{s1} ; 河床の相当粗度

u_2 ; 河床の平均マサツ速度 $= \sqrt{g \frac{A_2}{z_0} I}$

u_2 ; 河岸から y にある垂直断面の平均流速

\bar{k}_{s2} ; 護岸の平均相当粗度

A_2 ; 護岸の影響面積

y ; 護岸からの距離

となる。

護岸の実際の粗さと相当粗度

護岸の相当粗度 \bar{k}_{s2} と実際の粗さ k (突起の高さ) には $\bar{k}_{s2} = \alpha \cdot k$ なる関係があって、 α は相当粗度と呼ばれる。また α は護岸の表面の粗密の度合を示す (流れに直角な面積を粗度の張ってある全面積で除した値) の関数であり、実験によると 図 20-1 のような結果を得ている。また護岸の相当粗度やマサツ速度は水深によって 図 20-2 図 20-3 のように変化する。

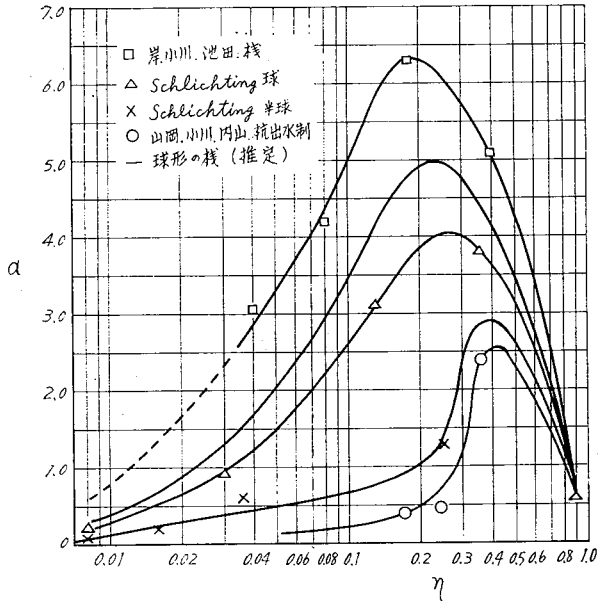


図 20-1 水深に比し幅の広い水路の α と η の関係

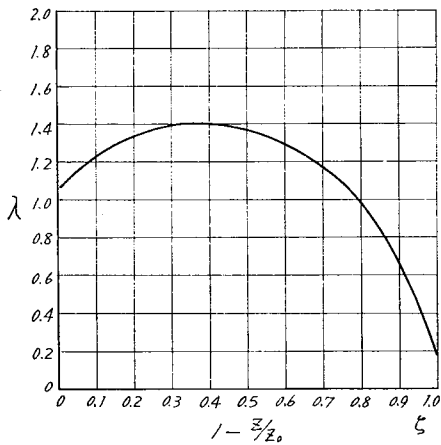


図 20-2 水深に比し幅の広い水路の k_{s2}/\bar{k}_{s2} と z/z_0 の関係

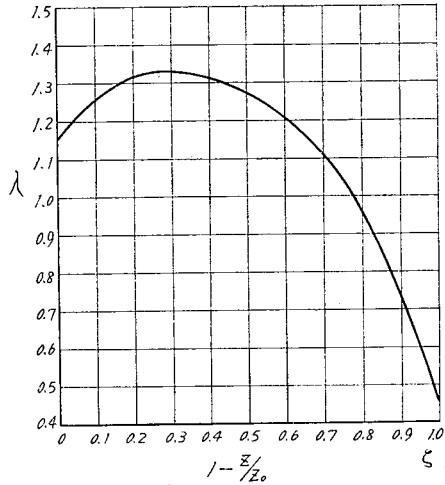


図 20-3 水深に比し幅の広い水路の u_{s2}/u_1 と z/z_0 の関係

護岸の影響範囲

(1) 式と (2) 式が成立する領域の境界では $u = u_2$ となるべきであるから、

$$r^2 = \frac{(u_{s1})^2}{(u_{s2})^2} = \frac{(\log M_2 y)^2}{(\log M_1 z)^2} \quad (3)$$

$$M_1 = \frac{30}{\bar{k}_{s1}} \quad M_2 = \frac{30}{\bar{k}_{s2}}$$

とおける。したがって

$$y = \frac{M r_1}{M_2} z r \quad (4)$$

となり、これが、河床と護岸の影響域の境界を表わす方程式である。いま、片側のみ護岸を施したとすると

$$r^2 = \frac{(r+1)M_2 z_0}{(M_1 z_0)^r} - \frac{z_0}{B} \quad (5)$$

B : 川幅

となる。

試算法によって、 r を得ると $u_{*1} = \sqrt{g \cdot z_0 I}$ としてよいから

$$\bar{u}_{*2} = \frac{u_{*1}}{r} \quad (6)$$

によって、護岸の平均マサツ速度を決定できる。

護岸付近の流速分布 (広矩形断面の場合)

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $B=200 \text{ m}$ $z_0=2 \text{ m}$ $I=\frac{1}{1,000}$ なる水路の片側に豆板コンクリート法覆と蛇籠法覆を施工した場合を計算してみる。

i 河床のマサツ速度と相当粗度

$$u_{*1} = \sqrt{g \cdot z_0 I} = \sqrt{9.8 \times 2 \times 1/1,000} = 0.14 \text{ m/s}$$

$$u_m = Q/A = 1,000/2 \times 200 = 2.50 \text{ m/s}$$

したがって、平均流速の理論公式から

$$\begin{aligned} \log k_{s1} &= \frac{1}{5.75} \left(6.0 + 5.75 \log z_0 - \frac{u_m}{u_{*1}} \right) \\ &= \bar{Z} \cdot ZI \quad k_{s1} = 0.016 \text{ m} \end{aligned}$$

ii 豆板コンクリート法覆工の流速分布

図20-4のような豆板工を用いたとすると

$$\eta = \frac{0.1^2 \times \pi/2}{0.5 \times 0.5} = 0.624 \text{ で 図20-1 から } \alpha = 0.8$$

$$\bar{k} = \alpha \cdot k = 0.8 \times 0.1 = 0.08 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{30}{0.016} = 1,850 \quad M_2 = \frac{30}{0.08} = 375$$

$$r^2 = \frac{(r+1)375 \times 2}{3700r} - 0.01 \quad \text{より } r = 0.91$$

したがって、水深ごとの流速分布式は、図20-2, 3を用いて

$$z = 1.8 \text{ m では } u_z = 2.73 + 1.10 \log y$$

$$1.4 \quad \text{ " } \quad = 2.84 + 1.17 \log y$$

$$1.0 \quad \text{ " } \quad = 2.73 + 1.12 \log y$$

$$0.6 \quad \text{ " } \quad = 2.42 + 0.97 \log y$$

$$0.2 \quad \text{ " } \quad = 1.78 + 0.64 \log y$$

iii 蛇籠法覆工の流速分布

図20-5のような蛇籠を用いた場合は

$$\eta = \frac{0.25}{0.5 \times 1.1} = 0.455 \text{ であって } \alpha = 2.9 \text{ を得る}$$

したがって

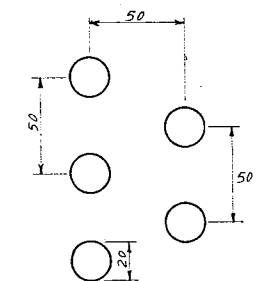


図20-4 豆板工法覆工の場合 (単位 cm)

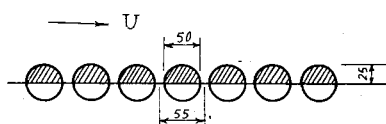


図20-5 均一径の蛇籠工 (単位 cm) $\phi = 50 \text{ cm}$

$$\bar{r}_{s2} = 0.25 \times 2.9 = 0.725 \text{ m}$$

$$M_2 = \frac{30}{0.725} = 41.4$$

$$r = 0.69$$

$$\bar{u}_{s2} = 0.20 \text{ m/s}$$

となるから、ii と同様にして、各水深の流速分布を求めると

$$\begin{aligned} z=1.8 \text{ m} \text{ では } u_2 &= 2.23 + 1.45 \log y \\ 1.4 \text{ " } &= 2.28 + 1.55 \log y \\ 1.0 \text{ " } &= 2.20 + 1.48 \log y \\ 0.6 \text{ " } &= 1.98 + 1.28 \log y \\ 0.2 \text{ " } &= 1.46 + 0.81 \log y \end{aligned}$$

となる。

台形断面への変換

このようにして求めた流速分布は、広矩形断面に対するものである。しかし実際には、河岸は1割、2割などの勾配を有する。もし、対数分布則が、護岸に直角に成立し、水深によって変化するという条件にしたがうなら、その成立線は折れ曲っている平行壁間を流れるポテンシャル流線の一部に相当すると考えられる。したがって任意の台形断面の流線網 (flow net) をあらかじめ作っておき、広矩形として計算して得た結果をこの図の対応点へ移すことにより、流速分布図を推定できる。

図 20-6, 7 は前節で求めた流速分布を2割勾配の法面をもつ台形断面へ変換して得た結果である。

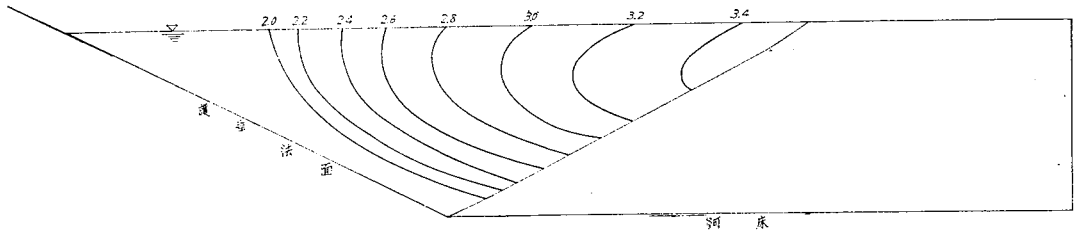


図 20-6 豆板工流速分布 m/s

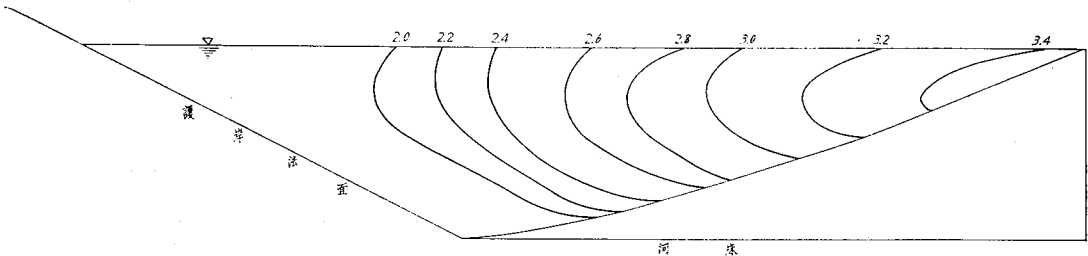


図 20-7 蛇籠工流速分布 m/s

参考文献

- 山岡・小川；粗面開水路の流れに関する二三の実験，第14回建設省直轄技術研究会，S. 36.
- 岸・小川・池田；護岸の水理学的特性，土木学会北海道支部技術資料，17号，S. 36.
- 山岡・小川・内山；杭出水制の実験的考察，技術資料，18号，S. 37.
- 丸 善；理工学者のための数学ハンドブック。

足立; 開水路における側壁の効果について.
Schlichting; Boundary Layer Theory
Chaw; Open Channel Hydraulics

21. 美瑛川花園における降雨流出の解析

土木試験所 小川芳昭
内山博
竹本成行

1. ま え が き

流域の降雨量から流出量を計算する方法については、わが国でも多くの研究がある。これらの方法を大別すると、単位時間の降雨による流出を加算して、懸案地点の流出量を求める単位図法と、流出現象を非線型として解く方法に分けられるようである。

単位図法は1932年 L. K. Sherman¹⁾ によって提案され、わが国のような急流河川にも適用されるように種々の研究が行われてきた。その主なものとしては、中安博士法²⁾、佐藤博士法³⁾、立神博士法⁴⁾、石原博士法⁵⁾ などがある。これらは、佐藤博士法を除いて、いずれも流出現象を線型として解いているから近似的な方法である。佐藤博士法は、洪水ピークの到達時間が流量によって変化することを認め、流出関数の時間減衰率 α を流量の変化に応じて変化させることによって、ある程度計算法に非線型性をとり入れている。

この単位図法に対し、流出現象を非線型として解く方法には、特性曲線法⁶⁾、貯溜関数法⁷⁾がある。

本文は、美瑛川花園地点における流出特性を検討した結果、非線型であることがわかった。したがって貯溜関数法によって、洪水流出の解析を行なったものである。

2. 流出の特性

河川の流出は線型、非線型に分けられる。したがって流出の解析をするにあたって、流出現象を適確にみきわめ、懸案地点に適した解析法を採用することが重要である。これらの流出現象は、だいたい流域面積の大小によって分けられると考えられているが、流出の線型、非線型は通減部を調べることによって判断できる。

ここでは岸博士⁸⁾が述べている貯溜法によって調べることにする。

流域の貯溜量 S 、雨量強度 r 、流出量を q とすれば

$$r - q = -\frac{dS}{dt} \quad (1)$$

ここで貯溜量と流出量との間に

$$S = a \cdot q^n \quad (2)$$

なる関係が成立するものとする。

降雨が止んだ後の通減部では $r=0$ であるから(1)および(2)式から

$$a \cdot n \cdot q^{n-1} \frac{dq}{dt} + q = 0 \quad (3)$$

(3)式において $n=1$ ならば q について線型であり、(2)式が降雨中も同じ形であれば、加算の仮定が成立し単位図