

(A-3) 境界条件による洪水流の変形に関する研究

京都大学防災研究所 矢野 勝 正

同 芦田 和 男

京都大学大学院 高橋 保

1. 緒 論

洪水現象の水理学的解析は古くから種々行なわれており、半無限の一樣河道を伝播する洪水流についてはほぼ理論的説明を見ており、洪水現象の本質的性格ともいべき波動特性と拡散特性の定量的評価は可能である。断面形状が必ずしも一樣でない実際河川においても、運動方程式に含まれる拡散係数をどのようにして適切に評価するかに問題が残されているが、本質的には一樣河道と何ら変わらない場合が多く、一樣河道についてのこれらの理論的成果は洪水現象を理解する上に高く評価されるべきであろう。

しかし実際河川における洪水流は一般に複雑な断面形状と境界条件のもとにおかれており、場合によっては一樣河道の解析の場合の運動方程式において微小とされた項が必ずしも小さくなく、これが大きな効果を持ってきて現象が一樣河道の場合と著るしく異なることがある。しかも実際河川においては、このような場合として予想されるものに、断面形や勾配の急変部、合流点、河口部およびダムなどにより代表されるような人工構造物など多々あり、これらの場における洪水流の挙動の解明は水理学上、河川工学上重要な課題である。

このような場合に対する洪水流の一般的特性を見出すことは非常に困難であって、従来主として、不定流の運動方程式および連続式を与えられた初期および境界条件と河道条件のもとに、数値計算的にまたはアナログ計算機により解く方法がとられている。これらの研究の積み重ねを通じて洪水流の一般的性格が明らかにされてくるものと考えられるが、しかし用いている基礎方程式については何らかの省略が行なわれているのが普通であって、常にその基礎方程式が妥当であるかどうか検討の問題が残されており、この方法を使用する場合でも基礎方程式そのものと、生ずる現象の特性に対する深い理解と知識にもとづいたものでなければならない。

一方このような場合に対する実験的および理論的解析の研究も行なわれており、それぞれ注目すべき成果をあげている。例えば潮汐や高潮と洪水流が組み合わされた場合の解析、貯水池における洪水流の変形に関する研究などがあるが、ある境界条件がどの程度の範囲にわたって、どのように洪水流に変化を与えるかの定量的評価については今後に残されているようである。

以上の状況にかんがみ、著者らは種々の河道条件および境界条件が洪水流の伝播にどのような変化を与えるかを解明することが重要であると考え、しかもその基礎としてそれぞれの場合に対する現象の実験的把握および基礎方程式の各項の order の詳細な検討が必要であるとして、長さ 150 m の勾配可変用の洪水流実験装置を設置して一連の研究を開始した。

本文はその第一歩として行なった刃型堰による堰上げの条件が、どのように影響するかについて実験的検討を加え 2, 3 の考察を行なったものである。

2. 実験の概要

実験に用いた水路は断面 $60 \times 60 \text{ cm}$ 、長さ 150 m の鋼製で、水路底は継目による凹凸をカバーするために滑らかなモルタル仕上げとした。洪水は空気圧式の自動制御装置で発生させた。この場合の流量の検出は水路上流端に設けた刃型堰を用いた。

実験種類は表-1に示すようにまず堰のない場合の実験を行ない、一様河道の洪水流の特性を調べこれと対比しうるように、同一の洪水波形について堰を設けた場合の実験を行なった。堰の位置は水路上流端より 144 m とし、堰高 10 cm および 15 cm の水路全幅の刃型堰とした。

水位の測定は表-2に示す測点について超音波式水位測定装置および抵抗線式水位測定装置により同じ実験を2回づつ行なった。これは前者の測定時間間隔を 20 秒 としたため、ピークの位置の正確な決定に少し不便を感じたためおよびこの計器による測定がは

じめての試みであって、その精度に対する信頼度を他の何らかの方法で検討したかったためであるが、両者についてはさほどの差が認められなかった。したがって以後特に両者に差別をつけて論じないが便宜上、前者に対しては実験番号に-(a)を付し、後者には-(b)を付して区別しておく。なお $\#6$ の測点は後者にはなく $\#7$ は前者においては堰のない実験では $x=133 \text{ m}$ 、堰のある場合には $x=143 \text{ m}$ であるが、後者についてはいずれも $x=143 \text{ m}$ とした。

3. 実験結果とその考察

(1) 水位時間曲線：各測点での基底流量を流れたときの水位からの水位上昇量を h とし、 $h \sim t$ 曲線の1例を示すと図-1(1)および図-1(2)のとおりである。これらの図から堰の上流ある範囲にわたって、水位のピーク付近以後ではほぼ同一位相で変化する。この範囲は減衰期に至って上流へ延びて行く。この領域はいわゆる湛水領域と考えられるもので水面はほぼ水平の状態に変動する。ただしこの場合でも水位上昇の初期においてはかなりの水面勾配を生じている。図-1(2)の $\#4$ は水位上昇期においては一様河道の特性を持ち、減衰期には湛水領域の特性を持つ遷移的な断面であるが、ピークが2個所現われている。それぞれ上流および下流の条件から定まるものに対応する。この付近ではピークの発生する時刻はかなり不安定になり、伝播速度は適確に求め難い。

(2) 縦断形状：水面の縦断形状の時間的変化の1例を示すと図-2のとおりであり、水面がほぼ水平の領域か

表-1 実験の種類

実験番号	基底流量 (t/s)	最大流量 (t/s)	経過時間 (min)	堰高 (cm)	σ
1-1	5	30	5	なし	0.42
1-2		40	5		0.59
1-3		50	10		0.336
2-1	5	30	5	10	0.42
2-2		40	5		0.59
2-3		50	10		0.336
3-1	5	30	5	15	0.42
3-2		40	5		0.59
3-3		50	10		0.336

$$\text{水深の記号 } \lambda = \frac{1}{300} \quad \sigma = \frac{\sqrt{H(t)g}}{L} \quad H(t): \text{水深}$$

表-2

測点番号	水路上流端からの距離 (m)
1	17
2	32
3	56
4	73
5	98
6	119
7	133

() は堰のない場合

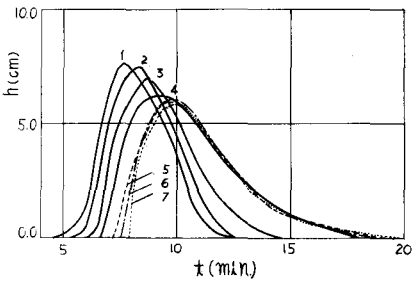


図-1(1) $h \sim t$ 曲線 (3-2(a))

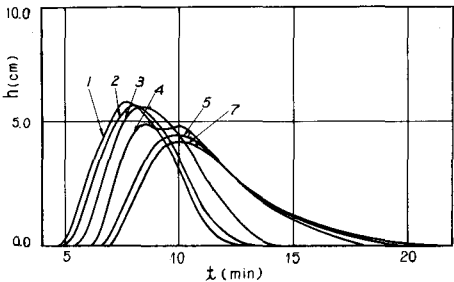


図-1(2) $h \sim t$ 曲線 (3-1(b))

ら上流へ比較的急激に一樣河道の特性を持つ領域へ遷移する。水面がほぼ水平と考えられる領域は水位の上昇期には短かく、下降期には長くなり、かなり大幅に変動する。

いま水面勾配、 $I = i - \frac{\partial H}{\partial x}$ と河床勾配 i との比をとって、

$$\epsilon = \frac{i - \frac{\partial H}{\partial x}}{i} \quad (1)$$

を定義し、かりに $\epsilon = 0$ を湛水領域とすればこの領域は図-2に実線で示すようなループを画いて変動する。つぎに下流の境界条件の影響をほとんど受けない領域を一樣河道の領域この領域と湛水領域との中間の領域を遷移領域とすれば、図-2のループの下流側は常に湛水領域、ループの内側は一樣河道の領域または遷移領域から湛水領域へ時間的に変動する

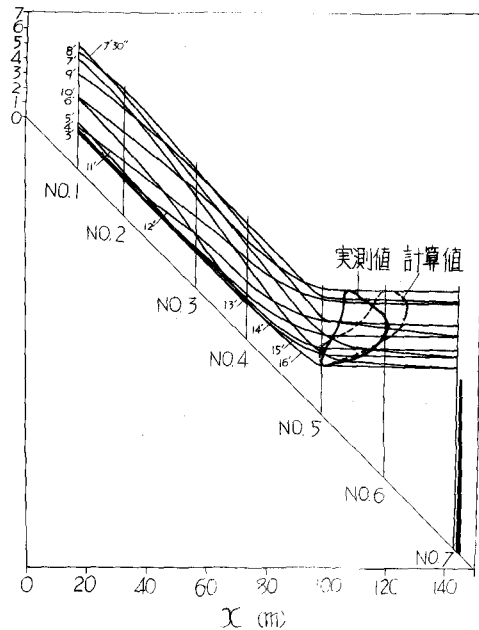


図-2 縦断形状 (2-1(a))

る遷移領域であり、ループの上流側に若干の遷移領域が存在すると考えられる。水位上昇期において湛水領域が全くなくなるような実験ケースも見受けられた。これらの様子は流入波形、貯水容量、越流条件および堰高などにより変化するが、第⑥項において考察する。

③ 水面勾配～水位曲線と水位～流量曲線：水面勾配～水位曲線の1例は図-3に示すとおりであり、よく知られているように、水位の上昇期は下降期に比して勾配が大きく、水位最大付近で河床勾配にほぼ近くなり全体としてループを画く。このループは一樣河道領域に対しては、一樣進行流と仮定して求められている関係

$$I = i + \frac{1}{\omega} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2)$$

ここに ω : 波頂の伝播速度

を用いて計算したものとかなりよく一致する。遷移領域においてはループが大きくなり、流量波形と水位波形とがかなりずれてくることを示している。

つぎに水位～流量曲線(流量は実測して求めたものではなく、遷移領域に対しては加速度項を省略した運動方程式と水位、水面勾配の実測値を用いて計算し、湛水領域に対しては堰の越流量から連続式により追跡して求めたものである。)

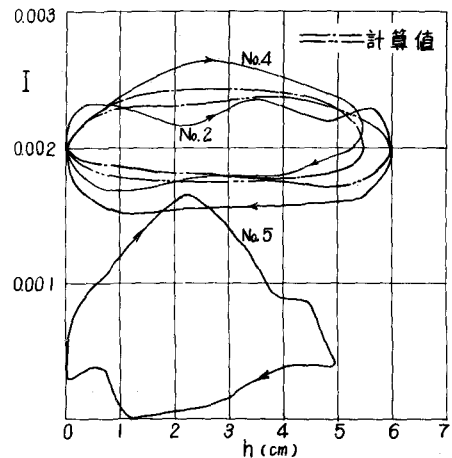
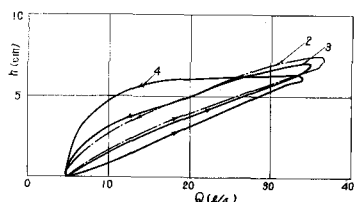


図-3 I～h 曲線 (2-1(a))

の1例を示すと図-4のとおりである。一樣河道の領域に対してはほぼ同様なループを画くが、遷移領域においては非常に大きなループとなる。しかし流量ピーク付近

までは一様河道の水位流量曲線にかなり近い。このことは次に述べる伝播速度において、水位ピークの伝播速度は遷移領域において非常におくれ、湛水領域においては速くなるのに対して、流量ピークの伝播速度は流下方向にほとんど変化しない事実を説明するものであろう。



(4) 伝播速度：伝播速度については各種のものが考えられる。 図-4 $h \sim Q$ 曲線 (3-2(a))

すなわち水位ピーク、流量ピークやフロントの位置などが考えられる。境界条件が影響する領域においては波形が大きくかわり、また水位ピークと流量ピークとはかなり大きく分離してくるから、特にこれらを区別して取り扱う必要がある。図-5 (1)は水位ピークとフロントの伝播速度の1例を示したものである。水位ピークの伝播は一様河道においては Kleitz-Seddon の式

$$\omega = \frac{dQ}{dA} \quad (3)$$

から求めたものとかかなりよく一致する。湛水領域においては伝播速度は見掛け上非常に速く、この場合には $\sqrt{gH}$ よりも速い。

湛水領域と一様河道領域の中間の遷移領域においては、伝播速度が見掛け上非常に遅くなるが、この領域においてはごく微小な水面の変動によって伝播速度は大きく変化すると考えられるから論議することは非常に困難である。また同図より遷移領域は比較的短かいことが知られる。

堰のない場合のNo.5からNo.7までの伝播速度は非常に速くなっているが、これはこの実験の場合の下流端が低下背水になっていたことによるものであって、上流と同じ条件でさらに下流まで水路が続いているものとするならば、Kleitz-Seddon の式に従って $\omega = \frac{5}{3}u$ の伝播速度を持つものと考えられる。堰の有無による波頂到達時間の影響を調べるためには、このようなものと比較しなければならないが、図によって明らかなようにほとんど変化していないことは他の資料についても同様であるが、後に述べる理由によるものと考えられる。

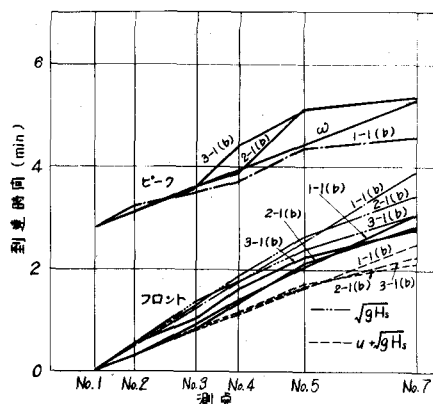


図-5 (1) 伝播速度 (1-1(b), 2-1(b), 3-1(b))

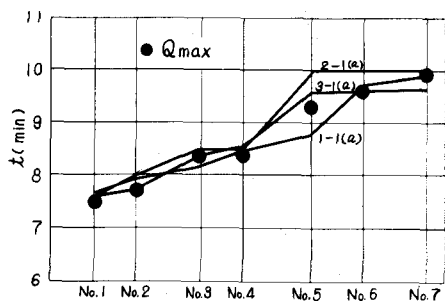


図-5 (2) 伝播速度 (2-1(a))

つぎにフロントの伝播速度は $\sqrt{gH_s}$ (H_s は基底流量に対する水深) よりも速く $u + \sqrt{gH_s}$ よりも遅い。一様河道においてはピークの伝播速度にほぼ等しく、伝播に従って波形がそれほど変化しないことが知られる。境界条件の影響を受ける範囲においては水深が大きくなるため伝播速度も速くなる。

図-5 (2)は水位ピークの伝播速度と流量ピークの伝播速度を示したものであるが、両者において非常に様子が異なる。水位ピークの伝播速度は遷移領域においてかなりおそくなり、湛水領域において非常に速くなるが、流量ピークの伝播速度はほとんど変化しない。これは伝播速度については第一近

似として⑧式が成立し、しかも流量ピーク付近における $\frac{dQ}{dA}$ は前述のように定常流に対する値に近くかつこの場合には堰の越流条件により定まる定常流の $\frac{dQ}{dA}$ の値が一様河道におけるそれとほとんど同じである(図-6)ことのためである。自由越流の場合には堰の位置に

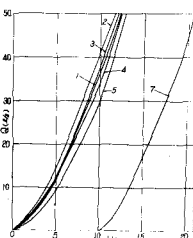


図-6

において流量ピークと水位ピークは一致する。さきに述べた水位ピークの到達時間が堰の有無にかかわらずほとんど変わらないのは上の事実による当然の結果であろう。もし堰の越流条件を一様河道の $\frac{dQ}{dA}$ とかなり異なるように与えると現象はかなり異なるものと思われるが、これについては今後検討する。

(5) 波頂の低減：水位上昇量 h の最大値の流下方向の低減の様子を示したのが図-7である。堰がある場合には遷移領域で急に低減し、湛水領域においてはほとんど変化がないが、全体としては到達時間同様堰の有無であまり差異が認められない。これは前述のようにこの越流条件に対応するものであるから、さらに越流条件をかえて検討して行かなければならない。なお林博士の理論式による計算結果を示しているが、実験値とかなりよく一致している。

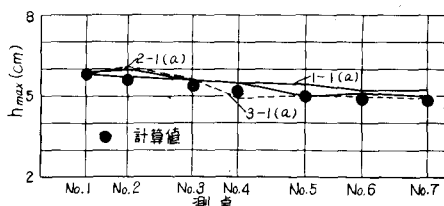


図-7 波頂の低減 {1-1(a), 2-1(a), 3-1(a)}

(6) 各領域における運動方程式および湛水領域の長さの検討

表-3 運動方程式の各項および ϵ の値

洪水流に対する運動方程式は図-8の記号を参照して、

$$-i + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{g} u \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{u^2}{c^2 R} = 0 \quad (4)$$

連続式は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

式(4)および(5)より

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i - \frac{Q^2}{c^2 R A^2} + \frac{2Q}{g A^2} \frac{dA}{dH} \frac{\partial H}{\partial t} - \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (6)$$

幅の広い長方形断面水路の場合には、

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i - \frac{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3 + 2 \left(\frac{H_0}{H}\right)^3 \frac{\partial H}{\partial t} / u i - \frac{1}{g A i} \frac{\partial Q}{\partial t}}{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3} \quad (7)$$

である。また式(1)より

$$\epsilon = 1 - \frac{\partial H}{\partial x} / i \quad (8)$$

実験 2-1(a)の場合について式(7)の各項の order および ϵ の値を計算すると表-3のとおりである。

境界条件の影響を受けない一様河道の領域(No. 3)においては、加速度項は $\left(\frac{H_0}{H}\right)^3$ の項に比して小さく、十分な精度で、

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i \frac{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3} \quad (9)$$

が成立する。

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
No.	t	H (m)	Q (m³/s)	$\frac{dQ}{dH}$	$\frac{dA}{dH}$	$\frac{\partial H}{\partial t}$	$\frac{\partial Q}{\partial t}$	$\frac{1}{g A i} \frac{\partial Q}{\partial t}$	ϵ
3	5	2.5	50	0	10.9	0.439	0	0	0.84
6	3.5	35	0.025	1.19	0.632	0.35	0.307	0.140	1.40
8	7.8	300	0.032	1.16	0.539	0.162	0.100	1.21	1.21
8.30	8.1	310	0	1.12	0.580	0	-0.0577	1.15	1.15
9	7.5	27	-0.0167	1.06	0.486	-0.185	-0.179	1.03	1.03
10	6.5	195	-0.0267	0.833	0.386	-0.212	-0.153	0.824	0.824
11	4.9	115	-0.0289	0.754	0.320	-0.191	-0.158	0.686	0.686
12	3.6	75	-0.0150	0.815	0.365	-0.163	-0.118	0.767	0.767
13	2.8	50	-0.010	0.779	0.313	-0.105	-0.101	0.694	0.694
5	6	32	50	0	0.522	0.210	0	0	0.385
6.30	3.3	55	0.036	0.584	0.239	0.0172	0.14	0.615	0.615
8	6.4	200	0.040	0.327	0.422	0.202	0.336	1.105	1.105
9	7.7	270	0.128	0.970	0.449	0.115	0.0736	0.871	0.871
10	8.2	260	0	0.751	0.344	0	-0.0692	0.915	0.915
11	7.4	215	-0.198	0.632	0.317	-0.126	-0.0958	0.564	0.564
12	6.2	165	-0.197	0.681	0.323	-0.127	-0.103	0.564	0.564
14	4.4	90	-0.158	0.605	0.266	-0.0904	-0.0800	0.460	0.460
16	3.6	55	-0.066	0.449	0.185	-0.0239	-0.0277	0.320	0.320
6.30	7.4	5	0	0.0425	0.0170	0	0	0.025	0.025
7	7.6	55	0.049	0.0402	0.0197	0.0176	0.07	0.083	0.083
8	10.0	175	0.800	0.155	0.0852	0.136	0.163	0.139	0.139
9	12.2	25	0.268	0.205	0.0967	0.0518	0.0639	0.132	0.132
9.30	12.5	27	0.026	0.227	0.105	0.0185	0.0136	0.130	0.130
10	12.5	26.5	-0.0590	0.216	0.101	-0.0119	-0.0397	0.085	0.085
10.30	12.25	25	-0.184	0.203	0.0854	-0.0351	-0.0405	0.113	0.113
11	11.9	225	-0.238	0.170	0.0835	-0.0397	-0.0595	0.075	0.075
12	10.8	175	-0.341	0.157	0.0674	-0.0460	-0.0617	0.080	0.080
13	9.7	130	-0.412	0.121	0.0523	-0.0431	-0.0584	0.057	0.057
7	7	12.4	5	0	0.0090	0.00389	0	0	0.005
7.30	13.1	7.5	2.19	0.0168	0.00759	0.0329	0.054	0.03	0.03
8	14.5	13.5	1.61	0.0359	0.0195	0.0627	0.107	0.062	0.062
8.30	13.9	19	0.897	0.0536	0.0289	0.0415	0.0892	0.080	0.080
9	16.8	24	0.456	0.0720	0.0340	0.0310	0.0506	0.060	0.060
9.30	17.2	26	0.165	0.0730	0.0379	0.0123	0.0247	0.057	0.057
10	17.4	27	-0.064	0.0840	0.0390	-0.00501	0	0.050	0.050
10.30	17.1	26	-0.230	0.0806	0.0379	-0.0174	-0.0249	0.036	0.036
11	16.7	23.5	-0.391	0.0725	0.0328	-0.0256	-0.0395	0.007	0.007
12	15.5	18.5	-0.461	0.0561	0.0257	-0.0237	-0.0366	0.017	0.017
13	14.6	13.5	-0.432	0.0556	0.0164	-0.0142	-0.0388	0	0
14	13.8	10	-0.517	0.0507	0.0111	-0.0115	-0.0291	0.001	0.001
15	13.1	7.5	-0.524	0.0170	0.0041	-0.00777	-0.0216	0	0
16	12.7	6	-0.708	0.0125	0.00516	-0.00215	-0.0112	0	0
17	12.6	5	-0.126	0.0086	0.00344	-0.00087	0	0	0
18	12.5	5	-0.062	0.0087	0.00351	-0.000439	0	0	0

これはつぎの形式でも書くことができる。

$$Q = CA\sqrt{H\left(i - \frac{\partial H}{\partial x}\right)(1 - F_r^2)} \quad 00$$

遷移領域においては加速度項は $(H_0/H)^3$ の項に比して無視できなくなる。つぎに湛水領域においては各項が Same Order であるが、いずれも 1 に比べて十分に小さいから近似的に、

$$\frac{\partial H}{\partial x} = i \quad 01$$

とすることができる。 $\varepsilon \leq 0.1$ を湛水領域とすると、この上流端は計算の結果 165 と 166 の少し下流との間にあり、水位上昇期には 166 に近く、ピークおよび下降期は 165 に近い。これは前に示した実測結果と一致する。

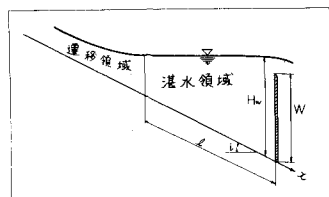
ε の値を求めるためには(7)式の各項の order が同じであるから厳密にはすべての項を省略することができないが、 ε の値は $\frac{H_0}{H}$ の値によって急激に変化するから、実用上からは加速度項を省略して湛水領域の長さを求めても大きな誤差は生じないと考えられる。すなわち、

$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{H_0}{H}\right)^5 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{H_0}{H}\right)^3} \quad 02$$

$$\text{または、} \quad \left(\frac{H_0}{H}\right)^3 = \varepsilon / \{1 - \left(\frac{H_0}{H_0}\right)^3 (1 - \varepsilon)\} \quad 03$$

湛水領域の長さ ℓ は 03 式より導かれる式において $\varepsilon = 0.1$ とおいた次

$$\text{式、} \quad \frac{(Q_d + B \frac{\partial H}{\partial t} \cdot \ell)^2}{c^2 B^2 i (H_w - i \ell)^3} = \frac{0.1}{1 - 0.9 \left(\frac{c^2 i}{g}\right)} \quad 04$$



により求めることができる。図-2に破線で示したのがこの計算結果である。

図-9

4. 結 論

以上刃型堰による堰上げ条件が洪水流の伝播にどのように影響するか実験的に検討し考察したが、明らかにされた主な点は次のとおりである。

- (1) 境界条件の影響を受ける領域として、水面がほぼ水平となる湛水領域とその上流境界条件を受けない領域に遷移するいわゆる遷移領域とに区分して考えられる。前者は流入波形、貯水容量および越流条件などによってかなり大幅に変動するが実用的には式 04 によって算定することができる。後者についての定量的評価は今後に残されているが、比較的短いようである。
- (2) 遷移領域の水位波形は水位上昇期には一様河道の特性を持ち、減衰期には湛水領域の特性を持ち場合によってはダブルピークも現われ非常に複雑である。
- (3) 水位～流量曲線は遷移領域、湛水領域において一様河道の場合と著しく異なるが、流量ピーク付近まではあまり変化しない。
- (4) 水位ピークの伝播速度は遷移領域で遅く湛水領域では見掛け上長波の伝播速度よりも速いがフロントの伝播速度は遷移領域においてもほとんど変化せずしたがって波形はここで大きく変化する。
- (5) 流量ピークの伝播速度は堰の有無にかかわらずあまり変化しない。これは伝播速度の第 1 近似として Kleitz-Seddon の式が成立し、かつ $\frac{dQ}{dA}$ の値が全幅堰の自由越流の条件のもとでは、一様河道の場合とほとんど変化しないことに起因するものであろう。
- (6) 以上の結果、全幅の自由越流の条件下では、堰の有無は流量ピーク、水位ピークの到達時間、水位上昇量の減衰などに対して全体としてあまり影響を与えないが、内部的な分布を大きく変える。