

群馬大学・院 学生員 山口 順
 群馬大学 正員 小葉竹 重機
 小出測量(株) 金井 昌義

1. まえがき : 狭窄部を有する河道では、その狭窄部上流における流水の貯留効果のために、流量波形は変形し、ピーク流量は大きく低減する。このピーク低減は実際の河道計画にも取入れられているが、例えば河道改修によって狭窄部の形状が変化する場合に低減量がどのように変化するについては不明の点が多い。従来、定常流については断面急変部の水利特性は詳細に検討がなされている¹⁾²⁾。一方、非定常流については実験や計算手法の開発が行われており定量的な評価もある程度可能であるが、なお水利特性としては未解明な点が多く残されている。この原因の一つとしては非定常流に関する実験の難かしさが挙げられる。ところで、この困難さの多くは、同一波形の非定常流を発生させることができ、少なくとも物理量の平均値の再現性が得られるならば、解決される点が多い。本研究はこうした観点から、同一波形の非定常流を発生させることができる実験装置を製作し、これを用いて断面急変部を通過する非定常流の変形特性について実験的検討を加えようとするものである。本報はまず実験装置の概略と、主としてピーク低減量について若干の考察を行った結果について報告する。

2. 実験装置

実験装置は水路部とその上流に設けた非定常流発生部とから成る。図-1は非定常流発生部に主体を置いて装置の概要を示したものであるが、水路部は中25 cm、長さ14 m、高さ15 cmの塩ビ製で、その下流端から150 cmのところに、長さ50 cmの急縮部あるいは、漸縮部を設けている。非定常流発生部は図-1に示すように、基底流量となる定常流を与える部分と、連結管で繋がれ鉛直に立つ塩ビパイプから構成される。この塩ビパイプ中の水位を一定にし、途中に設けた水栓を一気に抜くことによって同一波形の非定常流を発生させることができる。塩ビパイプの水位、パイプの本数を変えることによって異なった波形の非定常流が得られる。但しこのままでは急激な波形となるので、水路部までに二枚の堰を入れ、貯留による波形の平滑化を行っている。図-2は同一波形の発生を検討したもので、後に述べる一連の実験において計測された、水路上流端から2 mの位置での水深変化を、実験ケースごとに少し時間をずらして描いたものである。この図からも分るように各ケースともほぼ同じ波形となっており、同一波形の発生が確認できる。なお後の時刻で発生する水位の再上昇は縮部からの反射波の到達である。図-3は流速の再現性を示したものである。直径3 mmのプロペラ流速計による、同一位置同一条件のもとでの2回の測定値を、太線と細線で比較したものである。平均値

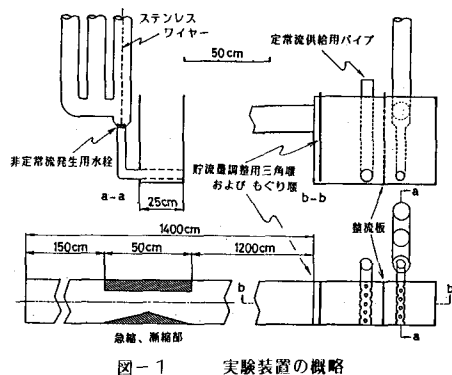


図-1 実験装置の概略

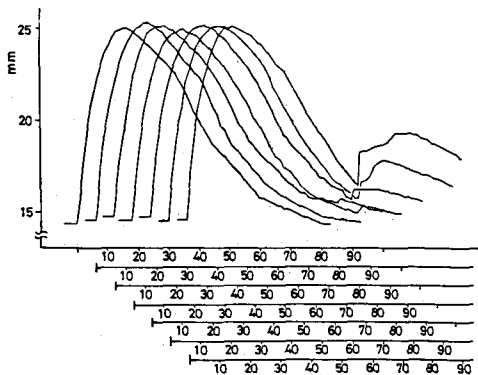


図-2 同一地点における波形の再現性

図-3は流速の再現性を示したものである。直径3 mmのプロペラ流速計による、同一位置同一条件のもとでの2回の測定値を、太線と細線で比較したものである。平均値

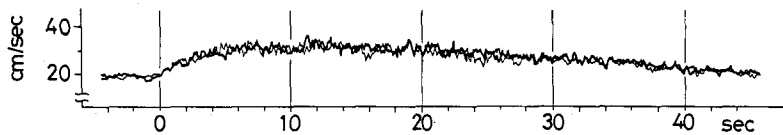


図-3 同一地点、同一条件のもとでの流速変化の再現性

として見る場合には、流速の再現性も充分満たされていると考えられる。この流速の再現性によって、非定常流に対しても同一断面内における流速の多点計測が、一点計測の重ね合わせという形で行える可能性のあることがうかがえる。なお、水路下流端での流量は末端に設置した60°三角堰の水深から求め、また水路内の水深は水路上流から2mと7mの位置で水路床に固定した抵抗線式水位計で、変化部上流10cmの位置の水深と、上流堰の水深は1台のサーボ式水位計を交互に移動して計測した。

3. 実験結果とその考察

断面急変部は、最狭部の巾がもとの水路巾の $\frac{3}{4}$ 、 $\frac{2}{3}$ 、 $\frac{1}{2}$ となるもので、各々図-1に示すような急縮と漸縮の2形式を与えた。これに変化部をもたない場合を加え、合計4ケースについて同一図形を与えた。表-1はこの実験結果のうちピーク流量に関する

水理量をまとめたものである。表中、ピーク流量は水路下流端における値であり、比は変化部なしの場合のピーク流量 $1501 \text{ cm}^3/\text{sec}$ に対する比を表わしている。 Fr_1 は断面変化部の始点より10cm上流の水路中央における水深の最大値を用い、これに対応する流量を $1501 \text{ cm}^3/\text{sec}$ として求めたものである。 β は、図-4に示す急縮の形式に対して、急縮前の断面①と急縮直後の断面②における水深の比 h_2/h_1 で定義されるものである。

いま断面①と②の間の流体のもつ運動量の時間的変化は、この間の平均流速を u 、水深を h 、区間長を δx とすると $\rho \alpha (u h B \delta x) / \delta t$ となる。これを近似的に $\rho B \delta x u \frac{dh}{\delta t}$ と表わした上で連続式によって変形を行い、断面①②間での運動量の式を立てると

$$-u(Q_2 - Q_1) = \frac{1}{h_1} (Q_1^2/B_1 - Q_2^2/\beta B_2) + \frac{1}{2} g B_2 h_1^2 (1 - \beta^2) \quad \text{---- (1)}$$

となる。但し、急縮部前面壁の水深は h_1 に等しいとし、急縮部における収縮係数は1としている。また重力と摩擦の項は無視している。

ここで $u \propto u$ とし、若干の変形を行うと

$$\frac{1}{2} \frac{1}{Fr_1^2} \left(\frac{B_2}{B_1} \right) (1 - \beta^2) \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^2 + \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right) - \frac{1}{\beta} \left(\frac{B_1}{B_2} \right) \quad \text{----- (2)}$$

となり、流量比、断面巾比、フルード数の関係が得られる。表-1の β は(2)式から計算された計算値である。一方、(2)式において $Q_2 = Q_1$ とよくよく知られた定常流に対する関係式(3)式が得られる。図-5は式(3)の関係と表-1中の

$$Fr_1^2 = \frac{\left(\frac{B_1}{B_2} \right) \beta (1 - \beta^2)}{2 \left(\frac{1}{\beta} \left(\frac{B_1}{B_2} \right) - \beta \right)} \quad \text{---- (3)}$$

β の値との比較を行ったもので、両者は大きく異なっている。しかし一方、この一連の実験とは別の機会に行なった、流量が約 $1400 \text{ cm}^3/\text{sec}$ の定常流に対する実測 β を示したものが表-2で、表-1中の β に近い値となっている。 Fr_1 は

一応ほぼ等しいものとして、単純に両者の β を比較したものが図-6である。以上のことから、同じ定常流に対して式(3)と実測値には食い違いがあるものの、非定常流の β は定常流の実測値に近い値となることが分った。また定常流に対しては、断面変化の形式が同一であれば流量が変わっても Fr_1 、 β ともにほぼ一定の値をとることが、これまでの実験結果から予想され、上述の結果とも合わせ、定常流の知見から(2)式を用いてピーク流量を予測することが可能と考えられる。

参考文献 1) 芦田和男：河川改修に伴う断面急変部の水理とその適用に関する研究，学位論文 2) 志方 俊之：開水路急変部の水理学的性味に関する研究，学位論文 3) 萩元・丸岡：開水路の水路巾変化部における不定流の解析，電機研究技術研究所報告 No. 67075

4) 五井・河西：河道狹窄部が洪水波形に及ぼす影響について，第22回水議

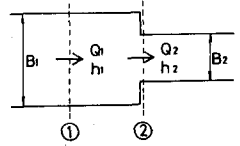


図-4 急縮部説明図

表-1 ピーク流量に関する諸量

断面形	ピーク流量 (cm^3/sec)	比	Fr_1	β (計算値)
変化なし	1501	—	0.536	—
$\frac{3}{4}$	漸	1472	0.981	0.428
	急	1414	0.942	0.377
$\frac{2}{3}$	漸	1437	0.957	0.367
	急	1352	0.901	0.321
$\frac{1}{2}$	漸	1275	0.850	0.280
	急	1218	0.811	0.248

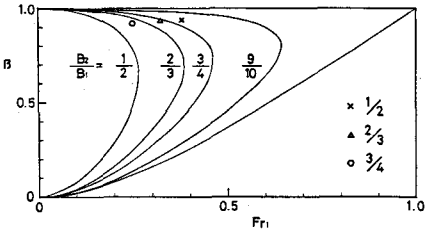


図-5 式(3)の β と表-1の β との比較

表-2 定常流の実測 β

巾比	Fr_1	β
$\frac{3}{4}$	0.414	0.947
$\frac{2}{3}$	0.354	0.940
$\frac{1}{2}$	0.247	0.927

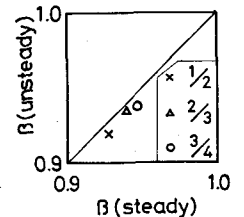


図-6

表-1, 2の β の比較