

群馬大学 正員 小葉竹 重機  
 群馬県庁 正員 山口 順  
 群馬県庁 村上 誠

1. まえがき : 河道の狭窄部において洪水ピーク流量が著しく低減することは良く知られた事実である。しかし、その機構については未解明の点が多く、例えば断面形の変化による低減量の変化の予測などを理論的に取り扱うのはかなり困難である。本研究はこうした観点に立って、同一波形の非定常流を繰り返し発生することができる装置を用いて、断面急縮部における流量の低減機構について検討を加えたものである。

2. 実験装置および実験方法 : 長さ14m、幅40cm、勾配約1/750の塩ビ製水路の上流に、図-1に示す様な非定常流発生装置をとりつけた。非定常流発生装置は、塩ビパイプに貯えられた水をいっきに解放する方式のものである。この水路の下流2mの区間に急縮部を設けた。急縮部の形式は、水路の幅が1/2、2/3、3/4になる3形式とした。実験は4種類の基底流量の上に、2種類の波形の非定常流を流して行ったが、その実験の名称、基底流量、ピーク流量などは表-1に示すとおりである。

3. 実験結果の検討 : 図-2に示す断面1、2間の水流に運動量式をたてると次式となる。

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho u_m h_m B_1 \alpha x) = \frac{\rho}{h_1} \left( \frac{Q_1^2}{B_1} - \frac{Q_2^2}{\beta B_2} \right) + \frac{\rho g}{2} B_2 h_2^2 (1 - \beta^2)$$

ここで、運動量補正係数および収縮係数は1.0とし、また  $h_3 = h_1$  と仮定している。また、 $\beta$  は  $\beta = h_2/h_1$  で定義される断面1と2の水深の比である。左辺の運動量の変化は  $h_m \frac{\partial u_m}{\partial t}$  の項を補正係数Tを用いて、 $u_m \frac{\partial h_m}{\partial t}$  の項に含めて考え、これに連続式を用いることにより近似的に

$$\frac{\partial(\rho u_m h_m B_1 \alpha x)}{\partial t} \doteq -T \rho u_m (Q_2 - Q_1)$$

$$\left\{ \frac{1}{2} \left( \frac{B_2}{B_1} \right) \frac{1}{F_{r1}^2} (1 - \beta^2) - (T-1) \right\} \left( \frac{Q_1^2}{Q_2} \right) + T \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right) - \beta \left( \frac{B_1}{B_2} \right) = 0$$

と表され、これが基礎式となる。ここで  $F_{r1}$  は断面1のフルード数である。今、Tの値の変化が式の値の変化に及ぼす影響は小さいとして  $T=1$  とすると、結局基礎式において変化する量は、 $Q_1/Q_2$ 、 $\beta$ 、 $F_{r1}$  の3つとなる。

図-3と図-4はそれぞれRun-Fについての $\beta$ と $F_{r1}$ の経時変化を示したものである。 $F_{r1}$ は急縮部を設けない時の流量波形がそのままの形で急縮部の前面まで到達するものとし、この流量と急縮部前面10cmでの水深変化とから求めたものである。図-3からは、 $\beta$ の値は非定常時でもその変化は小さくほぼ一定であることが分かる。一方、図-4のフルード数は経時的に変化することが分

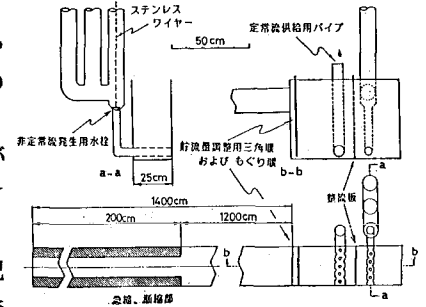


図-1 実験装置

表-1 実験の分類

RUN	断面収縮比 (B2/B1)	基底流量 (Q0) (cc/sec)	流入ピーク流量 (cc/sec)	流出ピーク流量 (QP) (cc/sec)	流量変化率 (QP/Q0)
A-0	1	650	1640	1640	
A-1	3/4	400		1450	0.939
A-2	2/3	470		1380	0.890
A-3	1/2	510		1280	0.805
B-0	1	530	1220	1220	
B-1	3/4	460		1060	0.926
B-2	2/3	460		1020	0.893
B-3	1/2	510		990	0.828
C-0	1	820	1990	1990	
C-1	3/4	710		1770	0.945
C-2	2/3	730		1710	0.906
C-3	1/2	820		1650	0.829
D-0	1	810	1550	1550	
D-1	3/4	710		1340	0.929
D-2	2/3	830		1420	0.903
D-3	1/2	830		1310	0.832
E-0	1	1190	2570	2570	
E-1	3/4	1180		2390	0.934
E-2	2/3	1190		2350	0.914
E-3	1/2	1200		2170	0.840
F-0	1	1190	2060	2060	
F-1	3/4	1180		1910	0.932
F-2	2/3	1190		1900	0.922
F-3	1/2	1180		1830	0.893
G-0	1	1570	2930	2930	
G-1	3/4	1560		2800	0.859
G-2	2/3	1590		2740	0.932
G-3	1/2	1590		2480	0.840
H-0	1	1570	2480	2480	
H-1	3/4	1570		2360	0.952
H-2	2/3	1570		2300	0.927
H-3	1/2	1590		2180	0.879

(但し、流量変化率はQ0を基底流量補正した値Q0'を使用する)

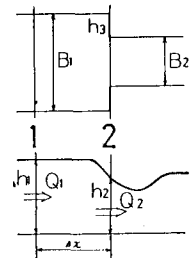


図-2 記号説明

かるが、これは基礎式において $\beta$ を一定とすると、 $Q_1 > Q_2$ の期間では $F_{r1} > F_{rs}$ 、 $Q_1 < Q_2$ の期間では $F_{r1} < F_{rs}$ となることから予想されることである。ただし $F_{rs}$ は基底流量のフルード数である。しかし、 $F_{r1}$ の経時変化の定量的評価は現在のところ行える段階ではなく、また実験ケースも少ないために一般的傾向の把握も困難である。従って、基礎式において $\beta$ は一定としてもよいことが分かったが、 $F_{r1}$ の変化を与えることができず、基礎式を用いての $Q_2$ の予測は現在のところ行うことができない。

一方、図-5、図-6は横軸に $Q_1$ 、縦軸に $Q_2$ をとって、洪水の立ち上がりから約30秒間(ピークは立ち上がりから約15秒の位置)の経時変化を示したものである。図-5はRun-E2、図-6はRun-F2の場合で、図中の直線は表-1の最後の欄に示したピーク流量の低減率の傾きを表している。両図から分かるように $Q_2/Q_1$ の比は立ち上がりからピーク過ぎまでほぼ一定のままで、この間波形はほぼ相似に保たれることが分かる。

図-7はRun-E2の場合について、この比を単純に $Q_1$ にかけて求めた $Q_2$ と実測の $Q_2$ とを比較したもので、ピーク過ぎまで両者は良く一致することが分かる。表-1に示したこのピーク低減率と、 $Q_{1p}/Q_0$ との関係を示したものが図-8である。ただし、 $Q_{1p}$ は急縮部通過前のピーク流量、 $Q_0$ は基底流量で、 $Q_{1p}/Q_0$ は波形の急峻さをあらわす簡単な指標である。この図から $1/2$ と急縮の程度が激しい場合には、ピーク低減は波形が急峻になるにつれて著しくなり、 $2/3$ 、 $3/4$ の場合も同様の傾向にあるがその差はあまり顕著ではないことがわかる。以上の結果は、図-4に示した $F_{r1}$ の経時変化と矛盾することになるが、このことについては今後さらに検討したい。一つの原因は $F_{r1}$ の計算方法に問題があると考えている。いずれにしても、今後さらに実験ケースを増やし、基礎式の検討も含めた考察を進めていきたい。なお、実河川においても $Q_2/Q_1$ の比がピーク過ぎまでほぼ一定となる場合があることが確かめられ、この例については講演時に述べる。

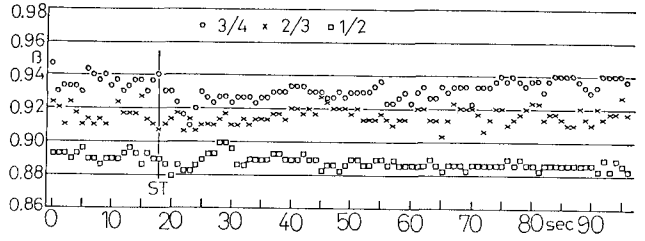


図-3  $\beta$ の経時変化

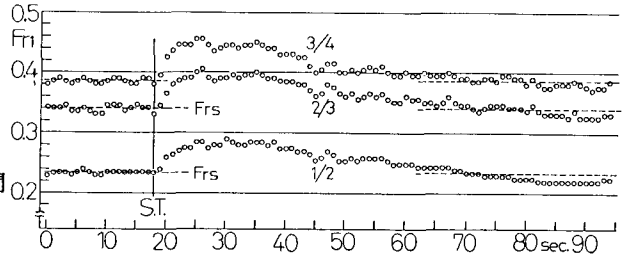


図-4  $F_{r1}$ の経時変化

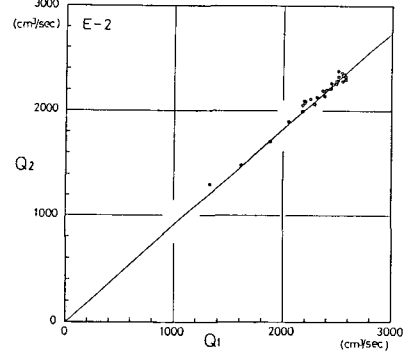
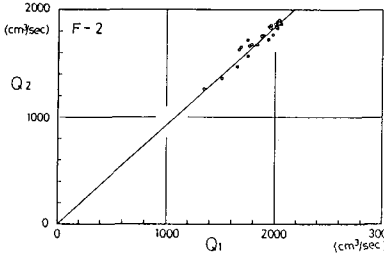


図-5  $Q_1$ 、 $Q_2$ 関係の経時変化

図-5  $Q_1$ 、 $Q_2$ 関係の経時変化

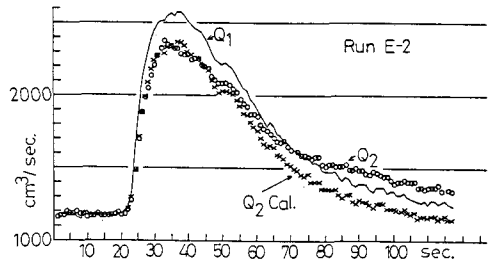


図-7 流量比を用いた計算

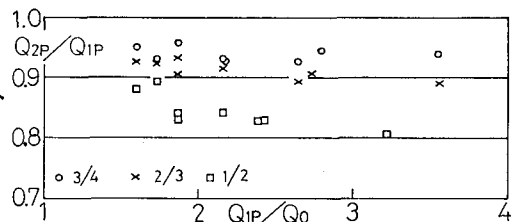


図-8 ピーク低減率と $Q_{1p}/Q_0$ の関係