

# かんがい用水路の水理学的研究

## —米川用水路について—

中 崎 昭 人

(農学部 構築工学研究室)

## Hydraulic Studies on the Irrigation Canal

### —Hydraulic Properties of the Yonekawa Canal—

Akito NAKAZAKI

(Laboratory of Construction Engineering, Faculty of Agriculture)

The author has analyzed the relation between the hydrograph of the upstream side and that of the downstream side in the open channel of which the width and the discharge decrease, and has presented the theoretical formulas formulating how fast the wave propagates downstream and how much the wave gets deformed as it propagates downstream.

In this paper, the case is only described, that the outflows from the channel are through the pipes buried under the dike and the width of the channel decreases linearly.

The assumptions for analysis are made as follows:

1. The outflow discharge per unit length of the channel through the pipes buried under the dike is  $\alpha h^{\frac{3}{2}}$ .

where

$$\alpha = c \cdot n \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2g}{1.5 + f \frac{l}{D}}}$$

$c$  = coefficient due to the opening rate of the inlet of pipe

$n$  = number of the pipes per unit length of the channel

$$D = \sqrt{\frac{D_1^2 + D_2^2 + \dots + D_m^2}{m}}$$

$D_1, D_2, \dots, D_m$  = diameter of each pipe

$g$  = acceleration of gravity

$f$  = coefficient of friction loss

$l$  = mean length of the pipes buried under the dike

$h$  = water depth in the channel

2. The acceleration terms in the equation of motion are negligible.
3. The water surface slope for a comparatively short time and for a comparatively short length of the channel, has a constant value.
4. The width of the channel,  $B$ , is represented  $B_0(1 + \beta x)$ .

where

$B_0$  = width at the origin of the channel

$x$  = distance from the origin of the channel

5. A cross section of the channel is a broad rectangle.

The resultant equations are as follows:

$$\omega = \frac{3}{2} \gamma h^{\frac{1}{2}}$$

$$h = h_0 (1 + \beta x)^{-\frac{2}{3}} + \frac{\alpha}{B_0 \beta \gamma} \left\{ (1 + \beta x)^{-\frac{2}{3}} - 1 \right\}$$

where

$\omega$  = propagation velocity

$h_0$  = water depth at  $t = t_0$  at the origin of the channel

$h$  = water depth at  $t = t_0 + x/\omega$  at  $x = x$

$$r = CI^{\frac{1}{2}}$$

$C$  = coefficient of Chézy's formula

$I$  = water surface slope

The author applies these theoretical formulas to the Yonekawa canal which is the irrigation canal of the Kyuhin peninsula, and recognizes that the theoretical values calculated by the theoretical formulas agree well with the observations.

And the author recognizes that, with the observation values, the ratios of the acceleration terms of the equation of motion to the water surface slope are less than 1% by the absolute value.

## I 緒 言

かんがい用水路においては、一般に、かんがいに供するために水路から取水するので、用水路内の流量は下流にいくにしたがって減じ、それゆえに水路幅は下流に漸縮される。

また、かんがい用水路の水源である取入口における取水量は、かんがいの時期等によって異なるが、とくに降雨等の気象条件、その他の事情によって調節されることが多い。

したがって、かんがい用水路においては、降雨等の気象条件による取入口における取水量の調節によって、あたかも洪水流の形態をして流下すると同時に、流量は下流にいくにしたがって減少し、水路幅は漸縮するという水理学的特性をもっている。

かんがい用水路の流量の減少は、水路堤防に設けられたせきを越流することによる流出、または水路堤防下に埋設された管からの流出、あるいは水路よりの漏水によるが、水路堤防に設けるせきも、水路堤防下に埋設される管も比較的狭い間隔で設置されるので、これらからの流出は近似的に水路全長から流出するものと考えられる。

さきに、筆者はこのようなかんがい用水路の特異な水理的現象を明らかにするために、水路からの取水の方法および水路幅の漸縮の様態によって、上流側の水位曲線が下流側でどのように変形するか、理論的解析を行ってきた。

ここでは、米川用水路における観測資料をもとに、解析解による理論値と実測値との比較検討について報告する。

## II 水路幅および流量が漸減する水路における上・下流の水位曲線の関係についての理論的解析

従来、水路幅が一樣で水路からの流出や水路への流入のない場合の上・下流の水位曲線の関係は、Kleitz-Seddon, Forchheimer 等による運動方程式の加速度項を省略する方法<sup>1)</sup>, Deymie, Massé, Hayashi 等による微小変動理論による方法<sup>2)</sup>, Tanaka による擬似定流としての方法<sup>3)</sup> 等いろいろの方法によって解かれている。

筆者は、水路幅および流量が漸減する水路の上・下流の水位曲線の関係を解析するにあたって

- (1) 運動方程式の加速度項は省略できる。
- (2) 比較的短い時間、比較的短い区間において水面こう配が一定である。
- (3) 水路からの流出は水路全長にわたっておこる。
- (4) 水路断面形は広長方形である。

と仮定した。

このような仮定のもとに解かれた理論解<sup>4)</sup>のうち、後述のように米川用水路に適合する、水路幅が直線的に漸縮し、水路からの流出が水路堤防下に埋設された管による場合についてのものを略述すると次のとおりである。

水路堤防下に埋設された管からの流出量は水路水面と管出口との落差の $\frac{1}{2}$ 乗に比例するが、管は

ほぼ水平に埋設されるので水路水深  $h$  の $\frac{1}{2}$ 乗に比例すると考えて差支えない。

したがって、水路の単位長さ当りの水路からの流出量  $q$  を

$$q = \alpha h^{\frac{1}{2}}$$

$$\alpha = cn \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2g}{1.5 + f \frac{l}{D}}}$$

水路幅を

$$B = B_0(1 + \beta x)$$

また

$$r = CI^{\frac{1}{2}}$$

とすると、運動方程式と水流の連続方程式とから次の偏微分方程式が導かれる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{3}{2} r h^{\frac{1}{2}} \frac{\partial h}{\partial x} + \left\{ \frac{\beta r}{1 + \beta x} h + \frac{\alpha}{B_0(1 + \beta x)} \right\} h^{\frac{1}{2}} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに  $x$ : 距離,  $t$ : 時間,  $c$ : 管入口の開度による係数,  $n$ : 水路の単位長さ当りの管の本数,  $D$ : 各管の直径の2乗の和を管の本数で除した値の平方根,  $l$ : 管の平均長さ,  $g$ : 重力の加速度,  $f$ : 摩擦損失係数,  $B_0$ :  $x=0$  における水路幅,  $C$ : Chèzy の流速係数,  $I$ : 水面こう配 である。

いま,  $x=0$  における水位曲線を  $h(t)=h_0(t)$  とすると、式(1)から

$$\omega = \frac{dx}{dt} = \frac{3}{2} r h^{\frac{1}{2}} \quad \left\{ \dots\dots\dots(2) \right.$$

$$h = h_0(1 + \beta x)^{-\frac{2}{3}} + \frac{\alpha}{B_0 \beta r} \left\{ (1 + \beta x)^{-\frac{2}{3}} - 1 \right\}$$

が得られる。すなわち式(2)は,  $x=0$  において  $t=t_0$  の時刻に水深が  $h=h_0$  であったものが,  $x=x$  で  $t=t_0+x/\omega$  の時刻に水深が  $h=h$  になることを表わす。

### III 理論解の米川用水路への適用

米川用水路は弓浜半島のかんがい用水路であって、米子市戸上において日野川に取水せきを設けて取水し、それを用水に供するため弓浜半島のほぼ中央を縦貫している。

この米川用水路は斜面こう配0.25の両岸コンクリート張りで、水路全長を通じて広長方形断面水路と考えて差支えなく、また水路底は水路全長の大部分がライニングされていない砂面である。その総延長は約20kmにおよび、排水路を兼ねている末端部を除いては、水路幅が下流に漸縮している。

米川用水路からの取水は水路堤防下に埋設された管によって行なっており、その取水および水路底からの浸透による漏水のために、水路の流量は下流にいくにしたがって漸減している。

しかしながら、米川用水路周辺の地下水位は比較的高く、また水路底には泥が層をなしており、水路底からの浸透による漏水に比して用水取入のための管からの流出の方が余程大きいと考えられる。

戸上での米川用水路への取入水量は降雨などの条件によって水門操作で調節されており、そのた

めに米川用水路の流れの状態はあたかも洪水流の形態をして流下している。

この米川用水路において1959年8月5～6日と8月9日の2回にわたり、戸上の取入水門から6,173mの地点（浜橋）と、それから2,925m下流の地点（夜見新田）の二地点で、それぞれの地点の水位曲線が自記水位計によって観測された。この観測資料をもとに、上流側（浜橋）の水位曲

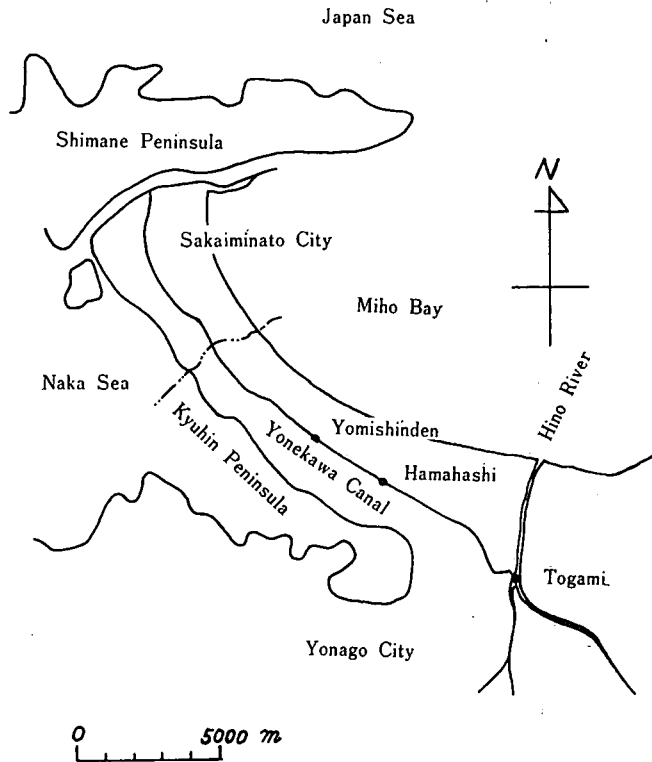


Fig. 1. Location of the Yonekawa Canal

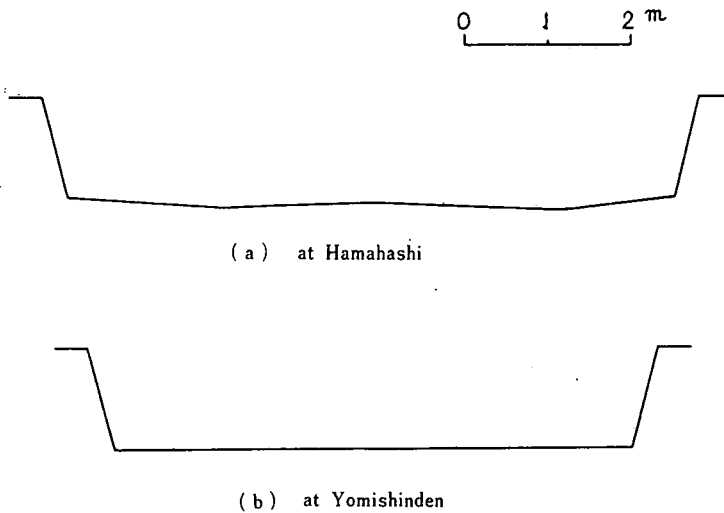


Fig. 2. Cross-section of the Yonekawa Canal

線から下流側（夜見新田）の水位曲線を理論解によって計算し、この理論値と観測値との比較検討を行なう。

### 1 浜橋、夜見新田における水路横断面形とその間の水路底こう配

浜橋、夜見新田における水路の横断面形はそれぞれ Fig. 2. (a), (b) に示すとおりであり、前述のように両岸は斜面こう配0.25のコンクリート張り、水路底は砂面である。

図にみられるように、浜橋、夜見新田における水路横断面形は近似的に広長方形断面とみなされる。

なお、浜橋、夜見新田間 2,925m の区間において、水路幅はほぼ直線的に漸減している。また、この区間の水路底は砂面であるため、多少の凹凸はあるが大きな変化はなく、水路底こう配はほぼ 1/3,800 である。

### 2 浜橋、夜見新田間の取水方法

浜橋、夜見新田間の米川用水路からの取水は、Table 1 に示すように右岸側 64 本、左岸側 44 本計 108 本の堤防下に埋設された大小さまざまな管によって行ない、また取水量の調節はその管の入口を開閉することによって行なっている。

Table 1. Locations and diameters of the pipes buried under the dike  
(Location : Distance from the recording water-gauge set at Hamahashi)

Right side bank						Left side bank			
Location (m)	Diameter (m)	Location (m)	Diameter (m)	Location (m)	Diameter (m)	Location (m)	Diameter (m)	Location (m)	Diameter (m)
27	0.20	1,247	0.18	2,222	0.12	67	0.40	1,479	0.10
115	0.09	1,273	0.10	2,256	0.09	222	0.12	1,578	0.10
181	0.10	1,314	0.20	2,327	0.17	273	0.34	1,661	0.10
214	0.12	1,346	0.10	2,351	0.09	348	0.10	1,686	0.10
270	0.30	1,378	0.20	2,382	0.10	380	0.10	1,719	0.10
368	0.15	1,401	0.12	2,437	0.09	465	0.10	1,818	0.30
408	0.23	1,420	0.12	2,492	0.12	523	0.16	1,853	0.15
448	0.10	1,451	0.12	2,580	0.12	592	0.15	1,916	0.10
588	0.12	1,540	0.12	2,614	0.12	632	0.40	1,982	0.12
622	0.20	1,549	0.24	2,644	0.15	710	0.09	2,275	0.12
632	0.12	1,584	0.10	2,666	0.10	804	0.32	2,319	0.30
667	0.15	1,631	0.10	2,686	0.22	933	0.22	2,364	0.10
847	0.15	1,658	0.12	2,698	0.12	960	0.06	2,382	0.10
885	0.20	1,802	0.12	2,717	0.12	1,012	0.18	2,469	0.15
916	0.10	1,853	0.12	2,744	0.18	1,072	0.20	2,492	0.12
955	0.10	1,917	0.09	2,763	0.12	1,218	0.10	2,544	0.10
1,005	0.06	1,995	0.12	2,778	0.13	1,233	0.10	2,582	0.12
1,027	0.20	2,077	0.09	2,820	0.09	1,257	0.30	2,639	0.12
1,096	0.18	2,108	0.12	2,840	0.09	1,302	0.15	2,668	0.25
1,135	0.24	2,144	0.12	2,862	0.12	1,335	0.20	2,701	0.12
1,166	0.20	2,171	0.12			1,378	0.20	2,763	0.30
1,205	0.15	2,196	0.12			1,383	0.30	2,823	0.05

Table 2. (a) Observed values of the water-level and the depth at Hamahashi and Yomishinden (8/5~6)

Hour	Hamahashi		Yomishinden	
	Water-level (cm)	Depth (cm)	Water-level (cm)	Depth (cm)
19	621.5	70.3	528.2	53.7
20	626.0	74.8	527.9	53.4
21	630.5	79.3	529.4	54.9
22	632.5	81.3	532.9	58.4
23	635.0	83.8	535.9	61.4
24	636.0	84.8	538.4	63.9
1	636.5	85.3	539.4	64.9
2	636.5	85.3	540.9	66.4
3	636.0	84.8	541.9	67.4
4	636.5	85.3	541.9	67.4
5	639.5	88.3	542.4	67.9
6	639.5	88.3	543.4	68.9
7	640.5	89.3	544.4	69.9
8	640.5	89.3	545.9	71.4
9	640.5	89.3	545.9	71.4
10	640.0	88.8	545.9	71.4
11	639.5	88.3	545.9	71.4
12	637.0	85.8	545.9	71.4
13	635.5	84.3	544.9	70.4
14	634.5	83.3	543.4	68.9
15	633.0	81.8	541.4	66.9

Table 2. (b) Observed values of the water-level and the depth at Hamahashi and Yomishinden (8/9)

Hour	Hamahashi		Yomishinden	
	Water-level (cm)	Depth (cm)	Water-level (cm)	Depth (cm)
3	596.5	45.3	514.4	39.9
4	598.5	47.3	515.4	40.9
5	600.5	49.3	516.9	42.4
6	602.5	51.3	518.9	44.4
7	605.0	53.8	521.9	47.4
8	606.0	54.8	524.4	49.9
9	606.5	55.3	525.4	50.9
10	606.0	54.8	525.4	50.9
11	605.5	54.3	524.4	49.9
12	605.5	54.3	523.9	49.4
13	605.0	53.8	523.4	48.9
14	603.0	51.8	521.9	47.4
15	601.5	50.3	520.9	46.4
16	600.0	48.8	519.9	45.4
17	598.0	46.8	518.4	43.9
18	596.5	45.3	516.9	42.4
19	594.5	43.3	515.4	40.9

### 3 浜橋, 夜見新田に設置された自記水位計による観測値

浜橋と夜見新田における8月5日19時から翌6日15時までと8月9日3時から同日19時までの自記水位計による各1時間ごとの水面標高および水深の観測値はそれぞれ Table 2.(a), (b) に示すとおりである。

なお, 浜橋, 夜見新田の水路底平均標高はそれぞれ5.512m, 4.745mである。

### 4 米子, 境港の降雨状況

米川用水路は米子市, 境港市を流過する水路で, 浜橋, 夜見新田間は米子, 境港両気象台の間に位置する。

したがって, 両気象台の降雨状況を調べると, 米子においては7月25日から干天が続き8月7日に0.0mm, 8日に106.5mm, 9日に0.4mmの降雨量があり, 境港においては7月24日に0.3mmの降雨があったが, 7月19日から干天が続き8月7日に0.1mm, 8日に148.9mm, 9日に0.3mmの降雨量があった。

このように, いづれにおいても, 7月25日から干天が続き, 8月5～6日の浜橋, 夜見新田における水位観測のときには2週間近くの連続干天で, 相当多くの用水を必要とした時期であり, また8月9日の観測のときは前日に100mmを越す降雨があったので, 用水を必要としないと考えられる日である。

### 5 理論式による計算

浜橋における観測値をもとにして, 式(2)によって, 夜見新田の水位曲線を計算する。

#### 1) $\alpha$ の値

水路からの流出は, 水路の堤防下に埋設された管によっておこるのであるが, 浜橋, 夜見新田間にはTable 1に示すように左右両岸に計108本の管がある。

これら108本の管の平均径(各管の直径の2乗の和を本数で除した値の平方根)は0.14mであり, またその管長は平均的に約5mである。

また, 水路の長さ1m当りの管の本数  $n$  は  $n=108/2,925=0.037$  であり, 摩擦損失係数  $f=0.03$ とすると

$$n \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2g}{1.5+f \frac{L}{D}}} = 0.00156$$

である。

管からの流出量は管入口の開度によって調節されており, この調節方法は大きい管ではゲートの開閉により, また小さい管では草などをさし込むことによっている。

さて, 2週間近くも干天の連続した8月5～6日は用水を必要とした時期であるが, それにしても終日全部の管を開放のままにするとは考えられないので, いまこの期間を通じての管入口の開度による係数を0.5として

$$\alpha = 0.00156 \times 0.5 = 0.00078$$

をとり, また8月9日は前日に100mmを越す降雨があったので用水を必要とせず, 管を閉じた状態にあるが, 管の閉そくが完全でなく, あるいはゲートの部分がこわれていたり, また管理の不十分な点もあって, 管からの流出があった。そこで, 8月9日の  $\alpha$  の値を

$$\alpha = 0.00025$$

として計算を行なう。

## 2) $\beta$ の値

直線的に漸縮する水路幅を前述のように

$$B = B_0(1 + \beta x)$$

で表わし、また水路幅として水路底幅をとることにして  $\beta$  の値を計算すると

浜橋における水路幅  $B_0 = 7.25\text{m}$

夜見新田における水路幅  $B = 6.20\text{m}$

浜橋、夜見新田間の距離  $x = 2,925\text{m}$

これから

$$\beta = -\frac{1}{20,200}$$

となる。

## 3) 流速係数 $C$ の値

いま

$$C = \frac{1}{n_M} R^{\frac{1}{6}}$$

ここに  $n_M$  : Manning の粗度係数,  $R$  : 径深とする。

水路底が砂面の広長方形断面水路と考えられ、また両岸がコンクリート張りであることから  $n_M = 0.020$  とする。また、 $R = h$  として浜橋、夜見新田間のおおよその平均水深をとることとし、8

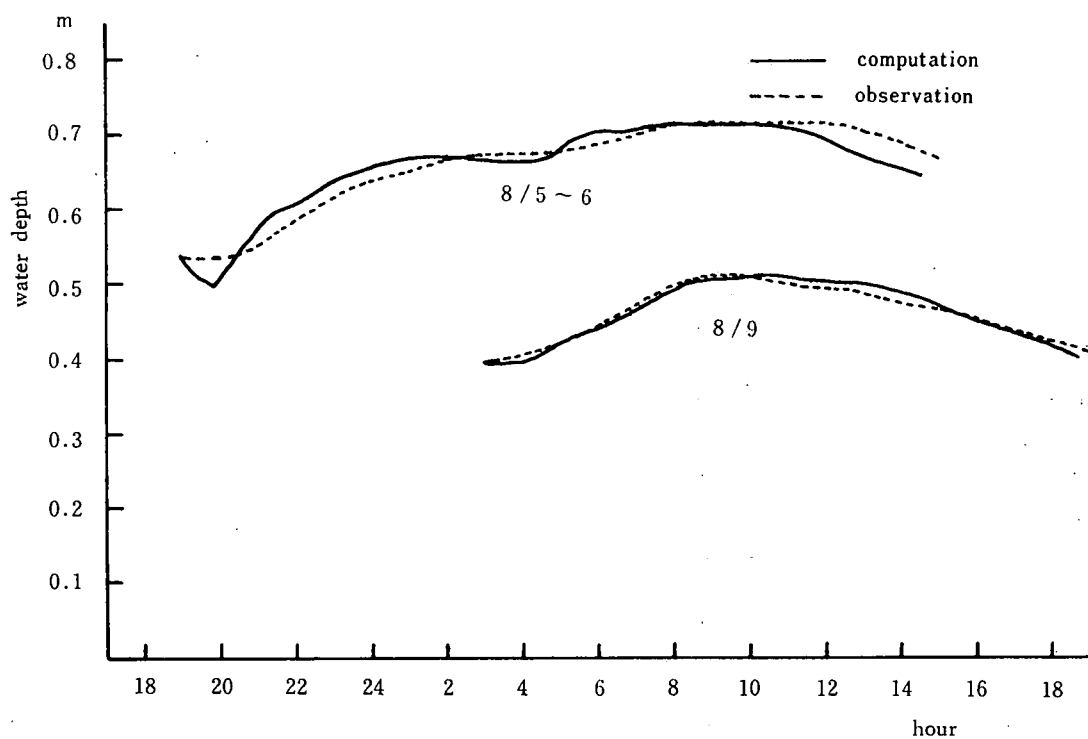


Fig. 3. Hydrographs at Yomishinden



月 5～6 日は  $R=0.75\text{m}$ , 8 月 9 日は  $R=0.50\text{m}$  とする。

したがって

8 月 5～6 日の  $C$  の値

$$C=47.7 \text{ (m-sec 単位)}$$

8 月 9 日の  $C$  の値

$$C=44.6 \text{ (m-sec 単位)}$$

とし、計算期間中それぞれ一定値として計算する。

#### 4) 水面こう配

計算期間の最初の時刻  $t=t_0$  における水面こう配は、その時刻の浜橋と夜見新田の水面標高の差を両地点間の距離  $2,925\text{m}$  で割って求める。

つぎに、時刻  $t=t_1=t_0+2,925/\omega$  における水面こう配は、 $t=t_1$  の浜橋における観測による水面標高と、 $t=t_0$  の浜橋における水深から計算された  $t=t_1$  の夜見新田における水面標高との差を  $2,925\text{m}$  で割って求める。

以下、この方法をくり返し、それぞれの時刻の水面こう配を求める。

#### 5) 計算結果

上述の  $\alpha$ ,  $\beta$  および流速係数  $C$  の値を用いて、浜橋における自記水位計によって観測された 8 月 5 日 19 時から翌 6 日 15 時まで、および 8 月 9 日 3 時から 19 時までの水位曲線から夜見新田における水深の変化を計算し、その結果を図示すると Fig. 3 のようになる。

### 6 考 察

#### 1) 計算値と観測値との比較

Table 2 (a), (b) の自記水位計による夜見新田の観測水深の変化の様態を計算による結果と併記して図に示すと Fig. 3 のようになる。

この図をみると、8 月 5～6 日においては計算値と観測値との間にいくらか差異がみられ、8 月 9 日においては両者は非常によく一致していることがみとめられる。

これは、前述のように 8 月 5～6 日は 7 月 25 日から干天が続き、用水を必要とした時期であり、そのため用水の必要に応じて管の開度を調節したと考えられる。したがって、8 月 5 日 19 時から翌 6 日 15 時まで一定の開度であったとして、すなわち  $\alpha$  の値を一定として計算したことによる結果と考えられる。

これに反して、8 月 9 日における計算値と観測値が比較的よく一致するのは、前日に  $100\text{mm}$  を越す降雨があり、したがって用水を必要としない日で、そのため管の入口を閉そくした状態にある。しかしながら、管の入口の閉そくが完全でなく、また管理の不十分な点もあって管からの漏水があり、その結果として 8 月 9 日の 3 時から 19 時までを通じて  $\alpha$  の値が一定であったことによる結果と考えられる。

したがって、考えている期間の水路の単位長さ当りの流出量  $q=\alpha f(h)$  において、 $\alpha$  の値が一定である場合は計算値と観測値はよく一致することになる。

#### 2) 加速度項と水面こう配の比較

水路幅および流量が漸減する水路における上・下流の水位曲線の関係についての理論的解析を行うにあたって、運動方程式の加速度項が水面こう配に比較して小さいとして省略した。

ここでは、8 月 5～6 日、8 月 9 日の浜橋、夜見新田両地点における自記水位計による観測値から  $1/g \cdot \partial v / \partial t$  と  $v/g \cdot \partial v / \partial x$  の値を計算して水面こう配との比を求め、加速度項を省略することの妥当性を検討する。

$\partial v / \partial t$  は浜橋、夜見新田間の水面こう配を各時刻において一定とし、両地点の平均水深で水が流

Table 3. (a) Values of  $I$ ,  $\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$ ,  $\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$ ,  $\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}\right)/I$  and  $\left(\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}\right)/I$  (8/5~6)

Hour	$I$	$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$	$\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$	$\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}\right)/I$ (%)	$\left(\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}\right)/I$ (%)
19					
20	$3.72 \times 10^{-4}$	$7.69 \times 10^{-7}$	$-2.47 \times 10^{-6}$	0.235	-0.755
21	$3.41 \times "$	$7.94 \times "$	$-3.09 \times "$	0.233	-0.906
22	$3.43 \times "$	$3.12 \times "$	$-3.22 \times "$	0.092	-0.939
23	$3.40 \times "$	$2.84 \times "$	$-3.04 \times "$	0.083	-0.894
24	$3.36 \times "$	$1.70 \times "$	$-2.88 \times "$	0.051	-0.857
1	$3.33 \times "$	$-0.29 \times "$	$-2.72 \times "$	-0.009	-0.817
2	$3.29 \times "$	$-2.55 \times "$	$-2.57 \times "$	-0.078	-0.781
3	$3.24 \times "$	$0.29 \times "$	$-2.34 \times "$	0.010	-0.722
4	$3.23 \times "$	$1.70 \times "$	$-2.29 \times "$	0.053	-0.709
5	$3.28 \times "$	$4.54 \times "$	$-2.49 \times "$	0.138	-0.759
6	$3.30 \times "$	$-0.29 \times "$	$-2.62 \times "$	-0.009	-0.794
7	$3.29 \times "$	$1.42 \times "$	$-2.55 \times "$	0.043	-0.775
8	$3.26 \times "$	0	$-2.44 \times "$	0	-0.746
9	$3.23 \times "$	0	$-2.30 \times "$	0	-0.712
10	$3.23 \times "$	$-1.99 \times 10^{-7}$	$-2.23 \times "$	-0.062	-0.690
11	$3.21 \times "$	$-0.29 \times "$	$-2.18 \times "$	-0.009	-0.679
12	$3.16 \times "$	$-5.10 \times "$	$-1.97 \times "$	-0.161	-0.623
13	$3.11 \times "$	$-1.70 \times "$	$-1.72 \times "$	-0.055	-0.553
14	$3.10 \times "$	$-1.70 \times "$	$-1.74 \times "$	-0.055	-0.561
15	$3.12 \times "$	$-1.13 \times "$	$-1.83 \times "$	-0.036	-0.587

Table 3. (b) Values of  $I$ ,  $\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$ ,  $\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$ ,  $\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}\right)/I$  and  $\left(\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}\right)/I$  (8/9)

Hour	$I$	$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$	$\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$	$\left(\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}\right)/I$ (%)	$\left(\frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x}\right)/I$ (%)
3					
4	$2.82 \times 10^{-4}$	$3.40 \times 10^{-7}$	$-5.56 \times 10^{-7}$	0.121	-0.197
5	$2.85 \times "$	$2.84 \times "$	$-6.63 \times "$	0.100	-0.233
6	$2.86 \times "$	$3.12 \times "$	$-6.79 \times "$	0.109	-0.237
7	$2.84 \times "$	$3.96 \times "$	$-6.28 \times "$	0.139	-0.221
8	$2.81 \times "$	$1.13 \times "$	$-5.56 \times "$	0.040	-0.198
9	$2.78 \times "$	0	$-4.54 \times "$	0	-0.163
10	$2.77 \times "$	$-0.29 \times 10^{-7}$	$-3.83 \times "$	-0.010	-0.138
11	$2.77 \times "$	$-1.13 \times "$	$-4.03 \times "$	-0.041	-0.145
12	$2.78 \times "$	$-0.58 \times "$	$-4.18 \times "$	-0.021	-0.150
13	$2.79 \times "$	$-0.85 \times "$	$-4.90 \times "$	-0.030	-0.176
14	$2.78 \times "$	$-3.40 \times "$	$-5.26 \times "$	-0.122	-0.189
15	$2.77 \times "$	$-1.70 \times "$	$-4.03 \times "$	-0.061	-0.145
16	$2.75 \times "$	$-1.99 \times "$	$-3.47 \times "$	-0.072	-0.126
17	$2.73 \times "$	$-3.68 \times "$	$-2.81 \times "$	-0.135	-0.103
18	$2.72 \times "$	$-2.27 \times "$	$-2.81 \times "$	-0.083	-0.103

れるとして  $v$  を求め、この  $v$  が時間とともに直線的に変化したとして求める。

また、 $\partial v^2 / \partial x$  は、浜橋、夜見新田両地点における  $v$  を、その地点の水深で、両地点間の水面こう配で流れるとして計算し、 $v^2$  がその間直線的に変化したとして求める。

この考えのもとに計算された  $1/g \cdot \partial v / \partial t$ 、 $v/g \cdot \partial v / \partial x$  と  $I$  の値および  $1/g \cdot \partial v / \partial t$ 、 $v/g \cdot \partial v / \partial x$  の  $I$  に対する比は Table 3. (a), (b) に示すとおりである。

これらの表からみて、 $1/g \cdot \partial v / \partial t$ 、 $v/g \cdot \partial v / \partial x$  は  $I$  に比較して著しく小さく、 $1/g \cdot \partial v / \partial t$ 、 $v/g \cdot \partial v / \partial x$  の  $I$  に対する比はその絶対値において、いずれの場合においても 1% を越えない。

すなわち、米川用水路のような場合には、運動方程式の加速度項を省略することによる誤差は十分小さいといえることができる。

#### IV 結 言

一般に、かんがい用水路は水路幅および流量が下流にいくにしたがって漸減するものである。

このような水路において、上流側の水位曲線が下流側でどのように変形されるか、その理論的解析を米川用水路に適用し、理論値と観測値との比較検討を行なった。

観測値としては、米川用水路の浜橋、夜見新田における 1959 年 8 月 5～6 日および 8 月 9 日の 2 回の自記水位計による値をとった。

理論値は、浜橋における自記水位計による水位曲線から、理論式による計算によって夜見新田の水位曲線を求めることによった。

その結果、用水を必要とした 8 月 5～6 日は、用水の必要に応じて管入口の開度を調節しているので、観測値と計算値の間に多少の差異がみられるが、前日に 100mm を越す降雨のため用水を必要としなかった 8 月 9 日は、ただ管の入口の開き度が不完全であることによる流出のため、管入口の開度が計算期間中一定であったと考えられ、計算値と観測値とはよく一致していることがみとめられる。

すなわち、管入口の開度が一定である期間は理論値と観測値とがよく一致する。

また、この 2 回の観測期間における  $1/g \cdot \partial v / \partial t$  および  $v/g \cdot \partial v / \partial x$  の水面こう配  $I$  に対する比を求めたが、そのいずれも絶対値において 1% を越えることがなく、運動方程式の加速度項の省略による誤差はこの場合非常に小さいといえることができる。

おわりに、資料の提供および種種の便宜をいただいた鳥取県耕地課の関係諸氏に深く感謝の意を表する。

#### 参 考 文 献

- 1) 例えば James A. Seddon: River Hydraulics Trans. A. S. C. E. vol. 43.
- 2) 例えば Taizo Hayashi: Mathematical study of the motion of intumescences in open channel of uniform slope Trans. J. S. C. E. No. 11.
- 3) Kiyoshi Tanaka: On the quasi-steady flow in the open channel Technology Reports of the Osaka Univ. vol. 2. No. 44.
- 4) 中崎昭人: 幅および流量が漸減する水路の水理学的研究 (I) 鳥取農学会報 第15巻.

(昭和45年 9 月 28 日受理)

