

図-2 ピエゾメーターの位置 (単位 cm)

表-1

基本量	換 算 比
長さ又は水深	1 : 40
流速	1 : 6.35
流量	1 : 10,119
圧力の強さ	1 : 40
粗 度	1 : 1.85

模型では  $n_m = 0.0087$  程度を必要とする。したがってダム表面をラッカー吹付仕上としたので、 $n_m = 0.009$  程度の滑らかさに実現できたと思われる。

### 3. 実験方法

自由越流と水門からの流出について、流量を変化させ、なお後者の場合ゲートの開度も変化させて、つぎの諸項目の測定を行なった。

- 越流量の測定
- 越流水深および水面形の測定
- ピエゾメーターによる底面圧力の測定
- ピトー管による流速分布の測定

以上の4項目のうち a) と b) から流量係数が求められ c) についてはマンメーターを読むことによつて得られる。なお b) の測定には斜面用ポイントゲージを使用した。

### 4. 水面形と底面の圧力分布

#### i) 自由越流の場合

ゲート全開で流量を 80, 120, 240 (計画放流量), 290

$m^3/s$  の4種の水面形と底面圧力、ただし越流面を圧力0の点とする各点の実測値と計算値を表-2のように整理した。

計算値は遠心力の影響を考慮した次式によつて求めた。

堤面曲線上の水深は

$$q = (R+h) \cdot \sqrt{2g(E+y-h \cdot \cos\theta)} \cdot \log_e \frac{R+h}{R} \quad \dots\dots(1)$$

ただし  $q$ : 単位幅当りの流量 ( $m^3/s$ )

$R$ : 堤面の曲率半径 (m)

$h$ : 堤面に垂直にはかつた水深 (m)

$E$ : Crest よりはかつた全水頭 (m)

(ここでは  $E=H$  とした)

$\theta$ : 堤面と水平線とをなす角 ( $^\circ$ )

$y$ : Crest より下向きにはかつた堤面の点の垂直距離 (m)

底面の圧力は

$$\frac{P}{w} = h \cdot \cos\theta + (E+y_s) \left[ 1 - \left( \frac{R+h}{R} \right)^2 \right] \quad \dots\dots(2)$$

ただし  $P$ : 圧力の強さ ( $t/m^2$ )

$w$ : 水の単位重量 ( $t/m^3$ )

$y_s$ : Crest より下向きにはかつた水面の点の垂直距離 (m)

また直線部の水深はベルヌイの定理より次式で求めた。

$$Z_1 + h_1 \cdot \cos\theta_1 + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 \cdot \cos\theta_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{\Delta l}{2} \cdot \left( \frac{n^2 v_1^2}{R_1^{4/3}} + \frac{n^2 v_2^2}{R_2^{4/3}} \right) \quad \dots\dots(3)$$

摩擦損失水頭は Manning の公式より求めたもので、粗度係数は  $n_p = 0.016$  とした。

図-3は  $Q = 240 m^3/s$  の場合の測定値と計算値とを示したもので、ピエゾメーター番号 No. 2 より下流は、水面形および底面圧力とも、堤面に垂直にその大きさを示し、符号は底面圧力線が越流面より上にくるとき正圧とする。

水面形をみるとピエゾメーター番号 No. 3, 4 付近を除いて全般的に実測値と計算値とが一致している。また他の各流量についても同様のことがいえる。

次に中心線上の底面圧力をみると、図-4からも知られるように、No. 13 付近で圧力が多少大きくなっており、またその直後の越流曲線終端直前より負圧が生じ、直線部に入つて No. 15, 16 付近で  $-2.0 m$  程度となる。これらの現象についてはなら模型製作の欠陥はみられず水門溝によつて生じる衝撃波が No. 13 付近でみられるので、この影響によりこの点だけ圧力が大きくなるものと推定される。越流部終端付近よりの負圧については括

表-2

測点	Q=80 m <sup>3</sup> /s				Q=120 m <sup>3</sup> /s				Q=240 m <sup>3</sup> /s				Q=290 m <sup>3</sup> /s			
	実測値		計算値		実測値		計算値		実測値		計算値		実測値		計算値	
	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)	水深 (m)	底面圧 力(m)
50	1.488	—	—	—	1.928	—	—	—	3.000	—	—	—	3.388	—	—	—
25	1.500	—	—	—	1.936	—	—	—	3.000	—	—	—	3.392	—	—	—
12.5	1.508	—	—	—	1.932	—	—	—	2.952	—	—	—	3.324	—	—	—
1	1.764	1.36	—	—	1.964	1.88	—	—	2.880	2.50	—	—	3.260	2.68	—	—
2	1.128	0.82	1.26	1.205	1.492	1.22	1.60	1.502	2.288	1.80	2.39	2.130	2.608	2.00	2.72	2.399
3	0.812	0.68	0.65	0.535	1.076	0.88	0.88	0.694	1.760	1.32	1.46	1.030	2.128	1.52	1.67	1.128
4	0.644	0.60	0.51	0.366	0.852	0.72	0.72	0.491	1.444	1.04	1.25	0.749	1.696	1.20	1.43	0.810
5	0.516	0.36	0.42	0.249	0.688	0.20	0.59	0.331	1.156	0.60	1.05	0.502	1.348	0.70	1.23	0.553
6	0.432	0.36	0.35	0.167	0.600	0.40	0.50	0.223	0.916	0.50	0.91	0.357	1.156	0.56	1.06	0.36
7	0.356	0.24	0.29	0.108	0.488	0.21	0.42	0.146	0.796	0.32	0.79	0.225	0.980	0.32	0.93	0.244
8	0.312	0.20	0.25	0.073	0.408	0.20	0.37	0.102	0.684	0.24	0.70	0.153	0.828	0.28	0.83	0.166
9	0.240	0.08	0.18	0.041	0.344	0.04	0.28	0.059	0.580	0.08	0.53	0.087	0.720	0.08	0.61	0.092
10	0.236	0.14	0.17	0.030	0.328	0.08	0.25	0.041	0.516	0.08	0.47	0.060	0.628	0.10	0.56	0.065
11	0.200	0.16	0.15	0.023	0.276	0.08	0.23	0.030	0.460	0.12	0.43	0.044	0.564	0.12	0.51	0.045
12	0.184	0	0.14	0.015	0.252	0.02	0.20	0.020	0.436	0.02	0.38	0.032	0.536	0.04	0.46	0.033
13	0.164	0.42	0.13	0.010	0.228	0.02	0.19	0.016	0.392	0.40	0.36	0.023	0.504	0.52	0.42	0.022
14	0.148	-0.48	0.12	0.011	0.204	-0.32	0.17	0.013	0.320	-0.48	0.33	0.017	0.440	-0.24	0.39	0.017
E.C	—	—	0.11	0.012	—	—	0.16	0.012	—	—	0.33	0.013	—	—	0.39	0.016
15	0.136	-1.80	—	—	0.200	-1.78	—	—	0.340	-1.88	—	—	0.432	-1.92	—	—
16	—	-1.81	—	—	—	-1.92	—	—	—	-2.00	—	—	—	-2.00	—	—
17	—	0.20	0.10	0.045	—	0.28	0.14	0.063	—	0.28	0.32	0.143	—	0.32	0.37	0.166

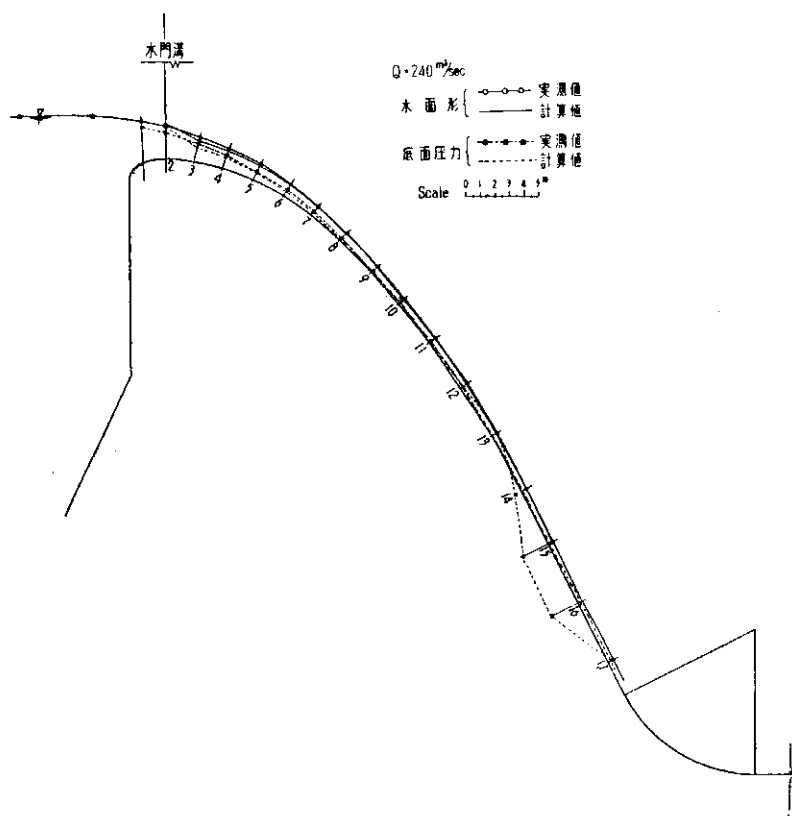


図-3 水面曲線と底面圧力

散による現象ではなく、越流部の形状的なものと思われる。これは空洞現象または水脈剥離の危険性があることになるが建設省河川砂防技術基準<sup>2)</sup>によれば許容負圧は -3.0 m 程度となつているのでそれほど問題にする必要もないであらう。

越流曲線部の計算値と実測値とを比較すれば、傾向としてはよくあつているが、計算値の方が堤頂付近と越流部曲線終端付近で、多少大きい値を示しているが、その他はいずれも小さい値である。本実験からだけではいまいちにはいえないがダムの越流曲線部の底面圧力については実用上計算値で十分であらうと考えられる。

ii) 水門からの流出の場合

ゲート部分開放で、開き  $a$  を 0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 1.6, 2.0 m の 6 種とし、貯水池水頭  $H_1$  を変化させ、水面形と底面圧力(越流面を圧力 0 の点とする)を測定し、その結果を表-3, 4, 5, 6, 7, 8 に示す。

表-3

測 点	$a=0.2\text{ m}$						$a/H_d=0.025$							
	$H_1/H_d=0.261$		$H_1/H_d=0.390$		$H_1/H_d=0.200$		$H_1/H_d=0.615$		$H_1/H_d=0.750$		$H_1/H_d=0.877$		$H_1/H_d=1.005$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.09	—	3.12	—	4.00	—	4.92	—	6.00	—	7.02	—	8.05	—
25	2.10	—	3.12	—	4.00	—	4.91	—	6.00	—	7.00	—	8.05	—
12.5	2.09	—	3.00	—	4.00	—	4.90	—	5.99	—	7.01	—	8.05	—
1	2.34	2.44	3.36	3.40	4.23	4.40	5.08	5.30	6.26	6.26	7.26	7.26	8.31	8.20
2	—	0.14	—	0.18	—	0.24	—	0.28	—	0.38	—	0.40	—	0.44
3	0.15	0.16	0.16	0.06	0.19	0	0.13	0.12	0.16	-0.14	0.16	0.38	0.16	0.18
4	0.14	0.18	0.17	0.12	0.19	0.10	0.16	0.32	0.16	0.10	0.16	0.08	0.16	0.04
5	0.16	0.14	0.14	0.08	0.19	0.06	0.16	0.08	0.16	0.10	0.14	0.04	0.15	0.08
6	0.14	0.16	0.14	0.14	0.14	0.12	0.14	-0.04	0.16	0.14	0.15	0.12	0.15	0.12
7	0.13	0.10	0.15	0.08	0.14	0.06	0.14	-0.18	0.17	0.10	0.15	0.06	0.17	0.08
8	0.13	0.16	0.13	0.12	0.19	0.16	0.14	-0.26	0.15	0.22	0.16	0.16	0.16	0.20
9	0.11	0	0.12	0	0.12	-0.04	0.14	-0.60	0.14	-0.48	0.15	-0.04	0.16	-0.08
10	0.12	0	0.11	-0.04	0.13	-0.04	0.14	-0.42	0.14	-0.04	0.16	-0.06	0.18	-0.08
11	0.13	0.04	0.12	0.10	0.12	0.08	0.14	-0.64	0.13	0.14	0.15	0.14	0.14	0.14
12	0.13	0	0.10	0.06	0.12	0.04	0.13	-0.24	0.12	0.24	0.14	0.26	0.16	-0.56
13	0.12	0.32	0.11	0.22	0.12	0.40	0.14	0.14	0.11	0.46	0.13	0.46	0.14	0.48
14	0.14	-0.50	0.11	-0.54	0.13	-0.58	0.14	-0.78	0.12	-0.38	0.14	-0.22	0.15	-0.20
15	0.13	-0.82	0.12	-0.90	0.14	-0.96	0.14	-1.18	0.13	-1.08	0.13	-0.88	0.16	-1.18
16	—	-0.80	—	-1.04	—	-1.02	—	-1.04	—	-1.16	—	-1.28	—	-1.32
17	—	0.04	—	0.16	—	0.14	—	0.16	—	0.16	—	0.20	—	0.16

表-4

測 点	$a=0.4\text{ m}$						$a/H_d=0.050$							
	$H_1/H_d=0.271$		$H_1/H_d=0.376$		$H_1/H_d=0.511$		$H_1/H_d=0.626$		$H_1/H_d=0.770$		$H_1/H_d=0.860$		$H_1/H_d=1.011$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.17	—	3.01	—	4.09	—	5.01	—	6.16	—	6.88	—	8.09	—
25	2.18	—	3.01	—	4.10	—	5.00	—	6.16	—	6.87	—	8.11	—
12.5	2.18	—	3.02	—	4.11	—	5.01	—	6.16	—	6.87	—	8.11	—
1	2.45	2.48	3.27	3.24	4.36	4.32	5.27	5.28	6.41	6.46	7.13	7.16	8.34	8.32
2	—	0.56	—	0.68	—	0.88	—	1.04	—	1.44	—	1.52	—	1.82
3	0.27	0.16	0.26	0.08	0.27	0.02	0.27	-0.04	0.28	-0.12	0.26	-0.24	0.28	-0.24
4	0.25	0.20	0.26	0.16	0.26	0.12	0.27	0.16	0.27	-0.16	0.25	0.16	0.28	0.28
5	0.24	0.16	0.24	0.12	0.25	0.10	0.26	0.12	0.26	0.16	0.27	0.04	0.28	0.16
6	0.22	0.16	0.22	0.12	0.23	0.14	0.25	0.12	0.26	0.28	0.25	0.24	0.27	0.42
7	0.20	0.08	0.20	0.06	0.23	0.06	0.23	0.06	0.24	0.28	0.25	0.28	0.26	0.38
8	0.17	0.12	0.20	0.12	0.21	0.12	0.22	0.12	0.23	0.20	0.26	0.20	0.26	0.24
9	0.17	0.02	0.18	0	0.20	0.02	0.21	0.04	0.23	0	0.24	-0.08	0.25	0
10	0.17	0	0.19	0.04	0.21	-0.02	0.21	0	0.22	0.20	0.22	0.16	0.26	0.16
11	0.17	0.12	0.18	0.16	0.20	0.18	0.20	0.18	0.22	0.06	0.22	0.04	0.26	0.12
12	0.17	0.12	0.20	0.20	0.21	0.20	0.22	0.20	0.23	-0.12	0.24	-0.20	0.22	-0.12
13	0.17	0.44	0.21	0.60	0.22	0.62	0.22	0.62	0.23	0.12	0.22	0.52	0.18	0.62
14	0.20	-0.32	0.19	-0.24	0.22	-0.24	0.22	-0.24	0.23	-0.84	0.24	-0.88	0.19	-0.88
15	0.20	-1.58	0.18	-1.56	0.19	-1.52	0.23	-1.56	0.26	-1.54	0.23	-1.52	0.24	-1.48
16	—	-1.48	—	-1.64	—	-1.60	—	-1.72	—	-1.60	—	-1.64	—	-1.68
17	—	0.20	—	0.24	—	0.28	—	0.16	—	0.36	—	0.40	—	0.32

表-5

测点	$a=0.8\text{ m}$						$a/H_a=0.100$							
	$H_1/H_a=0.264$		$H_1/H_a=0.380$		$H_1/H_a=0.513$		$H_1/H_a=0.610$		$H_1/H_a=0.760$		$H_1/H_a=0.881$		$H_1/H_a=1.000$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.11	—	3.04	—	4.10	—	4.88	—	6.08	—	7.05	—	8.00	—
25	2.12	—	3.04	—	4.10	—	4.88	—	6.08	—	7.07	—	8.00	—
12.5	2.14	—	3.05	—	4.11	—	4.90	—	6.10	—	7.07	—	8.02	—
1	2.35	2.32	3.29	3.24	4.36	3.96	5.13	5.24	6.33	6.16	7.30	6.92	8.25	7.92
2	—	1.02	—	1.32	—	1.42	—	2.06	—	2.38	—	2.56	—	2.96
3	0.53	0.34	0.53	0.26	0.54	0.12	0.53	0.04	0.55	-0.12	0.54	-0.30	0.54	-0.38
4	0.49	0.42	0.51	0.40	0.53	0.36	0.54	0.34	0.56	0.28	0.57	0.16	0.60	0.12
5	0.44	0.28	0.47	0.28	0.52	0.24	0.51	0.20	0.56	0.12	0.59	-0.02	0.62	-0.08
6	0.41	0.28	0.45	0.28	0.48	0.32	0.50	0.30	0.55	0.24	0.59	0.16	0.61	0.08
7	0.39	0.20	0.44	0.16	0.47	0.20	0.49	0.20	0.54	0.20	0.56	0.08	0.59	0.04
8	0.35	0.22	0.40	0.20	0.44	0.24	0.46	0.26	0.47	0.24	0.56	0.14	0.57	0.12
9	0.32	0.08	0.40	0.08	0.42	-0.52	0.45	0.04	0.47	-0.04	0.55	-0.04	0.57	-0.08
10	0.29	0.04	0.36	0.16	0.43	0.20	0.45	0.20	0.50	0.12	0.54	0.12	0.57	0.04
11	0.26	0.20	0.34	0.20	0.42	0.12	0.44	0.12	0.48	0.08	0.48	0.06	0.57	0
12	0.24	0.20	0.32	0.12	0.36	0	0.43	0	0.41	-0.04	0.47	-0.06	0.52	-0.12
13	0.22	0.64	0.31	0.68	0.34	0.12	0.40	0.64	0.44	0.60	0.48	0.60	0.56	0.62
14	0.20	-0.04	0.30	-0.12	0.34	-0.68	0.40	-0.64	0.36	-0.68	0.41	0.68	0.54	-0.72
15	0.20	-1.62	0.28	-1.68	0.30	-1.62	0.36	-1.64	0.40	-1.64	0.42	-1.69	0.52	-1.72
16	—	-1.78	—	-1.76	—	-1.94	—	-1.88	—	-1.88	—	-2.00	—	-2.12
17	—	0.28	—	0.34	—	0.30	—	0.36	—	0.32	—	0.30	—	0.20

表-6

测点	$a=1.2\text{ m}$						$a/H_a=0.150$							
	$H_1/H_a=0.265$		$H_1/H_a=0.383$		$H_1/H_a=0.508$		$H_1/H_a=0.623$		$H_1/H_a=0.764$		$H_1/H_a=0.881$		$H_1/H_a=1.010$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.12	—	3.06	—	4.06	—	4.98	—	6.11	—	7.05	—	8.08	—
25	2.12	—	3.06	—	4.06	—	4.99	—	6.11	—	7.04	—	8.08	—
12.5	2.10	—	3.06	—	4.08	—	5.00	—	6.11	—	7.06	—	8.08	—
1	2.32	2.16	3.30	3.20	4.46	4.08	5.25	4.86	6.35	5.86	7.30	6.68	8.34	7.60
2	—	1.20	—	1.64	—	1.98	—	2.24	—	2.66	—	3.00	—	3.24
3	0.77	0.58	0.76	0.52	0.78	0.12	0.77	0.16	0.81	0	0.79	-0.08	0.79	-0.26
4	0.72	0.54	0.76	0.56	0.77	0.46	0.80	0.72	0.80	0.24	0.85	0.24	0.87	0.08
5	0.60	0.36	0.65	0.40	0.68	0.28	0.75	0.16	0.79	0.08	0.84	0.04	0.89	-0.12
6	0.52	0.32	0.61	0.40	0.66	0.36	0.71	0.22	0.79	0.16	0.84	0.12	0.98	0.04
7	0.46	0.20	0.54	0.28	0.60	0.22	0.72	0.08	0.78	0.08	0.94	0.04	1.06	0
8	0.42	0.20	0.50	0.28	0.61	0.24	0.64	0.20	0.72	0.16	0.95	0.12	1.05	0
9	0.36	0.08	0.45	0.12	0.51	0.06	0.66	0.60	0.71	0	0.97	0	1.27	-0.06
10	0.37	0.08	0.43	0.14	0.50	0.08	0.60	0.04	0.70	0	0.84	0	1.29	-0.06
11	0.29	0.16	0.42	0.16	0.48	0.10	0.62	0.08	0.63	0.10	0.77	0.08	1.28	-0.02
12	0.28	0.04	0.36	0.08	0.47	-0.02	0.56	-0.06	0.63	-0.08	0.80	-0.04	1.26	-0.12
13	0.24	0.48	0.34	0.60	0.43	0.64	0.56	0.64	0.66	0.66	0.79	0.71	1.25	0.60
14	0.24	-0.40	0.33	-0.72	0.41	-0.76	0.55	-0.76	0.65	-0.72	0.69	-0.75	1.10	-0.78
15	0.22	-1.76	0.28	-1.72	0.37	-1.66	0.49	-1.70	0.63	-1.82	0.73	-1.82	1.12	-1.68
16	—	-2.04	—	-2.40	—	-2.08	—	-2.04	—	-2.04	—	-2.10	—	-2.12
17	—	0.28	—	0.38	—	0.40	—	0.40	—	0.40	—	0.36	—	0.44

表-7

测点	$a=1.60\text{ m}$								$a/H_a=0.200$					
	$H_1/H_a=0.259$		$H_1/H_a=0.393$		$H_1/H_a=0.500$		$H_1/H_a=0.631$		$H_1/H_a=0.753$		$H_1/H_a=0.878$		$H_1/H_a=1.015$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.07	—	3.14	—	4.00	—	5.05	—	6.02	—	7.02	—	8.12	—
25	2.07	—	3.14	—	4.00	—	5.06	—	5.98	—	6.98	—	8.08	—
12.5	2.06	—	3.10	—	3.99	—	5.03	—	5.95	—	6.94	—	8.08	—
1	2.09	1.92	3.38	3.12	4.24	3.80	5.28	4.64	6.28	5.48	7.28	6.32	8.44	7.20
2	—	1.24	—	1.80	—	2.08	—	2.42	—	2.76	—	3.14	—	3.44
3	1.26	0.96	1.04	0.72	1.05	0.56	1.01	0.36	1.02	0.22	0.95	0.08	1.06	-0.12
4	0.97	0.74	0.94	0.68	1.01	0.58	1.01	0.40	1.06	0.30	1.09	0.24	1.09	0.08
5	0.76	0.46	0.86	0.46	0.92	0.36	0.96	0.40	1.02	0.10	1.10	0.02	1.10	-0.16
6	0.62	0.32	0.76	0.40	0.84	0.36	0.92	0.24	1.01	0.16	1.05	0.12	1.12	0.02
7	0.52	0.20	0.70	0.28	0.74	0.24	0.88	0.16	1.00	0.08	1.08	0.24	1.08	-0.08
8	0.42	0.20	0.62	0.28	0.70	0.24	0.83	0.20	0.99	0.22	1.10	0.20	1.10	0.08
9	0.38	0.04	0.56	0.12	0.68	0.06	0.76	0.04	0.92	0.04	1.01	0	1.10	-0.06
10	0.34	0.06	0.52	0.08	0.63	0.02	0.74	0	0.91	-0.04	1.00	-0.04	1.04	-0.08
11	0.30	0.12	0.46	0.14	0.54	0.06	0.69	0.10	0.81	0.06	0.98	0.06	1.02	0.04
12	0.26	0	0.42	0.04	0.52	-0.04	0.68	0	0.80	0	0.93	0	0.91	-0.12
13	0.25	0.36	0.40	0.64	0.48	0.56	0.60	0.60	0.80	0.60	0.92	0.54	0.96	0.56
14	0.22	-0.72	0.41	-0.76	0.44	-1.16	0.62	-0.72	0.69	-0.80	0.78	-0.76	0.84	-0.74
15	0.22	-1.72	0.32	-1.72	0.44	-1.72	0.54	-1.78	0.66	-1.78	0.73	-1.72	0.80	-1.78
16	—	-2.16	—	-2.12	—	-2.24	—	-2.40	—	-1.92	—	-2.24	—	-2.00
17	—	0.20	—	0.36	—	0.32	—	0.36	—	0.36	—	0.38	—	0.36

表-8

测点	$a=2.0\text{ m}$								$a/H_a=0.250$					
	$H_1/H_a=0.350$		$H_1/H_a=0.438$		$H_1/H_a=0.515$		$H_1/H_a=0.631$		$H_1/H_a=0.751$		$H_1/H_a=0.883$		$H_1/H_a=1.000$	
	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)	水深 (m)	底面 压力 (m)
50( $H_1$ )	2.80	—	3.50	—	4.12	—	5.05	—	6.01	—	7.06	—	8.00	—
25	2.80	—	3.50	—	4.12	—	5.05	—	6.02	—	7.07	—	8.00	—
12.5	2.76	—	3.44	—	4.10	—	5.02	—	6.01	—	7.07	—	7.98	—
1	2.88	2.44	3.65	3.08	4.34	3.64	5.27	4.44	6.24	5.26	7.30	6.06	8.22	6.64
2	—	1.44	—	1.92	—	2.18	—	2.48	—	2.86	—	3.22	—	3.40
3	1.39	0.90	1.28	0.84	1.31	0.48	1.33	0.60	1.31	0.50	1.35	0.32	1.38	0.12
4	1.14	0.74	1.20	0.64	1.26	0.60	1.32	0.48	1.30	0.40	1.36	0.26	1.40	0.12
5	1.00	0.44	1.10	0.42	1.10	0.16	1.18	0.22	1.27	0.14	1.31	-0.02	1.41	-0.16
6	0.82	0.38	0.90	0.36	0.89	0.28	1.10	0.24	1.21	0.20	1.26	0.06	1.46	-0.02
7	0.76	0.24	0.84	0.16	0.94	-0.02	1.04	0.16	1.14	0.12	1.21	0.08	1.42	-0.02
8	0.64	0.20	0.72	0.22	0.84	0.24	0.95	0.20	1.04	0.20	1.17	0.16	1.35	0.16
9	0.55	0.08	0.64	0.08	0.76	0.04	0.87	0.02	1.10	0.04	1.06	-0.04	1.26	-0.12
10	0.50	0.04	0.61	0	0.71	-0.04	0.84	-0.06	0.95	-0.06	1.01	-0.12	1.46	-0.20
11	0.45	0.08	0.54	0.12	0.70	0.16	0.82	0.04	0.84	0.08	0.96	0	1.27	-0.04
12	0.42	0	0.50	0.04	0.62	0.26	0.74	0.02	0.84	0	0.92	-0.08	1.28	-0.12
13	0.38	0.56	0.46	0.62	0.53	0.60	0.69	0.72	0.80	0.36	0.82	0.68	1.25	0.58
14	0.36	-0.68	0.45	-0.84	0.53	-0.12	0.69	-0.90	0.74	-0.92	0.80	-0.92	1.18	-0.88
15	0.34	-1.76	0.38	-1.74	0.50	-1.88	0.62	-1.74	0.64	-1.74	0.75	-1.80	1.13	-1.70
16	—	-2.12	—	-2.04	—	-2.16	—	-2.28	—	-2.16	—	-2.12	—	-2.28
17	—	0.32	—	0.32	—	0.28	—	0.32	—	0.36	—	0.36	—	0.28

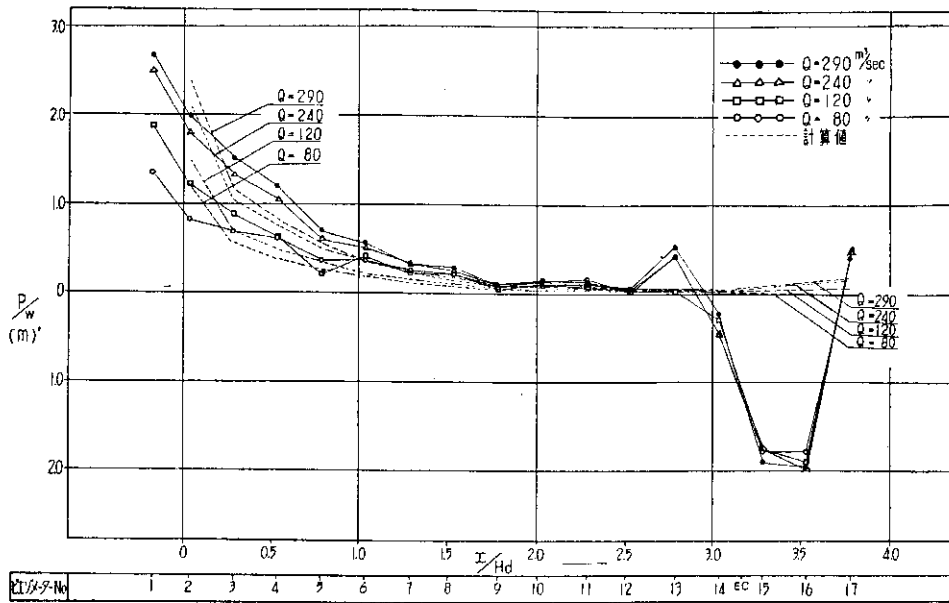


図-4 自由越流による底面圧力変化

以上の表から代表的一例として、 $a/H_a=0.20$  の場合について底面圧力を示したのが図-5であり、圧力の大きさ、符号は自由越流の場合と同様である。

この図では水門位置より上流では水圧は常に正圧であり、下流では  $H_1/H_a$  が増すほど水圧を減じる傾向にある。また自由越流の場合と同様  $H_1/H_a$  の大小にかかわらず No. 13 で圧力が大となり、越流部曲線終端直前より負圧が生じ、直線部の No. 15, 16 付近でやはり  $-2.0$  m 前後の負圧となっている。

ここで縦軸に  $P/w$ 、横軸に  $H_1/H_a$  をとり、 $a/H_a$  をパラメーターとして図示したものの中から、ゲートと一直線上にある点 No. 2 (Crest)、水門から流出した直前の代表として No. 3、越流曲線の間付近として No. 8、直線部の代表として No. 15、以上4点の圧力状態を示したのが図-6, 7, 8, 9である。

図-7, 8の点線で示したのは R. Maitre の近似論(4)式を用いて計算した値である<sup>3), 4)</sup>。

$$\frac{P}{w} = -\frac{E_t}{27} \cdot (2\lambda - 1)^2 \cdot \left(\frac{4}{\lambda} + 1\right) \quad \dots\dots\dots(4)$$

ただし  $E_t = E + y,$   
 $\lambda = E_t / R \cdot \cos \theta$

水門付近の圧力状態は  $a/H_a$  が小さくなる程圧力が低下し(図-6, 7 参照), 越流

曲線の間付近では、 $a/H_a$  ならびに  $H_1/H_a$  の大小にかかわらず圧力の変化はほとんどみられない(図-7), また直線部では水門付近とは逆の現象を示している。すなわち  $a/H_a$  が大きくなる程圧力が低下し、 $H_1/H_a$  の変化による圧力の差異はみられない(図-9)。計算値は  $H_1/H_a \approx 0.6$  より小のときは実測値と非常にかげはなれた値を示すが、大きいときは実測値に近い値を示すようである。

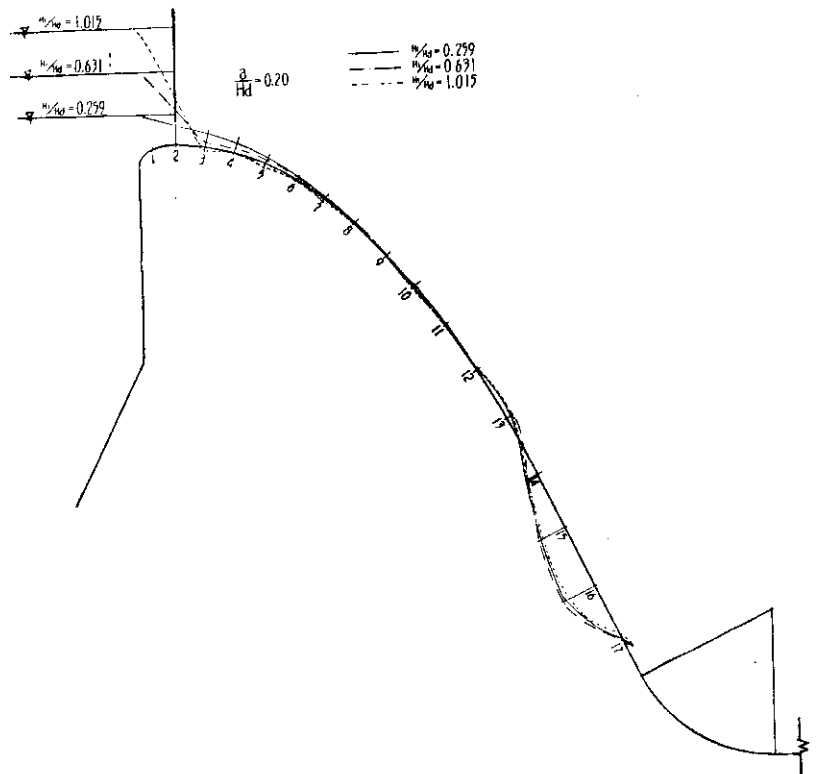


図-5 底面圧力

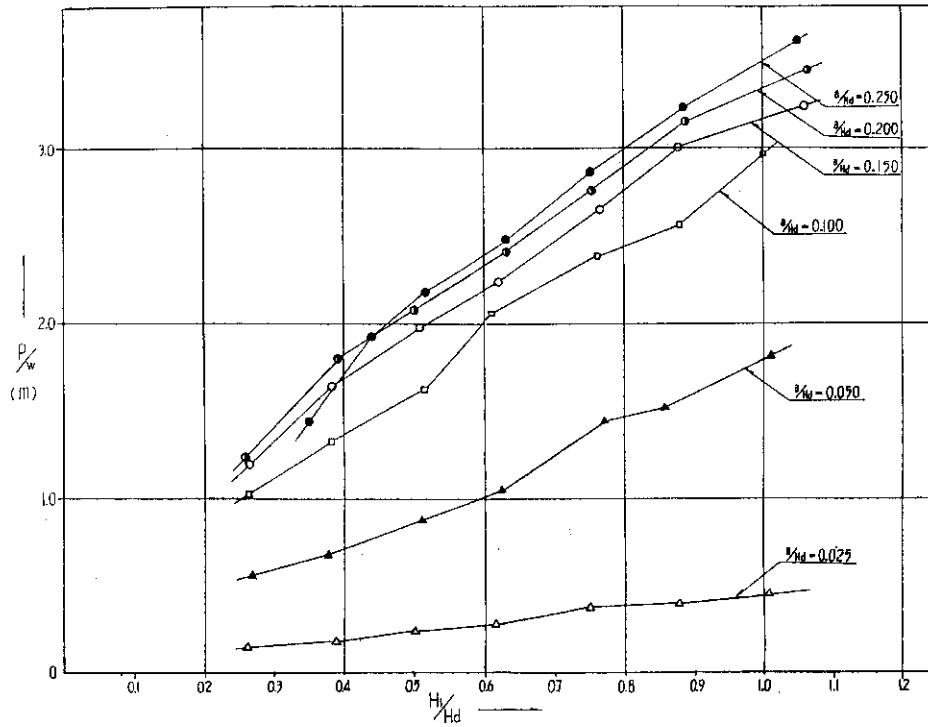


図-6 No. 2 ( $x/H_d=0.031$ ) の底面圧力変化

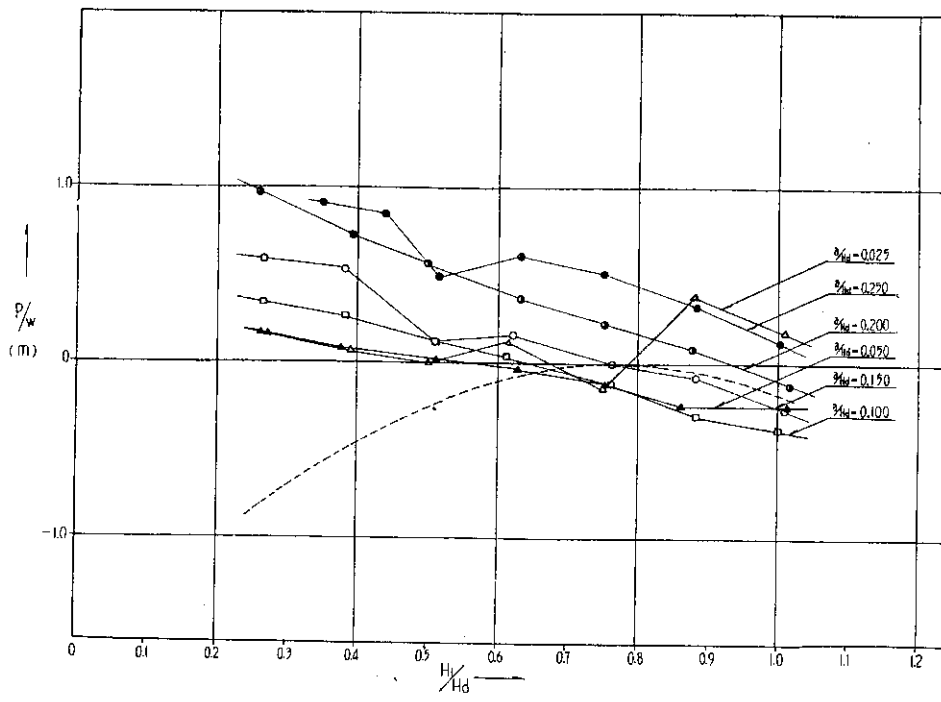


図-7 No. 3 ( $x/H_d=0.281$ ) の底面圧力変化

二か  
また  
はわ  
びに  
 $H_d$   
直を  
る。



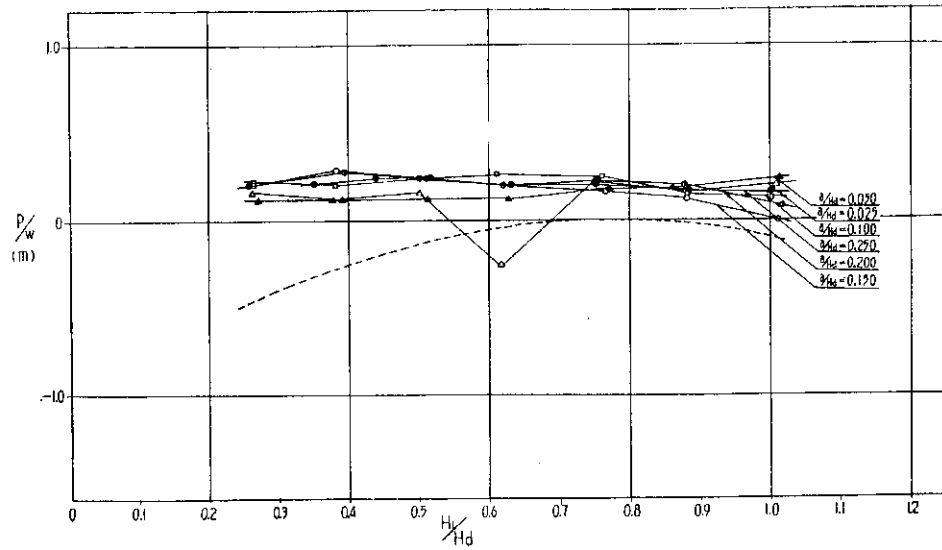


図-8 No. 8 ( $x/H_d=1.531$ ) の底面圧力変化

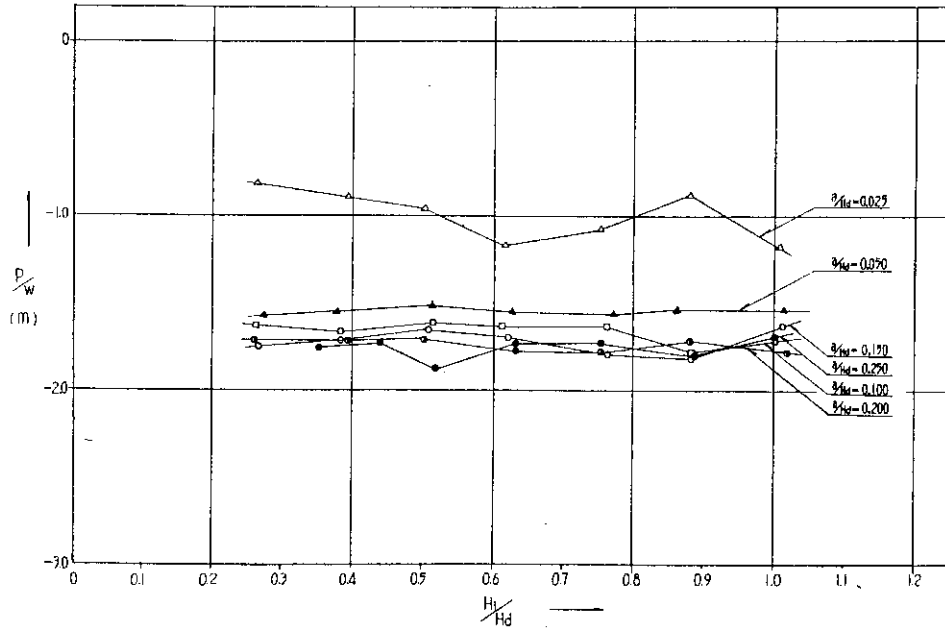


図-9 No. 15 ( $x/H_d=3.281$ ) の底面圧力変化

### 5. 流量係数

#### i) 自由越流の場合

ゲート全開で  $Q$  と  $H$  の測定結果を

$$Q = C_f B H^{3/2} \dots\dots\dots (5)$$

によつて整理すると表-9をうる。

また  $C_f$  と  $H/H_d$  の関係をプロットしたのが図-10である。ここで流量係数  $C_f$  の実験式が試算の結果近似的に双曲線  $y = \frac{x}{a+bx}$  の形で表わされることを知つた。したがつて最小自乗法を用いて  $C_f$  と  $H/H_d$  の関係

を求めれば、次式が得られる。

$$C_f = \frac{(H/H_d)}{0.018 + 0.532(H/H_d)} \dots\dots\dots (6)$$

図-10 に記入してある実線は (6) 式より計算したものであるが、実測値と最小自乗法による計算曲線との傾向は一致しているようである。点線は岩崎博士の提案した公式 (7) を使用して計算したものである。

$$C_f = 1.6 \frac{1 + A(H/H_d)}{1 + 0.5A(H/H_d)} \dots\dots\dots (7)$$

ただし  $A = \frac{C_a - 1.6}{1.6 - 0.5C_a} \cong 0.756$

表-9

Q (m³/s)	H (m)	C <sub>f</sub>	H/H <sub>a</sub>
30.36	0.864	1.416	0.108
52.62	1.184	1.530	0.148
53.64	1.192	1.544	0.149
71.85	1.460	1.614	0.183
80.00	1.488	1.635	0.186
89.06	1.616	1.624	0.202
102.21	1.740	1.668	0.218
112.32	1.880	1.632	0.235
120.00	1.928	1.680	0.241
123.46	1.980	1.660	0.248
141.68	2.164	1.667	0.271
152.81	2.256	1.689	0.282
176.09	2.456	1.713	0.307
200.38	2.720	1.673	0.340
212.52	2.804	1.695	0.351
240.00	3.000	1.730	0.375
242.88	3.060	1.699	0.383
290.00	3.388	1.742	0.424
320.80	3.616	1.747	0.452
354.20	3.844	1.759	0.481

これは二次元の流れの場合であり、本実験のように三次元の流れで、越流幅員が狭く、水脈の端収縮の影響が大きいため流量係数が小さくするものと推定される。

一点破線で示したものは三次元流れの実験例として、鎧畑ダムの実験結果である<sup>9)</sup>。流量係数の変化の傾向としては非常に似ているが、越流部形状の比較図でもわかるように本ダムの場合フラットであるため流量係数が小さくするものと思う。

ii) 水門からの流出の場合

ゲート部分開放による流れに対して、Crest までの貯水池水頭を H<sub>1</sub>、ゲートの開きを a とするとき、Q、H<sub>1</sub>、a の三者の測定結果を

$$Q = C_q \cdot a \cdot B \sqrt{2gH_1} \dots\dots\dots(8)$$

によつて整理すると表-10 をうる。

また C<sub>q</sub> と H<sub>1</sub>/a との関係をプロットしたのが図-11 である。ここでも自由越流の場合と同様、流量係数 C<sub>q</sub> の実験公式が、近似的に双曲線  $y = \frac{x}{a+bx}$  の形で表わされることを知つた。したがつて最小自乗法を用いて C<sub>q</sub> と H<sub>1</sub>/a の関係を求めれば次式が得られる。

$$C_q = \frac{(H_1/a)}{0.724 + 1.585(H_1/a)} \dots\dots\dots(9)$$

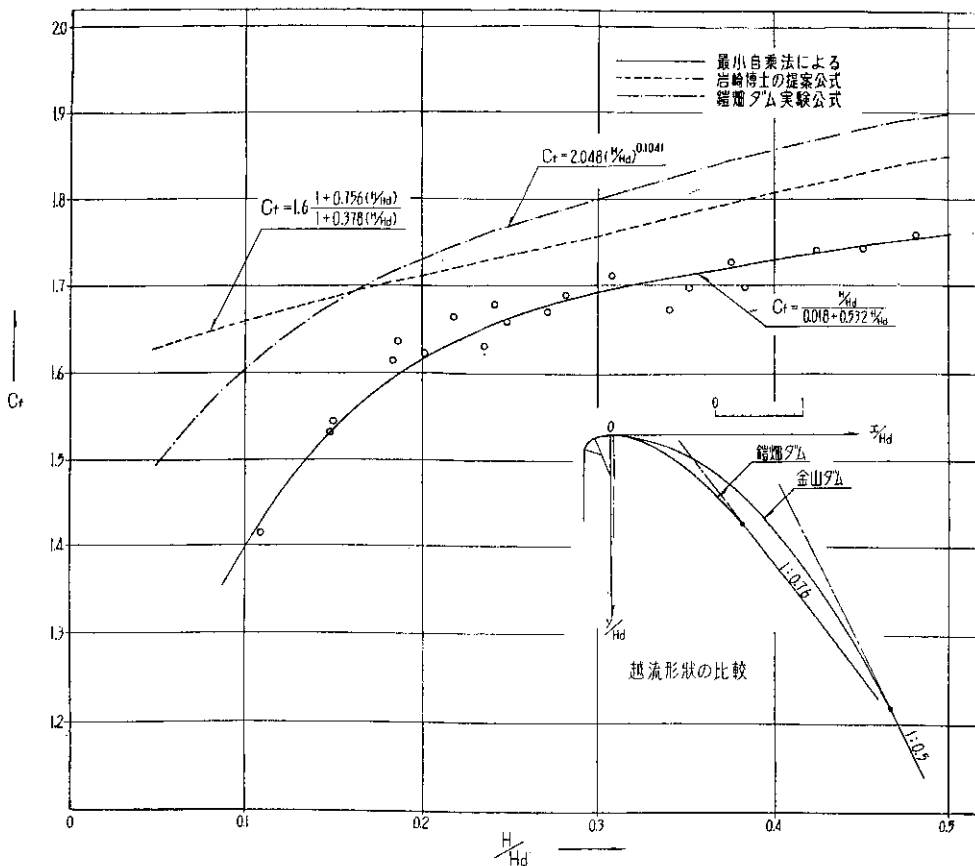


図-10 自由越流の流量係数 C<sub>f</sub> と H/H<sub>a</sub> との関係

..(6)  
もの  
傾向  
した  
..(7)

表-10

a=0.2 m		a/H <sub>a</sub> =0.025		a=1.2 m		a/H <sub>a</sub> =0.150	
Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>1</sub> (m)	C <sub>q</sub>	H <sub>1</sub> /a	Q (m <sup>3</sup> /s)	H <sub>1</sub> (m)	C <sub>q</sub>	H <sub>1</sub> /a
21.25	2.09	0.622	10.45	103.2	2.12	0.500	1.77
25.30	3.12	0.606	15.60	127.5	3.06	0.514	2.55
30.36	4.00	0.642	20.00	153.8	4.06	0.538	3.38
32.38	4.92	0.618	24.60	176.1	4.98	0.556	4.15
38.45	6.00	0.664	30.00	200.4	6.11	0.572	5.09
40.48	7.02	0.646	35.10	219.6	7.05	0.583	5.88
43.51	8.05	0.649	40.25	233.7	8.08	0.580	6.73
a=0.4 m		a/H <sub>a</sub> =0.050		a=1.6 m		a/H <sub>a</sub> =0.200	
41.49	2.17	0.596	5.43	136.6	2.07	0.502	1.29
49.58	3.01	0.604	7.53	168.0	3.14	0.501	1.96
57.68	4.09	0.603	10.23	200.4	4.00	0.530	2.50
63.75	5.01	0.602	12.53	232.7	5.05	0.548	3.16
71.84	6.16	0.612	15.40	266.1	6.02	0.573	3.76
75.89	6.88	0.612	17.20	288.4	7.02	0.576	4.39
80.95	8.09	0.602	20.20	311.7	8.12	0.578	5.08
a=0.8 m		a/H <sub>a</sub> =0.100		a=2.0 m		a/H <sub>a</sub> =0.250	
72.90	2.11	0.531	2.64	194.3	2.80	0.491	1.40
90.10	3.04	0.546	3.80	224.6	3.50	0.508	1.75
110.31	4.10	0.576	5.13	251.0	4.12	0.523	2.06
121.44	4.88	0.581	6.10	289.4	5.06	0.544	2.53
135.61	6.08	0.582	7.60	325.8	6.01	0.562	3.05
149.78	7.05	0.597	8.81	358.2	7.06	0.570	3.53
161.92	8.00	0.605	10.00	394.6	8.00	0.590	4.00

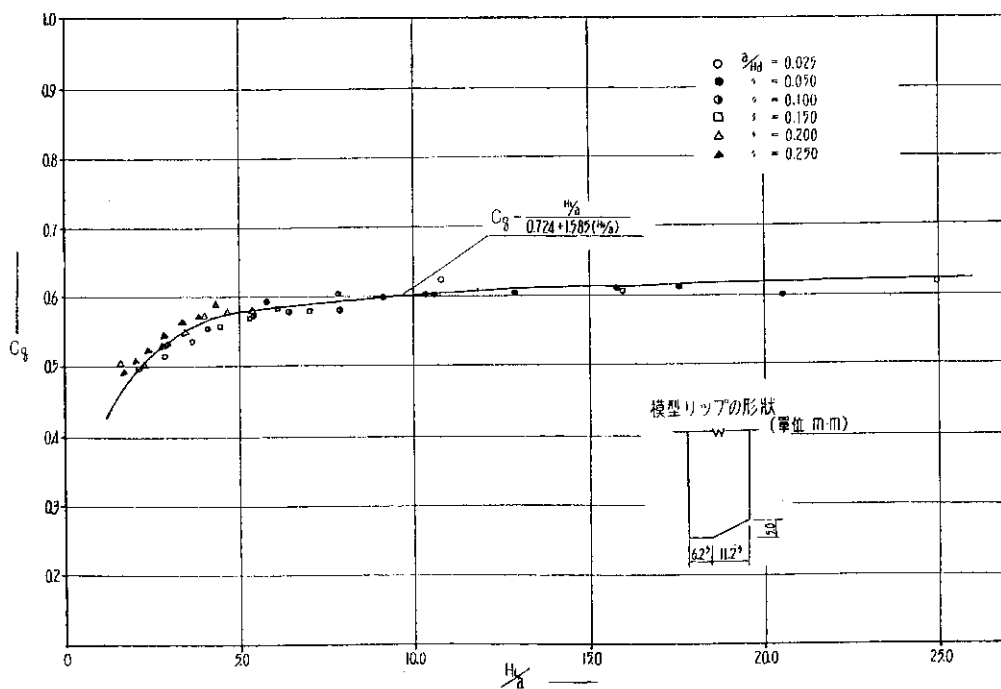


図-11 水門からの流出の流量係数  $C_q$  と  $H_1/a$  との関係

図-11 に記入してある実線は (9) 式より計算したもので、実測値と最小自乗法による計算曲線との傾向は一致しているようである。

本模型の水門リップの形は図-11 の中に示すような短形リップであるが、リップの形により流量係数  $C_q$  に大きく影響することが実験結果よりいわれている。

### 6. 流速分布

ピエゾメーター番号 No. 2, No. 3, No. 6 の各点について、自由越流の場合の流速分布を越流面に垂直に測定した。その結果を図-12, 13, 14 に示す。これらから知

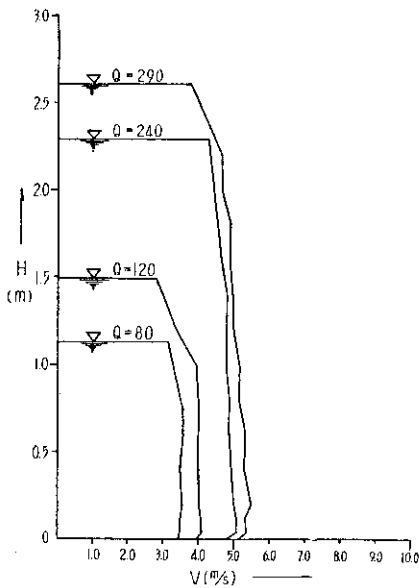


図-12 流速分布図 (No. 2)

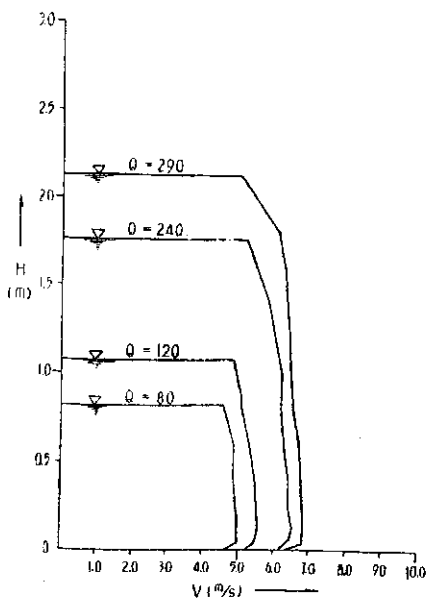


図-13 流速分布図 (No. 3)

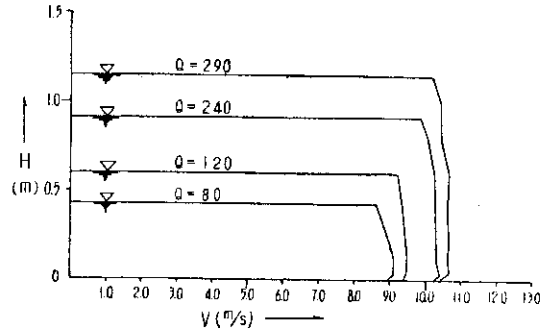


図-14 流速分布図 (No. 6)

られるように、水面流速が比較的におそく、底面に近づくにつれて次第に速度を増し、更に底面のごく近くにおいては、少しであるが急激におそくなっている。これは一般のダム の越流の場合にもみられることであるが、この領域が底面摩擦によつて生じる境界層に当たるものと思う。

### 7. 流線網による解法

#### i) 原理

この方法は内田博士が考え出したものであり<sup>9)</sup>、水門からの流出の場合における流れの問題に応用されて、よい結果を示している<sup>9)</sup>。まずこの方法の原理を簡単に述べる。

今図-15 のように境界の形がきまっていれば、その内部に適当な直交曲線を画いて解くのである。直交曲線座標 (図-15) における、 $u, v$  は速度ベクトル  $V$  の  $\alpha, \beta$  方向の成分とすれば、

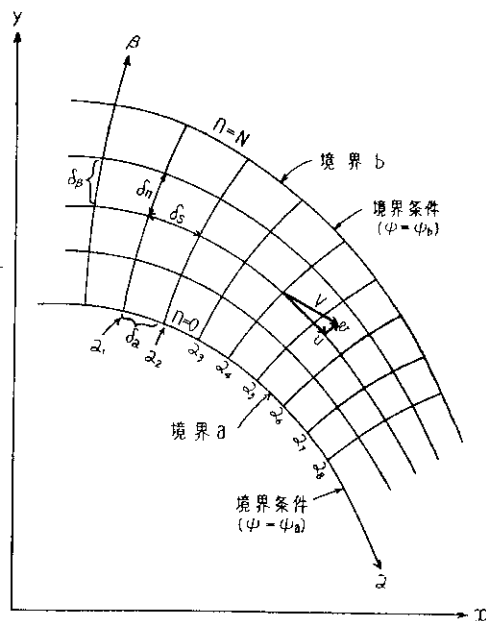


図-15 直交曲線座標

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{h_\beta} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \beta} \\ v &= \frac{1}{h_\alpha} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

で与えられる。ただし $\psi$ は流れの関数であり、 $h_\alpha, h_\beta$ は直交曲線座標における $\delta_\alpha, \delta_\beta$ に対応する弧の長さ $\delta_\alpha, \delta_\beta$ の比である。

$$\left. \begin{aligned} h_\alpha &= \frac{\delta_s}{\delta_\alpha} \\ h_\beta &= \frac{\delta_n}{\delta_\beta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

(10)式を渦なし条件式に代入すると、

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} \cdot \left( \frac{h_\beta}{h_\alpha} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} \right) + \frac{\partial}{\partial \beta} \cdot \left( \frac{h_\alpha}{h_\beta} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \beta} \right) = 0 \dots\dots(12)$$

となる。

第一近似として、図-15のような直交曲線座標をとると、 $\frac{\partial \psi}{\partial \alpha}$ は $\beta$ ＝一定の線にそつて0に近くなり、また $\frac{\partial \psi}{\partial \beta}$ は $\alpha$ ＝一定の線に沿つて一定に近づいてくる。したがつて(12)式の左辺の第一項は0と近似できるから、

$$\frac{\partial}{\partial \beta} \cdot \left( \frac{h_\alpha}{h_\beta} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \beta} \right) = 0 \dots\dots\dots(13)$$

(13)式を一度積分して積分定数を $F(\alpha)$ とおくと

$$\frac{h_\alpha}{h_\beta} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial \beta} = F(\alpha) \dots\dots\dots(14)$$

(14)式の積分定数 $F(\alpha)$ は境界 $a$ 上の速度 $u_a$ で表わされ、(10)式に代入すると、

$$\left. \begin{aligned} h_\alpha \cdot u &= F(\alpha) = h_\alpha \cdot a \cdot u_a \\ \text{またわ} \quad \frac{u}{u_a} &= \frac{h_\alpha \cdot a}{h_\alpha} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(15)$$

となり、

$$\frac{u}{u_a} = \frac{h_\alpha \cdot a}{h_\alpha} = \frac{\delta_s \cdot a}{\delta_s} \dots\dots\dots(16)$$

によつて $u$ が計算できる。

(10)式の $u$ の表現を境界線 $\beta_a$ から任意点 $\beta$ まで積分すれば次式をうる。

$$\psi - \psi_a = \int_{\beta_a}^{\beta} u \cdot h_\beta \cdot d\beta = \int_0^n u \cdot \delta_n \dots\dots\dots(17)$$

$\delta_n$ は $\alpha$ ＝一定の線に沿つて長さの成分であるから、 $\delta_n = h_\beta \cdot d\beta$ である。境界面

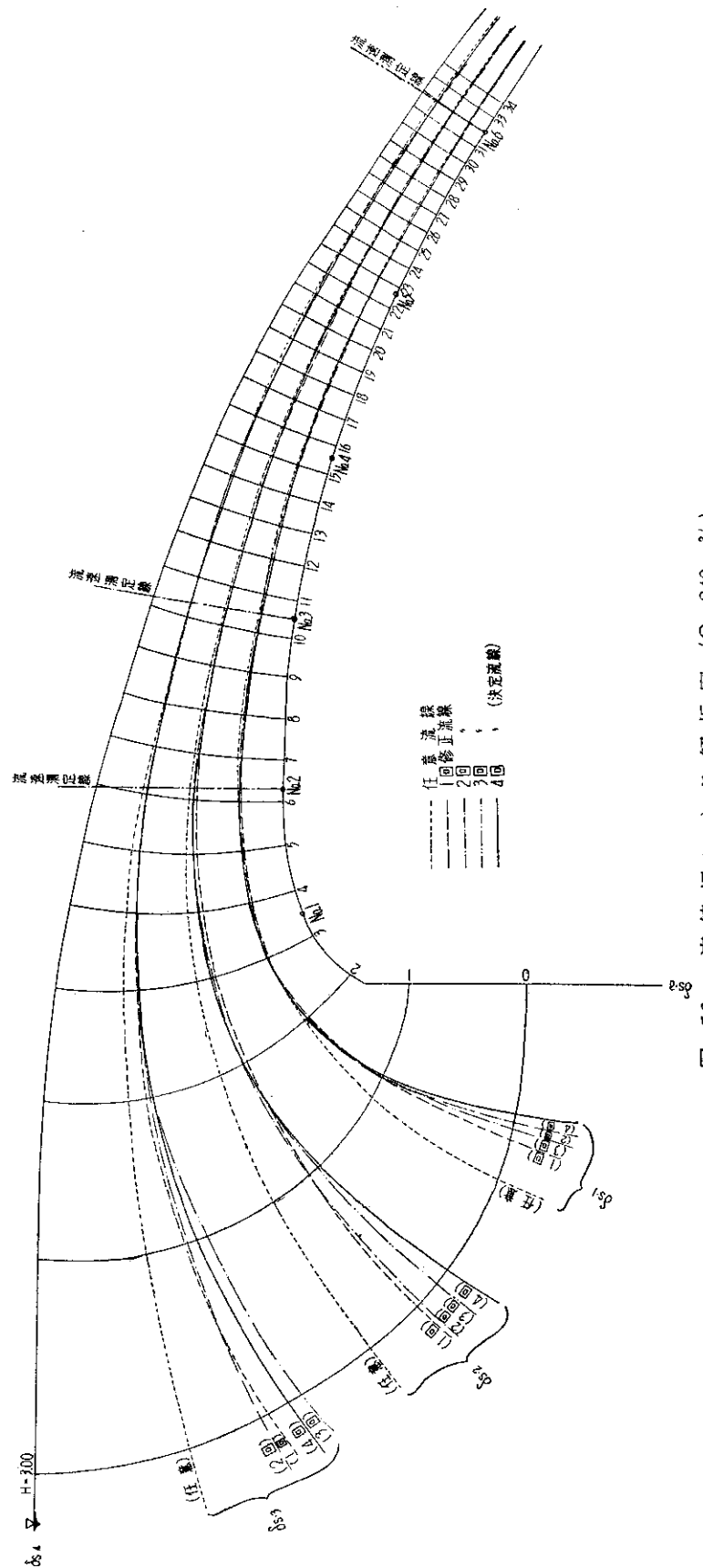


図-16 流線網による解析図 (Q=240 m³/s)

$a$  に関して  $\psi_a$  が 0 として取りうるから、第 2 境界面に関して、 $n=N$  と  $\psi=\psi_b$  を取り得る。したがって、

$$u_a = \frac{\psi_b}{\int_0^N \left( \frac{\partial \psi_n}{\partial s} \right) \cdot \delta_n} \dots\dots\dots (18)$$

この (18) 式から、 $a_1, a_2, a_3, \dots$  などの各断面について計算すると、境界面  $a$  に沿う  $u_a$  の値が求められる。

$u = u_a \left( \frac{\partial \psi_n}{\partial s} \right)$  の関係から、等ポテンシャル線に沿った流速分布が計算でき、これから  $\psi$  の一定値を与える  $n$  の値が図式演算により求められる。したがって第 1 近似解として  $\psi_1 =$  一定の曲線部すなわち修正流線が求められる。この流線をそのまま第 2 近似計算として用い、直交曲線座標を作製し、第 1 近似計算と同様の操作をくり返してゆけば最後に収斂する解が求められる。

ii) 計算例

ここでは先に述べた理論にもとづいて、模型実験による実測から流線網による解析を行ない、これからダム越流部の流速分布と越流部底面の圧力分布を求める。

自由越流で  $Q=240 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $q = \frac{Q}{B} = 8.989 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合について解析を進める。実測値より水面線を描き、この水面線とダムを境界層として、3本の任意流線を描く、図-16の点線で示した部分である。つぎに各流線と直角となるような等ポテンシャル線を描く、これで第 1 近似

値を求める準備ができたわけである。

直交曲線座標間の  $\delta_s$  と  $\delta_n$  を図上測定し、 $\frac{\partial \psi_n}{\partial s}$  を計算し、(18) 式の分母を積分して、 $\psi_b = q = 8.989 \text{ m}^3/\text{s}$  を与えると  $u_a$  が求められる。 $u_a$  が求められれば  $u = u_a \left( \frac{\partial \psi_n}{\partial s} \right)$  から、等ポテンシャル線に沿った  $u_1, u_2, \dots$  が計算される。各ポテンシャル線における  $u$  の値と  $\delta_n$  の図式積分により、 $n$  にそう  $q$  の値の変化が求められる。そして  $\frac{q}{4}, \dots, q$  に対応する  $\delta_n$  の修正値を図より決定し、その結果の修正流線を描いたのが図-16に破線で示した。この第 1 近似流線を用いて、直交曲線座標を作製し、同様操作をくり返し、第 2 近似以下を求めた。

その結果第 4 近似値ではほとんど収斂したので、これを最終流線と決定し、各流線に沿った流速分布図を求めれば図-17 のようになる。

図-17 より各点の流速を求め実測流速と比較したのが図-18 である。図にみられるように各点とも計算値の方が実測値より小さい値を示している。これはピトー管の静水圧孔が動水圧孔より下流に位置するため、ダムの流れのような場合は差圧が大となり、流速が大きくなるものとする。したがって本方法によつて得た値は満足すべきものと思う。

次に底面の圧力状態について、実測値と (2) 式によつて求めた値ならびに本方法によつて計算された  $v$  の値

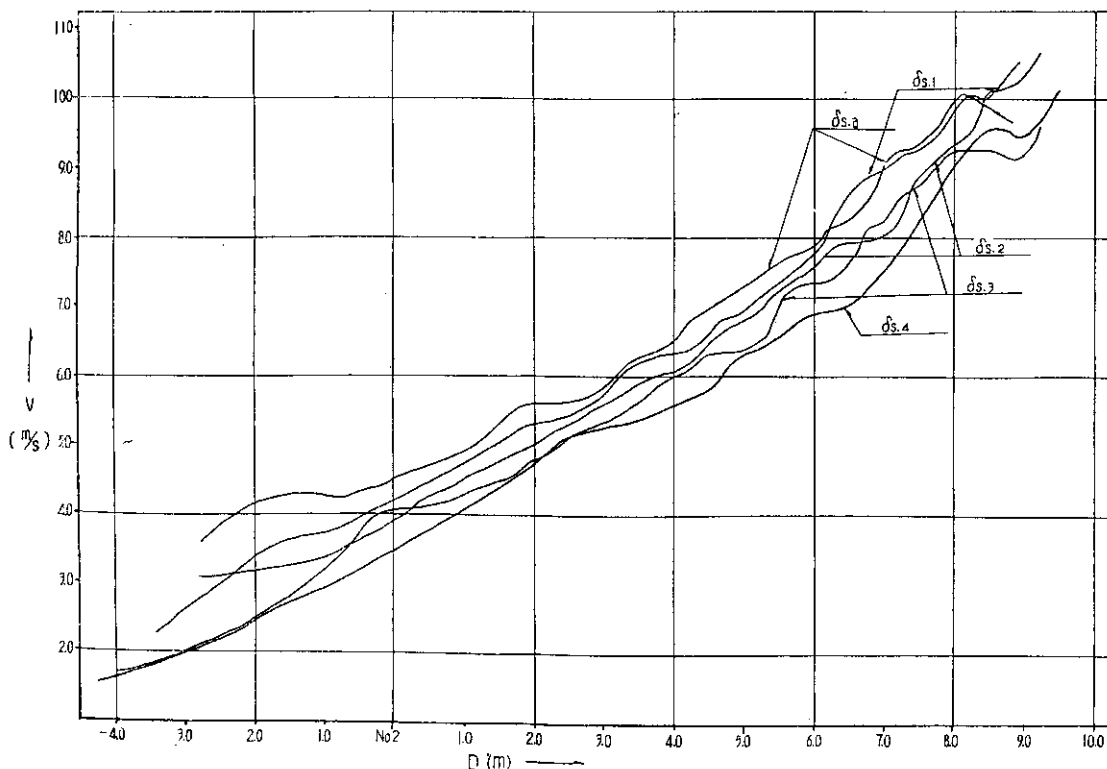


図-17 流線にそつた流速分布

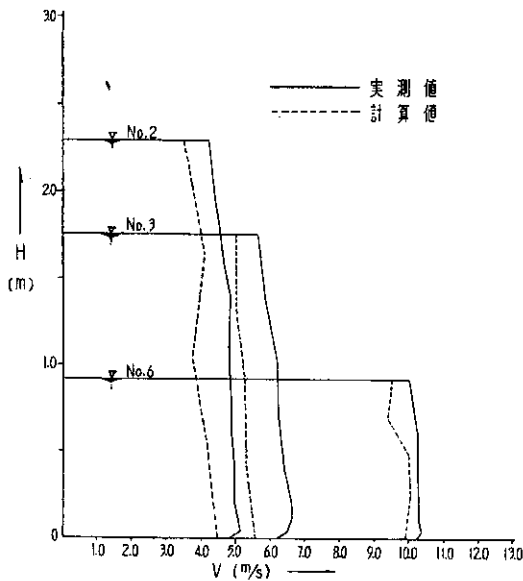


図-18 流速分布の比較図

をベルヌイの定理を用いて計算し、三者を比較したのが図-19である。流線網による計算値は、傾向としては実測値に似ているが、 $x/H_d$ がおよそ0~1.0の範囲では実測値より大きい値を示し、(2)式の計算値より適合性が悪いようである。

### 8. 結 語

底面圧力については、実験値と計算値との比較をし、自由越流ならびに水門からの流出の場合の圧力変化を明らかにすることができた。最大負圧は直線部に生じ、その大きさは流量の増減にかかわらず -2.0 m 程度であ

ることは興味深い。これは許容負圧以内で安全である。

流量係数は自由越流および水門からの流出のいずれの場合も、実験式として、双曲線  $y = \frac{x}{a+bx}$  の形で表わされる。設計水頭 8.0 m のときの越流量は  $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$  となる。

流線網による解法は付加的に行なつたものであるが、各点の流速および圧力を求めた計算値はかなり満足すべき結果をえた。

(室長所見) 本ダムの越流形状は当所計画の試案よりフラットになり、上流端は上流側に多少延長されているが、これは安定計算および上部構造の配置に関する考慮によるものと考えられ、水理的条件については実験考察の結果一応満足すべきものと思われる。

ただしもう少し大きい流量係数を望むならば、越流形状として多少シャープな放物線あるいは下部になるにつれ半径の大きな複合円弧を使用すれば改良されよう。この場合越流面圧力については曲線部に多少の負圧が出るかもしれないが、直線への移行部については現在より良好なるものと推定される。

終りに実験を行なうに当つて、局河川課・石狩川治水事務所の各位より戴いた御協力を深く感謝する。

### 参 考 文 献

- 1) 古谷浩三・内山博：金山ダム水理模型実験 [I]，土木試験所月報，81号，(1960)。
- 2) 日本河川協会：建設省河川砂防技術基準，p. 270，

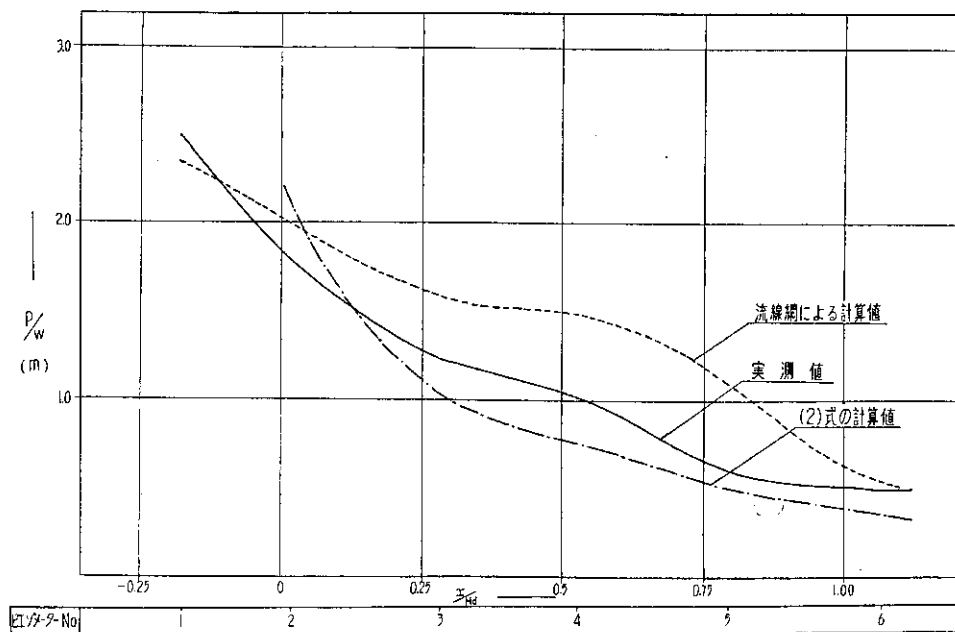


図-19 底面圧力の比較図 ( $Q=240 \text{ m}^3/\text{s}$ )

る。  
の  
む  
と  
、  
へ  
)  
が、  
よ  
結  
形  
つ  
こ  
る  
良  
水  
土  
70,

(1958).

- 3) R. Maitre: Etude de conditions de fonctionnement des évacuateurs de surface aux couvertures partielles des vannes, La Houille Blanche, No. 2, 232 (1952).
- 4) 石原藤次郎・本間仁: 応用水理学中 I, p. 167, 丸善.
- 5) 岩崎敏夫: 越流頂余水吐の流量係数について, 土木学会論文集, 第 43 号, (1957).
- 6) 村幸雄・荒木正夫: ダム越流部形状に関する実験的研究, 土木研究所報告, 第 93 号, (1955).
- 7) 前出 4), p. 164.
- 8) 内田茂男: 曲線座標による境界値問題の近似解法, 東大理工学研究所報告, Vol. 1 (1947).
- 9) Homma, M. Senshu, S. and Tsuchiya, A.: A Study on Hydraulic Pressure Acting on Sluice-Gate, J. S. C. E, No. 36, (1956).