

單位流量圖와 排水閘門 斷面 및 防潮堤 築造曲線 決定을 위한 潮速計算

Calculation of Unit Hydrograph from Discharge Curve, Determination of Sluice Dimension and Tidal Computation for Determination of the Closure curve

崔 貴 烈

Summary

During my stay in the Netherlands, I have studied the following, primarily in relation to the Mokpo Yong-san project which had been studied by the NEDECO for a feasibility report.

1. Unit hydrograph at Naju

There are many ways to make unit hydrograph, but I want explain here to make unit hydrograph from the actual run of curve at Naju. A discharge curve made from one rain storm depends on rainfall intensity per hour. After finding hydrograph every two hours, we will get two-hour unit hydrograph to divide each ordinate of the two-hour hydrograph by the rainfall intensity.

I have used one storm from June 24 to June 26, 1963, recording a rainfall intensity of average 9.4 mm per hour for 12 hours. If several rain gage stations had already been established in the catchment area above Naju prior to this storm, I could have gathered accurate data on rainfall intensity throughout the catchment area. As it was, I used the automatic rain gage record of the Mokpo meteorological station to determine the rainfall intensity.

In order to develop the unit hydrograph at Naju, I subtracted the basic flow from the total runoff flow. I also tried to keep the difference between the calculated discharge amount and the measured discharge less than 10%. The discharge

period of an unit graph depends on the length of the catchment area.

2. Determination of sluice dimension

According to principles of design presently used in our country, a one-day storm with a frequency of 20 years must be discharged in 8 hours. These design criteria are not adequate, and several dams have washed out in the past years.

The design of the spillway and sluice dimensions must be based on the maximum peak discharge flowing into the reservoir to avoid crop and structure damages. The total flow into the reservoir is the summation of flow described by the Mokpo hydrograph, the basic flow from all the catchment areas and the rainfall on the reservoir area. To calculate the amount of water discharged through the sluice(per half hour), the average head during that interval must be known. This can be calculated from the known water level outside the sluice(determined by the tide) and from an estimated water level inside the reservoir at the end of each time interval. The total amount of water discharged through the sluice can be calculated from this average head, the time interval and the cross-sectional area of the sluice. From the inflow into the reservoir and the outflow through the sluice gates I calculated the change in the volume of water stored in the reservoir at half-hour intervals. From the stored volume of water and the known storage capacity of the

reservoir, I was able to calculate the water level in the reservoir. The Calculated water level in the reservoir must be the same as the estimated water level. Mean stand tide will be adequate to use for determining the sluice dimension because spring tide is worse case and neap tide is best condition for the result of the calculation

3. Tidal computation for determination of the closure curve.

During the construction of a dam, whether by building up of a succession of horizontal layers or by building in from both sides, the velocity of the water flowing through the closing gap will increase, because of the gradual decrease in the cross sectional area of the gap. I calculated the velocities in the closing gap during flood and ebb for the first mentioned method of construction until the cross-sectional area has been reduced to about 25% of the original area, the change in tidal movement within the reservoir being negligible. Up to that point, the increase of the velocity is more or less hyperbolic.

During the closing of the last 25% of the gap, less water can flow out of the reservoir. This causes a rise of the mean water level of the reservoir. The difference in hydraulic head is then no longer negligible and must be taken into account.

When, during the course of construction, the submerged weir become a free weir the critical flow occurs. The critical flow is that point, during either ebb or flood, at which the velocity reaches a maximum. When the dam is raised further, the velocity decreases because of the decrease in the height of the water above the weir.

The calculation of the currents and velocities for a stage in the closure of the final gap is done in the following manner:

Using an average tide with a negligible daily

quantity, I estimated the water level on the upstream side of the dam (inner water level). I determined the current through the gap for each hour by multiplying the storage area by the increment of the rise in water level. The velocity at a given moment can be determined from the calculated current in m^3/sec , and the cross-sectional area at that moment. At the same time from the difference between inner water level and tidal level (outer water level) the velocity can be calculated with the formula $h = \frac{V^2}{2g}$ and must be equal to the velocity determined from the current. If there is a difference in velocity, a new estimate of the inner water level must be made and entire procedure should be repeated. When the higher water level is equal to or more than 2/3 times the difference between the lower water level and the crest of the dam, we speak of a "free weir."

The flow over the weir is then dependent upon the higher water level and not on the difference between high and low water levels. When the weir is "submerged", that is, the higher water level is less than 2/3 times the difference between the lower water and the crest of the dam, the difference between the high and low levels being decisive.

The free weir normally occurs first during ebb, and is due to the fact that mean level in the estuary is higher than the mean level of the tide in building dams with barges the maximum velocity in the closing gap may not be more than 3m/sec. As the maximum velocities are higher than this limit we must use other construction methods in closing the gap. This can be done by dump-cars from each side or by using a cable way.

I. Unit graph 作成方法

1. 序 論

Unit graph 를 만드는 方法은 여기서 論하는

Table 1

2-hour unit graph 作成

平均時雨量 9.4mm 12時間繼續

時間	(a) 2	(b) 4	(c) 6	(d) 8	(e) 10	(f) 12	(g) 計	(h) 實地測定量	差
0	0						0	0	
2	(5) 4.7								
4	(9) 9.4	0 4.7					4.7	5	-0.3
6	(16) 19.8	(5) 9.4	0 4.7				14.1	14	+0.1
8	(70) 65	(9) 19.8	(5) 9.4	0 4.7			33.9	30	+3.9
10	(230) 189	(16) 65	(9) 19.8	(5) 9.4	0 4.7		98.9	100	-1.1
12	(315) 392	(70) 189	(16) 65	(9) 19.8	(5) 9.4	0 4.7	287.9	330	-42.1
14	(570) 499	(230) 392	(70) 189	(16) 65	(9) 19.8	(5) 9.4	679.8	645	+34.8
16	473	499	392	189	65	19.8	1,074.2	1,210	-135.8
18	411	473	499	392	189	65	1,637.8	1,800	-162.2
20	340	411	473	499	392	189	2,029.0	2,210	-181.0
22	284	340	411	473	499	392	2,304	2,280	+24
24	251	284	340	411	473	499	2,399	2,260	+139
26	212	251	284	340	411	473	2,258	2,200	+58
28	188	212	251	284	340	411	1,971	2,070	-99
30	151	188	212	251	284	340	1,186	1,890	-204
32	128	151	188	212	251	284	1,426	1,550	-124
34	108	128	151	188	212	251	1,214	1,250	-36
36	89	108	128	151	188	212	1,038	1,030	+8
38	71	89	108	128	151	188	876	850	+20
40	56	71	89	108	128	151	735	710	+25
42	47	56	71	89	108	128	613	580	+33
44	36	47	56	71	89	108	509	480	+29
46	24	36	47	56	71	89	417	410	+7
48	18	24	36	47	56	71	333	340	-7
50	9.4	18	24	36	47	56	252.1	280	-28
52	0	9.4	18	24	36	47	190.4	200	-9.6
54		0	9.4	18	24	36	134.4	160	-25.6
56			0	9.4	18	24	87.4	120	-32.6
58				0	9.4	18	51.4	80	-28.6
60					0	9.4	27.4	50	-22.6
62						0	9.4	19	-0.6
						0	0	0	

方法外에 流域內의 여러가지 狀態에서 公式으로 誘導하는 方法이 있었다. 그러나 여기서 論하려는 方式은 流域內의 降雨記錄과 河川의 流出量 記錄을 가지고 unit graph를 만들어 내는 것이다. 一定한 土質과 傾斜 그리고 林相, 河川延長을 가지고 있는 流域에서 흘러나오는 물은 여러가지 降雨強度에 따라 흘러나오는 流出率이 比例

的으로 달라진다. 그러므로 1回の 降雨度를 알고 그 降雨에 對한 流出量曲線을 알 수 있었으면 그 流出曲線은 降雨의 果積流下의 和이므로 이것을 一定한 時間의 hydrograph로 만들어 合치는 것과 測定한 流出曲線의 數値가 1割 内外가 되도록 計算을 反復한 다음 그 hydrograph의 橫距를 降雨強度로 나누면 그것이 곧 unit graph

Table 2.

時間	9.4mm graph	1mm unitgraph	時間	9.4mm graph	1mm unitgraph
0	0	0	28	188	20.0
2	4.7	0.5	30	151	16.0
4	9.4	1.0	32	128	13.6
6	19.8	2.1	34	108	11.5
8	65	6.9	36	89	9.4
10	189	20.1	38	71	7.5
12	392	41.7	40	56	6.0
14	499	53.0	42	47	5.0
16	473	50.3	44	36	3.8
18	411	43.3	46	24	2.6
20	340	36.2	48	18	1.9
22	284	30.2	50	9.4	1.0
24	251	26.7	52	0	0
26	212	22.5			

의 曲線이 된다. 勿論 unit hydrograph 를 만들기 前에 流出量曲線에서 基底流量(basic flow)을 빼고 計算하여야 함은 두말할 必要도 없다. 이 unit graph 를 만드는 目的은 50年이나 100年의 降雨頻度を 設計에 適用할때 unit graph 의 橫距에 上記降雨強度를 乘하고 降雨의 繼續되는 時間동안의 2-hour hydrograph 를 計算하여 合치면 그 曲線이 即 50年이나 100年 頻度の 降雨에 對한 總流出曲線이 되므로 이 曲線에 依한 地區內 被害가 最少限度가 되도록 水文處理를 하는데 있다.

2. 計算方法

Fig 1 에서 볼수있는것 과같이 羅州上流에서 1963年 6月 24日 午前 零時부터 時雨量 3.5mm, 9.4mm, 12.2mm, 13.2mm, 11mm, 6.8mm 가 12時間 동안에 있었는데 이의 平均時雨量은 9.4mm 이다. 그리고 羅州橋에서의 每時間마다 測定하여 얻은 流出量曲線도 fig 1.에 있다. 이 流出量曲線에서 basic flow를 빼서 每2時間마다의 秒當 流出量을 Table 1의 實地測定量(b)欄에 記入하고 그 다음 2-hour hydrograph 를 縱列로 羅列한 (a)(b)(c)(d)(e)(f)가 똑같은 數字가 되도록 計算한다. 예를 들면 橫欄(1)은 (f)欄의 數字가 (a)欄에 오고 (2)欄은 (h)欄 14에서 (a)欄의 5에서, 다음 (b)欄에 온 5를 뺀 9가 (a)欄의 값이 되며 (3)欄은 (f)欄40에서 既知의

5와 9를 뺀 16이 (a)欄에 오게 되며 (4)欄을 330에서 亦是 既知의 5, 9, 16을 뺀 70이 된다 Table 1의 ()內에 表示된 것과 같이 (5) (6) (7)欄도 같은 方法으로 計算할 수 있으며 또 繼續해서 計算을 해가면 理論上으로는 妥當하지만 實地에 있어서는 乃終에 가면 數가 規則的이 못되고 增加했다가 減少하고 다시 增加하는 不規則한 數值가 되므로 이러한 hydrograph 는 있을 수 없는 것이다. 그래서 (a)欄에 어떠한 假想數字를 넣어서 이것을 (b)(c)(d)(e)(f)欄에 記入하여 橫欄을 보탠 (g)를 얻게 되는데 이 數字와 (h)欄과의 差異가 1割内外가 되도록 할 것이며 또한 (a)欄의 數字가 漸次 增加하여 最大值에 이른 다음 漸漸 그 數值가 줄어들어서 0이 되도록 되어야 함은 勿論 Fig. 2에서 結果적으로 얻은 것과 같이 graph 는 Smooth 하여야 한다. 萬一 이러한 曲線이 안되면 이러한 Smooth 한 曲線이 될때까지 計算을 몇番이고 反復하여야 된다. 이리하여 얻은 (a)(b)(c)(d)(e)(f)欄은 9.4mm의 同一한 曲線이 되므로 이中 한 欄 即 (a)欄의 各欄을 9.4로 나누어 Table 2에서 보는 바와 같은 2-hour 1mm unit graph 를 얻을 수 있으며 이것을 Fig. 2에 그려놓았다.

II. 排水閘門 能力 計算方法

1. 序 論

여기서 論하는 것은 主로 排水閘門 能力을 計算하는 것이지만 이 方法은 貯水池 餘水吐斷面을 計算하는데도 適用될 수 있다. 即 餘水吐나 排水閘門을 設置하려고 하는 位置에서 우리가 設計하려는 降雨頻도에 對한 流出量曲線을 얻을 수가 있으면 所要斷面을 計算해낼 수가 있다. 餘水吐와 排水閘門의 計算方法이 다른 것은 餘水吐는 外水의 影響이 없고 排水閘門은 外水인 潮水의 影響을 받아 恒常 變動하고 있다는 點이다. 우리가 流出曲線과 內地區 即 貯水池나 潮游池의 堪水能力을 알고 있으면 計算法을 만들어서 計算하면 되는데 어떠한 斷面으로 定하여야 하는냐의 問題는 內地區와 工作物 그리고 農作物의 被害가 最少限度가 되는 排水閘門斷面이어야 한다. 餘水吐의 工事費 또한 最少限度가 되는 斷面이 理想的인 斷面이 된다. 排水閘門能力 計

算을 위해 어떠한 種類의 潮汐을 使用하느냐 하는 問題는 筆者가 計算해 본 經驗으로 보아 同一한 排水斷面에 있어서 排水能力이 第一 나쁜 것이 Spring Tide(大潮)이며, 第一 좋은 것이 Neap Tide(小潮)이다. 그러므로 Spring Tide 와 Mean Tide, Neap Tide 를 全部 計算하여 보는 것도 좋지만 平均的이며 代表格이 Mean Stand Tide(中標準潮) 하나만을 가지고 計算하면 足하다고 여기는 바이다.

2 計算方法

먼저 unit graph 에서 우리가 設計에 適用하려는 降雨頻度에 對한 降雨強度를 알고 있으면 每 2時間마다의 降雨強度에 unit graph 를 곱해야 그것이 繼續되는 동안의 和를 만들고 그 數值에다 basic flow 를 더 하여야 總 流出曲線을 Fig. 3과 같이 만든다. 그래서 이 數值를 Table 3의 (3)欄의 그 時刻에 記入한다. 그다음 防濶堤完成後 地區內의 堪水能力計算을 하는데 各標高別 堪水能力을 Fig. 4와 같이 만든다. 이것은 地區內面積이 沈下될 것을 豫想하고 만든 것과 現地盤 그대로 堪水할 수 있는 것과 두 가지를 만들었는데 우리는 어디까지나 沈下後의 堪水能力을 使用하여야 될 것이다. 그 다음 만들어야 할 것은 fig 5와 같은 Mean Stand Tide Curve 이다. 이것은 몇 年 동안의 Mean Tide 를 平均해서 얻어지는 Tide Curve 이다. 이러한 基礎資料가 全部 얻어지면 Table 3과 같이 計算을 해 가지고 內水位의 變動하는 狀態를 Fig 5에 그려가면 된다. 여기서 降雨가 Fig 5에서 보는 바와 같이 第一 낮은 low Tide 에서 始作했다고 假定하고 그 다음 그 비가 始作할 當時의 內地區의 平水位를 0m로 定한 다음 Table 3의 (3)欄에서 0과 2時間의 瞬間的인 秒當流入量이 各各 268m³와 288m³이므로 이것의 平均値를 (4)欄에 쓰고 2時間 동안의 總 流入量은 (5)欄의 2.0×10⁶m³가 된다. 이것은 또한 2時間 동안의 累加流入量이기도 하다. 다음 Fig 4에서 2×10⁶m³ 때의 水位가 얼마나 높아졌나를 본다. 그러나 이것은 水位에 큰 變動이 없으므로 無視하고 그다음 같은 方法으로 4, 6, 8, 10...의 順序로 計算하여 가면서 Fig. 5에 그려가면 비가 始作해서 22時 30분만

에 內水位와 外水位가 同一해지고 그로 부터는 外水位가 內水位보다 낮아짐으로 內地區에 잠겨 있는 물을 排水門을 열어서 排除할 수 있다. 그 다음 計算點은 23時가 되는데 30分 동안의 流入量과 그 前까지의 累加流入量 40.55×10⁶m³을 合해서 41.02m³가 된다. 그다음 22時30分 때의 內水位 1.22m에서 內地區에 流入되면서 30分間 排水門을 통해 排除됨으로 23時때의 內地區水位를 처음 121cm를 假定 計算한다. 그래서 2時間 동안의 平均水位를 1.22m로 하고 그다음 22時 30分과 23時 當時의 外水位를 Fig. 5에서 各各 알아내어 이의 平均値를 (10)欄에서 求하고 (8)欄에서 (10)欄을 빼면 速度水頭를 얻을 수 있다. 그래서 (12)欄에서 볼 수 있는 바와 같이 $V=C\sqrt{2gh}$ 에서 h를 알게 되므로 V를 計算할 수 있다. C는 排水閘門과 前後流入狀態에 따라 달라지는 係數이나 여기서는 0.9를 使用하였다. 또 排水閘門은 Sill을 -5m에 두고 그기리가 50m이므로 0 以下의 排除面積이 250m²이고 이 面積에다 內地區水位만큼의 排除面積을 合한 것이 總 排除面積이 된다. 이 數字를 (13)欄에 記入하고 (12)와 (13)을 곱하면 30分 동안의 平均 秒當 流出量이 (14)欄과 같이 394m³가 된다. 이것은 秒當 流出量이므로 1,800秒를 곱하면 30分 동안 排除된 量이 나오게 되며 그래서 (6)欄의 內地區累積容量 41.02×10⁶m³에서 (15)欄의 30分間 排除量 0.885×10⁶m³를 控除하면 40.14×10⁶m³가 된다. 이 量은 그 當時 地區內에 그대로 남아 있는 量이 되며 이것을 Fig. 4에서 찾으면 沈下狀態의 容量曲線標高에서 1.21m가 된다. 이것은 우리가 처음 假定한 內水位와 同一한 數值이므로 妥當하다. 萬一 이 (7)과 (17)의 水位가 틀리면 同一한 數值가 될때까지 計算을 몇 番이고 하여 보아야 된다. 이런 計算을 內水位와 外水位가 同一하여질때 까지 繼續하고 外水位가 內水位보다 높아지면 排水閘門을 통해 地區內水를 排除할 수 없어 內水位는 上昇一路가 되고 다음 外水位가 낮아져 內水位보다 낮아지게 되면 또 排水閘門을 통해 排除할 수 있다. 이것은 時間마다 計算하여 Fig. 5에 記入함으로써 알 수 있으며, 同一한 方法으로 計算한다. 이러한 計算을 內水位가 平水位가 되어 地區內 被

Table 3

排水開門 L=50m Sill=5m C_n 0.9

時間 (1)	秒 (2)	流入量m ³ /sec		流入量 ×10 ⁶ m ³ (5)	累加 流入量 ×10 ⁶ m ³ /sec (6)	水位高				Head (11)	Velocity V=C _n √2gh m (12)	排水閘 門断面 m ² (13)	排出量			排出後 殘水 量 (16)	貯水池 水位 (17)
		實地 流出量 (3)m ²	平均 (4)			貯水池 高 (7)	平均 (8)	海面 高 (9)	平均 (10)				秒 流出量 (14)	當 出 量 (15)	總 出 量 (15)		
0		268															
2	7,200	288	278	2.0	2.00												
4	7,200	424	356	2.55	4.55	0.15											
6	7,200	560	492	3.54	8.09	0.28											
8	7,200	627	594	4.28	12.37	0.47											
10	7,200	666	647	4.62	16.99	0.58											
12	7,200	678	672	4.85	21.84	0.70											
14	7,200	681	679.5	4.88	26.72	0.85											
16	7,200	681	681	4.91	31.63	1.00											
		465															
18	7,200	452	458.5	3.31	34.94	1.08											
20	7,200	338	395	2.85	37.79	1.17											
22 ³⁰	7,200	288	313	2.25	40.04	1.22											
22	1,800	273	281	0.51	40.55	1.22	1.22										
23	1,800	253	263	0.47	41.02	1.21	1.22	0.90	1.06	0.16	1.62	303	394.0	0.885	40.14	1.21	
24	3,600	207	230	0.83	41.14	1.16	1.19	0.33	0.61	0.58	3.03	310	939	3.38	37.76	1.16	
24 ⁴⁰	2,400	187	197	0.47	38.23	1.07	1.12	0.23	0.28	0.84	3.65	306	1,117	2.68	35.55	1.07	
25	1,200	181	184	0.22	35.77	1.03	1.05	0.25	0.24	0.81	3.59	300	1,077	1.29	34.48	1.03	
26	3,600	167	174	0.63	35.11	0.98	1.01	0.49	0.37	0.64	3.16	300	939	3.38	31.23	0.98	
27	3,600	159	163	0.59	31.82	0.94	0.96	0.94	0.72	0.24	2.00	298	596	2.15	29.67	0.94	
28	3,600	158	159	0.57	30.24	0.97											
		109															
30	7,200	101	105	0.75	30.99	0.99											
32	7,200	73	87	0.63	31.62	1.00											
34	7,200	38	56	0.40	32.02	1.01											
36	7,200	20	29	0.21	32.23	1.02											
37 ¹⁰	4,200	12	16	0.12	32.35	1.02	1.02										
38	3,000	4	8	0.06	32.41	1.00	1.01	0.83	0.93	0.08	1.14	300	342	1.03	31.38	1.00	
39	3,600	4	4	0.01	31.39	0.98	1.00			0.09	1.22	300	366	1.32	30.07	0.98	
40	3,600	4	4	0.01	30.08	0.98											
42	7,200	4	4	0.03	30.11	0.98											
44 ⁵⁰	7,200	4	4	0.03	30.14	0.98											
46	7,200	4	4	0.03	30.17	0.98											
48	7,200	4	4	0.03	30.20	0.98	0.98										
49	3,600	4	4	0.01	30.21	0.89	0.94	0.34	0.66	0.28	2.15	298	641	2.31	27.84	0.89	
49 ⁴⁰	2,400	4	4	0.01	27.85	0.82	0.86	0.23	0.29	0.57	3.02	291	879	2.11	25.74	0.82	
50	1,200	4	4	0.01	25.74	0.81	0.82	0.25	0.24	0.58	3.02	290	876	1.05	24.69	0.81	
51	3,600	4	4	0.01	24.70	0.73	0.77	0.48	0.37	0.41	2.56	289	740	2.66	22.04	0.73	
51 ³⁰	1,800	4	4	-	22.04	0.71	0.72	0.71	0.60	0.12	1.41	286	403	0.73	21.31	0.71	
73 ¹⁰					21.31	0.71	0.71										
74	3,000				21.31	0.64	0.68	0.34	0.53	0.15	1.70	282	479	1.44	19.87	0.64	
74 ⁴⁰	2,400				19.87	0.62	0.63	0.23	0.29	0.34	2.36	281	663	1.59	18.28	0.62	
76	4,800				18.28	0.54	0.58	0.48	0.36	0.23	1.93	279	539	2.59	15.69	0.54	

害가 없어질때까지 繼續하고 이 計算을 끝낸 다음 Fig. 5에서 內水位를 보고 各標高에 對한 浸水時間을 따져서 이 浸水로 因한 被害가 可能한 限 없도록 排水閘門斷面을 여러가지로 假定 計算하여 보아야 할 것이나 여기서는 한가지만 計算해 보았다.

Ⅲ. 潮速計算

1. 序 論

우리가 防潮堤工事に 있어서 第一 關心事가 防潮堤締切期間 流速이 如何히 變하여 가며 그 流速變化에 따라 어떠한 構築材料를 使用하여야 되고 工事方法은 如何한 方法으로 하여야 되느냐에 있을 것이다. 潮速計算을 위하여 Tidal Curve와 防潮堤斷面圖 地區內 堰水面積만 標高別로 알 수 있으면 潮速計算을 할 수 있다. 防潮堤締切을 兩쪽으로부터 始作하여 中央에서 最終締切하느냐 또는 밑바닥에서부터 漸次 위로 쌓 올라가느냐 하는 것은 流速의 變化에 있어서 많이 差異가 생기므로 慎重을 期하여야 함은 勿論이다. 처음부터 防潮堤位置의 潮水流動斷面이 3/4까지 줄어들드는 동안은 Fig. 9에서도 볼 수 있는 것과 같이 工事方法이 兩쪽에서 부터 工事を 하여 가나 밑바닥에서 하여 가나 同一하다. 防潮堤斷面이 1/4 以內로 줄어들면서 부터서는 兩쪽에서부터 工事하는 것은 漸次 增大하여져서 最終에 가서 流速이 最大가 되는데 그 理由로서는 우리가 斷面이 아주 적어져서 外水로 因하여 內地區에 出入量이 하나도 없어졌다고 假定하면 內水位는 外水位變動의 中間이 되고 滿潮때나 干潮때의 計算은 外水位와 內水位의 流速水頭만큼의 流速이 생기기 때문이다. 밑바닥에서 부터 올라가는 方法은 流速은 增加되지만 內水位와 外水位의 差가 防潮堤工事 進涉 上端標高에서의 높이의 1/3 以上되면 限界流가 되어 最大의 流速이 생기게 되며 그 以上 올라가면 自由流 웨어 即 完全落差의 形式이 되어서 流速은 줄어들게 된다. 그리고 여기서는 略하였지만 流速에 따라 使用할 수 있는 許容範圍돌重量에 달라지며 또 流速이 3m 以內에서는 배와 바야지로서도 工事を할 수 있으나 3m 以上이 되면 바야지가 流速에 밀려서 工事は 到底히 不可能하

게 될 것이다. 여기서 한가지 더 말하고자 하는 것은 防潮堤位置에서 물이 移動하는 斷面이 1/4까지 줄어들도록 工事하는 期間동안 流速은 增加되지만 外水位와 內水位는 同一하게 變化되며 1/4 以下로 斷面이 줄어들면 內水位와 外水位가 달라지고 內水位의 變化하는 range가 外水位보다 작게 된다. 그 理由는 斷面이 작아서 全量이 內地區에 出入할 수 없기 때문이다.

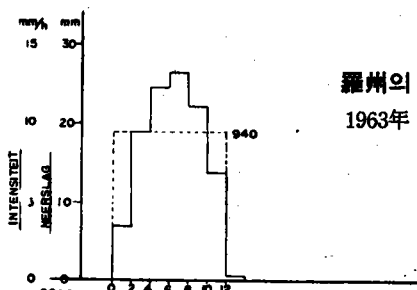
2. 計算方法

防潮堤縱斷을 Fig. 7과 같이 防潮堤位置에서 測定했고 또 Fig. 6과 같은 Spring Tide를 防潮堤位置에서 測定했다. 그리고 潮位變化의 1 cycle은 11時間 25分이지만 여기서는 便宜上 13時間 25分을 擇하였다. 그 理由로서는 Fig. 6에서 볼수 있는것과 같이 水位가 +63cm에서 始作하여 干潮가 되었다가 滿潮된 後 다시 水位가 同一한 水位高인 +63cm까지 오는것이 13時間25分 걸렸기 때문이다. 이 13時間 25分동안에 潮水가 -162cm까지 내려갔다 滿潮時 +567cm까지 올라갔으므로 이것을 Fig. 4의 地盤이 沈下되기 前의 內容積에서 따져보면 0標高에서 567cm까지의 內容積이 $345 \times 10^6 m^3$ 이며 0에서 -162cm까지의 內容積인 162cm에 面積 2,600町을 곱한 $42 \times 10^6 m^3$ 을 합하면 $387 \times 10^6 m^3$ 가 된다. 그래서 이 1 cycle 동안에 물이 $387 \times 10^6 m^3$ 가 防潮堤內部에 들어왔다가 나갔다는 結論을 내릴 수가 있다. 그러면 潮速은 如何히 計算하느냐의 問題는 이 1 cycle 동안 潮位曲線의 어떠한 地點에 있어서든지 그 水位의 面積이 가지고 있는 水量에 그 地點에 있어서의 相對水頭를 알아내어 그 水位때의 防潮堤位置에서의 流出할수 있는 斷面을 알며 流速은 容易하게 求할수있다. 例를 들면 Table 4 (a)에서 7時때의 潮位가 63cm이고 그 水位에서의 內地區 面積이 Fig. 4에서 2,900町步 그리고 相對水頭가 20分間에 43cm이나 물의 移動方向이 내려가는 方向이므로 一符號를 부치고 이 7時때의 秒當 capacity는 面積 $2,900町 \times 10,000m^2 = 290 \times 10^6 m^2$ [(3)欄]가 되므로 여기에다 $0.43m$ [(4)欄]을 곱하면 $124.7 \times 10^6 m^3$ 인데 이것은 20分間의 流出量이므로 秒當 流出量은 1,200秒로 나눈 $10,400m^3/sec$ [(5)欄]가

된다. 이 물이 移動할때에 있어서의 即 +63cm 以下の 防潮堤斷面은 Fig. 7에서 찾아서 (6)欄에 表示된 것과 같이 13,580m² 이므로 (5)欄을 (6)欄으로 나누면 流速은 77cm/sec가 된다. 그러나 여기서는 (4)欄에 부쳤든 -符號가 反對로 된다. 그 理由는 便宜上 (+)는 Ebb를 表示하고 圖面을 그릴때에 正方向에 (-)符號는 負方向으로 그리기 때문이다. 이것은 每時間마다 計算을 했지만 每 30分 或은 每 20分마다 計算할 수가 있다. 또 이 計算은 防潮堤斷面이 3/4 以下로 줄어들기까지 即 內外水位變化가 이어나지 않는 限度內에서는 이 計算方法을 使用할 수 있으나 이 計算은 하지 않아도 그 流速의 變化하는 狀態가 Fig. 9에서 볼 수 있는 것과 같이 雙曲線 狀態가 되므로 計算없이 Fig. 9에 그려 넣는다. 防潮堤를 막기 前의 原狀態에 있어서의 Ebb 때와 Flood 때의 總流入量은 Fig. 8에서 볼 수 있는 것과 같이 Ebb 流入量이 362.4×10⁶m³ 이고 Flood의 總流入量이 384×10⁶m³ 이므로 誤差의 範圍가 5%內에 들뿐 아니라 實地流出量 387×10⁶m³에 비슷한 數字이므로 採用하여도 無妨하다고 본다.

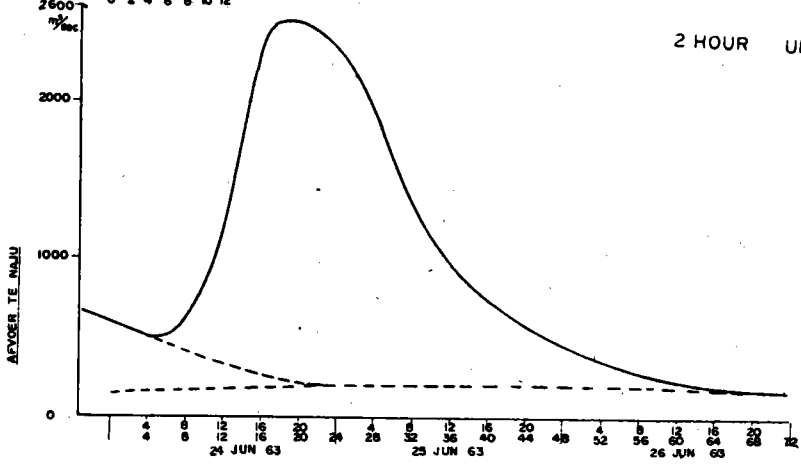
discharge amount의 計算은 Table 4(a)의 (5)欄의 數字대로 Fig. 8 下圖와 같이 記入하고 그 안에 들어있는 面積을 求하여 얻어지는 것이며 Ebb와 Flood量의 差가 5% 以內가 되어야 하고 또 實地 地區內內容積은 表示하는 Fig. 4에서의 流出量과 비슷하면 그 計算은 맞는 것이라고 할 수 있다. Table 4(a)의 (7)欄 Velocity를 Fig. 8 上圖와 같이 얻어서 時時刻刻으로 變化하는 狀態를 한 눈으로 알아 볼 수가 있다. 그런데 筆者의 經驗으로 보아 實地 流量을 測定해서 얻은 Velocity線과 計算해서 얻은 線과는 1% 內外가 틀려지는 것 뿐이었으므로 計算만으로도 能히 防潮堤 着工前 潮速을 알아낼 수 있다. 다음 機會가 있는대로 流速을 測定하여 Velocity를 求하여 流出入量을 計算하는 方法을 論하려고 한다. 그 다음 防潮堤를 築造하여 漸次 위로 올라가면 內外水位의 差異가 생기게 된다. 그 內外水位差가 생기는 것은 防潮堤斷面을 締切해서 面積이 1/4 以內를 줄어들 瞬間부터이며 이때부터 最少限 3點을 計算하여야 되지만 여기서는

sill이 0m 때와 +2m 때 두 點을 擇하였다. 먼저 0m 때의 計算을 하는데 Fig. 6에서 7時때의 內水位를 161cm로 假定하면 그 當時의 外水位는 63cm가 되고 低水位 63cm는 161cm의 2/3 未滿이 되어 限界流 狀態가 되므로 높은 水位 161cm의 1/3인 54cm가 Table 4(b)의 (9)欄에서 볼수있는 것과 같이 流速水頭가 된다. 그러므로 流速을 計算 그 當時의 discharge area (7)欄에 (8)欄을 곱해서 (6)欄의 discharge Q를 얻고 이 Q에 1,200을 곱하고 (4)의 面積으로 나누므로서 相對水頭를 얻어 이것을 Fig. 6에 그려넣는 다음 이 方向이 original tide curve의 方向과 비슷하면 된다. 다음 7時30分부터 11時10分까지는 Fig. 6을 보면 알 수 있는 것과 같이 外水位가 防潮堤 上端高보다 낮아지므로 free flow weir가 된다. 그래서 이 計算은 公式 $V = C\sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}}$ 으로 計算하면 流速은 求할 수 있고 따라서 discharge area도 알 수 있으므로 流出量도 計算할 수 있다. 다음 Table 4(b)에서 13時와 같이 內水位가 96cm로 假定을 하면 그 當時의 外水位가 203cm이므로 이 두 水位의 差는 그대로 流速水頭가 되고 流速水頭는 68cm가 된다. 그 다음 相對水頭가 먼저의 Tide curve 方向과 비슷하게 假定하고 그 값이 20分 동안에 (5)欄과 같이 33.5cm가 되므로 이것을 前番 計算方法과 같이 (4)×(5)÷1,200으로 해서 流入量 8,800m³/sec를 (6)欄에 求한 다음 이 數字를 防潮堤斷面 Fig. 7의 0m부터 203m 사이의 面積即 (7)欄의 2,500m²로 나누면 流速 -351cm/sec가 되며 -符號는 地區內로 潮水가 들어오는 것을 말한다. 이 351cm의 流速水頭를 求하여 보면 (9)欄에서 68cm가 되므로 우리가 처음 假定하였든 內外水位差와 同一한 數値가 되어 이 計算은 맞었다는 結論을 얻을 수 있다. 萬一 假定한 外水位差와 計算結果의 流速水頭가 同一하지 않으면 똑같은 數値를 얻을 때까지 計算을 反復하여야 된다. 다음 計算은 全部가 똑같은 方法이므로 略하기로 하고 Table 4(b)의 discharge Q가 Ebb와 Flood가 같은가를 Fig. 8 discharge amount 0m線과 같이 따져서 Ebb와 Flood의 差가 5% 內外가 되는가를 確認한 다음 이것을 Fig. 6에서 0m 때의 內外水位가 33cm에서 560



羅州의 流出量 曲線
1963年 6月 24日 流出

Fig 1



2 HOUR UNIT GRAPH

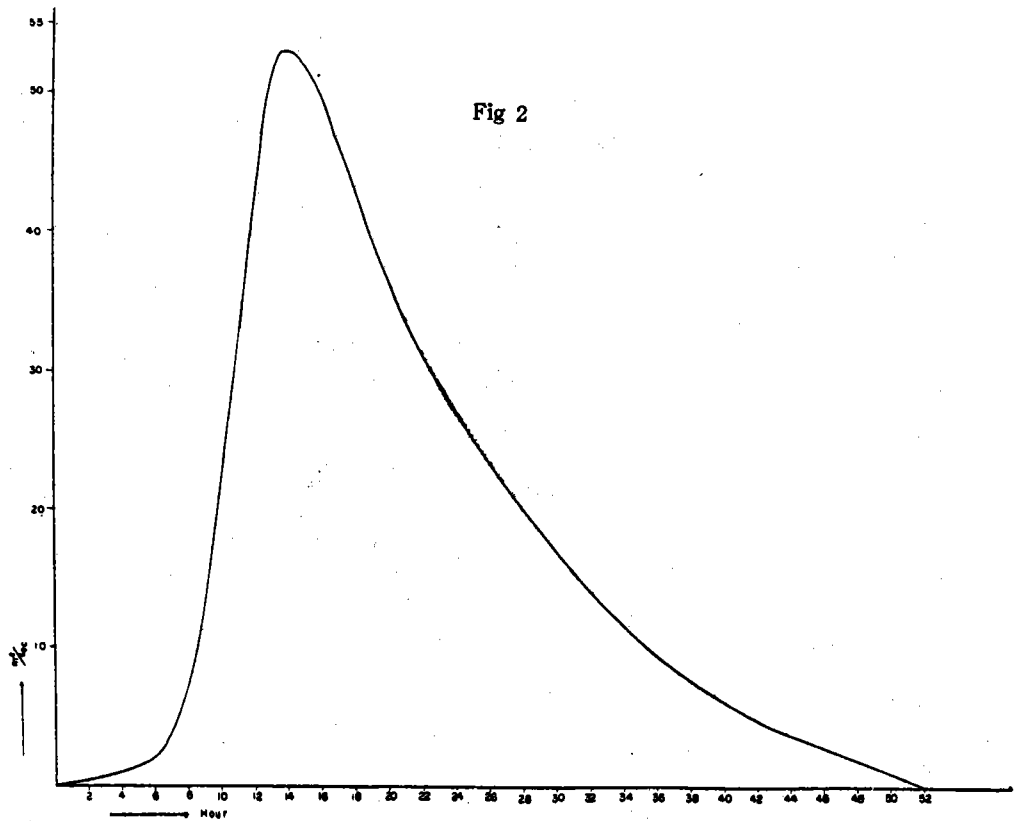
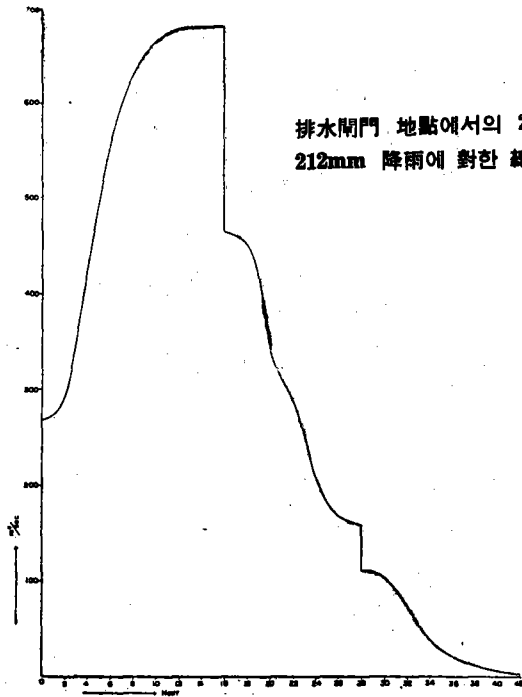
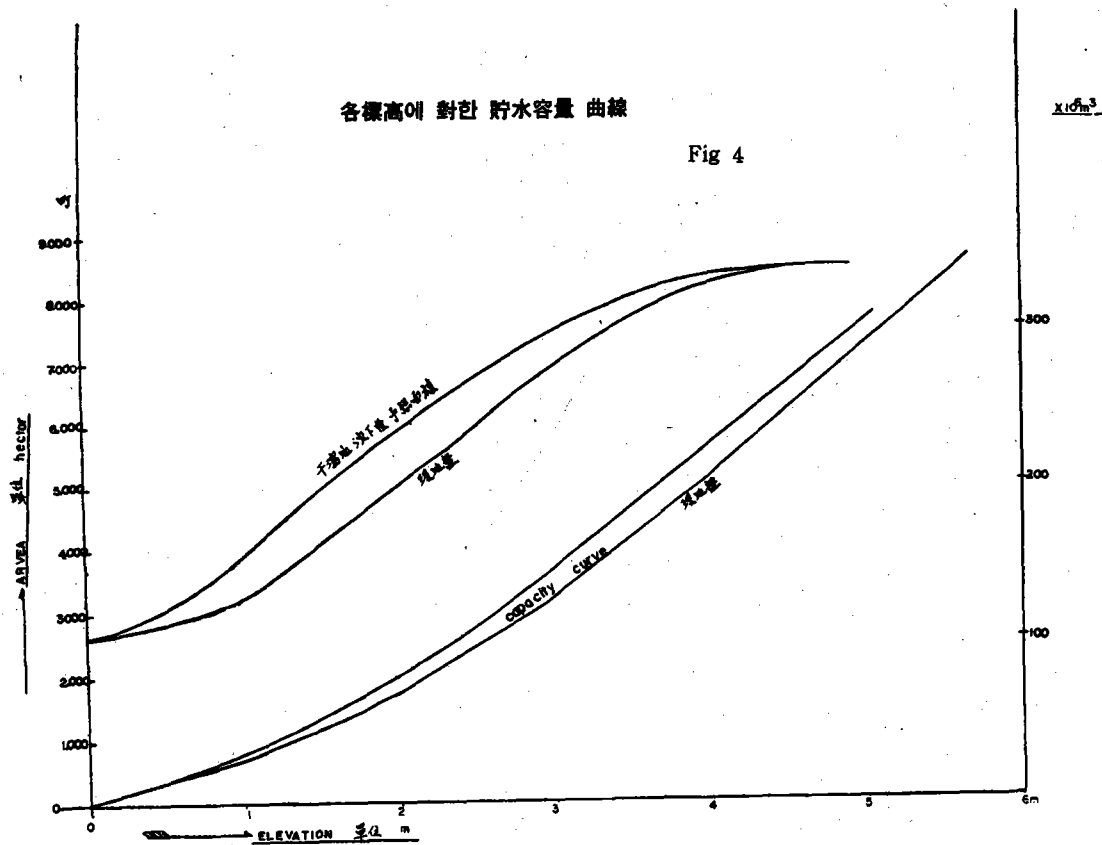


Fig 2



排水閘門 地點에서의 28時間 동안
212mm 降雨에 對한 總流出量曲線

Fig 3



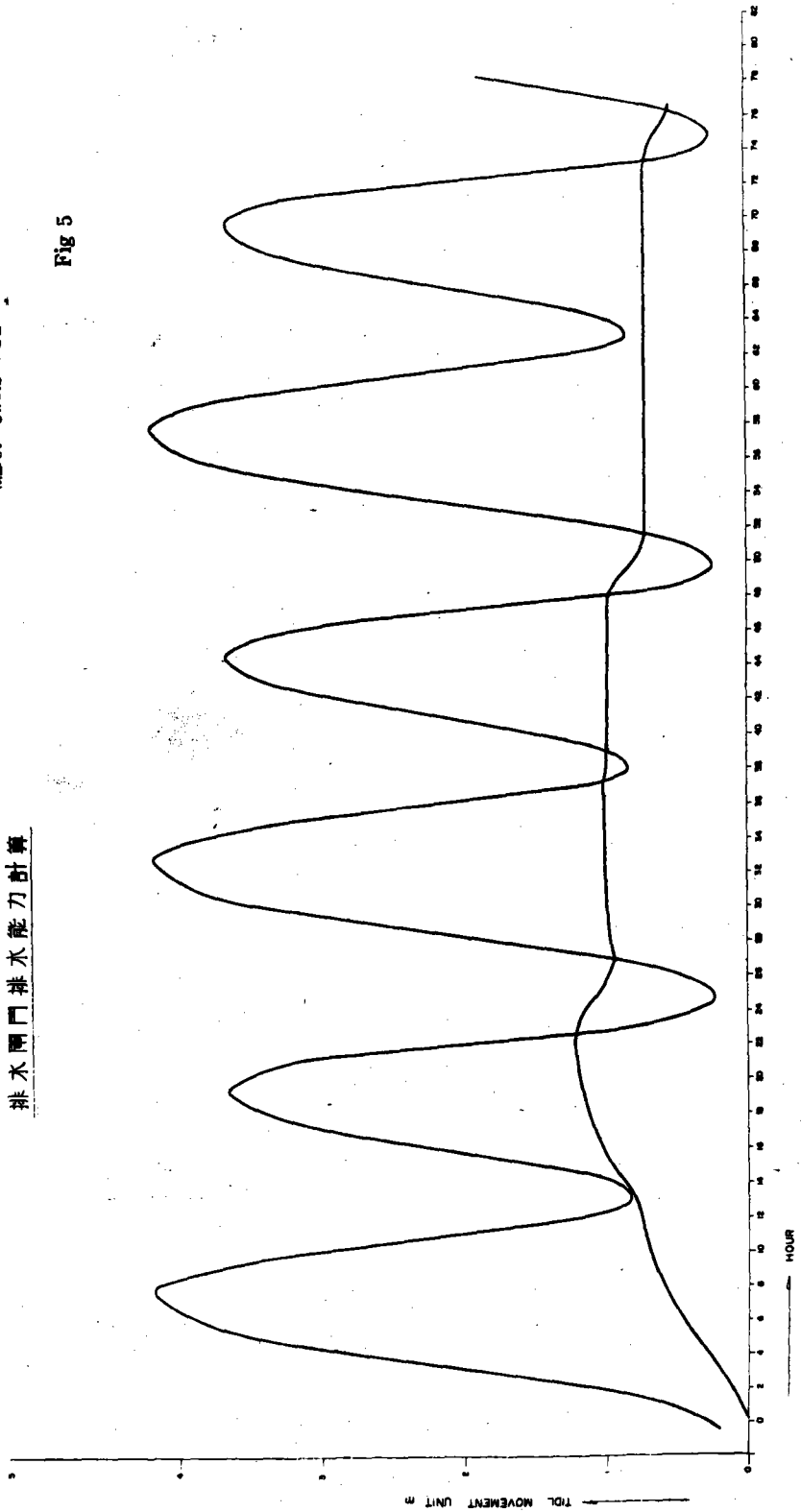
各標高에 對한 貯水容量 曲線

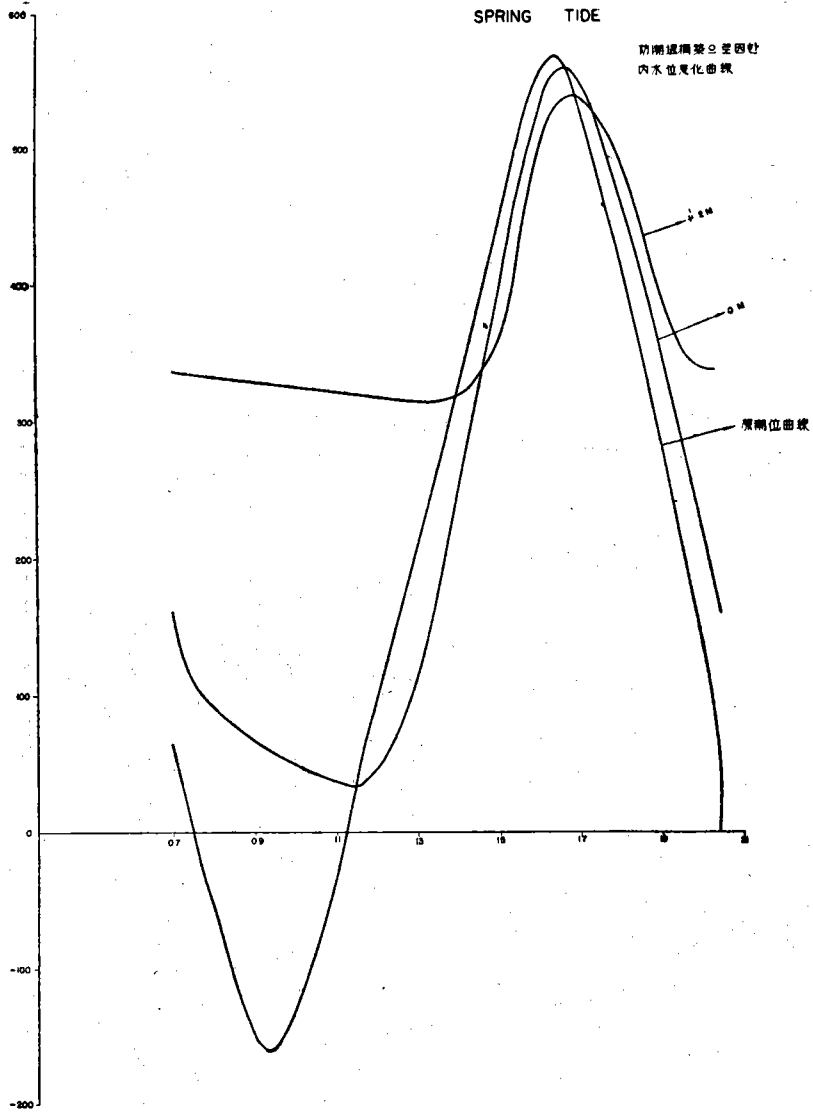
Fig 4

排水閘門排水能力計算

MEAN STAND TIDE

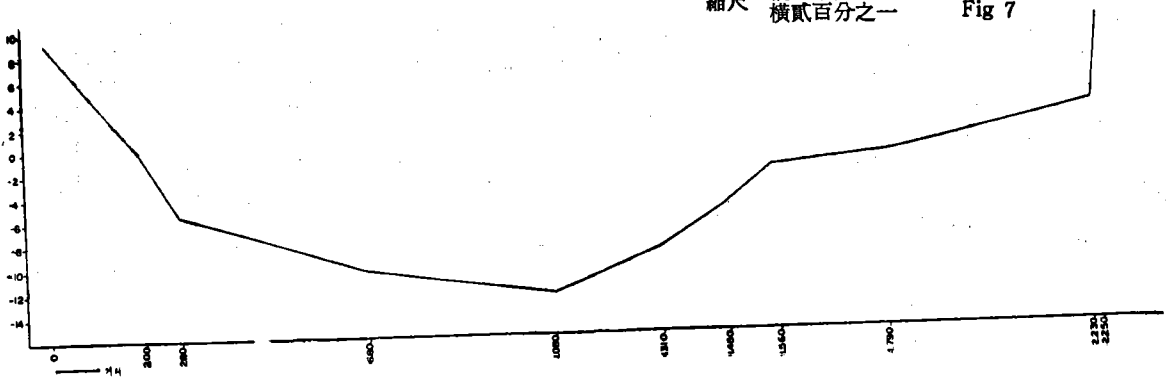
Fig 5





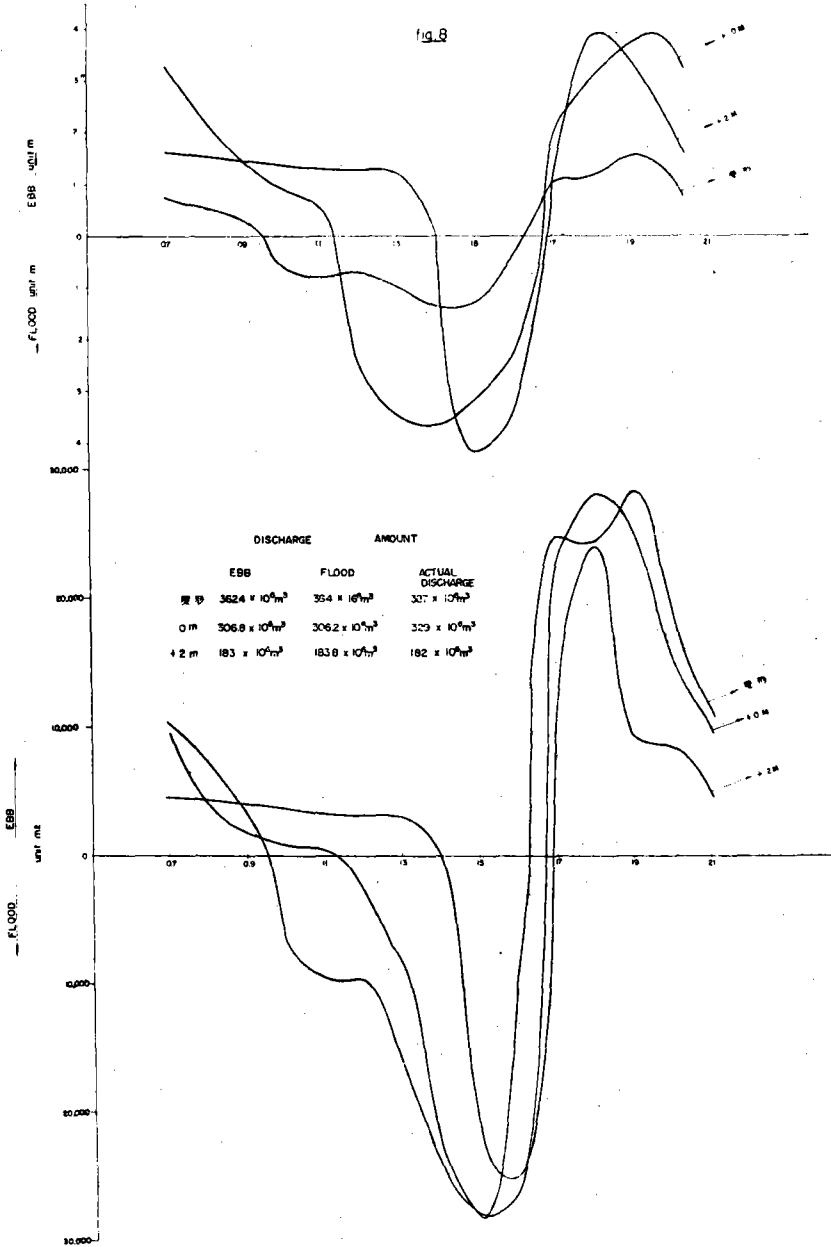
防潮堤斷面圖

縮尺 縱五分之一
橫貳百分之一 Fig 7



VELOCITY CURVE

Fig. 8



TIDAL COMPUTATION FOR DETERMINATION OF THE CLOSURE CURVE

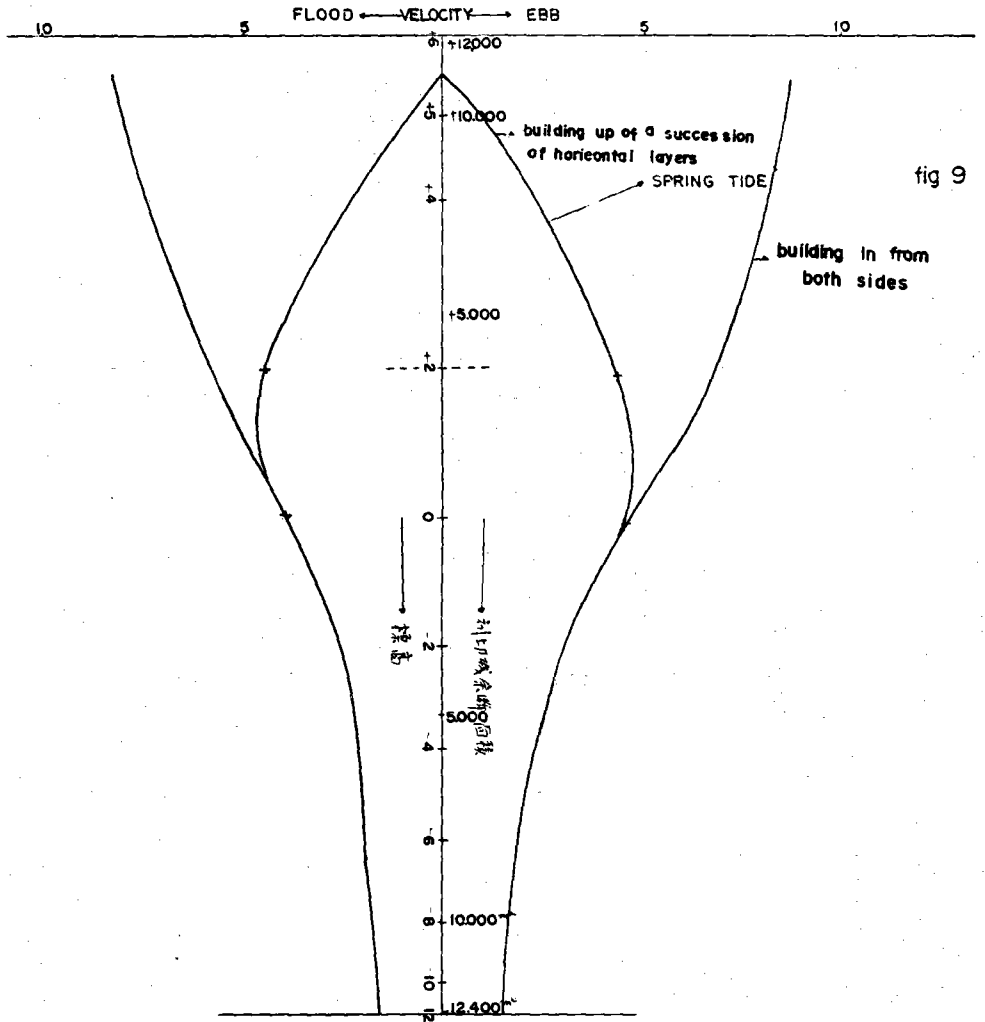


fig 9

Table 4. Spring Tide

a) 原 狀 態(防潮堤工事前)

時 間 (1)	內 水 位 (2)	面 積(町) (3)	relative head 20分間 (4)	$\frac{(3) \times (4)}{1,200}$ (5) Q m ³ /sec	discharge area m ² (6)	V (7)	$\frac{V^2}{2g}$
7	63	2,900	-43	10,400	13,580	+77	
8	-58	2,600	-34	7,320	11,410	+54	
9	-151	2,600	-14	3,020	9,440	+32	
10	-127	2,600	+32	6,910	10,340	-67	
11	-31	2,600	+44	9,550	11,870	-80	
12	92	3,100	+37	9,580	14,100	-68	
13	203	5,050	+39	16,400	16,180	-1.02	
14	320	7,200	+41	24,500	17,650	-1.38	
15	450	8,450	+40	28,100	21,410	-1.32	
16	555	8,450	+11	7,750	23,610	-33	
17	530	8,450	-35	24,700	23,090	+1.06	
18	412	8,250	-44	23,400	20,590	+1.12	
19	280	6,550	-52	28,030	17,810	+1.58	
20	136	3,800	-60	19,000	14,920	+1.27	

b) sill 가 0m 인 境遇

時 間 (1)	內 水 位 cm (2)	外 水 位 cm (3)	面 積 町 (4)	relative head cm (5)	discharge Q m ³ /sec (6)	discharge area m ² (7)	V cm (8)	Velocity head $\frac{V^2}{2g}$ (9)	備 考 (10)
7	161		4,300	-27	9,750	3,000	+325	54	
8	91				3,840	1,700	+226		
9	67				1,801	1,260	+143		
10	49				820	930	+88		
11	37				414	690	+60		
12	43	92	2,750	+13	2,850	1,140	-250		31 critical tion
13	96	203	3,150	+33.5	8,800	2,500	-351		68
14	250	320	5,700	+49	23,200	6,250	-370		70
15	400	450	8,200	+41.5	28,200	9,015	-314		50
16	528	555	8,450	+37.1	26,000	11,270	-230		27
17	549	530	8,450	-32	22,500	11,160	+192		19
18	460	412	8,450	-40	28,000	9,230	+305		48
19	350	280	7,500	-40.6	25,500	6,890	+370		70
20	218	136	5,350	-36.4	15,400	4,060	+380		73 critical flow

cm 만큼 變化할 동안 標高差의 容量을 Fig. 4 에서 찾아낸다. 560cm 에 對한 capacity 9×10^6 m³ 이고 33cm 에 該當하는 capacity 9×10^6 m³ 가 되니까 $338 \times 10^6 - 9 \times 10^6 = 329 \times 10^6$ m³ 와 같이 計算하여 Fig. 8 discharge amount 0m 線의 流出量과 比較하여 볼때 이것이 비슷하므로 이것은 採擇하고 萬一 많은 差가 생기면 비슷할때

까지 計算을 여러번 하여야 한다. 全部 滿足할 만한 計算을 하였다고 生覺할때에 Table 4(b) 의 (8)欄을 每 時間마다 Fig. 8 流速曲線 0m 線과 같이 記入한 다음 Fig. 8 에서 Flood 의 最高流速 370cm 와 Ebb 의 最高流速 395cm 를 얻게 된다. 그러나 이 數字에 各各 1割의 餘裕를 보아 Flood 는 410cm, Ebb 는 440cm 로 하여 이 數字

c) sill이 +2m 일境遇

7	137				4,620	2,890	+160	
8	133				4,360	2,810	+155	
9	130				4,060	2,740	+148	
10	125				3,696	2,640	+140	
11	121				3,320	2,550	+130	
12	118				3,190	2,490	+128	
13	115				3,040	2,430	+125	
14	284				0	0	0	
15	360	450	7,800	+34.4	22,400	5,300	-420	90
16	489	555	8,450	+35.6	25,000	7,570	-331	56
17	538	530	8,450	-13.4	9,580	7,620	+125	8
18	485	412	8,450	-34.0	24,000	6,140	+390	77
19	387	280	8,150	-13.6	9,200	2,640	+350	62
20	327	136	7,300		8,510	2,580	+330	

를 Fig. 9 標高 .0m 의 Ebb 와 Flood 쪽에 記入하여야 한다. 다음 標高 即 防潮堤工事が +2m 까지 올라왔을때에도 Table 4(c)에서와 같이 前과 同一한 方法으로 計算하였다. 그 結果를 計算한 各地點과 이 Spring Tide 가 最高로 올라가는 566cm 까지 連結한 것이 Fig. 9 와 같이 最終의 完成된 것이다. 이것은 spring Tide 時의 計算이지만 Neap Tide 도 計算하면 우리가 防潮堤를 막는동안 Neap Tide 와 spring Tide 사이 에 變化하는 流速을 알게 되므로 工事施工上 參

考가 되리라고 믿는 바이다. 이 計算方法은 同一하므로 여기서는 略하기로 한다. Fig. 9 에서 볼 수 있는 바와 같이 防潮堤를 밑부터 위로 올라가면 流速은 標高 50cm 부터 100cm 사이에서 最高流速이 나오고 그 以上 올라가면 流速은 漸次 줄어드는데 兩쪽에서 부터 工事하면 流速은 最高 880cm 乃至 830cm 가 된다. 그래서 工事方法을 어떠한 것을 擇하여야 하느냐는 것은 明白히 될 것이다.

(筆者·土聯木浦出張所)

祝

發 展

舒川土地改良組合

組合長 金 鍾 虎