

排水閘門 물반이의 水理現象에 關한 研究

A Study on the Hydraulc Phenomenon at the Downstream Channel of the Drainage Sluice

李 熙 榮*
Hee Young Lee

Summary

To insure the safety of the drainage sluice, topographical change due to erosion as well as capability of discharging the design flow in a very important factor.

In consideration of the fact that the drainage sluice is built in the sea, its construction has many topographically restricted problems and naturally requires a completeness of research and experiment.

This thesis is a comparative and analytic study of discharging flow acting on the erosion at the bottom of the structure on the basis of the measured velocity on the downstream channel of the drainage sluice.

- (1) The measured velocity shows a little higher values than the computed velocity, because the measured velocity was observed at the surface of the stream. Therefore, it is reasonable that the computed velocity should be taken in this study.
- (2) The field observation was conducted to have the measurement of the flow velocity without surveying the area of flow. Therefore, the coefficient of discharge could not be computed. The survey of the area of flow is planned to be conducted along with the measurement of the flow velocity.
- (3) The apron of the drainage sluice is free discharging type and it was designed to be about 80m in length less than it should be.
- (4) The apron of free flow discharging type should have a solid foundation to protect the structure by preventing erosion damage to upstream and downstream channels against weathering of rock and strong torrent. Whether free flow discharging type or energy-dissipating type is best chosen depends on the topographical condition of the forage site, therefore, there would be a comparative study before the final decision was made about the protection for the structure.
- (5) It is considered to be appropriate that the design and construction of the drainage sluice should have a complete study which is based on hydraulic model test before

* 서울産業大學

the type of protection is decided.

- (6) It is much requested that a variety of experiment equipments be installed and observed to study the protection for the drainage sluice.

I. 序 論

이 排水閘門은 流域 1,634km²에서 流入하는 洪水量을 排水할 目的과 潮位 上昇時 鹽水浸入을 防止코져 牙山防潮堤에 設置한것이다. 規模는 總길이가 150m이고 門扇는 나비 10m, 높이 6m 크기의 12連의 鐵扇이며 開閉는 電動式으로 되어 있다.

排水閘門下流의 물받이는 42m의 鐵筋콘크리트이며 이와 連結하여 20m의 돌갈기로 되어 있다. 그러나 1974년에 閘門을 開放하여 排水한바 돌갈기 한部分이 流失되고 地盤이 洗掘되어 콘크리트 물받이部分이 危險하게 되었다.

그러므로 排水閘門은 排水能力도 重要하지만 閘門의 上下流의 地形變動 및 洗掘은 構造物의 安全을 위하여 極히 重大한 問題이다.

특히 下流는 閘門의 位置가 海岸과 接觸으로 閘門下流에 充分한 물받이를 設置할만한 條件을 具備한 地形이 드물다.

即 閘門下流에서 地盤이 急落下되어 물받이의 所 要길이를 確保하기가 어렵거나 또는 이 工事を 施工하기 위한 臨時물막이 같은 工事は 거이 不可能하다.

이와 같은 경우 排水閘門의 물받이의 合理的인 設計나 施工을 如何히 하느냐 하는 問題는 極히 重要한 問題이다. 一般적으로 排水閘門이 設置되는 基礎地盤이 硬固한 岩盤이어서 下流에 물이 放流되어도 洗掘의 念慮가 없는 地形은 좋지만 그렇지 못한 경우는 심각한 問題이다.

그 例로서는 既施工된 牙山排水閘門의 물받이의 洗掘이며 現在施行中인 삼포천 防潮堤의 排水閘門도 크게 問題가 되고 있다. 그러나 多幸이 南陽防潮堤의 排水閘門은 물받이部分이 硬固한 岩盤으로 되어 있어 安全하다.

여기서 取扱코져 하는 것은 牙山防潮堤의 排水閘門의 물받이에 대한 水理設計에 대한 檢討와 實測結果를 分析하여 물받이에서 發生하는 水理現象을 파악하고 이에 대한 對策에 대한 意見을 모으고져 함에 있다.

II. 材料 및 方法

1) 農業振興公社의 排水閘門의 물받이 水理設計資料를 分析하고 이에 대한 水理設計를 檢討하여 異常現象이 發生하는 原因을 究明한다.

가) 農振의 當初設計는 美國開拓局의 實驗公式에 의하여 跳水의 길이를 求하였으며, 露出射流의 길이는 고려하지 않았음.

美國開拓局의 實驗公式

$$l=6.1h_2$$

여기서

l:跳水의 길이

h_2 :跳水後의 水深 여기서는 等流水深으로서 5.29m로 計算해야 하나 閘門 높이 6m를 跳水後의 水深으로 取扱함.

이結果 $l=6.1 \times 6=36.6m$ 여기에 排水閘門턱에서 收縮水深이 發生하는 地點을 6m로 보아 實地 跳水의 길이를 $36.6+6=42.6m$ 로 計算하여 물받이의 길이를 42m로 設計함.

나) 再檢討

閘門높이에 의한 流量을 計算하고 이에 따르는 限界水深이 發生하는 地點까지의 距離를 不等流의 基本方程式에 의하여 計算하였다.

(1) 排水閘門의 通水量 計算

(가) 排水閘門의 通水量은 다음과 같은 資料와 條件下에서 하였다.

① 流量係數(C_d) 0.50, 收縮係數(C_c) 0.58로 하였다. 이들係數는 一般적으로 通水斷面積이 커짐에 따라 작아진다. 그러나 一般水理에서는 普通 流量係數를 0.6, 收縮係數를 0.62를 取하고 있다. 이係數에 대하여는 앞으로 繼續實測하여 確認해야 할 問題이다.

② 收縮水深(h_2) 및 位置, 水深은 收縮係數(C_c) 0.58을 閘門높이의 값에 곱한 값으로 하고 收縮水深이 生기는 位置는 문턱에서 閘門높이와 같은 距離에서 發生하는 것으로 보았다.

(2) 閘門높이에 의한 通水量 計算

① 使用公式

$$q=C_d a \sqrt{2g(h_1-h_2)}$$

표 1.

개문높이에 의한流量

① 內水深 (h_1)	② 개문높이 (a)	③ 收縮水深 (h_2)	④ 水頭差 (h_1-h_2)	⑤ $C_q a$	⑥ $\frac{1}{\sqrt{2g(h_1-h_2)}}$	⑦ 單位나비當 流量⑤×⑥ (q)
7.5m	1.0m	0.58m	6.92m	0.5	11.65	5.83m ³ /sec
"	2.0"	1.16"	6.34"	1.0	11.15	11.15 "
"	3.0"	1.74"	5.76"	1.5	10.65	15.98 "
"	4.0"	2.32"	5.18"	2.0	10.09	20.18 "
"	5.0"	2.90"	4.60"	2.5	9.52	23.81 "
"	6.0"	3.48"	4.02"	3.0	8.92	26.79 "

여기서;

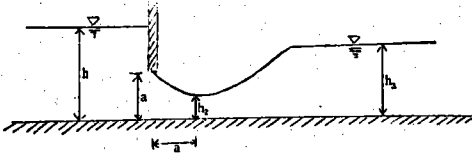
q : 單位나비當 流量

a : 開門높이

h_1 : 內水深으로서 內水位를 實測當時의 水位인 +2.00m, 外水位도 實測當時인 -3.05m일 때로 5.05m

h_2 : 收縮水深으로서 $C_c \times a$ 이며 C_c 는 收縮係數로 0.58를 取함

C_q : 流量係數로서 0.50를 取함



(3) 水面形 計算

(가) 一般事項

물받이가 水平이므로 一般 背水曲線式으로는 分析할수 없으나 不等流의 基本方程式에 manning流速

公式의 $C = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}}$ 를 代入하고 水深에 比하여 바닥나비가 넓어 $R \approx h$ 인 矩形斷面으로 보며 바닥나비를 b 水深을 h , 則하면 $A = bh$, $dA/dh = b$ $Q/b = q$ $i = 0$ (물받이 기울기)를 代入하여 積分하여 求하였다.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - C^2 R A^2}{1 - \alpha \frac{Q^2}{g A^3} \cdot \frac{dA}{dh}}$$

$$= \frac{-n^2 q^2}{(h^3 - \alpha q^2) h^{\frac{10}{3}}}$$

이식을 積分하여 $x=0$ 의 水深을 $h_2(C_c \times a)$, $x=l$ 의 水深은 h 라고 하면

$$l = -\frac{3\alpha}{4gn^2} (h^{\frac{10}{3}} - h_2^{\frac{10}{3}}) - \frac{3}{13n^2 q^2} (h^{\frac{13}{3}} - h_2^{\frac{13}{3}})$$

$\alpha \approx 1.0$ (Energy 補正係數) $n = 0.03$ (河川의 粗度係數)을 代入하여 整理하면

$$l = 84.985 h^{\frac{10}{3}} - \frac{256.41}{q^2} h^{\frac{13}{3}} - (84.985 h_2^{\frac{10}{3}} - \frac{256.41}{q^2} h_2^{\frac{13}{3}})$$

(나) 개문높이에 의한 背水曲線式

표 2.

개문높이에 의한 背水曲線式

개문높이 (a)	收縮水深 (h_2)	單位나비當 流量 (q)	背水曲線式
1.0m	0.58m	5.83m ³ /sec	$l_1 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 7.544h^{\frac{13}{3}} - 41.0620$
2.0"	1.16	11.15 "	$l_2 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 2.0625h^{\frac{13}{3}} - 99.8397$
3.0"	1.74	15.98 "	$l_3 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 1.0041h^{\frac{13}{3}} - 166.8101$
4.0"	2.32	20.18 "	$l_4 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 0.6296h^{\frac{13}{3}} - 236.0373$
5.0"	2.90	23.81 "	$l_5 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 0.4523h^{\frac{13}{3}} - 302.5679$
6.0	3.48	26.79 "	$l_6 = 84.9858h^{\frac{10}{3}} - 0.3573h^{\frac{13}{3}} - 369.4044$

(다) 개문높이에 의한 水面形

표 2에 의한 背水曲線式에 의하여 限界水深이 發

排水閘門 물받이의 水理現象에 關한 研究

生하는 地點까지 의 距離를 計算하면 표3과 같다.

표 3. 개문높이에 의한 限界水深까지의 距離

개문높이 (a)m	限界水深	收縮水深에서 限界水深까지 의 距離	閘門턱에서 限界水深까지 의 距離
1.0	1.56	60.86	61.86
2.0	2.41	81.05	83.05
3.0	3.06	82.85	85.85
4.0	3.58	72.28	76.28
5.0	4.00	53.06	58.06
6.0	4.32	27.96	33.96

2) 實測한 諸資料를 分析하여 水理設計와 比較檢
討한다.

가) 實測한 물받이에서의 流速

(1) 實測條件

① 內水位 +2.00m, 外水位 -3.05m時 測定하였
음. 即 內外水位差는 5.05m인 狀態인

표 4. 閘門을 1m 開放하였을 때의 流速

閘門 番 號	3	4	5	7	8	9	10	11	12	平 均
流 速(m/sec)	6.50	8.07	8.65	8.58	8.23	6.96	8.43	8.63	8.77	8.09

표 5. 閘門을 2m 開放하였을 때의 流速

閘門 番 號	1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	平 均
流 速(m/sec)	6.86	7.37	8.41	6.96	8.64	7.63	8.07	8.91	8.70	8.84	7.39	7.98

나) 實測한 同一條件下에서의 背水曲線과 水理計
算

(1) 개문높이 1m, 2m일 때의 流量은 표 6과 같
다.

표 6. 開門 높이에 의한 流量

① 內 水 深 (h_1)	② 開門 높이 (a)	③ 收縮水深 (h_2)	④ 水 頭 差 ($\Delta h = h_1 - h_2$)	⑤ $C_d a$	⑥ $\sqrt{2g(h_1 - h_2)}$	⑦ 單位나비當 通水流量流速 ⑤ × ⑥ (q)
5.05 m	1.0 m	0.58 m	4.47 m	0.5	9.36	4.68 m ³ /sec
5.05 m	2.0 m	1.16 m	3.89 m	1.0	8.73	8.73 m ³ /sec

(2) 開門높이 1m, 2m일 때의 背水曲線式은 표 7과 같다.

표 7. 開門 높이에 의한 背水曲線式

開門 높 이 (a)	收縮水深 ($h_2 = C_d a$)	單位나비當 流 量 (q)	背 水 曲 線 式 (l)
1.0m	0.58m	4.68m ³ /sec	$l_1 = 84.9858h^{\frac{3}{2}} - 11.707h^{\frac{5}{2}} - 36.556$
2.0m	1.16m	8.73m ³ /sec	$l_2 = 84.9858h^{\frac{3}{2}} - 3.364h^{\frac{5}{2}} - 101.68154$

(3) 開門높이에 의한 水面形; 표6에서 水門을 1.0 m, 2.0m를 열었을때에 内外水位差 4.47m, 3.89m, 通水流量 4.68m³/sec, 8.73m³/sec일 때 표7의 背水 曲線式으로 水面形을 計算한바 표8 및 표9와 같다.

표 8. 開門높이 1.0m 일때 水面形

① 内外水位差 (m)	② 개문높이 (m)	③ 單位나비 當通水量 (m ³ /sec)	④ 水 深 (h) m	⑤ h ³	⑥ 84.9858 × h ³	⑦ h ³	⑧ -11,707 × h ³
4.47	1.00	4.68	(0.58)	—	—	—	—
"	"	"	0.60	0.50606	43,008	0.10931	-1,280
"	"	"	0.70	0.62153	52,821	0.21319	-2,496
"	"	"	0.80	0.74266	63,116	0.38024	-4,451
"	"	"	0.90	0.86894	73,848	0.63346	-7,416
"	"	"	1.00	1.0000	84,986	1.0000	-11,707
"	"	"	1.10	1.1355	96,501	1.5114	-17,694
"	"	"	1.20	1.2752	108,374	2.2035	-25,796
"	"	"	1.31	1.4334	121,819	3.2224	-37,725
"	"	"	1.40	1.5662	133,105	4.2976	-50,312
"	"	"	1.50	1.7171	145,929	5.7951	-67,843
"	"	"	1.60	1.8714	159,042	7.6652	-89,736
"	"	"	1.70	2.0289	172,428	9.9681	-116,697

⑨	⑩ l = ⑥ + ③ + ⑨	⑪ 水面의 水平거리 ② + ⑩	⑫ 平均流速 (V) ③ / ④	⑬ 限界水深 h _c = (αq ² / g) ^{1/3} (m)	⑭ 限界流速 V _c = q / h _c m/sec	⑮ 等流水深 h ₀ = (0.6q) ^{3/5} (m)	⑯ 等流速 V ₀ = q / h ₀ (m/sec)
-36,556	—	—	8.07	1,307	3.58	1,858	2.52
—	—	—	8.07	1,307	3.58	1,858	2.52
-36,556	5,172	6,172	7,800	"	"	"	"
"	13,769	14,769	6,686	"	"	"	"
"	22,109	23,109	5,850	"	"	"	"
"	29,876	30,876	5,200	"	"	"	"
"	36,723	37,723	4,680	"	"	"	"
"	42,251	43,251	4,255	"	"	"	"
"	46,022	47,022	3,900	"	"	"	"
"	47,538	48,538	3,573	"	"	"	"
"	46,237	47,237	3,343	"	"	"	"
"	41,530	42,530	3,120	"	"	"	"
"	32,750	33,750	2,925	"	"	"	"
"	19,175	20,175	2,753	"	"	"	"

표 9. 開門높이 2.0m 일때 水面形

① 内外水位差 (m)	② 개문높이 (m)	③ 單位나비 當通水量 (m ³ /sec)	④ 水 深 (h) (m)	⑤ h ³	⑥ 84.9858 × h ³	⑦ h ³	⑧ -3.364 × h ³
3.89	2.00	8.73	1.16	—	—	—	—
"	"	"	1.20	1.2752	108,374	2.2035	-7.413
"	"	"	1.30	1.4188	120,578	3.1171	-10,486
"	"	"	1.40	1.5662	133,105	4.2976	-14,457
"	"	"	1.50	1.7171	145,929	5.7951	-19,495
"	"	"	1.60	1.8714	159,042	7.6652	-25,786
"	"	"	1.70	2.0289	172,428	9.9681	-33,533

"	"	"	1.80	2.1896	186,085	12,770	-42,940
"	"	"	1.90	2.3533	199,997	16,141	-54,298
"	"	"	1.98	2.4863	211,300	19,299	-64,977
"	"	"	2.10	2.6892	228,544	24,905	-83,780
"	"	"	2.20	2.8613	243,170	30,467	-102,491
"	"	"	2.30	3.0360	258,017	36,939	-124,261
"	"	"	2.40	3.2133	273,085	44,421	-149,437
"	"	"	2.50	3.3930	288,357	53,016	-178,346
"	"	"	2.60	3.5752	303,841	62,837	-211,384
⑨ -101.68154	⑩ $l=⑥+⑧$ (m)	⑪ 水面的 水平거리 ②+⑩	⑫ 平均流 速 (V) ③/④	⑬ 限界水深 $h_c = (\frac{\alpha q^2}{g})^{\frac{1}{3}}$ (m)	⑭ 限界流速 $V_c = \frac{q}{h_c}$ (m/sec)	⑮ 等流水深 $h_0 = (0.6q)^{\frac{2}{3}}$ (m)	⑯ 等流速 $V_0 = \frac{q}{h_0}$ (m/sec)
-	-	-	7.53	-	-	-	-
-101.68154	-0.721	1,279	7,275	1,981	4.41	2.70	3.23
"	8,410	10,410	6,715	"	"	"	"
"	16,966	18,966	6,236	"	"	"	"
"	24,752	26,752	5,820	"	"	"	"
"	31,574	33,574	5,456	"	"	"	"
"	37,213	39,213	5,133	"	"	"	"
"	41,445	43,445	4,850	"	"	"	"
"	44,017	46,017	4,595	"	"	"	"
"	44,696	46,696	4,409	"	"	"	"
"	43,082	45,082	4,157	"	"	"	"
"	38,997	40,997	3,968	"	"	"	"
"	32,072	34,072	3,796	"	"	"	"
"	21,971	23,971	3,638	"	"	"	"
"	8,327	10,327	3,492	"	"	"	"
"	-	-	3,358	"	"	"	"

3) 限界水深 및 流速計算

限界水深 h_c 는 矩形斷面이므로

$$h_c = (\frac{\alpha q^2}{g})^{\frac{1}{3}} \text{로 計算함}$$

여기서 α : Energy補正係數로 $\alpha \approx 1.0$

q : 單位나비當 流量(m^3/sec)

g : 重力加速度 ($9.8m/sec^2$)

限界流速 V_c 는

$$V_c = \frac{q}{h_c} \text{로 計算하였으며 이 둘 計算값은}$$

표 8, 9와 같다.

4) 물받이 下流의 等流水深과 等流速의 計算

等流水深 h_0 는 manning公式를 使用하여

$$q = h_0 \frac{1}{n} h_0^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \text{로 計算함}$$

$$\text{即 } h_0 = (\frac{nq}{I^{\frac{1}{2}}})^{\frac{3}{5}}$$

여기서 I : 水面傾斜이며 $1/400$ 로 보았음

n : 河川의 粗度係數이며 0.03을取함

等流速 V_0 는

$V_0 = \frac{q}{h_0}$ 로 計算하였으며 이 둘 計算값은 표 8, 9와 같다.

3. 結果 및 考察

1) 當初 물받이에 대한 檢討

가) 當初 물받이의 水理計算은 美國開拓局의 實驗公式에 의한 跳水の 길이만을 計算하고 露出射流에 대한 길이를 고려하지 않고 42m로 設計하였다.

나) 개문높이에 의하여 限界水深이 發生하는 地點까지의 거리를 不等流의 基本方程式에 의하여 計算한 바 표 3과 같이 개문을 3.0m하였을 85.85m에서 發生하고 6.0m를 完全이 여러쌀 때가 34.0m에서 發生하였다.

閘門을 1.0m열었을 때가 61.86m이다. 이 結果가 장 물받이의 길이가 길어야 하는 경우는 3.0를 여

렸을 때이고 가장 짧은 거리는 6.0m를 完全이 開放한 경우 이므로 排水閘門을 開放하여 물받이의 安全을 도모하기 위하여는 完全이 開放된 경우이다. 그러나 6.0m를 完全이 開放하기 위해서는 3.0m 開放하는 過程을 거쳐야 하므로 물받이의 길이는 最小限 90m程度가 必要한 것이다.

2) 實測한 資料와 同一한 條件下에서의 計算과의 比較 檢討

가) 實測한 同一條件下에서 流出量, 流速, 限界流速, 等流速, 水面形을 計算한 것은 II項의 材料 및 方法에 記述한 바와 같이 표8, 9와 같으며 이에 대하여 分析하면 다음과 같다.

(1) 閘門을 1.0m 開放하였을 때

① 單位幅當 通水量은 $4.68\text{m}^3/\text{sec}$ 이고 限界水深은 1.31m이며 限界流速은 $3.58\text{m}/\text{sec}$ 이다. 等流水深은 1.86m이고 等流速은 $2.52\text{m}/\text{sec}$ 이다.

② 收縮水深은 閘門턱에서 개문높이와 같은 1.0m 下流地點에서 發生한다고 보며 收縮係數를 0.58로 보아 收縮水深은 0.58m이며 이 때의 流速은 $8.07\text{m}/\text{sec}$ 로서 限界流速 $3.58\text{m}/\text{sec}$ 보다 $4.50\text{m}/\text{sec}$ 가 빠른 速度로서 甚한 射出流 狀態이다.

③ 收縮水深보다 0.02m 높은 水深 0.60m의 地點은 문턱에서 6.17m나 떠러진 地點이며

④ 收縮水深보다 0.12m가 높은 水深인 0.70m 地點은 문턱에서 約 15m 된다.

⑤ 水深이 收縮水深보다 0.42m 높은 1.0m 地點은 문턱에서 約 38m 된다.

⑥ 限界水深은 收縮水深 0.58m보다 0.73m 높은 1.31m이며 이 地點은 문턱에서 約 48.54m 된다.

即 49m 區間은 甚한 射流 狀態로서 Concrete 構造物이 아니고는 물받이가 견디기 어려운 狀態며 計劃單位幅當 排水量이 $20.58\text{m}^3/\text{sec}$ 에 比하여 不過 23%인 $4.68\text{m}^3/\text{sec}$ 가 通水할 경우에 이와 같은 水理 現象이 發生하므로 跳水 區間을 여기에 加算해야 하기 때문에 現施設인 42m의 물받이로써는 維持하기가 極히 어렵다.

(2) 閘門을 2.0m 開放하였을 때

① 單位幅當 通水量은 $8.73\text{m}^3/\text{sec}$ 이고 限界水深은 1.98m이며 限界流速은 $4.41\text{m}/\text{sec}$ 이다. 等流水深은 2.70m이고 이 때의 等流速은 $3.23\text{m}/\text{sec}$ 이다.

② 收縮水深은 閘門턱에서 下流로 개문높이와 같은 2.0m 地點에서 發生한다고 보며 收縮水深은 개문높이의 收縮係數 0.58배인 1.16로 計算하였으며 이 때의 流速은 $7.53\text{m}/\text{sec}$ 로서 限界流速 $4.41\text{m}/\text{sec}$ 보다

$3.12\text{m}/\text{sec}$ 가 빠른 速度로서 射出流 狀態이다.

③ 收縮水深 1.16m보다 0.04m 높은 1.20m의 水深은 收縮水深이 發生하는 地點보다 0.7m 안쪽인 1.30m 地點에서 發生하는 結果가 나타나 射出 狀態이지만 若干 異常現象이다. 이는 水位差가 3.89m이고 收縮水深과 不過 0.04m 差異밖에 없는 것으로 收縮水深이 나타나는 位置의 가정이 正確치 못하다는 것으로 判斷된다.

④ 收縮水深보다 0.14m 높은 水深인 1.30m 地點은 閘門턱에서 10.41m 떠러진 곳이며 收縮水深이 發生하는 地點보다 8.41m 떠러진 地點으로서 이 경우 1.0m 문을 열었을 때와 같이 甚한 射流 狀態임을 알 수 있다.

⑤ 水深이 1.40m인 地點은 문턱에서 19.0m 떠러진 곳이며 水深이 1.50m인 地點은 문턱에서 26.75m나 떠러진 곳으로 射流 狀態로서 流下하고 이 때의 流速은 各各 $6.24\text{m}/\text{sec}$, $5.82\text{m}/\text{sec}$ 로서 急流이다.

⑥ 限界水深인 1.98m가 發生하는 位置는 문턱에서 46.70m 떠러진 地點으로서 收縮水深 1.16m보다 不過 0.82m 높은 水深이 이와 같이 먼 거리에 있음을 알 수 있다. 이 區間이 露出射流을 나타내는 區間이며 여기부터 跳水 現象이 發生하는 것으로 여기까지 바닥 保護工이 必要한 것이다.

나) 實測한 流速의 分析

(1) 閘門을 1.0m 開放 하였을 때

① 閘門을 1.0m 열었을 때에는 1, 2, 및 6號의 排水閘門을 除外한 9個排水閘門을 開放하고 各閘門 別로 流速을 測定하였다.

② 3號閘門에서는 $6.50\text{m}/\text{sec}$ 의 流速으로 9個閘門中 最低流速이며 9個閘門의 平均값 $8.09\text{m}/\text{sec}$ 보다 $1.59\text{m}/\text{sec}$ 나 작은 低流速이었으며 12號閘門이 $8.77\text{m}/\text{sec}$ 로 最低流速인 3號閘門보다 $2.27\text{m}/\text{sec}$ 나 빠른 流速이었다. 이 原因은 3號閘門은 圓管리쪽으로 陸地와 接하고 있으며 12號閘門은 防潮堤와 接한 部分으로서 水流가 一定치 않고 對岸과 接한 3號閘門의 通水量이 작은 結果로서 流速도 低下된 것이다.

③ 6號閘門은 고장으로 開放하지 못하고 實測한 바 그와 隣接한 5號 7號閘門에서 各各 $8.65\text{m}/\text{sec}$, $8.58\text{m}/\text{sec}$ 로 12號閘門 다음으로 高流速이 었다.

(2) 閘門을 2.0m 開放 하였을 때

① 이 경우는 高장인 6號閘門만 開放하지 않고 12連中 11連全體를 開放하고 各閘門 別로 流速을 測定하였다.

② 이 경우는 閘門을 1.0m 開放하였을 때와 같이

最低流速은 對岸쪽인 권관리쪽의 1號閘門에서 發生하였으며 그流速은 6.86m/sec이며 平均流速 7.98m/sec에 比하여 1.12m/sec나 低流速이다.

③ 그러나 最大流速은 1.0m를 開放하였을 경우와는 달리 12號閘門에서 發生하지 않고 9, 10, 11號閘門에서 發生하였으며 全體를 開放하였을 경우는 防潮堤에 直接 接한 곳보다 한칸 떠러진 곳을 알 수 있다.

6) 各流速의 實測값과 計算값과의 比較

各流速을 總括한바 표-7과 같으며 이에 대하여 分析하면

① 開門을 1.0m 하였을 때의 流速은 2.0m開門하였을 때보다 流速이 빠르다 이는 同一한 水位差에서 實行한 것인 結果이다.

② 開門을 1.0m 하였을 때 收縮地點의 計算上的流速은 8.07m/sec이고 實測平均流速은 8.09m/sec로 거의 같으며 發生하나 27m까지의 計算上的 平均流速은 7.10m/sec로 實測한 流速보다 0.99m/sec 約 1m/sec가 計算값이 작다. 이 原因은 C_d 값이나 C_c 값의 가정關係도 있겠지만 實測流速이 表面流速이기 때문 이라고도 思料된다.

③ 開門을 2.0m하였을 때에는 收縮地點의 計算上的 流速이 7.53m/sec로 實測한 流速 7.98m/sec보다 0.45m/sec가 低流速이며 27m地點까지 計算上 平均流速 6.72m/sec는 實測流速보다 1.26m/sec나 低流速으로서 1.0m開門하였을 경우보다 던큰 差異가 生겼다. 이 原因은 ② 項에서 記述한 原因에 實測한 表面流速이 平均流速보다도 던 差異가 있기 때문이라 생각된다.

표 10. 流速總括表 (單位: m/sec)

區 分	計 算 上 的 값				實測平均流速
	收縮地點流速	27m까지의 平均流速	限 界 流 速	等 流 速	
開門1.0m	8.07	7.10	3.58	2.52	8.09
開門2.0m	7.53	6.72	4.41	2.70	7.98

4. 結 論

本研究은 물받이에서의 水理現象을 把握하여 合理的이며 經濟的인 構造物을 設置하고자 한것이며 排水閘門의 물받이는 바다와 接하므로 充分히 設置할만한 條件을 具備한 地形이 드물다. 그러므로 앞으로 排水閘門의 通水量 能力도 重要한 問題이지만 물받이도 地形條件에 맞는 安全하고 經濟的인 型式을 찾아야하며 水理實驗을 통하여 充分한 研究와 比較檢討가 뒤따라야 할것이다.

1) 實測한 條件下에서 計算값과 實測한 流速을 比較한바 實測값이 다소 크나 本文에서 지적한 原因으로 보아 計算上的 가정값이 어느 程度 合理的이라 생각된다.

2) 實測값은 流速만 하고 流水斷面積을 實測하지 못하여 流量係數를 實地 算出치 못하여 크게 아쉬우며 앞으로 이와 같은 重要하고 規模가 큰 施設에는 반드시 計器施設이 充分히 뒤따라야만이 되겠으며 現地에 設置한 水位測定施設은 補完이 必要하다

3) 물받이는 放流型으로 되어 있으나 이는 充分한 所要길이 가 要하게 되어 이地域은 이와 같은 水平 물받이 型式이면 90m餘가 必要하다.

4) 放流式 물받이의 경우는 基礎岩盤이 硬固하여

風化나 甚한 水流에도 洗掘作用이 發生하지 않는 基礎라야 하며 一般的인 地形에서는 鎮水池의 型式을 고려하여 畚이 바라직 하며 물받이의 設計는 充分한 檢討, 研究가 必要하며 水理實驗을 實施하여 經濟的인 面과 技術的인 面을 比較檢討 해야 할것이다.

引 用 文 獻

1. 安守漢著(1976) 水理學 pp.131~pp.154
2. 崔榮博外人共著(1974) 水理學 pp.230~pp.285
3. 李熙榮外人共著(1974) 新制水理學 pp. 201~pp.204
4. 李熙榮(1972) 排水閘門能力과 地形變動에 관한 研究
5. 李熙榮(1975) 排水閘門能力과 排水閘門下流의 地形變動에 관한 研究 pp.19~pp.30
6. 農振(1974) 아산배수 감문보호공 대책 pp.11~pp.39
7. S.M. Wood ward(1959) Hydraulics of steady Flow in Open Channels pp.28~pp.35
8. V.T. Chow(1962) Open Channele Hydraulics pp. 363~pp.373
9. 荒木正夫外人共著(1968) 水理學演習下卷 pp.39~pp.42
10. 土木學會(1969) 設計 Data Book pp.391