

9.4 流水型ダムにおける河川の連続性確保に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
 研究期間：平 23～平 27
 担当チーム：水工研究グループ（水理）
 研究担当者：箱石憲昭、宮脇千晴
 海野 仁、櫻井寿之

【要旨】

近年、治水専用の流水型ダムの計画・建設事例が増加してきており、ダムにおける河川の連続性確保への期待が高まってきている。しかしながら、連続性の確保と洪水調節の機能とはトレードオフの関係にあり、従来の放流設備によって十分に連続性を確保することは困難である。そこで、常時は貯留しない流水型ダムにおいて、土砂や生物の移動を考慮した、従来にはない放流設備の配置計画手法や設計手法が求められている。

本研究は、河川の連続性を確保する流水型ダムに必要となる新形式放流設備の開発、放流設備の計画・設計技術の提案及び濁水発生機構の解明及び予測・対策技術の提案を検討するものである。

キーワード：流水型ダム、河川の連続性確保、ゲート設備、水理模型実験、土砂の連続性

1. はじめに

近年、治水専用の流水型ダムが環境面から注目されてきている。流水型ダムは、洪水調節開始流量に達しない場合（以下、常時という）は貯留せず、洪水時にのみ河床付近に配置した洪水調節用放流設備により放流量を調節する形式のものである。また、各種治水事業に対する環境負荷低減の要求が高まっており、ダムにおいても河川の連続性を確保する事業の展開が求められている。

既存の農地防災ダム等の治水専用ダムでは、河川の連続性確保への対応は考慮されていないと考えられる。このため、これまでのダムの設計とは異なる視点から、ダムに必要な放流設備の配置・設計及び操作方法等を検討していくことが必要である。

上記に鑑み、本年度は、流水型ダムにおける河川の連続性確保の前提条件となる山地河川の特性について調査するとともに、常時の土砂の連続性に関する水路幅の影響に関する水理実験並びに流水型ダムに設置するゲートについて水理模型実験により水理機能調査を実施した。

2. 調査の概要

流水型ダムが設置されるような山地河川の特性については、河道形成流量が平均年最大流量である¹⁾ことに着目し、河道断面資料（元河床）がある34ダムの平均年最大流量時の水理量と川幅の関係や豊水流量・平水流量について調査した。また、常時の土砂の連続性に関する水路幅の影響に関しては、対象ダムを設定してダム位置

で水路幅を狭めて土砂の連続性にどのような影響が生じるかを縮尺1/62.5模型を用いて検討した。更に、この水路上流に設置する洪水調節時に必要となる2種類のゲートについて、放流能力等水理機能について調査した。

3. 調査結果

3.1 山地河川の特性

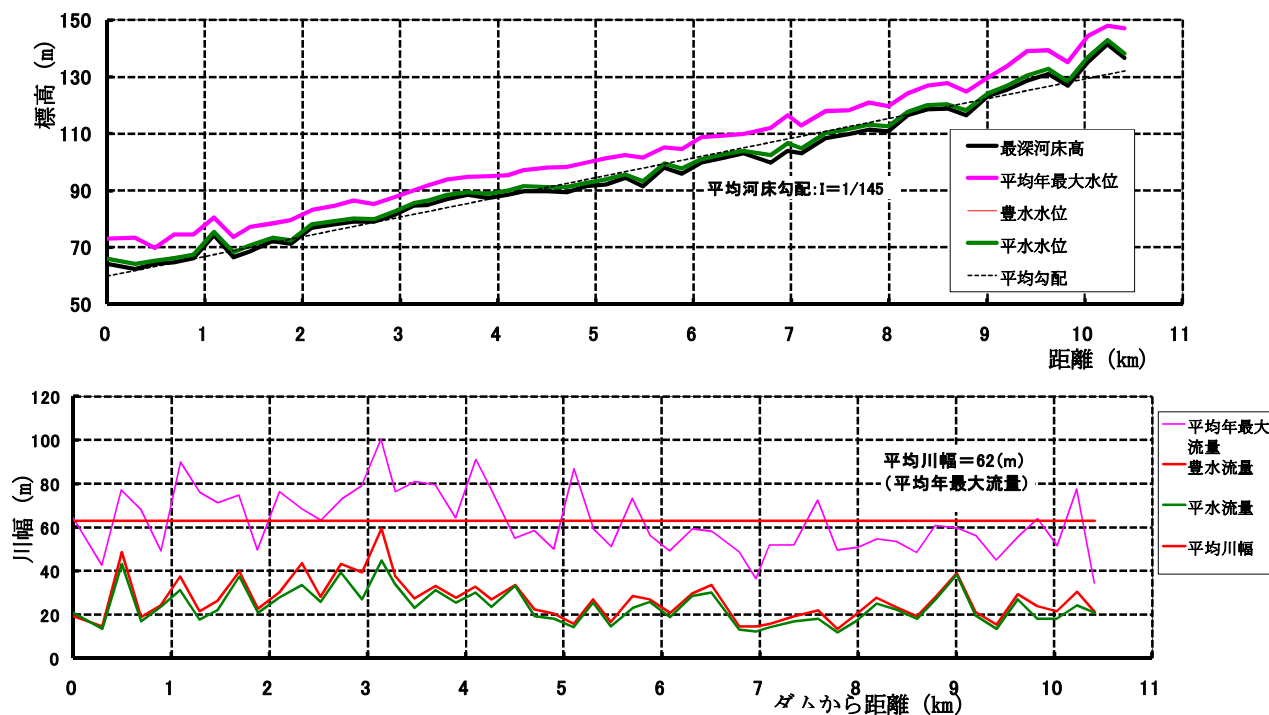
山地河川の特性については、表-1に示す34ダムについて過去10～20年分の年最大流量を調査し、平均年最大流量 Q_n を算定した。また、各ダム河道断面データより、上記で算定した平均年最大流量 Q_n が流下した場合（等流条件、粗度係数 $n=0.045$ ）の各断面の流水断面積 A_n 、水面幅 B 、最大水深 H を算定した。流量資料は、ダム管理年報（平成14年以前）および水文水質データベース（国土交通省）（平成14年～平成22年）より、概ね過去10～20年分の流入量データを用いた。なお、資料の収集期間は、年最大流量（時間データ）の整理が可能な期間とした。河道断面資料は、ダム建設当時の河道断面（元河床）を用いて整理した。表-1に調査結果と図-1に一例として河床勾配・河川幅の検討結果を示す。

山地河川におけるレジーム則（ $\alpha=B/Q_n^{0.5}$ ）について、水山²⁾は通常河川とほぼ同様（ $\alpha=5$ 程度）との見解を示しているが、詳細については未解明な部分もある。今回の整理の結果、比較的大きな値を示すロックフィルダムを除けば、平均的に $\alpha=3$ 程度となっている。また、その時の B/H についても平均的には $B/H=30$ 程度となってい

表一 調査結果

No.	流域面積A (km ²)	河道延長 (km)	河床勾配 1/1	流量(m ³ /s)			平均年最大流量				
				平均年最大流量Qn	豊水流量	平水流量	平均川幅B (m)	平均河積An (m ²)	平均水深H (m)	B/H	$\alpha=B/Qn^{0.5}$
1	298.7	7.9	160.0	176.0	10.3	5.1	75.3	157.6	1.9	40.1	5.7
2*	291.6	4.0	50.0	162.7	15.6	9.2	69.7	57.0	0.9	73.5	5.5
3*	113.3	3.5	120.0	66.6	5.2	3.9	55.5	40.0	0.8	70.0	6.8
4	147.5	1.3	70.0	141.9	6.7	3.0	42.9	48.9	1.2	36.3	3.6
5	35.4	7.3	60.0	43.8	2.1	1.0	19.4	17.0	0.9	21.1	2.9
6*	154.0	2.4	55.0	346.2	14.8	7.7	120.5	114.8	1.1	109.6	6.5
7	740.0	16.0	230.0	347.0	23.7	17.2	68.7	144.0	2.2	31.7	3.7
8	583.0	18.9	325.0	779.7	50.5	26.6	72.5	260.8	3.8	19.2	2.6
9	210.1	8.9	115.0	311.6	16.1	10.0	39.5	90.8	2.4	16.6	2.2
10*	635.0	7.4	250.0	824.8	46.3	26.3	224.5	386.4	2.1	109.4	7.8
11	195.3	3.3	70.0	388.0	9.9	6.2	62.0	102.9	1.9	32.7	3.1
12	401.0	6.7	80.0	273.5	34.8	21.1	27.7	65.4	2.5	11.2	1.7
13	110.8	4.5	50.0	152.0	7.3	3.8	41.5	45.4	1.2	34.0	3.4
14	507.6	6.4	120.0	399.4	15.8	8.8	50.1	114.7	2.4	20.6	2.5
15	271.2	8.5	120.0	464.8	11.8	7.2	79.0	141.8	2.3	34.7	3.7
16	323.6	10.0	80.0	489.0	3.8	2.3	45.4	111.0	2.5	17.8	2.1
17	260.0	3.1	40.0	293.4	3.9	2.0	29.3	55.8	1.9	15.0	1.7
18	322.9	11.4	95.0	472.8	6.8	3.7	54.5	122.2	2.3	23.4	2.5
19	428.4	10.7	80.0	628.8	44.8	25.2	92.3	167.2	2.0	45.8	3.7
20	311.1	5.3	90.0	228.2	14.9	9.5	86.7	90.4	1.2	74.7	5.7
21	288.0	7.2	60.0	231.5	4.5	2.0	70.8	76.0	1.2	61.2	4.7
22	2409.0	15.5	200.0	2546.1	161.1	109.5	54.1	458.4	8.9	6.1	1.1
23	471.0	11.1	120.0	700.3	33.7	16.6	53.4	165.2	3.3	16.3	2.0
24	504.5	7.9	100.0	914.3	26.9	17.7	50.9	180.7	3.7	14.0	1.7
25	3827.0	33.9	260.0	2365.0	188.4	126.5	76.9	509.4	6.8	11.4	1.6
26	121.2	4.0	55.0	96.2	2.4	1.5	20.4	27.5	1.4	14.9	2.1
27	307.5	9.0	250.0	432.0	12.2	7.9	75.8	174.7	2.5	30.3	3.6
28	72.6	3.4	40.0	75.1	0.4	0.2	19.4	20.8	1.2	16.9	2.2
29	168.0	6.4	120.0	312.4	5.3	2.8	38.9	89.9	2.4	16.2	2.2
30	688.9	9.0	125.0	2012.8	31.4	17.5	68.7	353.8	5.3	13.0	1.5
31	417.0	20.8	210.0	2469.7	20.0	11.3	87.5	509.8	6.1	14.3	1.8
32	805.0	10.4	145.0	1626.2	47.9	29.3	63.0	314.5	5.2	12.2	1.6
33	359.0	7.8	105.0	735.7	20.6	12.5	63.6	174.8	2.9	22.0	2.3
34	89.0	5.7	95.0	308.0	2.2	1.1	44.3	87.1	2.1	21.2	2.5

*No.に*付きはロックフィルダム



図一 検討結果一例

る。粗度係数 n についても、山地河川では $n=0.045$ 程度とされている。また、平均年最大流量と流域スケールに関する葛葉らの論文³⁾によると、 Q_n と流域面積 A は両対数グラフ上で比例関係があるといわれている。この関係を用いて整理すると、図-2となる。図-2より、ややばらつきがあるが比例関係が見られる。

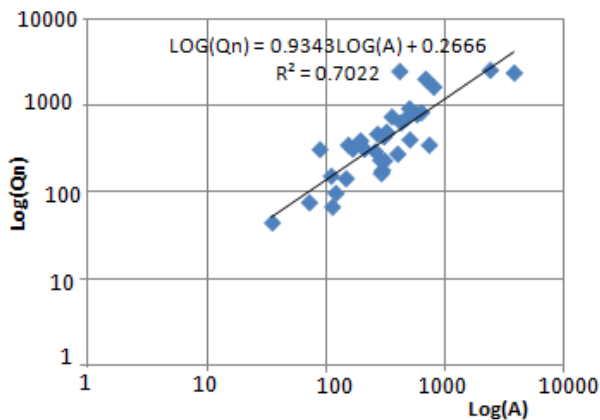


図-2 Log (Qn) ~Log (A)

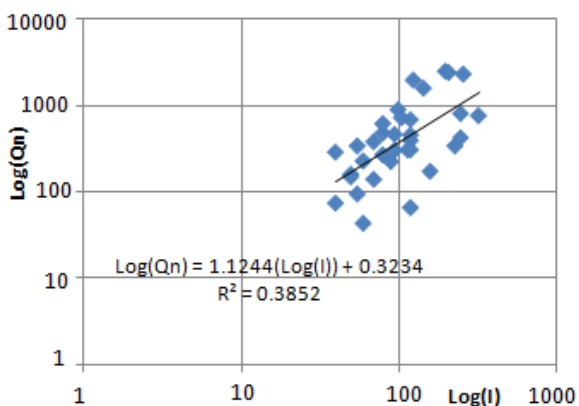


図-3 Log (Qn) ~Log (I)

次に、 Q_n と河床勾配 I を同様に両対数で整理してみたのが図-3となる。図-3より、ばらつきはかなり大きいですが、両者は比例関係が認められる。このため、 Q_n を A と I のそれぞれ対数を取り、重相関で求めてみる。結果を次式に示す。

$$Q_n^* = 10^{(0.166\text{LOG}(A) + 0.909\text{log}(I) - 0.0179)} \dots\dots (1)$$

図-4に、 $\text{Log}(Q_n^*)$ と $\text{Log}(Q_n)$ の関係を示す。河床勾配を用いることで、相関係数が0.73と大きくなるが、ばらつきはさほど小さくならない。なお、葛葉ら³⁾が降雨、流出及び極値分布モデルから導き出された簡易モデルの算定結果によると、 $A=10\text{km}^2$ で $Q_n=17\text{m}^3/\text{s}$ 、 $A=100\text{km}^2$ で $Q_n=33\text{m}^3/\text{s}$ となり、図-2から導きだされる値の約1/3程度となっている。これらの違いは、よくわからないが、 100km^2 以下のデータ数がある

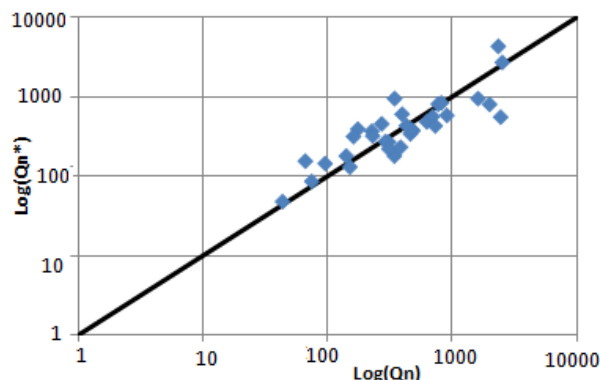


図-4 Log (Qn) * ~Log (Qn)

りないので、今後、データの追加する必要がある。次式は、葛葉らの検討結果の図から $A \leq 500\text{km}^2$ 以下の範囲について新たに近似式を策定したものである。今後の検討では、次式を用いて Q_n を算定している。

$$Q_n = 10^{(-0.0902\text{log } A^3 + 0.4846A^2 + 0.1237A + 0.0653)} \dots (2)$$

また、ロックフィルダムにおいては、 B/H がかなり大きな値を示しており、取り扱いに注意する必要がある。

3. 2 常時の土砂の連続性に関する水路幅の影響

上記の検討結果より、 $B/H=30$ 、 $\alpha=3$ 及び平均年最大流量 Q_n (式(2)より算定) を用いて対象ダム ($A=50\text{km}^2$ 、 $I=1/50$) を想定し、ダム位置で水路幅を縮めた場合の土砂の連続性について、縮尺 1/62.5 の水理模型実験を実施した。

図-5に実験装置を示す。実験条件は以下のとおりである。

- (1) 流域面積
 $A=50\text{km}^2$
 - (2) 貯水池内河床幅
 $B=12.6\text{m}$
 - (3) 堤体内水路幅
 $B=7.5\text{m}, 10.0\text{m}, 12.6\text{m}$
 - (4) 河床勾配
 $n=1/50$
 - (5) 年平均最大流量 Q_n
 $Q=17.1\text{m}^3/\text{s}$
 - (6) 粗度係数
 $n=0.02$ (事前実験水の水の水面形から求めた)
 - (7) 通水時間
1日 (24時間)
- また、無次元掃流力 τ^* の想定 $\tau^*=0.1$ (河川低水路の設

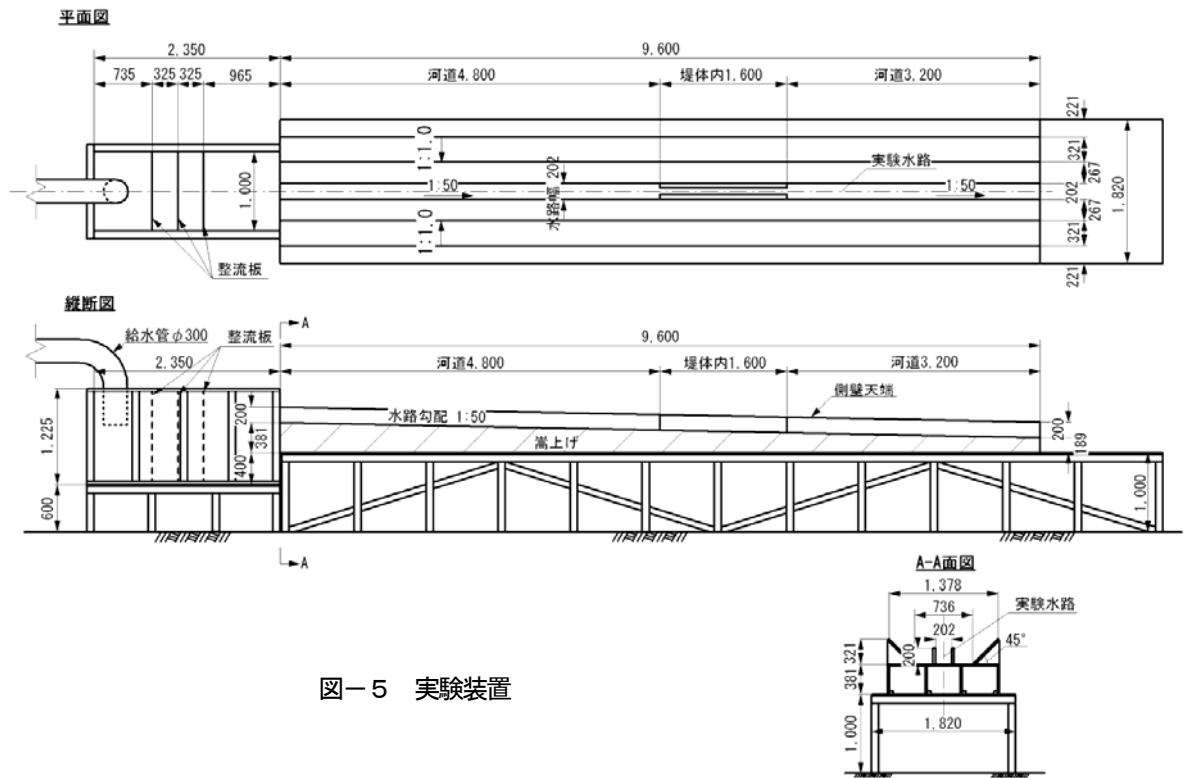


図-5 実験装置

計参照) から粒径 $d_s=0.047\text{m}$ の均一粒径を用いた。

(8) 給砂量

給砂量は、本条件での堆砂を開始する限界の給砂量を実験で求めて $0.078\text{m}^3/\text{s}$ とした。

各実験ケースの水路状況を図-6に示す。図-6より、水路は、堤体上流425mと堤体100mと堤体下流75mを再現している水路幅 $B=12.6\text{m}$ の矩形水路で、ケース1では全て $B=12.6\text{m}$ 、ケース2では、堤体のみ $B=10\text{m}$ 、ケース3では堤体のみ $B=7.5\text{m}$ と狭めた場合について、通水時堆砂状況と下流端での流量と実験終了時堆積厚を調査した。

3.2.1 通水時土砂堆積状況

各ケースでの土砂堆積状況を図-7に示す。図-7より、堆砂開始位置は、堤体部での水路幅低減による背水の影響でケース1で425m、ケース2で420m、ケース3で400mとなっており、ケース1、2ではほぼ同程度の位置で堆積が始まっている。水路幅低減による影響で堤体内のみ水路幅 $B=7.5\text{m}$ としているケース3のみ堤体上流25m位置で堆積している。また、8時間後には全てのケースで堆砂が上流まで達している。堤体前面の滞筋についてもみると、ケース1、2はほぼ同じ状況となっている。ケース3でも堤体前面付近まで堆砂しているが、ケース1、2と異なり、水の流れを堤体幅を7.5mに狭めた結果、やや阻害していると考える。

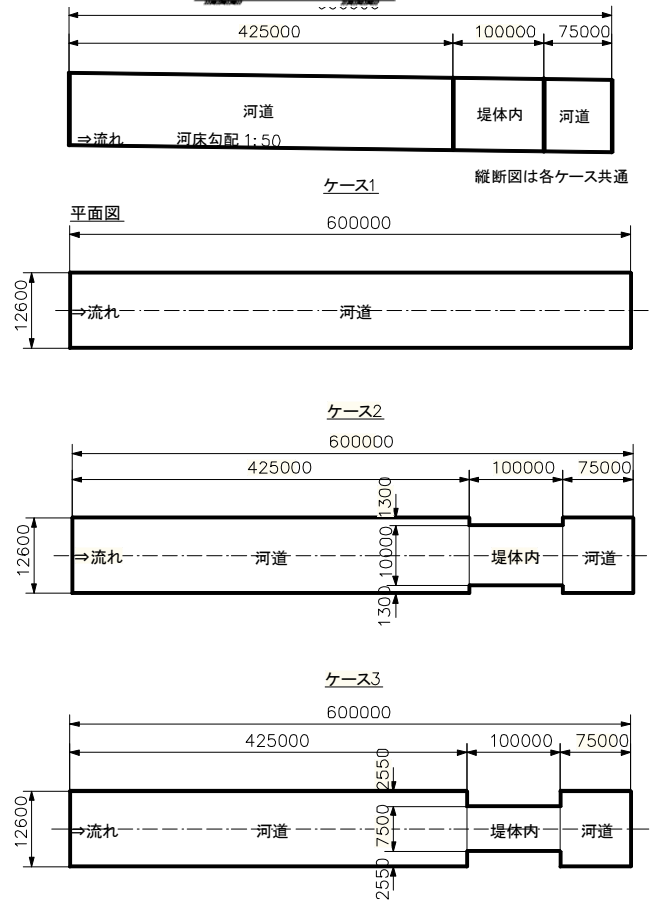
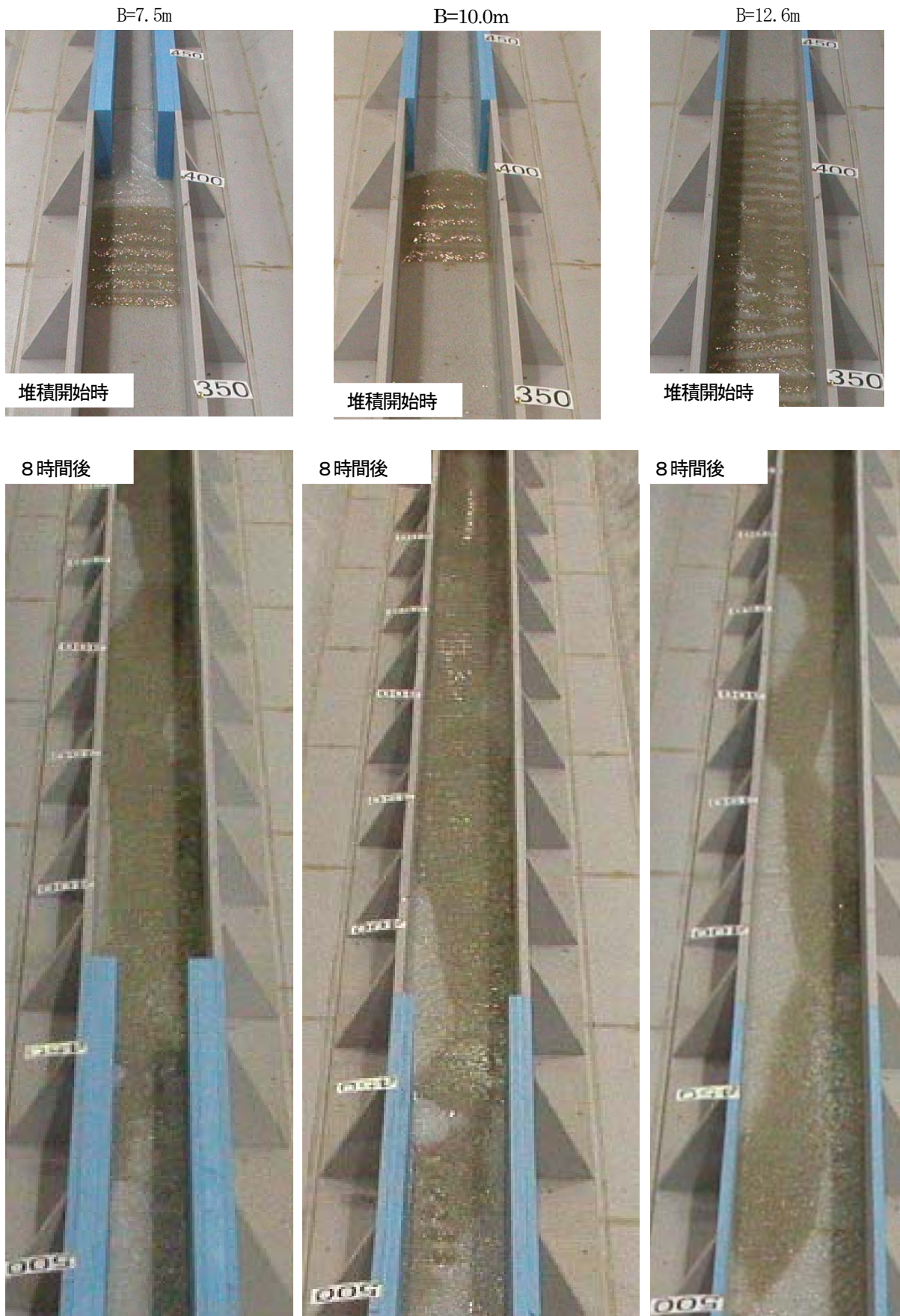


図-6 実験水路 (単位 mm)



図一七 通水時土砂堆積状況

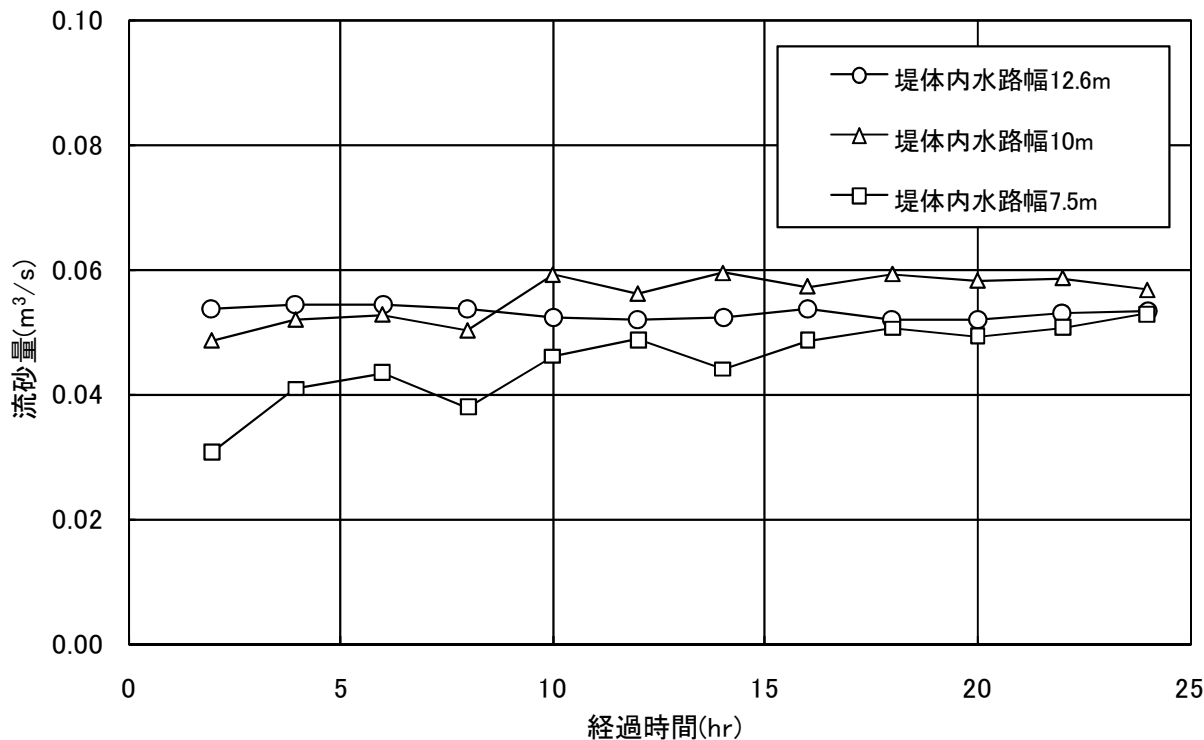


図-8 流砂量測定結果

3.2.2 下流端流砂量

図-8に下流端での流砂量の測定結果を示す。図-8より、通水時堆砂状況でも述べたとおり、B=7.5mのケ

ース3では、他のケースに比べて流砂量が実験開始から小さくなっており、堤体内水路幅を狭めた影響が考えられる。なお、20時間くらいからはB=12.6mのケー

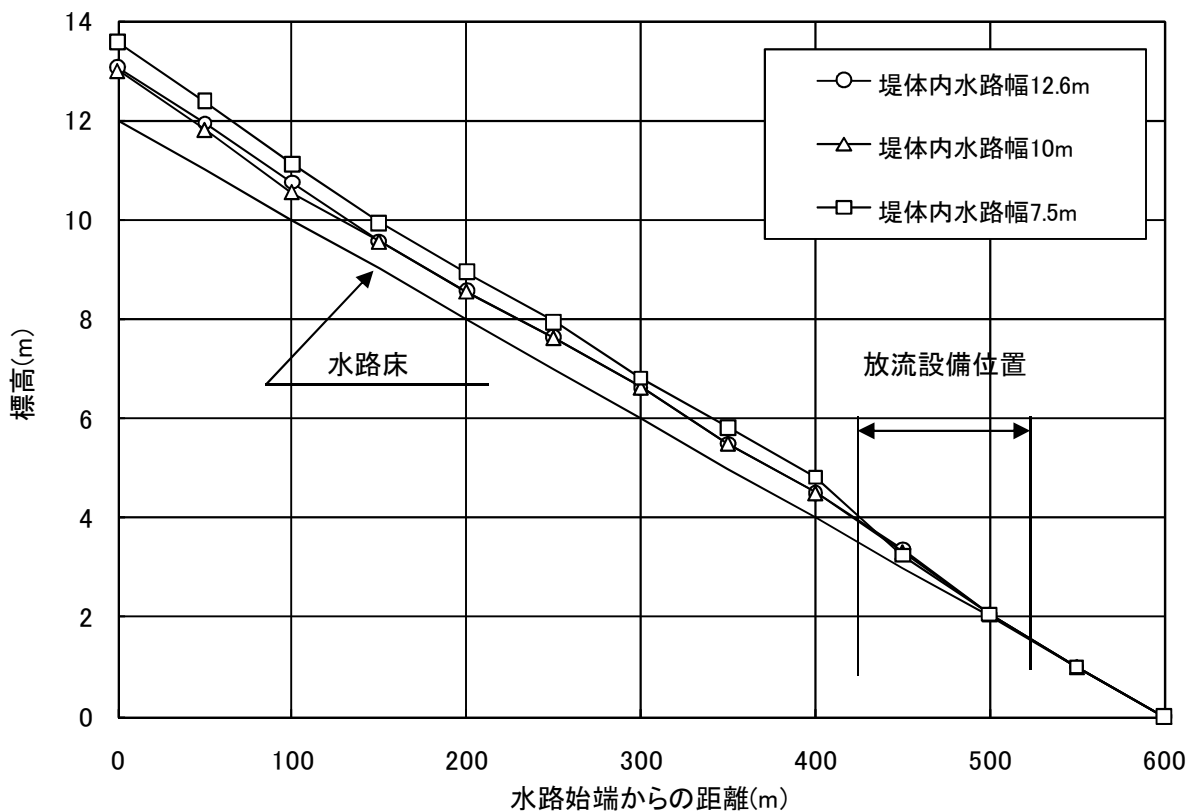


図-9 堆砂厚測定結果

ス1と同程度となっている。今回の実験では、 $Q_n=17.1\text{m}^3/\text{s}$ 一定の24時間通水としているが、実際の流入ハイドロを考える場合には、出水初期のケース1との差が土砂の連続性に影響を与えられとされる。今後は、流入ハイドロのパターンを変化させた検討が必要である。

3.2.3 通水後の堆砂形状

図-9に通水後の各ケースでの堆砂厚測定結果を示す。下流端での流砂量の測定結果を示す。図-9より、ケース1, 2についてはほぼ同程度の堆砂厚となっており、ケース3では他のケースに比べて堆砂厚の増加が見られる。今回の実験条件では、流砂量や堆積厚の測定結果から土砂の連続性を満足する堤体内水路幅として $B=10\text{m}$ と考えられる。

3.3 堤体内水路前面ゲートの水理機能

3.2の検討により堤体内水路幅 $B=10\text{m}$ との結果が得られたのを受けて、この水路前面に設置する洪水調節用ゲートについて図-10に示す2形状の検討を実施した。部分開ゲートは堤体内水路幅と等幅のもので、洪水調節時に必要な放流能力をパーシャルで放流するものである。また、放流口付ゲートは、ゲートに堤体内水路幅より小さい放流口を設置したもので、放流口の開口幅 B_a を 5m 、 2.5m の2ケースについて放流能力と放流状況について水理模型実験により調査した。

実験は図-11に示すように堤体上流部に河道を 75m 、その下流に堤体 40m を縮尺 $1/25$ で製作した模型を用いて実施した。

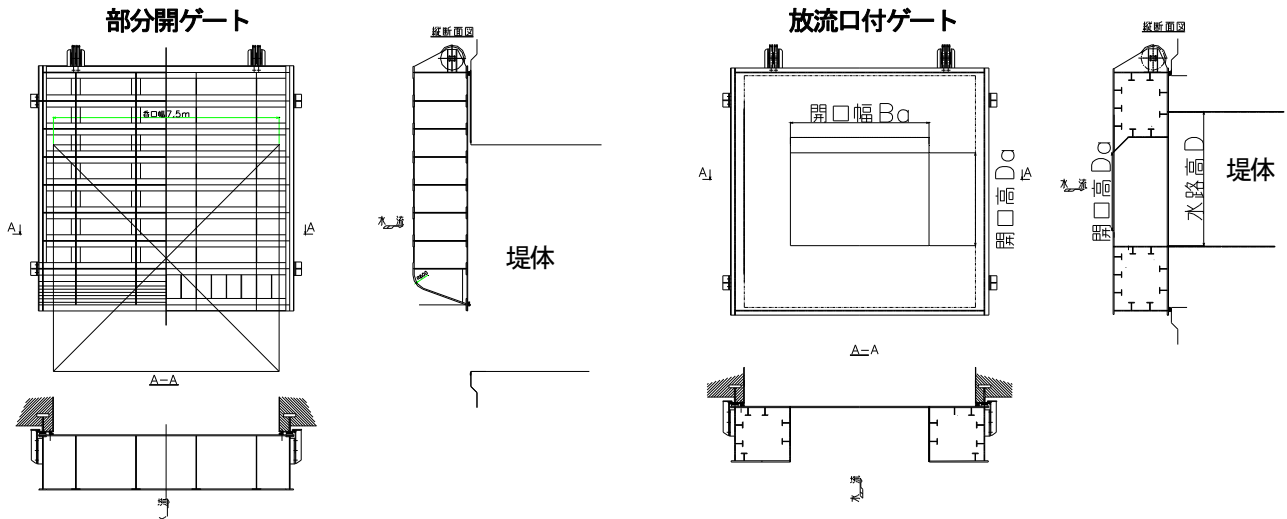


図-10 ゲート形状
平面図

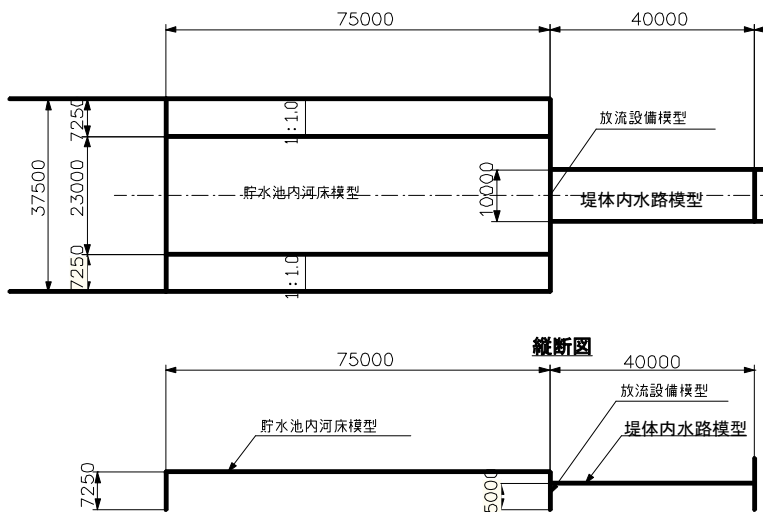


図-11 実験模型 単位 (mm)

表-2 放流能力調査結果

ゲート開き G (m)	貯水頭 H (m)	放流量 Q (m ³ /s)	流量係数 C	C ²	D/H	推定値による	
						放流量 (m ³ /s)	誤差 (%)
4.800	9.850	372.250	0.5358	0.2871	0.508	372.205	0.0
4.800	15.000	505.625	0.5898	0.3478	0.333	506.676	0.2
4.800	21.093	628.906	0.6186	0.3827	0.237	629.709	0.1
4.800	26.625	724.219	0.6341	0.4020	0.188	723.530	-0.1
4.000	10.163	338.125	0.4792	0.2296	0.492	337.830	-0.1
4.000	17.463	482.000	0.5211	0.2715	0.286	481.534	-0.1
4.000	24.900	594.188	0.5379	0.2894	0.201	593.160	-0.2
4.000	31.625	678.875	0.5454	0.2974	0.158	678.461	-0.1
3.200	10.713	294.188	0.4061	0.1649	0.467	293.998	-0.1
3.200	22.600	457.938	0.4352	0.1894	0.221	458.554	0.1
3.200	39.965	624.688	0.4464	0.1993	0.125	625.436	0.1
2.400	9.538	212.219	0.3104	0.0964	0.524	213.416	0.6
2.400	21.995	344.688	0.3320	0.1102	0.227	344.760	0.0
2.400	33.538	432.250	0.3372	0.1137	0.149	432.189	0.0
2.400	45.075	505.000	0.3398	0.1155	0.111	504.665	-0.1
1.600	9.625	146.719	0.2136	0.0456	0.519	146.646	0.0
1.600	22.698	235.281	0.2231	0.0498	0.220	235.364	0.0
1.600	34.005	290.938	0.2254	0.0508	0.147	291.052	0.0
1.600	44.973	335.781	0.2262	0.0512	0.111	336.371	0.2
0.800	9.970	74.063	0.1060	0.0112	0.502	72.156	-2.6
0.800	21.988	113.750	0.1096	0.0120	0.227	111.898	-1.6
0.800	32.070	137.969	0.1101	0.0121	0.156	136.595	-1.0
0.800	44.980	164.063	0.1105	0.0122	0.111	162.837	-0.7

開水路流

貯水頭 H (m)	放流量 Q (m ³ /s)	流量係数 C	H/D	推定値による	
				放流量 (m ³ /s)	誤差 (%)
1.168	17.969	0.0751	0.234	17.704	-1.5
2.605	60.219	0.1686	0.521	59.006	-2.0
4.275	124.469	0.2720	0.855	124.048	-0.3
5.668	188.250	0.3572	1.134	189.354	0.6

3.3 .1 部分開ゲート調査結果

部分開ゲートでは、放流能力と放流流況を調査し、それぞれゲート開き G=0.8m, 1.6m, 2.4m, 3.2m, 4.0m, 4.8m について実施した。放流能力調査結果を表-2 及び図-12 に示す。

放流能力調査結果から、管路流については、各ゲート開き毎に C² と D/H が直線で表され、その係数 a, b を各ゲート開度 G を開口高 D (=5m) で除した G/D で最小自乗法で求め、以下に放流機能曲線式を示す。

$$Q=CA(2gH)^{0.5} \dots \dots \dots (3)$$

$$C^2=a(D/H)+b$$

$$a=-0.4689Gg^3+0.0876Gg^2-0.0245Gg$$

$$b=-0.0553Gg^3+0.5747Gg^2-0.0129Gg$$

ここに、Q：放流量(m³/s)、C：流量係数、

A：吐口断面積 (D5m×B10m=50m²)、

H：貯水頭(m)、D：吐口断面高5m、

B：吐口断面幅10m、G：ゲート開き(m)、

Gg：ゲート開度 (G/D)

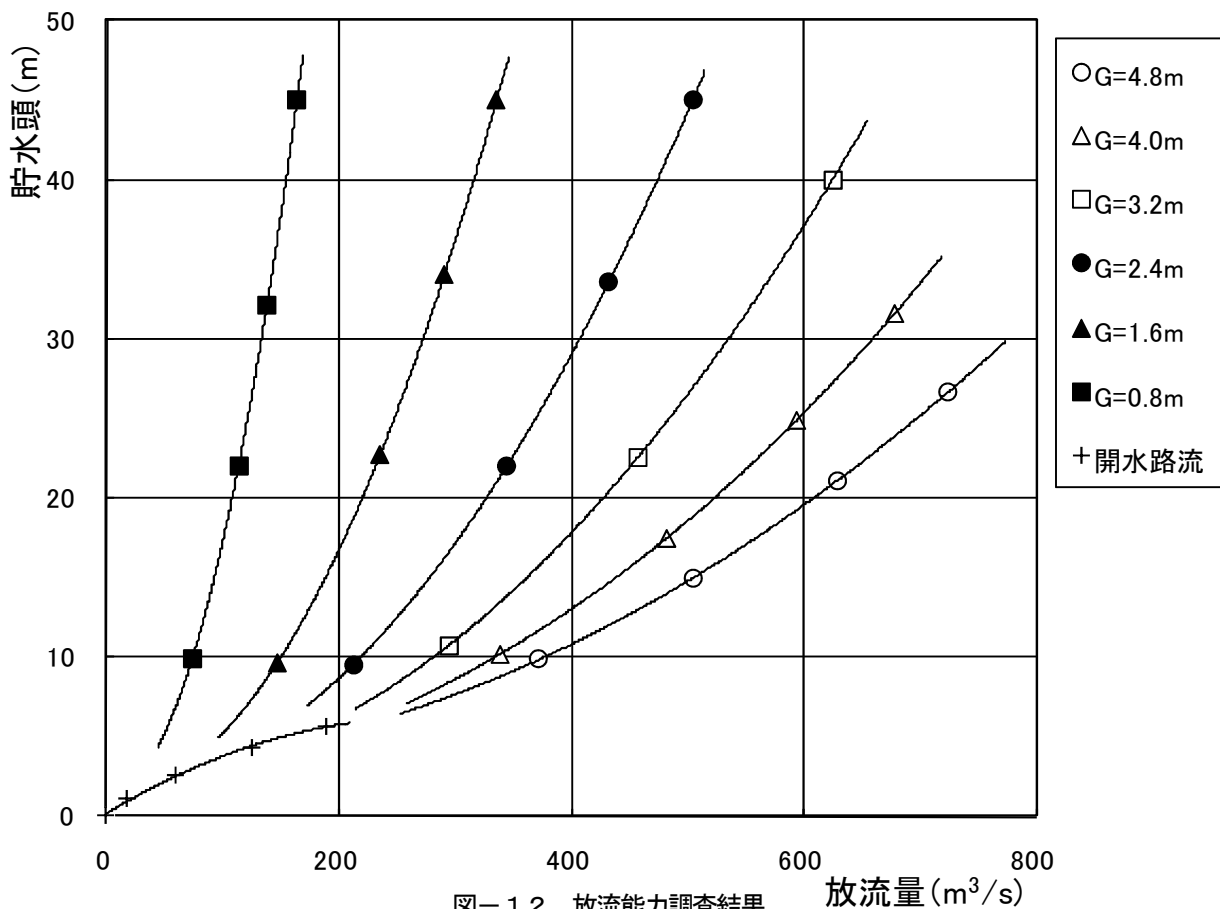
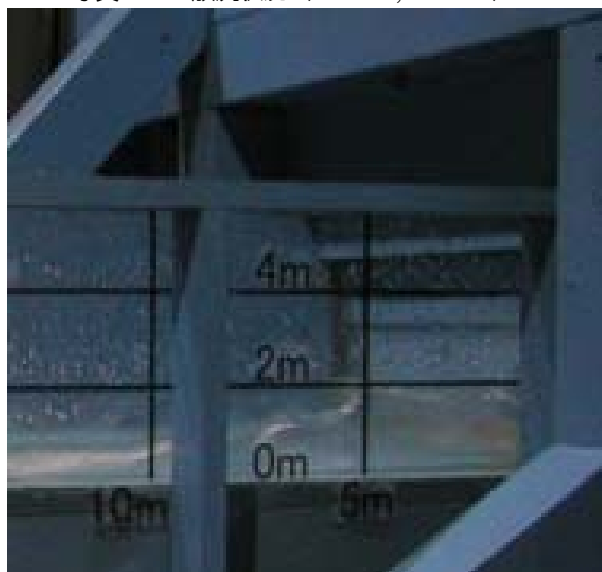


図-12 放流能力調査結果

なお、表-2にこの式から得られた推定値と実験値の誤差を示す。概ね誤差も小さく、この推定式により放流量が推定できると考える。

次に、ゲートからの放流状況の一例を写真-1に示す。写真-1より、ゲートからの放流水脈は堤体内水路部側

写真-1 放流状況 (H=45m,G=0.8m)



面部に衝突し、跳ね上がる。最高水位 H_h と発生位置の、ゲート始端からの距離 X_h について、各ゲート開き毎の観測結果を表-3に示す。表-3より、各ゲート開きでの H/G と H_h/G の関係を整理すると、図-13となる。図-13より、ゲート開きが小さいほど H_h/G が大きくなりかつ H/G が大きいほど大きくなっている。このため、次式に若干の余裕を確保するように水路高を設定する必要がある。 $H_h/G = -0.0005H/G^2 + 0.059H/G + 1.3161 \dots(4)$

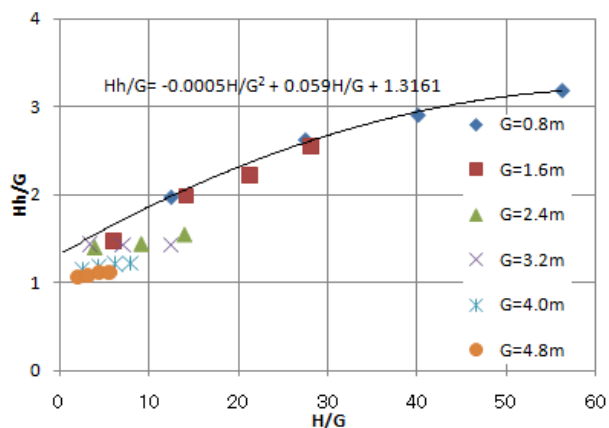


図-13 $H_h/G \sim H/G$ の関係

表-3 最高水位地点と最高水位

ゲート開きG(m)	貯水位H(m)	放流量Q(m ³ /s)	最高水位地点 Xh(m)	最高水位Hh(m)
開水路	1.2	18.0	15.0	1.0
	2.6	60.2	11.0	2.2
	4.2	124.5	32.5	3.0
	5.5	188.3	24.0	3.8
0.8	10.0	74.1	2.0	1.6
	22.0	113.8	2.0	2.1
	32.1	138.0	2.0	2.3
	45.0	164.1	3.0	2.6
1.6	9.6	146.7	4.0	2.4
	22.7	235.3	5.0	3.2
	34.0	290.9	6.0	3.6
	45.0	335.8	7.0	4.1
2.4	9.5	212.2	4.5	3.4
	22.0	344.7	7.0	3.5
	33.5	432.3	7.0	3.7
	45.1	505.0	8.0	4.3
3.2	10.7	294.2	4.0	4.6
	22.6	457.9	5.0	4.6
	40.0	624.7	5.0	4.6
4.0	10.2	338.1	4.5	4.6
	17.5	482.0	5.0	4.8
	24.9	594.2	7.0	4.9
	31.6	678.9	7.0	4.9
4.8	9.9	372.3	1.5	5.1
	15.0	505.6	2.5	5.2
	21.1	628.9	2.5	5.3
	26.6	724.2	3.5	5.4

※最高水位地点はゲート下流端からの距離

3.3.2 放流口付ゲート調査結果

放流口付ゲートでは、放流能力と放流流況を調査し、開口幅 Ba=2.5m, 5.0m それぞれ開口高 Da=0.5m, 1.0m, 1.5m について実施した。放流能力調査結果を表-4に示す。

放流能力調査結果から、管路流については、各開口高毎にC²とD/Hが直線で表され、その係数a, bを各開口高Daを水路高D(=5m)で除したDa/Dで最小自乗法で求め、以下に放流機能曲線式を示す。

$$Q=CA(2gH)^{0.5} \dots \dots \dots (4)$$

$$C^2=a(D/H)+b$$

$$a=-0.4667Gg^3-0.060Gg^2-0.0063Gg$$

$$b=0.2833Gg^3+0.315Gg^2+0.00573Gg$$

ここに、Q：放流量(m³/s)、C：流量係数、

A：吐口断面積 (Da×Ba)、

H：貯水頭(m)、D：水路高5m、

Ba：開口幅10m、Da：開口高(m)、

Gg：ゲート開度 (Da/D)

なお、表-4にこの式から得られた推定値と実験値の

誤差を示す。概ね誤差も小さく、この推定式により放流量が推定できると考える。

次に、部分ゲートと同様に最高水位の調査結果を表-5に示す。表-5より、流量は2倍違うが、貯水位HとDaが同じ条件では、Ba=5.0mのケースが最高水位が高くなっている。また、H=45mでQ=45m³/s放流時を比べてみると、最高水位は同じで、発生位置のみBa=5.0mの方が下流になっている。

4. まとめ

以上の検討結果から得られた知見は以下の通りである。

(1) ダムが設置される山地河川では、レジーム則のαが通常の5より小さめになっており、平均年最大流量時のH/Bは平均的に30程度となっている。また、流域面積と平均年最大流量の両対数は比例関係が認められ、河床勾配の対数を用いると、若干ではあるが相関係数が改善された。現在計画されている流水型ダムの流域面積は500km²以下が多いため、今後、流域面積の小さいダムの

表-4 放流能力調査結果

穴あき幅 Ba (m)	穴あき高 Da (m)	貯水頭 H (m)	放流量 Q (m ³ /s)	流量係数 C	C ²	D/H	推定値による	
							放流量 (m ³ /s)	誤差 (%)
2.500	1.500	9.755	31.719	0.1835	0.0337	0.513	28.675	0.1
2.500	1.500	22.873	50.313	0.1901	0.0361	0.219	48.347	0.0
2.500	1.500	33.768	61.563	0.1914	0.0366	0.148	59.966	0.1
2.500	1.500	44.913	71.250	0.1921	0.0369	0.111	69.881	0.1
2.500	1.000	9.715	20.938	0.1214	0.0147	0.515	19.058	-0.1
2.500	1.000	22.938	33.125	0.1250	0.0156	0.218	31.806	-0.2
2.500	1.000	33.578	40.313	0.1257	0.0158	0.149	39.158	-0.1
2.500	1.000	44.623	46.563	0.1260	0.0159	0.112	45.552	0.0
2.500	0.500	10.215	10.938	0.0618	0.0038	0.489	9.967	-0.3
2.500	0.500	22.465	16.563	0.0631	0.0040	0.223	15.800	-1.0
2.500	0.500	34.193	20.313	0.0628	0.0039	0.146	19.838	0.0
2.500	0.500	44.928	23.438	0.0632	0.0040	0.111	22.918	-0.5
5.000	1.500	10.368	64.531	0.1811	0.0328	0.482	59.766	-0.1
5.000	1.500	21.580	96.281	0.1873	0.0351	0.232	93.556	0.4
5.000	1.500	34.538	123.844	0.1904	0.0363	0.145	121.407	-0.1
5.000	1.500	45.293	142.656	0.1915	0.0367	0.110	140.389	-0.2
5.000	1.000	10.460	43.438	0.1213	0.0147	0.478	39.986	-0.1
5.000	1.000	22.135	64.375	0.1236	0.0153	0.226	62.362	0.0
5.000	1.000	33.400	79.688	0.1246	0.0155	0.150	78.094	-0.2
5.000	1.000	44.960	92.500	0.1246	0.0155	0.111	91.467	0.0
5.000	0.500	10.283	21.875	0.0616	0.0038	0.486	20.018	-0.6
5.000	0.500	23.118	33.438	0.0628	0.0039	0.216	32.103	-0.7
5.000	0.500	33.378	40.313	0.0630	0.0040	0.150	39.168	-0.6
5.000	0.500	45.063	46.813	0.0630	0.0040	0.111	45.909	-0.3

表-5 最高水位地点と最高水位

Ba=2.5m

Da(m)	貯水位(m)	放流量(m ³ /s)	最高水位地点(m)	最高水位(m)
0.5	10.2	10.9	12.5	0.5
	22.5	16.6	25.0	0.5
	34.2	20.3	27.5	0.6
	44.9	23.4	30.0	0.8
1.0	9.7	20.9	12.0	0.6
	22.9	33.1	15.0	0.9
	33.6	40.3	18.0	0.9
	44.6	46.6	19.0	1.3
1.5	9.8	31.7	9.0	1.4
	22.9	50.3	14.0	1.6
	33.8	61.6	14.0	2.2
	44.9	71.3	16.0	2.6

※ 最高水位地点はゲート下流端からの距離

Ba=5.0m

ゲート開度(m)	貯水位(m)	放流量(m ³ /s)	最高水位地点(m)	最高水位(m)
0.5	10.3	21.9	15.0	0.5
	23.1	33.4	18.0	0.8
	33.4	40.3	23.0	1.0
	45.1	46.8	25.0	1.3
1.0	10.5	43.4	10.0	0.9
	22.1	64.4	12.0	1.1
	33.4	79.7	15.0	1.4
	45.0	92.5	18.0	1.4
1.5	10.4	64.5	10.0	2.3
	21.6	96.3	13.0	2.8
	34.5	123.8	15.0	3.4
	45.3	142.7	16.0	3.8

※ 最高水位地点はゲート下流端からの距離

データを収集していく必要がある。

(2) 対象ダム (A=50km²、河床勾配 1/50) を設定し、平均年最大流量 17.1m³/s 時での水理模型実験結果から、常時の土砂の連続性を満足する堤体内の水路幅としては、B=10m 程度となる。

(3) 上記水路幅における洪水調節時に必要なゲートについて放流能力が得られた。この放流能力式から2つのタイプのゲート規模が算定される。実験の範囲内では同じ貯水位で同じ流量を放流する場合に堤体内水路の必要高さはほぼ同じである。

今後、山地河道のデータを追加・拡充するとともに、平均年最大流量の洪水ハイドロを作成し、常時の土砂の連続性について1次元河床変動解析を用いた上記洪水ハイドロによる堆砂状況や流砂量から土砂の連続性を満足する必要水路幅の検討を行う。続いて、上記必要規模に洪水調節に必要なゲートを設置した場合の洪水調節時の貯水池内堆砂状況と濁水発生状況等の検討を実施する。平行して、洪水末期の濁水発生機構の解明のための現地観測やそれを受けた対策手法も検討する予定である。

参考文献

- 1) 山本晃一:構造沖積河川学—その構造特性と動態—第7章、山海堂、2004
- 2) 水山高久:山地河川の掃流砂に関する研究、甲第1903号、pp9-10、1977

- 3) 葛葉泰久ら:平均年最大流量と流域スケール、水工学論文集第44巻 pp7-12, 2000

A STUDY ON SECURING THE CONTINUITY OF RIVER FLOW AT THE SITE OF STREAM TYPE DAM

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Hydraulic Engineering Research Group (River and Dam Hydraulic Engineering)

Author : HAKOISHI Noriaki
MIYAWAKI Chiharu
UMINO Hitoshi
SAKURAI Toshiyuki

Abstract : Recently, the projects' number of "Stream type flood control dam" has been increasing and the expectation for securing the continuity of river flow at dam site is rising. However, both the securing continuity and the function of flood control are in the trade-off relations, so that it is difficult for ordinal outlet facilities to secure the sufficient continuity. The planning and design method for new type outlet works taking the transport of sediment and the mobility of living things into account has been required. This study aims to develop new type outlet facilities which are indispensable for securing the continuity of river flow, to provide the planning and design technologies of outlet facilities, moreover aims to investigate the turbidity occurring mechanism and to present the prediction technologies and countermeasures against turbidities. In 2011 fiscal year, we investigate the hydraulics of mountainous river course, the width effects of a channel installed across dam body affecting the continuity of sediment flow, moreover examined the releasing performance of two types' gate installed at the upstream face of dam body.

Key words : stream type flood control dam, securing the continuity of river flow, gate facilities, hydraulic model test, the continuity of sediment flow