

不透過水制の水理機能

鳥取大学工学部 正 員 道上 正規

鳥取大学工学部 正 員 鈴木 幸一

鳥取大学大学院 学生員 山本 一則

1. はじめに

河川における低水路河道を制御する目的で水制群を設置する場合があり、その水制群の水理機能に関して従来主として実験的・経験的検討がなされているが、まだ不明な点も残されている。とくに、移動床での低水路河道の形成過程についての検討はほとんどなされていない。本研究では、非越流型の不透過水制群による低水路形成特性を実験的に明らかにしようとしたものである。

2. 実験の概要

実験水路は長さ18mで、断面が50cm×50cmの長方形断面水路である。実験方法としては、まず水路全体に平均粒径0.54mmのほぼ均一な砂を厚さ15cmに敷き、所定の流量のもとに一定の給砂を行ない、水面勾配と河床勾配が等しくなるまで通水続ける。

河床が定常状態になった後、河床の縦断形状を測定し、通水を止めて長さ b (=5cm)の非越流型不透過水制を図-1に示すよう

に間隔 l で連続的に流れに対して直角に左右対称に20基ずつ設置する。水制設置後、再び所定の流量 Q および給砂量で通水を行ない、水制設置領域で河床が動的平衡河床状態になるまで、適宜河床の縦断形状を測定する。実験条件および結果の一部は表-1に示すとおりである。図中、 l は水制設置域長、 l_0 は河床勾配、 h_0 は水深、 V_0 は水制設置前の断面平均流速、 F_{r0} はフルード数、 Δz は水制設置後の低水路河道の河床低下量である。

3. 水制区間における動的平衡河床に関する考察

水路幅が B_0 から B_1 に変化した場合には、流砂量式として佐藤・吉川・芦田の式を用いると、

$$B_0/B_1 = (U_{*1}/U_{*0})^3 \dots (1)$$

という関係が得られる。ここに、 U_{*0} および U_{*1} はそれぞれ水路幅が B_0 および B_1 である河道部における摩擦速度である。動的平衡河床において、この(1)式と平均流速式としてChézyの式を用いると、

$$I_0/I_1 = 1 \dots (2)$$

$$h_0/h_1 = (B_0/B_1)^{-2/3} \dots (3)$$

が得られる。ここに、 I_1 および h_1 は水路幅 B_1 部でのエネルギー勾配および水深であり、 I_0 および h_0 は水路幅が B_0 であるところのものである。(2)式より、動的平衡河床では河幅が変化した部分でのエネルギー勾配は、変化

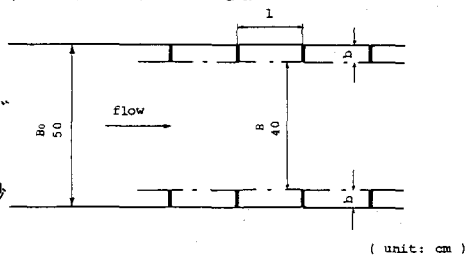


図-1 水制設置後の水路

表-1 実験条件および実験結果

Run NO.	b (cm)	l (cm)	L (cm)	I_0	Q (l/sec)	h_0 (cm)	V_0 (cm/sec)	F_{r0}	1/b	Δz (cm)	$\Delta z/h_0$
1	5	10	190	1/208	6	3.0	40.0	0.738	2	1.01	0.337
2	5	15	285	1/208	6	3.0	40.0	0.738	3	1.31	0.437
3	5	20	380	1/208	6	3.0	40.0	0.738	4	1.21	0.403
4	5	25	475	1/208	6	3.0	40.0	0.738	5	1.09	0.363
5	5	10	190	1/212	8	3.4	47.1	0.815	2	1.47	0.432
6	5	15	285	1/212	8	3.4	47.1	0.815	3	1.50	0.444
7	5	20	380	1/212	8	3.4	47.1	0.815	4	1.68	0.494
8	5	25	475	1/212	8	3.4	47.1	0.815	5	1.41	0.415
9	5	10	190	1/208	10	3.7	54.1	0.898	2	1.64	0.443
10	5	15	285	1/208	10	3.7	54.1	0.898	3	1.62	0.438
11	5	20	380	1/208	10	3.7	54.1	0.898	4	1.73	0.468
12	5	25	475	1/208	10	3.7	54.1	0.898	5	1.67	0.451

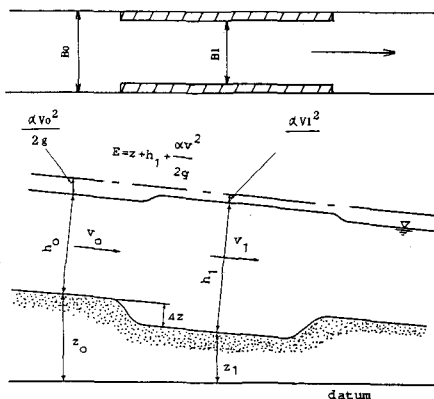


図-2 動的平衡河床

しないことになる。したがって、図-3の記号を用いると、河床低下量 Δz に関して

$$h_0 + \alpha V_0^2 / 2g = (h_1 - \Delta z) + \alpha V_1^2 / 2g \quad \sim \sim \sim (4)$$

が成り立つから、この(4)式を変形すると、

$$\frac{\Delta z}{h_0} = \left(1 + \frac{Fr_0^2}{2}\right) \left\{ \left(\frac{B_0}{B_1}\right)^{2/3} - 1 \right\} \quad \sim \sim \sim (5)$$

が得られる。ここに、 $Fr_0 = V_0 / \sqrt{g h_0}$ である。

さて、水制区間においても上と同様な考えをして河床低下量 Δz を求めるものとするが、収縮した河幅 B_1 として、図-1に示す $B (= B_0 - 2b)$ に補正係数 λ をかけた

$$B_1 = \lambda (B_0 - 2b) \quad \sim \sim \sim (6)$$

が相当すると考えると、この(6)式を(5)式に代入することによって Δz を求めることができる。ただし、 λ は水制長 b 、水制間隔 l あるいは水理量等によって変化すると考えられる。

4. 実験結果とその考察

図-3は、河床が動的平衡に達した後の縦断形状を一例としてRun 6について示したものである。図中の曲線Cは水路の中央を示し、R6.5, R15は右岸から水路中央にそれぞれ6.5cm, 15cmの縦断形状を表わしている。また、 $z=0$ cmの水平線は元河床を平均したものを表わす。河床波の影響で河床に凹凸はあるが、

全体的には水制設置区間での河床が明らかに低下していることがわかる。R6.5およびR15では第1水制の直下流で大きく深掘れをおこしているが、これは、第1水制周辺の局所洗掘が非常に大きいことを表わしている。ただ、第2水制より下流の水制では局所洗掘は顕著でなく、水路中央部と水制に近き部分とでは河床高の差異はほとんどない。

図-4は、水路中央河床縦断形状の時間的変化を示す一例で

あるが、通水後30分ですでにほぼ動的平衡河床に達し、その後は砂州の影響でわずかに変動するのみである。また、いずれの場合においても第1水制より60~70cm下流で最も河床低下量が大きい。これは、第1水制にぶつかった流水は水路中央に向かうが、第1水制では急に縮流するため、流水の水路中央集束効果も最も大きくなってゐるためと考えられる。

図-5は、 $\Delta z/h_0$ とフルード数 Fr_0 の関係

を示したものであり、図中の実線は(5)式の右辺に $\lambda=0.8, 0.9$ および1.0を代入した場合の理論値で、丸印は、実験で得られた $\Delta z/h_0$ の値である。図からわかるように、 Fr_0 の増加とともに $\Delta z/h_0$ は中るやかに増加するが、このような特性は実測値と理論曲線とはほぼ一致している。いま、理論曲線が正しいものとするれば、本実験の範囲では $\lambda=0.8 \sim 0.85$ 程度となるが、これを詳細にみると図-6のように λ は水制設置間隔 l と水制長 b の比 l/b によって変化し、 $l/b=4$ で $\lambda=0.8$ の最小値をとるようである。

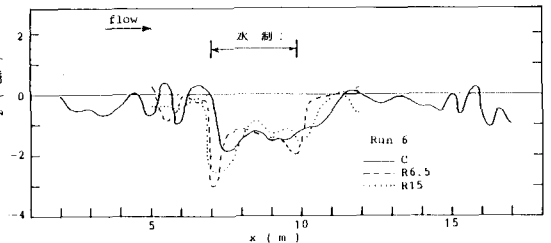


図-3 動的平衡河床後の縦断形状

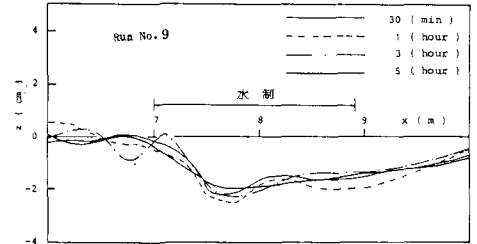


図-4 水路中央時間的変化

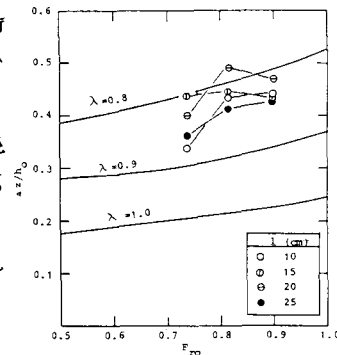


図-5 $\Delta z/h_0$ と Fr_0 の関係

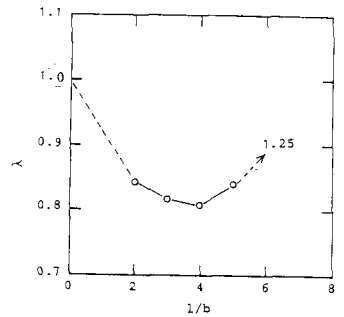


図-6 λ と l/b の関係