

する。例えばある unit graph を大洪水に適するために 図-2 のように修正すると、それを使つた適用例は 図-3 のようになる。

6. 最大洪水流量算出式

$$Q_{\max} - Q_0 = 5 R_{tgc} + 2.5 R_c$$

の形で作つたが、実際と合うこともあり、合わないこともある。

7. 計画洪水曲線の作製

8. 渇水期流量逕減曲線 (図-4)

図-3 Unit Graph 適用例

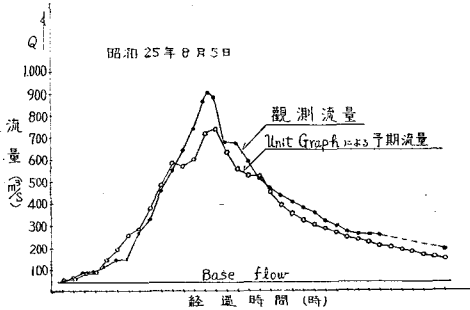
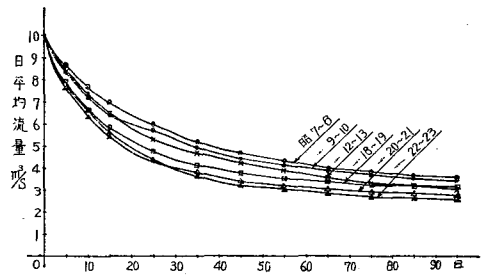


図-4 渇水期流量逕減曲線



本研究は元来が森林(水源林)が河川に及ぼす影響をみるためのものであつたが、流出の経年変化を比較検討した数種の事項のなかで、この逕減曲線だけは顕著な傾向をみせている。これは秋の終りから春の始めまでの渇水期の日々の記録を図示したもので、年代順に曲線が下つている。これが何を意味するか即断はゆるされないが検討をつづけている。

(5-4) 水制と蛇行に関する一実験

正員 信州大学工学部 工博 結 城 朝 恭
正員 同 ○佐々木 八 郎
正員 長野県土木部 青 木 康 夫
准員 信州大学工学部 吉 田 俊 彌

1. 目的 女鳥羽川(長野県、犀川水系)土砂流下扞止及び流路調整のために設けられた水制工に関して筆者等は水制と蛇行について実験を試み、河道安定対策の一資料とせんとしたものである。

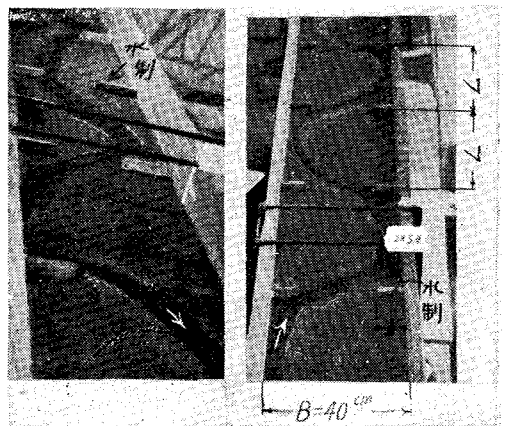
2. 実験装置 木製水路(巾 $B=40$ cm, 深さ 15 cm, 長さ 6 m)内に砂(平均粒径 $d_m=0.35, 0.76$ 及び 1.54 mm の3種)を厚さ 3 cm に平坦に敷き、これに水を流し、蛇行の発生状況を観測した。水路勾配を $i=1/25 \sim 1/100$, 流量を $Q=0.05 \sim 1$ l/sec の範囲とし、水制としては木のブロック(長さ $b=8, 10, 12$ cm の3種)を用い、その間隔(L)を $20 \sim 80$ cm とした。

3. 実験結果

(1) 蛇行のできる範囲 蛇行を発生せしめるようなある支配流量の領域が存在するものごとく、流量がある下限界以下でも、またある上限界以上でも蛇行現

写真-1 水制と蛇行

$d_m=1.54$ mm, $i=1/25$ $d_m=0.76$ mm, $i=1/25$
 $L=60$ cm, $b=12$ cm $L=60$ cm, $b=8$ cm
 $Q=0.43$ l/sec, $p/L=2$ $Q=0.16$ l/sec, $p/L=2$



象は見られないのである。

(2) 蛇行のピッチ (p) と粒径、勾配及び流量との関係 砂の粒径が大なるものより小なるものほど、あるいは水路勾配の緩やかなものより急なものほど、あるいはまた流量が大なるものより小なるものほど、それぞれ蛇行のピッチは短くなる傾向が認められる。すなわち p は $1/d_m$, $1/i$, 及び Q 等に依存するものごとくである。

(3) 水制が等間隔、左右岸対称に設置された場合 水制箇所が node となるような幾多の蛇行現象を呈したが、ほとんどが $p/L \approx 2$ なる値を示した。このことは女鳥羽川に設けられた水制箇所における蛇行の現況と合致するのであつて、興味を覚える。

さらに桁出しを水制群の上流部に設置すれば、これが蛇行発生の一要因になるのではないかとの説があるが、これによつていちじるしい変化を呈するのを認めることはできなかつた。

本研究は文部省科学試験研究費補助による研究の一部であり、長野県土木部の御協力を煩わしたものであつて、あわせてここに深い謝意を表する。

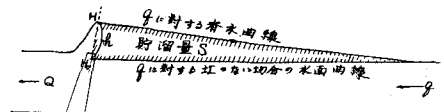
(5—5) 通水断面の変化する堰における洪水追跡の 一近似計算法

准員 九州大学工学部 上 田 年 比 古

流量の一部が背水曲線の形で貯溜される堰に洪水流が流入し、かつ堰兩岸の流失等でその通水断面が時間的に変化する場合は流出曲線を求める近似解法を試みた。

図—1

堰地点で上下流を切り離して考え、上流は流量の一部が堰地点において貯溜されると考える。すなわち 図—1 のような流入量に対する堰のない場合の水面曲線と、堰のため生じた背水曲線との間の水量を貯溜量とする。下流流量は堰の上流側水位の函数とする。



1) 堰地点における堰のない場合の水位 H_0 と流量 q との関係曲線。

2) 堰の上流水位 H と流出量 Q との関係曲線。

3) H_0 と、 H_0 からのある堰上げ高さ h 、及びこれ等に対する貯溜量 S との間の関係曲線。

以上3曲線を求めておく。いま時刻 t_1 から t_2 の Δt 時間に流入量が q_1 から q_2 に、流出量が Q_1 から Q_2 にまた貯溜量が S_1 から S_2 に変じたとすれば連続式は

$$\frac{1}{2} (q_1 + q_2) \Delta t = \frac{1}{2} (Q_1 + Q_2) \Delta t + (S_2 - S_1)$$

図—2

始めの状態すなわち、 q_1 , Q_1 , S_1 が既知で、 Δt 後の q_2 に対し Q_2 を求めるに、まず Q_2 を仮定して上式から S_2 をうる。また1) 曲線から q_2 に対する H_{02} 、2) 曲線から仮定 Q_2 に対する H_2 、従つて $H_2 - H_{02}$ から h がえられるから3) 曲線より S_2 をうる。ゆえに上記2種の S_2 が一致するように Q_2 を定めることができる。この場合堰における通水断面が変化するから2) 曲線は 図—2 のように各断面について求める。 t_1 に a , t_2 に b , …と流失した場合を考えれば、上記仮定 Q_2 に対する H_2 を求める場合 b 線を用いる。 $a, b, c, \dots$ の時刻を任意に変ずることにより、両流入曲線に対し、任意の兩岸流失速度に対する流出曲線を求めることができ、流入・流出両曲線の比較により堰地点の兩岸流失が下流流量に及ぼした影響等の計算に利用できる。

