

分岐部周辺における流れの水理特性について

京都大学防災研究所 正員 芦田和男
舞鶴工業高等専門学校 正員 〇川合 茂

1. はしがき 河川分岐において、安定な河道を維持するためには、流量配分比や流砂量配分比および分岐部周辺における局所的な現象を把握することは極めて重要なことである。従来は、主にT型分岐を対象として流量配分比や流砂量配分比に関して研究が進められてきた。しかし、流量配分比や流砂量配分比は、分岐形状や水理量によって変化することが明らかであり、これらの影響について系統的に調べる必要がある。ここでは、その第一歩として、図-1に示すようなY型分流水路を対象として若干の実験的検討を行うとともに、エネルギー方程式による流量配分比の算定法について若干の考察を行った。

2. 実験概要 使用した水路は図-1に示されるようなY型分流水路で、主水路幅は20cm、分水路幅は10cmの長方形断面を持ち、主水路上流部が4m、下流部、分水路はともに3mである。また水路こう配は1/1000に設定され、水路全區間が常流領域になるように底面に人工粗度が付けられている。実験の種類は表-1に示すとおりで、分岐部周辺において、水深、流速、死水域形状および分離流線形状が測定された。

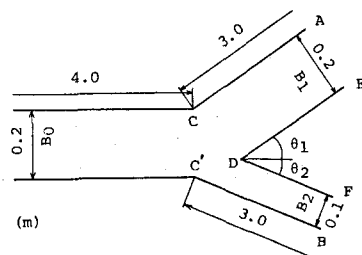


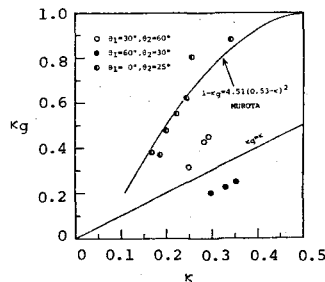
図-1 水路平面形状

表-1 実験条件

Exp.No.	θ_1	θ_2	$Q(l/s)$	κ	Fr_0
A	1	30°	1.0	0.250	0.35
	2		2.0	0.285	0.40
	3		3.8	0.295	0.44
B	1	60°	1.0	0.300	0.35
	2		2.0	0.335	0.40
	3		3.8	0.355	0.44

3. 実験結果の考察 流量配分比(κ)や掃流砂量配分比(κ_g)は、主水路の形状による二次流の発達程度と分岐による二次流の発達程度が相互に影響し合っている。図-2は κ_g と κ および分岐形状との関係が示されている。ここでは、 κ_g は底面近傍での水路幅に対する分離流線幅比に相当するものとしている。図から、いずれのケースとも κ_g に関して、 κ および分岐形状が大きく影響することが

わかる。同じ κ の値に対して、 κ_g は θ_1 が大きくなると減少し、 $\theta_1=60^\circ$ のケースでは、 κ_g が κ より小さくなっている。これは θ_1 が大きくなると主水路の曲りによる二次流の形成が分岐による二次流を打消すように働き、底面近傍の分離流線が分水路側へ移動するためと考えられる。つぎに、流量配分比に及ぼす分岐形状と水理量の影響について調べよう。図-3には、 θ をパラメーターとして、 κ と主水路上流のフルード数(Fr_0)との関係を示している。同図から、 κ は分岐形状と Fr_0 によって変化することが明らかである。分岐形状による変化につ

図-2 $\kappa_g \sim (\kappa, \theta)$ の関係

いては、 θ によって、分岐直後に、図-1に示されるCA、C'Bに沿って生じる剥離領域の大

きさが異なり、エネルギー損失に影響するためであると考えられる。一方、 Fr_0 の増加に伴って κ が大きくなることについては、 Fr_0 が大きくなると、流れは直進性が強まり、そのために上述した剥離領域の大きさが変化してエネルギー損失に影響するためであると考えられる。このように分岐部でのエネルギー損失を推定することは極めて重要であり、一例として、実験A-3に関してこれを調べたものが図-4に示されている。図中の分岐部周辺のエネルギー線に注目すると、主水路ではその変化は顕著でないが、分岐直後にエネルギーの急激な低下がみられる。これは、剥離領域が生じているところであり、剥離による損失が現われているものと考えられる。こうした現象は断面急転部の水理特性¹⁾と極めて良く似ている。

4 流量配分比について 前述したように、分岐部周辺における水理特性は断面急転部のそれと類似していることから、急転部の水理特性の研究結果を適用して流量配分比を求めてみる。いま、主水路上流、下流および分水路に検査面をとり、それぞれの断面を添字0, 1, 2で表わすと、エネルギー方程式および連続式は次のようになる。

$$Z_0 + h_0 + \alpha_0 \frac{V_0^2}{2g} = Z_1 + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + h_{e1} = Z_2 + h_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_{e2} \quad \dots (1)$$

$$Q_1 = (1 - \kappa) Q_0 \quad \dots (2) \quad , \quad Q_2 = \kappa Q_0 \quad \dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに, } h_{e1} &= r_1 (V_1^2 / 2g) \\ h_{e2} &= r_2 (V_2^2 / 2g) \end{aligned} \right\} \quad \dots (4), \quad \left. \begin{aligned} V_1 &= \rho_1 \sqrt{g h_1 i_1} \\ V_2 &= \rho_2 \sqrt{g h_2 i_2} \end{aligned} \right\} \quad \dots (5)$$

いま、(1)式に(2)~(5)式を代入し、 $Z_1 = Z_2$ として、 κ について整理すると次式が得られる。

$$\kappa = \frac{1}{1 + A} \quad \dots (6), \quad A = \frac{B_1 \rho_1 \sqrt{g_1} \left\{ \frac{\rho_2^2 i_2 (r_2 + \alpha_2) + 2}{\rho_1^2 i_1 (r_1 + \alpha_1) + 2} \right\}^{\frac{3}{2}}}{B_2 \rho_2 \sqrt{g_2}} \quad \dots (7)$$

(6), (7)式で κ を算定するには、 r_1, r_2 の推定が必要で、これを芦田¹⁾により求められた急転による損失係数を用いることにすれば、流水断面が最小となる断面幅が必要となる。そこで、図-5に示されるような流速分布に対して流水の幅を B および b としたとき、運動量が等しいとして求めた等価断面幅 b を最小断面幅とした。これは、 $b/B = (1/\eta)(H/H') \dots (8)$ と表わされる。 η

は運動量補正係数、 H, H' はそれぞれ水路幅 B 、等価幅 b での平均水深である。更測の流速分布から η を求め、 r_1, r_2 を決めて、また実験より $\rho_1 = \rho_2 = 1/2$ 、 $i_1 = i_2 = 1/1000$ 、 $\alpha_1 = \alpha_2 = 1.0$ として κ を算定した。こうして求めた κ (κ_c)と実験値(κ_e)を比較したのが図-6である。計算値と実験値はかなり良く一致し、こうした取扱いが妥当なことを示している。

参考文献: 1) 芦田; 開水路断面急転部の水理とその適用に関する研究, 京防災年報, 昭.37.

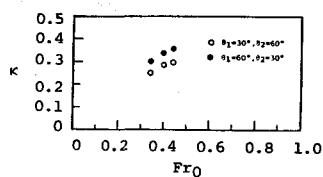


図-3 $\kappa \sim (Fr_0, \theta)$ の関係

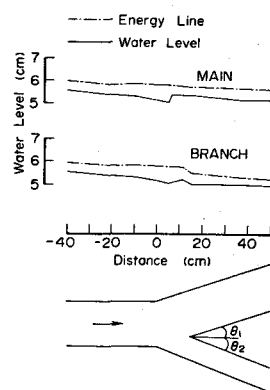


図-4 分岐部周辺の損失水頭

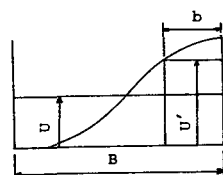


図-5 等価断面幅

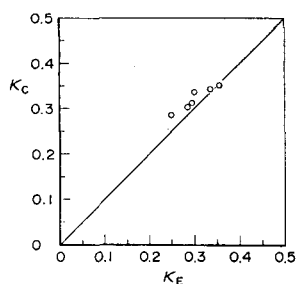


図-6 κ_c と κ_e の比較