

論 文

水門을 통한 흐름의 流量係數 分析

Discharge Coefficient of flow through Gate piers

金 采 洙\* 南 宣 祐\*\*  
Kim, Chae Soo Nahm, Sun Woo

Abstract

This study was aimed to determine a discharge coefficient of flow through gate piers. The coefficient was Calibrated with water stage data observed during 1984 to 1987 at the Young San Estuary Dam. The coefficient is the function of the dimensionless parameters combined with the difference between up and down stream water level to down stream water depth ratio and water surface draw down ratio. From the verification with existing methods and actual drainages, drainages predicted by the relationship have the most consistency with the actual drainages, also Matthai's method can be used within the proposed condition originally.

要 旨

本 研究는 河口湖의 排水門을 통한 排水量 推定公式中 潛流의 경우 유량계수를 1984~1987年 榮山湖의 排水門에서 관측된 자료를 이용하여 분석하였다.

분석결과 유량계수는 無次元 變數 水位差-水深比 및 水面降下度와의 복합함수關係를 가지고 있었다.

기존 방법과 본 방법을 이용 배수량을 추정 비교 검증한 결과 본 방법이 실패수량과 일치하였고 기존 방법중 적용가능한 방법을 도출하였다.

---

\*東國大學校 大學院 土木工學科(農業振興公社)

\*\*東國大學校 大學院 土木工學科 教授

1. 序 論

河口湖에서 內水位조절이 아주 중요하므로 배수문을 설치 조절하고 있으며 이 때 그 규모 결정에 있어서 여러가지 요인들을 감안하지만 水理的 측면에서 배수량 추정공식 및 그 유량계수가 중요하다.

한편 유량계수를 실측키 어려우므로 모형실험의 결과를 이용하고 있으나 실제 배수문에서 관측된 자료를 이용하여 유량계수를 분석하고 이의 적용성을 기존 방법들과 함께 비교 검증하여 적절한 배수량 추정방법을 도출코자 한다.

2. 理論的 考察

水門을 통한 흐름을 Fig 1과 같이 나타낼 때 水面이 完경사인 경우 일어날 수 있는 水面形은 3가지로 나타낼 수 있다.

- (1)  $H_1 > H_3 > H_2 = H_c$
- (2)  $H_1 > H_c > H_2, H_1 > H_3 > H_2$
- (3)  $H_1 > H_3 > H_2 > H_c$

여기서  $H_c$ 는 한계수심이다.

排水門에서 潛流는 (3)의 경우이고 本間<sup>3)</sup> 桑野<sup>4)</sup> 등은 上下流의 水深比로서 불완전 월류 및 潛流의 경계값을 나타내고도 있다.

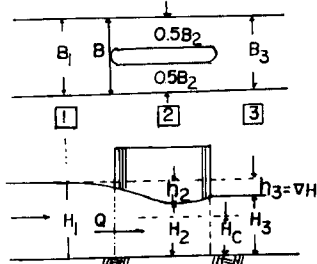


Fig 1. Definition sketch

Fig 1에서 단면1과 2와 대해서 式(1)과 같은 관계가 성립된다.<sup>6)8)9)14)16)</sup>

$$H_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f \dots \dots \dots (1)$$

여기서

$$H_1 = H_2 + h_2$$

$B_2$  = 교각을 제외한 실제 통수단면폭

$\alpha_1, \alpha_2$  : 에너지보정계수 ( $\approx 1$ )

$$V_2 : Q / (K_A B_2 H_2)$$

$K_A$  : 단면축소율, Pier의 형태 水流方向등에

따른 補正係數

$h_f$  = 마찰손실

마찰손실에 대해서 渦損失(eddy loss)과 저면 마찰로 구분된다. Chow<sup>6)</sup>는 水路가 一樣하지 않은 경우(non prismatic channel) eddy loss가 현저하지만 이의 합리적 추정방법이 없으므로 주로 속도수두의 변화( $K \Delta \frac{\alpha V^2}{2g}$ )로서 나타내며 계수K를 수로의 단면변화 즉 漸縮인 경우  $K=0 \sim 0.1$  漸擴 :  $K=0.2$  規則的인 경우  $K=0$ 로 하고 있다. 또한 실용상 계산의 편의를 위해 eddy loss를 마찰손실의 一部分으로 간주하여 계산할 수 있다고 하였다. 그러므로 본 경우에도 계산의 편의를 위해 eddy turbulence에 의한 손실이 마찰손실( $h_f$ )에 포함된 것으로 간주하고 式(1)을  $V_2$ 에 대해 전개하여 정리하면 式(2)와 같다.

$$Q = K_A B_2 H_2 \sqrt{2g \left\{ (H_1 - H_2) + \frac{V_1^2}{2g} - h_f \right\}} \dots \dots \dots (2)$$

이 때 단면(2)에서 水位  $H_2$ 가 단면(3)에서의 水位  $H_3$ 와 같다면(그러나 실제로는  $H_2$ 와  $H_3$ 가 일치하는 것은 아니다)  $(H_1 - H_2) = h_2 = h_3 = \Delta H$ 이며 式(3)과 같게 된다.

$$Q = K_A B_2 H_3 \sqrt{2g (\Delta H + \frac{V_1^2}{2g} - h_f)} \dots \dots \dots (3)$$

$H_1$ 은 단면(2)로부터  $1B$ <sup>6)</sup> 또는  $2B$ <sup>8)</sup> 상류지점의 수심이며.  $V_1$ 은 그 때의 유속,  $h_f$ 는  $1B$  또는  $2B$  구간의 마찰손실,  $B$ 는 유입부의 양안 교대간의 거리이며 교각을 포함한다.

式(3)에서 Nagler<sup>14)</sup>, d'Aubuisson,<sup>6)</sup> 桑野<sup>4)</sup>, Kindsvater<sup>9),10)</sup> Matthai<sup>8)</sup> 등은 補正係數( $K_A$ ), 단면폭( $B, B_2$ ), 水深( $H_2, H_3$ )  $\Delta H (= H_1 - H_3)$ ,  $\frac{V_1^2}{2g}$ ,  $h_f$  중

어느 요소를 각각 取하여 경험식을 발표하였으며 본 연구에서는 式(3)에서  $K_A, \frac{V_i^2}{2g}, h_i$ 를 고려한 補正항 (C)을 도입하여 이를 유량계수로 정의하고 다시 쓰면 式(4)와 같다.

$$Q = C \cdot B_2 H_3 \sqrt{2g \Delta H} \dots (4)$$

여기서

- C : 유량계수
- B<sub>2</sub> : 교각의 폭을 제외한 실통수단면폭
- H<sub>3</sub> : 하류부수심
- ΔH : 상하류 수위차.

어느 시간의 湖內 저류량의 변화는 다음과 같다.<sup>12)</sup>

$$I - Q = \frac{\Delta S}{\Delta t} \dots (5)$$

여기서

- I = 平均流入量 (= 1/2 (I<sub>t</sub> + I<sub>t-1</sub>))
- I<sub>t</sub>, I<sub>t-1</sub>, t, t-1 시간의 유입량
- Q 平均배수량 (= 1/2 (Q<sub>t</sub> + Q<sub>t-1</sub>))
- ΔS = Δt 시간의 저류량 변화량  
(= A · (h<sub>t</sub> - h<sub>t-1</sub>))

$$A = \text{平均水面積} (= \frac{1}{2} (A_t + A_{t-1}))$$

- A, A<sub>t</sub>, t, t-1 시간의 평균수면적
- h<sub>t</sub>, h<sub>t-1</sub>, t, t-1 시간의 수위

Wilkinson<sup>18)</sup>은 湖內的 洪水波의 전파속도 (C<sub>F</sub>)는 式(6)과 같이 나타내고 있다.

$$C_F = \sqrt{g d_{x,t} + U_t} \dots (6)$$

여기서

- d<sub>x,t</sub> = t 시간의 x 지점의 수심
- U<sub>t</sub> = t 시간의 湖內 流入時 流速

X 지점에서 시간간격이 적을 때 t, t-1 시간의 수위 변화 및 유입 유속의 변화량도 미소하므로 전파속도의 변화량은 무시할 수 있으며 또한 호내 유속의 변화량도 무시할 수 있다.

$$\frac{\partial C_F}{\partial t} = 0 \dots (7)$$

따라서 연속된 t, t-1 시간의 水面間의 容積은 水面을 水平面으로 假定한 h<sub>t</sub>, h<sub>t-1</sub> 간의 容積과 같다고 가정한다.

어느 시각 t 일 때 배수량이 없는 경우 배수문 지

점에서의 호내 유입량은 式(8)과 같다.

$$I_t = \frac{A \cdot \Delta h}{\Delta t} = \frac{(A_t + A_{t-1})(h_t - h_{t-1})}{2 \Delta t} \dots (8)$$

流量係數(C)는 式(4, 5, 8)을 정리하여 式(9)로부터 구할 수 있다.

$$C = \frac{I - \Delta S / \Delta t}{B_2 H_3 \sqrt{2g \Delta H}} \dots (9)$$

### 3. 分析資料

#### 1. 內外水位

本 分析에 利用된 자료는 榮山湖 排水閘門에서 同施設의 관리를 위해 측정된 水位資料로서 84~87年 洪水期의 內外水位이다.

측정기기는 자기기록계<sup>2)</sup>로서 연직축척 1 : 50, 시간축척 1시간당 1cm의 속도로 기록되었다. 內外水位는 모두 木浦港 基本水準面 (M.H. D ± 0.00)으로 부터의 높이이다. 內外水位의 測定位置는 fig 2와 같다.

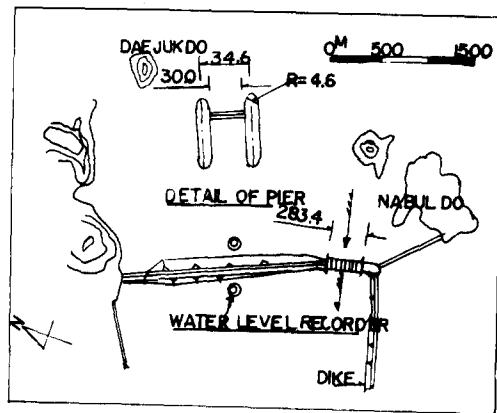


Fig 2 Location map

#### 2. 水位-內容積

영산호의 水位-內容積은 河口둑 조사설계시 작성된 자료<sup>2)</sup>를 이용하였다.

#### 3. 排水門 開閉

배수문의 操作은 內水位가 外水位보다 높은 때 開門하고 外水位가 內水位에 접근할 때 閉門한

다. 排水門의 開門은 흐름에 의해서 門扉에 동요가 일어나지 않도록 內水位이 상으로 인양하고 內水の 신속한 배제를 위해 8門 全量을 開門하였다.

4. 通水斷面

- 通水斷面 幅(B<sub>2</sub>): 240m
- 교대간 幅(B): 283.4m
- 교각간 幅: 30m
- 門扉 幅×高×連=30.0m×13.6m×8連
- pier 두께: 4.6m 閘室: 11.2m\*
- pier先後端: 準流線型(semi circular nose)r=4.6

4. 分析 및 考察

1. 流量係數의 分析

排水門을 통한 흐름에서 그 斷面을 통과한 때의 유량계수는 다음과 같은 절차로 분석하였다.

(1) 流入量의 결정

內水位 기록으로부터 t, t-1시의 水位를 구하고 이 때 수위에 대한 내용적은 水位-內容積관계로부터 구하여 각각 式(8)에 대입하여 t, t-1시의 유입량을 결정하고 시간별 유입량곡선을 fig3과 같이 작성하였다. 그러나 排水中의 유입량은 式(8)에 의해 구할 수 없으므로 排水中은 Fig(3)에서 3가지 경우 (a)BC구간 (b)DE구간 (c)FG구간으로 구분하여 다음과 같이 구하였다.

Fig(3)에서 AB, CD, EF, GH, 구간은 排水를 하지 않은 구간이며 시간별 분포를 직접구한 값이므로 同구간은 시간별 분포를 서로 연결한다. 다음으로 (a)구간에 대해서는 AB, CD구간을

상호연계시켜 원활한 곡선으로 연결하여 BC구간의 곡선을 정하고 이로부터 시간별유입량을 구하였다. (c)구간에 대해서도 (a)와 동일한 방법으로 시간별 유입량을 구하였다. 그러나 (b)의 경우는 배수前인 CD구간은 유입량이 상승하지만 배수後인 EF구간은 감소하는 분포이므로 DE구간에서 첨두유입량이 발생하므로 (a), (b)경우와 같은 방법으로 유입량분포를 구할 수 없어 분석에서 제외하였다. 또한 排水中 첨두유량 발생가능 여부의 판단에 최인접 수위관측소(영산포)의 수위기록을 참고하였다.

(2) 排水量의 決定

排水量은 排水中의 저류량의 변화량( $\frac{\Delta S}{\Delta t}$ )과 앞에서 구한 시간별 유입량을 式(5)에 대입하여 實排水量을 決定하였다. 開文途中 및 閉門途中은 오리피스흐름이므로 開閉途中은 제외하였다.

(3) 流量係數의 分析

앞에서 求한 時間別 實排水量(Q) 및 그 때의 경계조건 下流部 水深(H<sub>3</sub>), 上下流水位差(ΔH), 通水斷面積(B<sub>2</sub>)을 式(9)에 代入하여 各各의 경우에 對한 유량계수 c를 分析하였다.

유량계수에 영향을 미치는 인자에 대해서 d'Aubuisson, Nagler 등은 구조물의 기하학적 형상을 고려한 유량계수를 도입하고, Kindsvater<sup>9)</sup> Matthai<sup>8)</sup> 등은 水深에 관한 因子는 Froude number에 따른 보정항과 구조물의 제반 기하학적 형상을 고려한 보정항등의 곱으로 나타내고 있다. 또한 潛水率(H<sub>3</sub>/H<sub>1</sub>)과의 상관관계로도 나타낸 연구결과<sup>11), 15)</sup>도 있다.

그러므로 分析된 유량계수를 Froude數와 多重 회귀분석에 의해서 상관시킬 때 Fig 4와 같은 양호한 상관관계가 있었다. Froude Number는 式 10, 11과 같이 변형시킬 수 있다.

$$Fr = \frac{V_2}{gH_3} = \frac{C\sqrt{2g\Delta H}}{\sqrt{gH_3}} = f\left(\frac{\Delta H}{H_3}\right) \dots\dots\dots(10)$$

$$Fr = \sqrt{2} \cdot C \sqrt{\frac{\Delta H}{H_3}} = \sqrt{2} C \sqrt{\frac{H_1 - H_3}{H_3}} = f\left(\frac{H_3}{H_1}\right) \dots\dots(11)$$

따라서 유량계수를 ΔH/H<sub>3</sub> 및 H<sub>3</sub>/H<sub>1</sub>과 각각

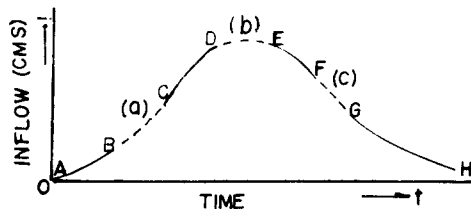


Fig 3 Inflow distribution Curve

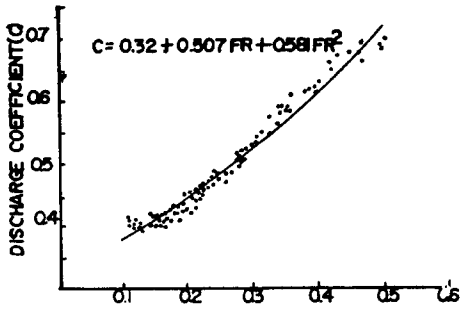


Fig 4 Discharge coefficient versus froude number

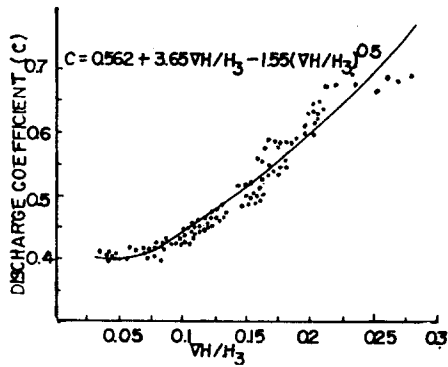


Fig 5 Discharge coefficient versus  $\Delta h/h_3$

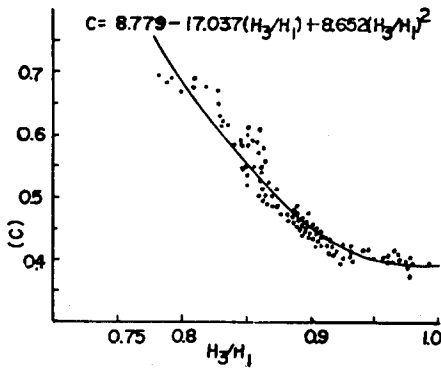


Fig 6 Discharge coefficient versus submergence ratio

다중회귀분석에 의해서 상관시키고 圖式으로 나타내면 各各 Fig 5, 6과 같다.

排水門에서 排水흐름의 영향을 받는 거리는 1B 또는 2B 상류지점이라고 하므로 이러한 요인을 감안할 수 있는 因子 즉 水面降下度를 導入할 수 있다. 水面降下度는 上下流의 水位差를  $\Delta H$ 라 하고 단면1까지의 거리를 1B로 하면  $\Delta H/B$ 로 정의할 수 있다.

水面降下度和 유량계수에 대해서 다중회귀분석에 의해서 상관시켜 도식으로 나타내면 Fig7과 같다.

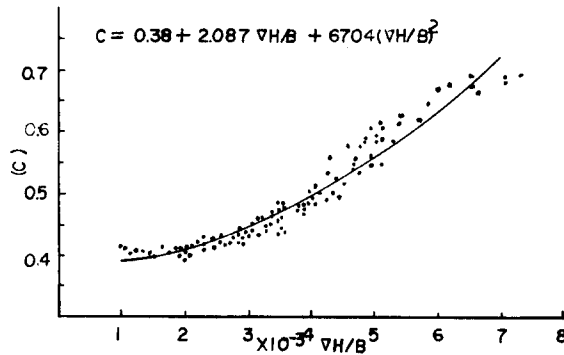


Fig 7 Discharge coefficient versus water surface draw down ration

2. 流量係數—水深, 水面降下度の 고찰

Fig 4~7까지의 유량계수와 각 변수간의 상관관계식을 정리하면 Table 1과 같다.

Table 1 discharge Coefficient Equations analyzed by multiple regression analysis

Variable	data	equation	Correlation Coefficient(r)
$X_1 = \frac{V_2}{\sqrt{gH_3}}$	129	$C_1 = 0.320 + 0.507X_1 + 0.581X_1^2$	0.983
$X_2 = \frac{\Delta H}{H_3}$	129	$C_2 = 0.562 + 3.65X_2 - 1.55\sqrt{X_2}$	0.960
$X_3 = \frac{H_3}{H_1}$	129	$C_3 = 8.779 - 17.037X_3 + 8.652X_3^2$	0.920
$X_4 = \frac{\Delta H}{B}$	129	$C_4 = 0.38 + 2.087X_4 + 6704X_4^2$	0.964
$X_2, X_4$	129	$C_5 = \sqrt{C_2, C_4}$	0.964

Table 1에서 變數  $X_2, X_3$ 는 Froude number  $X_1$ 에서 변형된 형태이며 각각 유량계수와 상관관계가 아주 양호하다. 그러나  $C_1 \sim C_4$ 까지의 각 식을 이용해서 유량계수를 추정할 때 變數가 無次元의 비로 나타내져 있으므로 비가 동일한 때는(예로  $C_2$ 에서  $\frac{0.9}{8.1}, \frac{0.8}{7.2}, \frac{0.7}{6.3}$ 의 경우) 유량계수가 동일한 값을 나타내고 있다. 그러므로 變數를 水深의 비인  $X_2, X_3$ 와 水面降下度의 비인  $X_4$ 와의 2개群으로 分類하고 이를 유량계수와 조합시켜 상관관계를 분석한 결과  $X_2$ 와  $X_4$ 를 조합시킬 때가 양호하였으며 式(12)와 같다.

$$C_5 = \sqrt{C_2 \cdot C_4} = \left[ \left( 0.562 + 3.65 \frac{\Delta H}{H_3} - 1.55 \frac{\Delta H}{H_3} \right) \times \left( 0.38 + 2.087 \left( \frac{\Delta H}{B} \right) + 6704 \left( \frac{\Delta H}{H_3} \right)^2 \right)^{1/2} \dots \dots \dots \right] \quad (12)$$

(Correlation coefficient  $r=0.964$ )

式(12)로 추정할 때는 Table-1의  $C_2$  즉 수위차( $\Delta H$ )와 水深과의 관계 및  $C_4$ 의 水面降下度가 동시에 고려되므로 排水門의 水位變化조건을 감안한 추정이 이루어진다. 그러나  $C_2, C_3$ 의 경우는 水深比의 관계로만 추정되며  $C_4$ 의 경우는 水面降下관계로만 추정되므로 종합적인 설명을 할 수 없다. 또한  $C_1$ 은 Froude수의 관계이므로 직접 이용하여 추정되지 않는다. ( $V_2$ 에 유량계수가 포함되었음)

3. 他 研究結果와의 比較 및 검증

排水門을 통한 排水量의 推定에 주로 이용되는 경험식은 Table 2와 같다.

여기서

$$C = \sqrt{C_2 \cdot C_4}$$

$C_2$ : 水位差/下流水深比에 의한 보정계수

(Table 1)

$C_4$ : 水面降下도에 의한 보정계수 (Table 1)

Table의 式中  $V_1$ 은 排水門으로부터 상류로 1B 또는 2B에 위치하는 곳의 접근유속이며 湖의 경우  $V_1^2$ 의 값은 무시할 정도로 적으므로 桑野, Nagler, d'Aubuisson의 式中 差異는 주로 流量係數임을 알 수 있다.

Chow<sup>6)</sup>는 상류(Subcritical)인 때 Nagler의 式이 더 적합하다고 하였으므로 3式中 Nagler의 式을 택하고 또한 여러가지 보정항을 내포하고 있는 Matthai의 방법과 금회 분석된 式등 3가지 경우를 洪水 流入量, 上下流의 수위변화 및 수위차들을 다양하게 나타내고 있는 자료에 적용하여  $\Delta t=15 \sim 24$ 분으로 배수량을 추정하고 Table 3에 실패수량과 비교하였다.

Table 3에서 Nagler, Matthai의 방법으로 추정한 값이 실제와 차이가 있는 것은 원래 실험시 현장에서와 같은 큰 값의 Reynolds number를 재현

Table 2 Discharge Coefficients for Submerged flow through gate piers.

Author	Formula	C	Method
桑野 <sup>4)</sup>	$Q = C B_2 H_3 \sqrt{2g \Delta H}$	1.0~1.13	Hydraulic Model
Nagler <sup>14)</sup>	$Q = C B_2 \left( H_3 - 0.3 \frac{V_2^2}{2g} \right) \sqrt{2g \Delta H + 1.8 V_1^2}$	0.86~1.11	Hydraulic Model
d'Aubuisson <sup>6)</sup>	$Q = C B_2 H_3 \sqrt{2g \Delta H + V_1^2}$	0.96~1.31	Hydraulic Model
Matthai <sup>8)</sup>	$Q = C B H_3 \sqrt{2g \Delta H + V_1^2 - h_f}$	Varied	Hydraulic Model
본연구	$Q = C B_2 H_3 \sqrt{2g \Delta H}$		Varied In situ

Table 3 Comparison of actual discharge drained and Predicted (unit:10<sup>4</sup>m<sup>3</sup>)

discharge date	Actual			Predicted drainage						△H	Froude Number
	Inflow	drainage		Nagler		Matthai		writer			
	A	B	A/B	P <sub>1</sub>	P <sub>1</sub> /B	P <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> /B	P <sub>3</sub>	P <sub>3</sub> /B		
84. 7. 14 18 : 25~21 : 24	1, 650	5, 220	0. 32	6, 000	1. 15	5, 650	1. 08	5, 080	0. 97	0. 50~1. 55	0. 28~0. 31
85. 6. 24 21 : 21~25 : 00	3, 900	9, 750	0. 40	12, 300	1. 26	10, 900	1. 12	9, 800	1. 01	0. 50~1. 9	0. 26~0. 40
86. 7. 16 12 : 00~15 : 10	500	2, 750	0. 18	3, 460	1. 26	3, 070	1. 14	2, 700	0. 98	0. 5~0. 9	0. 23~0. 28
86. 7. 17 13 : 00~17 : 09	480	2, 480	0. 19	3, 110	1. 25	2, 850	1. 15	2, 450	0. 99	0. 5~0. 9	0. 23~0. 26
87. 7. 14 22 : 21~24 : 21	310	2, 480	0. 13	3, 100	1. 25	2, 670	1. 16	2, 510	1. 01	0. 5~1. 0	0. 23~0. 27
87. 7. 16 23 : 48~2 : 30	1, 050	5, 230	0. 20	6, 190	1. 18	6, 060	1. 15	5, 120	0. 98	0. 4~1. 6	0. 22~0. 36
87. 7. 26 19 : 24~22 : 56	1, 750	5, 850	0. 30	6, 920	1. 18	6, 560	1. 12	5, 560	0. 95	0. 45~1. 5	0. 25~0. 34

시킬 수 없기 때문이며 <sup>5111131</sup> 각각의 경우를 고찰할 때 Nagler의 경우는 실 배수량보다 상당히 과다 추정되고 있으며 3가지 방법중 차이가 가장 크다.

Matthai방법은 Froude 수가 큰 경우는 적은 경우보다 실배수량에 근접하였다. 이는 원래 적용범위가 Froude 수 0.2~0.7인데 본 경우 하한계 부근의 값들이 추정되어 일어난 현상으로 생각되며 배수량 추정에 이용할 수 있는 것으로 사료되지만 적용시는 유효범위를 고려하여야 할 것이다.

금회 결과를 검증한 경우는 거의 실배수량과 일치하였으므로 적합한 방법이라 사료된다. 또한 본 분석은 Matthai의 방법의 적용범위 밖인 Froude 수 0.1~0.2의 결과도 분석되었으므로 (Fig 4) 기존방법과 병행해서 이용하면 유량계수를 더 적절히 추정할 수 있는 것으로 사료된다.

한편 Matthai<sup>8)</sup> 등은 모든 조건에 일반적으로 적용되는 방법은 없으므로 각 條件에 적합하도록 적절한 工學的 判斷을 하여 적용할 것을 제안하고 있다.

本 方法의 분석 범위는

$$\text{水面降下度}(\Delta H/B)=1\sim 8\times 10^{-3}$$

$$\text{潛水率 } H_2/H_1=0.8\sim 1.0$$

이며 潛流의 경계를 나타내는 潛水率에 대해서 研究者에 따라 각각 상이한 값을 제시하고 있지만 本 경우와 유사한 경계값을 제시한 연구 결과는 桑野<sup>4)</sup>의 0.81~0.82가 있으며 본 연구에서는 0.8이하의 경우는 他 方法을 적용하여야 할 것으로 고려된다.

### 5. 結 論

本 分析은 배수문을 통한 배수량 추정공식의 유량계수를 실제 배수문에서 관측된 자료를 이용하여 분석한 것으로 그 결과는 다음과 같다.

1. 流量係數(C)는 上下流의 수위차-下流水深比(△H/H3) 및 水面降下度(水位差/水面降下長=△H/B)와의 복합함수관계로서 나타낼 수 있다.

2. 기존 방법중 Matthai 방법으로 추정된 배수량이 실 배수량에 가장 근접하였고 Nagler의 방법으로 추정된 배수량은 차이가 컸다.

3. 본 결과는 기존방법의 적용범위 (특히 Matthai의 방법 Froude number Fr=0.2~0.7) 밖의 범위도(Fr=0.1~0.2)분석되었으므로 기존 방법과 병행해서 이용할 경우 유량계수를 더 적절히 추정할 수 있을 것으로 사료된다.

References

1. 권순국, 나정우 “排水閘門의 流量係數決定에 관한 연구” 한국농공학회지 제28권 1호 p51-59 1986.
2. 농수산부-농업진흥공사 “영산강 개발 II 단계 농업 종합개발사업 河口둑 工事誌 p828, 1984
3. 本間 仁 “應用水理學 中 I” 日本丸善 p150-172. 1958
4. 桑野定美 “于拓地 排水樋門의 水理學的 研究(V III) 農業土木研究 제27권 제1호 p7~11
5. BLaisdell, F.W. “Comparison of sluice gate Discharge in Model and Prototype” *Transaction of ASCE* vol 102 p544-560. 1937
6. Chow, V.T. “*Open Channel Hydraulics*” Mcgraw Hill, New york p372-503. 1959.
7. Doeringsfeld, H.A., etal “Pressure,,Momentum Theory applied to the broad Crested Weir” *Transaction of A.S.C.E.* Vol 106 p934-969 1941
8. French, R.H, “*Open channel Hydraulics*” Mcgrawhill” Newyork, p393-459 1985
9. Kindsvater, C.E. etal “Tranquill flow through Open channel Constrictions” *Transaction of ASCE* vol120 p955-922. 1955
10. Kindsvater C.E etal “Computation of Peak Discharge at contraction” *Gelogical survey circular* 284 U.S Department of Interior, 1953
11. Klatter, H.E., etal “Modelling Hydraulic structures in numerical and scale Models” Topics in Hydraulic Modelling, *Proceedings of XXII Congress, International Association for Hydaulic Research(IAHR)*p307~312 1987.
12. Laine de, R.J., “Calibration of weirs using the rate of pondage drawdown” *Journal of Hydrology* vol II No. p130-140, 1964
13. Laursen, E.M., “Bridge Backwater in Wide Valleys” *Journal of Hydraulic Division*, vol 96NOHY4 p1019-1038, 1970
14. Nagler, Jr, F.A., “Obstruction of Bridge Piers to the flow of water” *Transaction of ASCE* vol 82 p334-395 1918
15. Skogerboe, G.v,etal “Analysis of Submergence in flow measuring Flumes” *J.of Hydraulic Div, ASCE* vol Hy p183-200 1967.
16. Tracy, H.J., etal “Back water Effects of open channel constriction” *Transaction of ASCE*, vol 120, p993-1018 1955.
17. Woodburn.J.G. “Tests of broad crested weirs” *Transaction of ASCE* vol 96. p387-453 1932
18. Wilkinson, J.H. “Translatory waves in Nataral Channels” *Transaction of ASCE* No110 p1203 1945.