

河口堰ゲートからのもぐり流出に及ぼす潮汐変化の影響

Tidal Effects on Flow Characteristics of Sluice Gate in Tidal Estuary

徳島大学工学部 正員 尾 島 勝

1. ま え が き

河川下流低平地における水資源の開発と海水塩分の河道内遡上防止をその目的とする河口堰が、わが国でもすでに数多く建設され、その機能をはたしてきている。しかし、個々の河口堰におけるゲート開閉操作方法やそれに伴うゲート流出特性は、それぞれの河口堰の建設場所における気象条件、潮汐条件、河川自流量などの相連によって当然異なるものであろう。従来にも増して水利用効率や水質保全の基準値が厳しくチェックされるようになった今日、それぞれの河口堰の機能を適確に発揮させるためには、ゲート流出時の水理学的特性が十分解明された上で、流量制御方式やゲート操作方法にその成果が組み込まれることが要求されてきた。

すでに、古くからゲート流出に関する水理学的研究は数多くなされており、^{1),2),3)} 基本的な流出モデルに対する流出機構は解明されたと思われる。しかしながら、周知のとおり流量係数および縮流係数を直接的に決定することは難しく、したがって、実物とモデルとの相似性が常に問題とされる。

本研究の目的は、河口堰もぐり流出特性に及ぼす潮汐変化による影響を明らかにすることである。すなわち、ゲート下流域の水位は潮汐変動に伴い時間とともに変化するから、もぐり流出の状態も当然時間とともに変化する。したがって、その理論的取り扱いとその適用性について十分検討する必要があると考える。

2. 理論的考察

2.1 もぐり流出の一次元解析

ここでは、Henryの用いた流出モデルと同様に、図-1に示したような、水平河床、ゲート幅の長方形流出断面の流出場を考える。図に示したとおり、上流水深を h_1 、縮流断面IIにおける水深を h_2 、下流水深を h_3 、それぞれの断面における平均流速を v_1 、 v_2 、 v_3 、ゲート開口幅を a 、縮流係数を C_c と表わす。さらに、解析にあたり次の4つの仮定をもうける。

- i) 断面I、IIおよびIIIにおいては、静水圧分布則が成り立つ。
- ii) 断面IとIIの間におけるエネルギー損失は無視できる。
- iii) 断面IとIIIにおいては、流速分布は断面一様である。
- iv) 断面IIにおいては、縮流部の流速分布は断面一様であり、その上部の水域は死水域と考え、流出の特性には直接的には関係しない。

したがって、運動を表現する基礎式は次のように記述される。

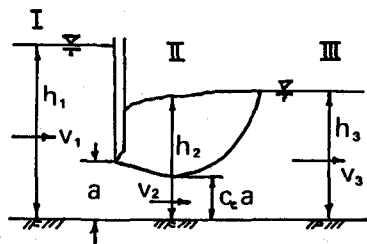


図-1 もぐり流出モデル

$$\text{連 続 式: } q = v_1 h_1 = v_2 C_c a = v_3 h_3 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{エネルギー方程式: } h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = h_3 + \frac{v_3^2}{2g} + h_L \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{運動量方程式: } \frac{1}{2} h_2^2 + \frac{v_2^2}{g} C_c a = \frac{1}{2} h_3^2 + \frac{v_3^2}{g} h_3 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 q は単位幅流量、 h_L は断面IIとIIIの間におけるエネルギー損失水頭である。ここで、各断面におけるフルード数、 $F_1 = v_1 / \sqrt{gh_1}$ 、 $F_2 = v_2 / \sqrt{g C_c a}$ 、 $F_3 = v_3 / \sqrt{gh_3}$ (4) を用いて整理すれば次の各式が得られる。

$$F_2 = \left(\frac{C_c a}{h_1}\right)^{-\frac{3}{2}} F_1 \quad \dots\dots\dots (5), \quad F_3 = \left(\frac{h_3}{h_1}\right)^{-\frac{3}{2}} F_1 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 1 + \frac{1}{2} F_1^2 \left\{ 1 - \left(\frac{C_c a}{h_1}\right)^{-2} \right\} \quad \dots\dots\dots (7), \quad \left(\frac{h_3}{h_1}\right)^3 - \left\{ \left(\frac{h_2}{h_1}\right)^2 + 2 \left(\frac{C_c a}{h_1}\right)^{-1} F_1^2 \right\} \left(\frac{h_3}{h_1}\right) + 2 F_1^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \left(1 - \frac{h_3}{h_1}\right) + \frac{F_1^2}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{h_3}{h_1}\right)^{-2} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

すなわち、以上のように5つの式により、7つの無次元量の関係が与えられる。ところで、これらの式に含まれる縮流係数 C_c も無次元未知量であるから合計8つの無次元量の関係を示していることになる。したがって、これらの物理量のうちいずれか3つが決定されるならば、すべての水理量の関係が明らかになる。

名合⁴⁾は、 $C_c a/h_1$ と F_1 を変数として他の水理量との関係を示している。しかし、現地観測あるいは実験的には h_1 , h_2 , a を測定することは比較的容易であるから h_2/h_1 , a/h_1 は定まる。残る1つの計測量は流量、すなわち、 v_1 (v_2 , v_3) の決定であるといえる。すなわち、ここでは後の現地観測結果の考察を考慮して h_2/h_1 , a/h_1 および F_1 を既知量にとる。

式(7)より縮流係数は、次式のように求まる。

$$C_c = \frac{F_1}{\frac{a}{h_1} \sqrt{F_1^2 + 2 \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right)}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

さらに、 $q = C \cdot a \sqrt{2gh_1}$ $\dots\dots\dots (11)$ のような Henry 型の流量公式を用いた場合の流量係数 C と縮流係数 C_c との関係は次式のように求まる。

$$C = C_c \sqrt{\frac{F_1^2}{2} + \left(1 - \frac{h_2}{h_1}\right)} = C_c \frac{\sqrt{1 - \frac{h_2}{h_1}}}{\sqrt{1 - \left(\frac{C_c a}{h_1}\right)^2}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

したがって、 h_2/h_1 , a/h_1 , $C_c a/h_1$ が既知となるから h_3/h_1 の変化特性は式(8)の関係より求められる。

逆にみれば、 h_3 の変化は潮汐変動によるものが支配的であると考えられるから、式(8)および式(12)で示される水理量の変化特性は潮汐変動に伴う特性を表わしていると解釈できる。

2.2 河道水収支解析

河口堰を含む解析対象河道域を図-2のように考える。すなわち、河口堰上流河道貯留域をⅠ、下流河道貯留域をⅡとする。貯留域Ⅰの上流側境界からの流入流量を Q_R 、ゲート流量を Q_G 、貯留域Ⅱの下流境界における流量を Q_M とする。貯留域Ⅱの下流境界をいわゆる河口にとることにすれば Q_M は潮汐変動に伴い流れの方向が変わる。貯留域ⅠおよびⅡにおける水面勾配は無視して水平とみなす。それぞれの水深 h_1 , h_2 に対する水表面積を S_1 , S_2 とする。

流れの方向が図のように上流から河口へ向うときを正、水深変化の減少を正とすれば、それぞれの貯留域に対する流量連続条件式は次のようになる。

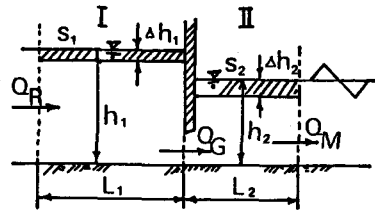


図-2 水収支解析モデル

$$Q_G \Delta t - Q_R \Delta t = S_1 \Delta h_1 \quad \Rightarrow \quad Q_G = Q_R + S_1 \frac{\Delta h_1}{\Delta t} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$Q_M \Delta t - Q_G \Delta t = S_2 \Delta h_2 \quad \Rightarrow \quad Q_M = Q_G + S_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta t} = Q_R + S_1 \frac{\Delta h_1}{\Delta t} + S_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta t} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ところで、これらの式中の水深変化 $\Delta h_1/\Delta t$, $\Delta h_2/\Delta t$ は潮汐変動に伴う水深変化が支配的であると考えられるから、海域における潮汐変動を $h = H_0 + \eta_0 \sin \omega t$ と単純化し、 $dh/dt = \eta_0 \omega \cos \omega t$ $\dots\dots\dots (15)$ で与えられる潮汐変動に伴う流量解析と実測による流量解析との比較から潮汐の影響を定量的に明らかにしよう。

したがって、式(13)および式(14)を式(15)を考慮して定量的に解析すれば、潮汐の影響を明らかにしたことに

なる。

$$i) \Delta h_1 / \Delta t = 0 :$$

貯留域Ⅰの水深が一定に保たれる場合で、ゲート操作を定水位操作と呼ぶ。この場合には $Q_G = Q_R$ となり、

$$Q_M = Q_G + S_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta t} = Q_R + S_2 \frac{\Delta h_2}{\Delta t} \dots\dots\dots (16)$$

となる。

$$ii) \Delta h_1 / \Delta t = \text{const.}, \quad \Delta h_2 / \Delta t = \text{const.} :$$

貯留域ⅠおよびⅡの水深変化が時間的に一定であると仮定できる場合で、ゲート操作を干満操作と呼ぶ。このときは $\Delta h_1 / \Delta t \approx \Delta h_2 / \Delta t$ とみなすことができる。したがって、

$$Q_G = Q_R + S_1 \frac{\Delta h_2}{\Delta t}, \quad Q_M = Q_R + (S_1 + S_2) \frac{\Delta h_2}{\Delta t} \dots\dots\dots (17)$$

となる。

3. 現地実験に基づく考察

3.1 現地実験の概要

現地実験の場所は、水資源開発公団旧吉野川河口堰管理所の管理下にある今切川河口堰と旧吉野川河口堰を含む旧吉野川河道域である。

旧吉野川は吉野川本川の河口から約15km地点の左岸、第十樋門から分派して、吉野川北岸平野部を蛇行しながら約12.5km 流下した三ッ合橋地点においてさらに今切川を分派し、2本の河道に分かれてそれぞれ大きく蛇行しながらさらに約11.6km 流下して紀伊水道に注いでいる。今切川および旧吉野川の2つの堰は、昭和49年7月、昭和50年10月に現在位置（河口より8.4km、3.4km 地点）に移設完成されたものである。

今回の現地観測対象河道域を計測量の測定位置を併せて模式図で示せば図-3 のようである。それらの計測量の測定方法について簡単に述べれば次のとおりである。

桧橋(16.0km)、東市場橋(12.2km)、三ッ合橋(11.6km)、新高橋(10.8km)の各地点における流量観測は、河道横断を11分割し、10測点における観測時の6割水深点の流速を測り、これをその区分断面平均流速とし、それに区分断面積を乗じたものの総和として算出した。すなわち、流量算出式は次式である。

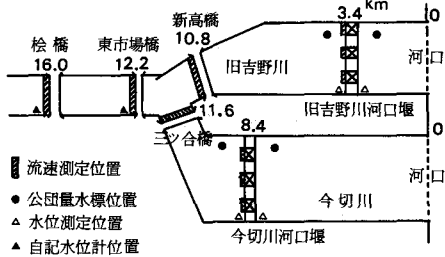


図-3 現地観測対象域

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i, \quad q_i = \frac{1}{2} b_i \left\{ (\bar{v}_{i-1} + \bar{v}_i) h_{i-1} + \frac{1}{3} (\bar{v}_{i-1} + 2\bar{v}_i) (h_i - h_{i-1}) \right\} \dots\dots\dots (18)$$

なお、流速測定の間隔は30分とし、使用流速計は直読式の回速式流速計である。

堰地点では模式図に示したとおり、幅25mの制水ゲートをそれぞれ3門開放して淡水を流出させるため、各ゲート流出流量を計測しなければならない。このゲート地点における流量観測は、ゲート幅25mを3等分割し、それぞれの断面の中央点の3測点における観測時の4割水深点の流速を測り、これをその区分断面の平均流速とみなした。さらに3測点間の偏流を補正したゲート全幅にわたる平均流速からゲート個々の流量を求め、これらの総和を堰地点流出流量とした。なお、流速測定の間隔は10分とし、使用流速計は直読式の電磁流速計である。

水位測定については、各堰のピア上からゲート直上・直下流の水位を流速測定時と同時刻に計測するとともに、桧橋、東市場橋および各堰の約50m上・下流に設置されている公団量水標の自記水位計記録を得た。

3・2 観測水位変化と潮汐変化の比較

昭和 59 年 7 月 30 日～8 月 1 日の 3 日間にわたる観測時における堰上・下流水位の変化と小松島港の潮位記録を 15 分遅らせて示したものが図-4～図-6 である。なお、図中の上流水位（一点鎖線）はゲート直上流観測水位であり、下流水位（破線）は潮汐変動と比較するために公団自記水位記録を示している。

これらの水位変動を比較して明らかなように、変動波形に 2 つの堰の河口からの距離の相違による位相差はほとんど認められず、いずれも小松島港潮位変動より約 15 分の時間遅れを考慮すればよいことがわかる。また、堰下流水位の変動波形は、個々のゲート操作条件ならびに開度条件の相違にともなうゲート流出流量の変動によって、潮位変動波形とは細部では異なるが、本質的には潮汐変動による水位変化が支配的である。すなわち、ゲート全閉時の堰下流水位の変動は潮汐変動そのものであり、ゲート開放時にはその流出流量と潮汐の入退潮条件に応じて水位差は異なるが一般には潮位よりも堰下流水位の方が高くなる。また、ゲートを全閉した直後には堰下流水位は潮位記録よりも一旦低下し、次いで上昇するという振動現象を呈しており、その半周期はほぼ 30 分である。これは一種のセイシュと考えられるが、さらに詳しくは言及できない。

3・3 縮流係数、流量係数に及ぼす潮汐変化の影響

各ゲート流量観測結果より、 h_1 、 h_2 および $F_1 = v_1/\sqrt{gh_1}$ が決まり、ゲート開口幅 a も既知であるから、式(10)の関係により $C_c a/h_1$ を定めることができる。

図-7 にプロットされた点は、現地実験結果から得た h_2/h_1 と F_1 に対する $C_c a/h_1$ を示すものであり、○で囲んだわずかの点を除いて、これら 3 者の関係は理論解析結果とよく一致していることがわかる。

この図に示される流出特性は大きく 2 つに分けることができる。

$h_2/h_1 \geq 0.95$ の場合は、上・下流水位差がほとんどない干満操作時である。このゲート操作条件下ではフルード数の増大とともに $C_c a/h_1$ の値も急激に増大することがわかる。換言すれば、水深が浅くなり流速が速くなるにつれて縮流係数 C_c が大きくなることを示しているから、縮流の効果、すなわちもぐりの程度が小さくなっていることになる。一方、 $0.75 < h_2/h_1 < 0.95$ の範囲に入る上・下流水位差が生

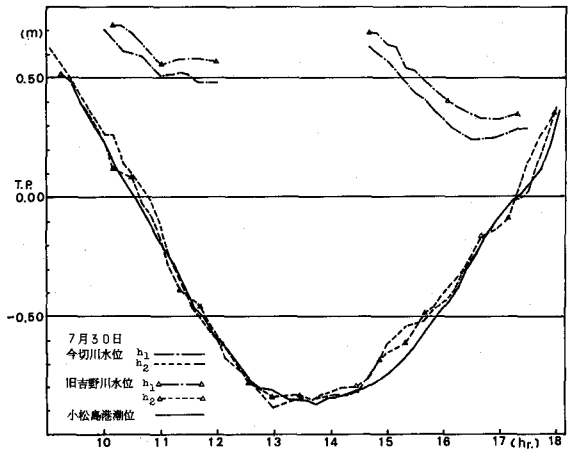


図-4 観測水位変化（定水位操作）

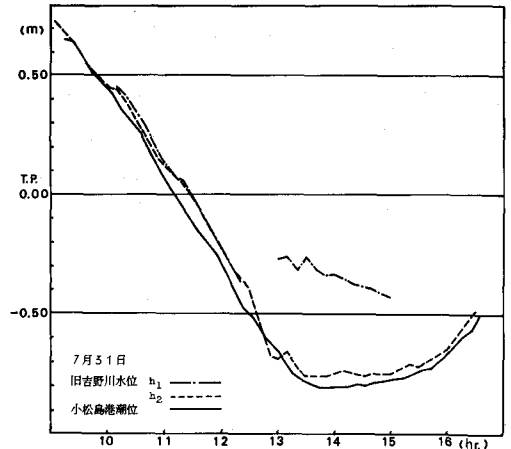


図-5 観測水位変化（干満操作）

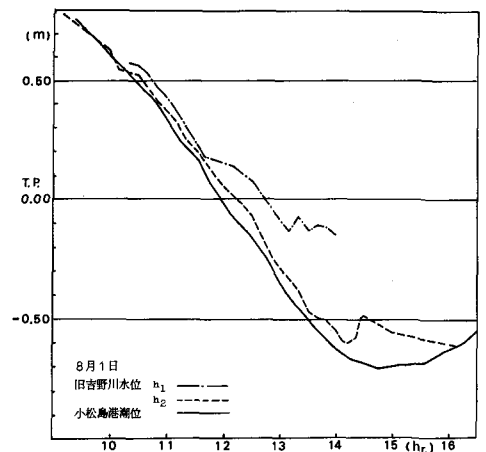


図-6 観測水位変化（小開度干満操作）

じる場合は、上流水深の変化を極力少なくする定水位操作である。この時はフルード数が増大しても $Cc a/h_1$ の値はほぼ一定値である。すなわち、下流側の水深変化(潮汐変動)にかかわらず Cc の値はほぼ一定値を保つものと解釈でき、潮汐変動による影響は少ないといえよう。

したがって、定水位操作の場合には h_2 の変化にかかわらず $Cc a/h_1$ はほとんど変化しないから、退潮時 (h_2/h_1

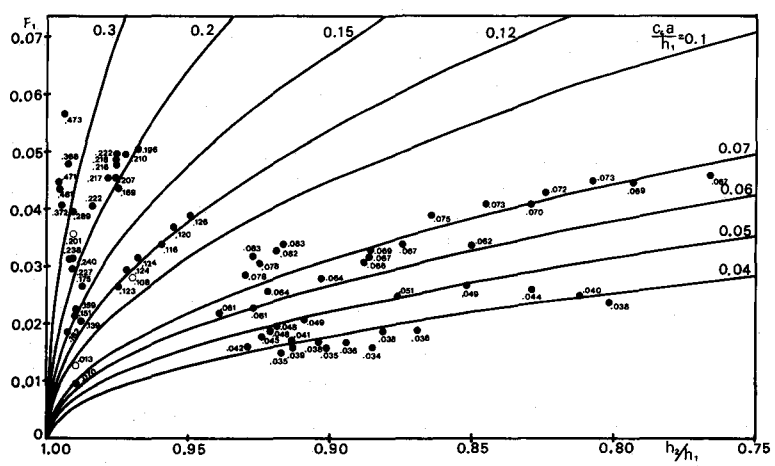


図-7 $Cc a/h \sim h_2/h_1 \sim F_1$ の関係

が減少)には式(2)の関係により流量係数 C は増大すること、逆に入潮時 (h_2/h_1 が増大) には C の値は減少することになる。このことを図-8 に示した結果はよく表わしている。入退潮による流量係数に対する影響は今切川河口堰の方が大きいといえる。

干満操作の場合にも図-9 に示したように、 h_2 の減少とともに C の値は増大することが認められるが、2つ堰に対する潮汐変化による影響の相違はほとんど見出せない。また、ゲート開口幅を小さくするほど流量係数値は大きくなることがわかる。

流量公式を式(1)のようにとるとき、スルース・ゲートからの自由流出に対する C と h_1/a の関係は、Henryの実験曲線として示されるとおり、 h_1/a の増大に伴い C は増大する。したがって、 h_1 が一定であれば、 a の増大は C の減少となり、 a が一定であれば h_1 の減少は C の減少となる。ところが、図-9 に示されるように、今回のような潮汐変動による h_2 (h_3) の大きな変化を伴うもぐり流出現象では、 h_1 の減少に対して C は増大しており、自由流出とは傾向が逆になることがわかった。

3・4 潮汐変化を考慮した流量算出結果の検討

ゲート直上・下流の観測水位 h_1 、 h_2 に対し、それぞれの貯水域について求められている水位-水表面積曲線から水表面積 S_1 、 S_2 を算出し、さらにその時刻における水位変化勾配 $\Delta h_1/\Delta t$ 、 $\Delta h_2/\Delta t$ を求める。また Q_R については旧吉野川堰に対しては新高橋流量観測値を、今切川堰に対しては三ッ合橋流量観測値を用いる。

第2節で示した水収支式に基づく流量算出結果を表-1および表-2に示した。なお、表中の $S_2 \cdot \Delta h_2/\Delta t$ および Q_M の算出値として、図-4、図-5 に示した小松島港潮位変動を正弦曲線に基準化して求めた値をカッコ内に併記して示している。また、ゲート流量の観

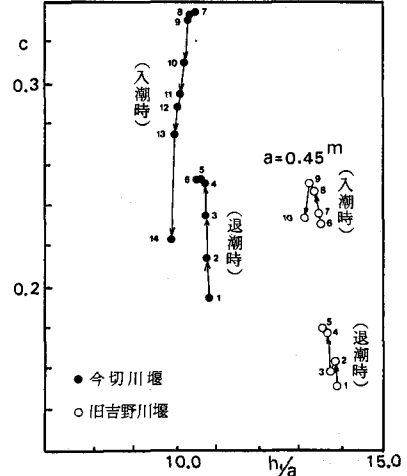


図-8 $C \sim h_1/a$ の関係(定水位操作)

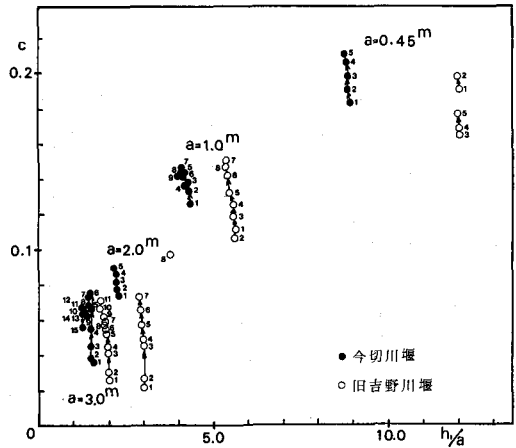


図-9 $C \sim h_1/a$ の関係(干満操作)

測値を右端に示し、カッコ内の数値はここに示された計算値との相対誤差である。ゲート流量の計算値は、ゲート操作条件の相違にもかかわらず観測値と比較的よく一致していると判断できる。とくに今切川河口堰における精度が良い。

図-10は、今切川河口堰下流貯留域に対する水収支解析結果を示したものである。図中の△印流量は、実測水位変化に基づいて算出された河口流量 Q_M であり、表-2に示

された値である。また、実線および破線で示された流量は潮汐変動を正弦曲線で基準化して求めた表-2中のカッコ内に示した値である。さらに一点鎖線で示される流量変化は、下流貯留域の各観測時刻間の水位差 Δh_2 に対するH-V曲線から算出される体積変化から求められたものである。これらの結果から Δh_2 から算出された流量の信頼性はそれほど良いとはいえないが、基準化した潮位変動から算出された値は、かなりの精度で流出流量をとらえていると思われる。

4. あとがき

本研究では、河口堰ゲートからのもぐり流出に及ぼす潮汐変化の影響を、実物のゲート流出実験に基づいて検討し得たことに意義がある。大規模実験であるために得られたデータの精度評価等についてなお不十分な点はあるが、まず第1は、潮汐変動の影響を縮流係数および流量係数の変化として評価しうることを示すことができ、第2には、河道水収支解析により全流出流量に占める潮汐変動による流動量のある程度定量的に示しえたことである。

最後に、本研究を遂行するに際し、現地観測実験の機会を与えていただいた水資源開発公団旧吉野川管理所所長 森清孝氏、管理課長 木下直昭氏に深く謝意を表します。なお、観測実験には当水工学研究室の諸兄の協力をえた、記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Henry, H. R.: Discharge Characteristics of Sluice Gate, Proc. ASCE., Vol. 75, Dec. 1949.
- 2) Benjamin, T. B.: On the Flow in Channels when Rigid Obstacles are placed in the Stream, Jour. Fluid Mechanics, Vol. 1, 1956.
- 3) 名合宏之: 開水路底流型水門の流出機構に関する水理学的研究 (学位論文), 京都大学, 1972.
- 4) 前出3) に同じ。

TIME T/30	Q_R (m^3/s)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_G (m^3/s)	h_2 T.R(m)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_M (m^3/s)	Q_C (m^3/s)
10:30	72.0	11.0	83.0	0.058	77.2 (240.6)	160.2 (323.6)	77.5 (-6.62)
11:00	65.6	16.5	81.7	-0.208	119.2 (236.7)	280.9 (320.4)	82.6 (1.12)
11:30	34.9	18.3	53.2	-0.451	197.5 (218.8)	250.7 (272.0)	36.3 (-31.82)
12:00	35.6	0.9	36.5	-0.621	147.1 (187.9)	183.6 (224.4)	58.9 (6.62)
15:00	59.3	33.6	92.9	-0.636	-82.3 (-118.8)	10.6 (-25.1)	77.6 (-16.32)
15:30	62.7	20.9	83.6	-0.665	-162.7 (-101.7)	107.9 (-79.1)	10.1 (29.12)
16:00	53.8	32.3	86.1	-0.452	-201.7 (-140.5)	94.4 (-83.3)	57.6 (9.52)
16:30	49.4	7.8	57.2	-0.278	-229.7 (-101.7)	71.0 (-172.5)	19.8 (24.12)
17:00	32.2	-9.0	23.2	-0.048	-242.6 (-101.7)	-78.5 (-218.4)	19.8 (-14.72)

TIME T/31	Q_R (m^3/s)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_G (m^3/s)	h_2 T.R(m)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_M (m^3/s)	Q_C (m^3/s)
10:30	56.0	72.2	128.2	0.313	164.7 (251.0)	292.9 (379.2)	95.8 (-25.32)
11:00	66.1	74.4	140.5	0.135	256.8 (255.8)	397.3 (396.3)	152.6 (8.62)
11:30	51.4	70.8	122.2	-0.043	132.5 (243.1)	254.7 (365.3)	126.6 (3.62)
12:00	46.7	62.1	108.8	-0.242	183.7 (213.5)	292.5 (322.3)	129.4 (18.92)
12:30	48.1	49.4	97.5	-0.457	283.3 (167.0)	300.8 (264.5)	107.3 (10.12)
13:30	33.7	16.8	50.5	-0.816	-40.4 (71.8)	10.1 (122.3)	48.0 (-5.02)
14:00	34.5	16.6	51.1	-0.803	32.0 (10.4)	103.1 (61.5)	57.6 (41.32)
14:30	30.0	16.4	46.4	-0.799	34.9 (-51.8)	101.3 (-5.4)	58.0 (-2.52)
15:00	37.4	16.2	53.6	-0.801	-83.8 (-110.4)	-30.2 (-56.8)	53.0 (-1.12)

表-1 水収支解析結果(旧吉野川) (その1, その2)

TIME T/30	Q_R (m^3/s)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_G (m^3/s)	h_2 T.R(m)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_M (m^3/s)	Q_C (m^3/s)
10:30	21.5	54.4	75.9	0.025	147.9 (223.8)	61.3 (-19.62)	61.3 (-19.62)
11:00	20.0	36.4	56.4	-0.232	202.6 (146.7)	259.0 (203.1)	66.0 (17.02)
11:30	19.5	0.0	19.5	-0.477	54.8 (136.2)	74.3 (155.7)	32.8 (68.22)
12:00	19.0	-44.6	—	-0.635	118.7 (117.3)	118.7 (117.3)	0.0
15:00	9.8	44.7	54.5	-0.735	-75.0 (-71.5)	20.5 (-19.0)	59.4 (9.52)
15:30	25.8	56.3	82.1	-0.615	-110.4 (-102.2)	-28.3 (-20.1)	86.8 (5.72)
16:00	24.9	44.2	69.1	-0.465	-93.9 (-125.2)	-24.8 (-36.1)	91.2 (32.02)
16:30	28.0	26.4	54.4	-0.295	-130.6 (-141.1)	-76.2 (-86.7)	73.0 (34.22)

TIME T/31	Q_R (m^3/s)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_G (m^3/s)	h_2 T.R(m)	$S_{\Delta h_2}$ (m^2/s)	Q_M (m^3/s)	Q_C (m^3/s)
10:30	18.0	114.3	132.3	0.293	172.4 (153.9)	244.7 (286.2)	102.8 (-23.12)
11:00	29.6	119.0	148.6	0.106	96.9 (157.1)	245.5 (305.7)	130.5 (-12.22)
11:30	21.9	116.3	138.2	-0.044	149.7 (149.5)	287.9 (287.7)	139.9 (1.22)
12:00	23.8	104.7	128.5	-0.267	99.7 (131.0)	228.2 (259.5)	163.5 (27.22)
13:30	9.5	60.7	70.2	-0.825	18.2 (45.2)	86.4 (116.4)	26.1 (-48.52)
14:00	11.7	27.7	39.4	-0.790	13.7 (6.6)	53.1 (46.0)	45.0 (14.22)
14:30	10.5	20.6	31.1	-0.797	-15.5 (-30.4)	15.6 (0.7)	44.0 (61.32)
15:00	14.9	20.5	35.4	-0.795	-36.4 (-71.4)	-1.0 (-36.0)	42.6 (20.32)

表-2 水収支解析結果(今切川) (その1, その2)

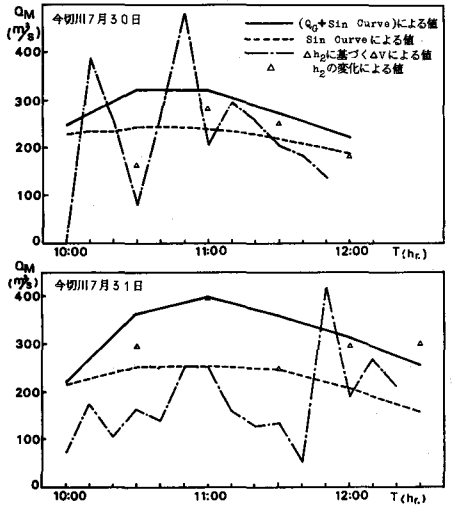


図-10 Q_M の時間的変動算出値