

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、濁水発生機構の解明及び予測・対策技術の提案を目的とするものである。

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、一次元河床変動解析

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、対象ダムを設定し、長期間における土砂の連続性について流域面積・洪水ハイドロ・洪水調節計画・流入土砂量を設定し、貯水池内堆砂や土砂流出について、一次元河床変動計算を用いて河床勾配および常用洪水吐き形状の違いによる影響について調査するとともに、上記の洪水調節に必要な洪水吐きゲートの水理機能調査を実施した。

2. 調査の概要

長期間の流水型ダムにおける土砂の連続性の検討は、100年間の流況を設定して検討を行った。確率規模別の洪水を土木研究所作成の確率降雨解析プログラム¹⁾から確率別降雨強度を計算し、この流出解析から求めた。形

状を簡略化したモデル貯水池を設定し、洪水調節計画は100年確率流量の基本高水流量を7割カットする常用洪水吐き規模とし、洪水調節開始流量を平均年最大流量に設定する計画とした。この条件で流入土砂量が全国平均に比べてやや多めとやや少なめの2ケースについて、1次元河床変動計算で検討を実施した。粒径区分は、粘土から礫を15区分している。

この他、上記の洪水調節に必要なゲートについて、今年度はゲート形式をスライドゲートから回転式のセクターゲート形式とした場合に、必要となる放流能力他の水理機能について調査した。

3. 調査結果

3.1 確率別洪水ハイドロの策定

対象ダムの流域面積 A を 50km^2 , 100km^2 の2ケースとして計算に必要な確率別洪水ハイドロを策定した。確率別洪水ハイドロは、前記の確率降雨解析プログラムを用いて図-1に示す確率別降雨強度より、以下に示す流出解析により設定した。

上記プログラムから求めた1時間雨量 $R(\text{mm})$ からの流出量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$ の時間変化を次式のように、洪水到達時間 $T(\text{分})$ で流出量が最大となり、 $2T$ で終了するものとし、洪水到達時間式は角屋・福島式 ($T=C_p \cdot r e^{-0.35 \cdot A \cdot 0.22}$) を用いた。

$$Q = \alpha t(t-2T)$$

ここで、 $t=T$ の時 $Q=Q_p$ から $Q_p = \alpha T(T-2T)$, $\alpha = -Q_p/2T$

表-1 確率別降雨強度

	1年	2年	3年	5年	10年	20年	30年	50年	100年
1時間	26.7	31.3	34.4	38.8	45.7	53.8	59.3	67.0	79.2
2時間	20.4	24.0	26.4	29.8	35.1	41.4	45.6	51.5	60.9
3時間	16.9	19.9	21.9	24.7	29.1	34.3	37.8	42.7	50.5
4時間	14.6	17.2	18.9	21.3	25.1	29.6	32.6	36.8	43.6
5時間	12.9	15.2	16.7	18.8	22.2	26.2	28.8	32.6	38.5
6時間	11.6	13.7	15.0	16.9	20.0	23.5	25.9	29.3	34.7
7時間	10.6	12.5	13.7	15.5	18.2	21.5	23.7	26.8	31.6
8時間	9.8	11.5	12.6	14.2	16.8	19.8	21.8	24.7	29.2
9時間	9.1	10.7	11.7	13.2	15.6	18.4	20.3	22.9	27.1
10時間	8.5	10.0	11.0	12.4	14.6	17.2	18.9	21.4	25.3
11時間	8.0	9.4	10.3	11.6	13.7	16.2	17.8	20.1	23.8
12時間	7.5	8.9	9.7	11.0	12.9	15.3	16.8	19.0	22.5
13時間	7.1	8.4	9.2	10.4	12.3	14.5	15.9	18.0	21.3
14時間	6.8	8.0	8.8	9.9	11.7	13.8	15.2	17.2	20.3
15時間	6.5	7.6	8.4	9.5	11.1	13.1	14.5	16.4	19.4
16時間	6.2	7.3	8.0	9.1	10.7	12.6	13.9	15.7	18.5
17時間	6.0	7.0	7.7	8.7	10.2	12.1	13.3	15.0	17.8
18時間	5.7	6.7	7.4	8.3	9.8	11.6	12.8	14.4	17.1
19時間	5.5	6.5	7.1	8.0	9.5	11.2	12.3	13.9	16.5
20時間	5.3	6.3	6.9	7.8	9.1	10.8	11.9	13.4	15.9
21時間	5.1	6.0	6.7	7.5	8.8	10.4	11.5	13.0	15.3
22時間	5.0	5.9	6.4	7.3	8.6	10.1	11.1	12.6	14.9
23時間	4.8	5.7	6.2	7.0	8.3	9.8	10.8	12.2	14.4
24時間	4.7	5.5	6.1	6.8	8.0	9.5	10.5	11.8	14.0

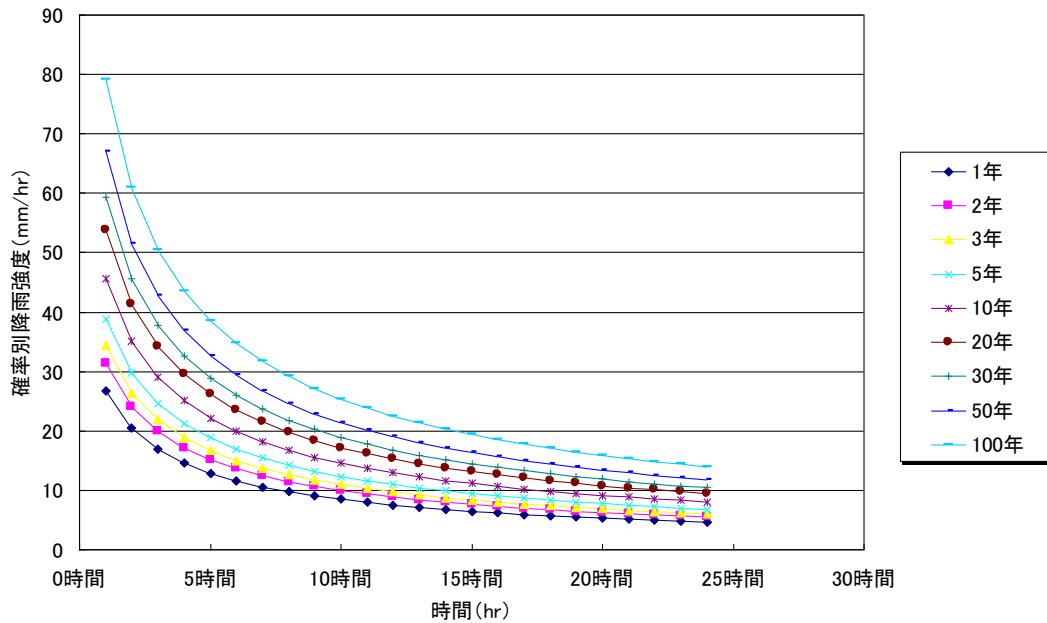


図-1 確率別継続時間降雨強度図

$$Q = 12.5 \cdot R \cdot \frac{A}{T^2} \cdot t(t-2T)$$

$$Q = Q_p / T^2 \cdot t(t-2T)$$

総流出量 $V(m^3)$ は流域面積 A とすると、

$$V = 1000 \cdot R \cdot A = \int_0^{2T} Q dt \times 60$$

$$Q_p = 12.5 \cdot R \cdot \frac{A}{T}$$

各時間雨量における流出量を加え合わせて流出量を計算する。ここで、上記で求めた各確率別洪水ハイドロの形を縦軸をピーク流量 Q_p で無次元化した Q/Q_p と T の関係を図-2 に示す。

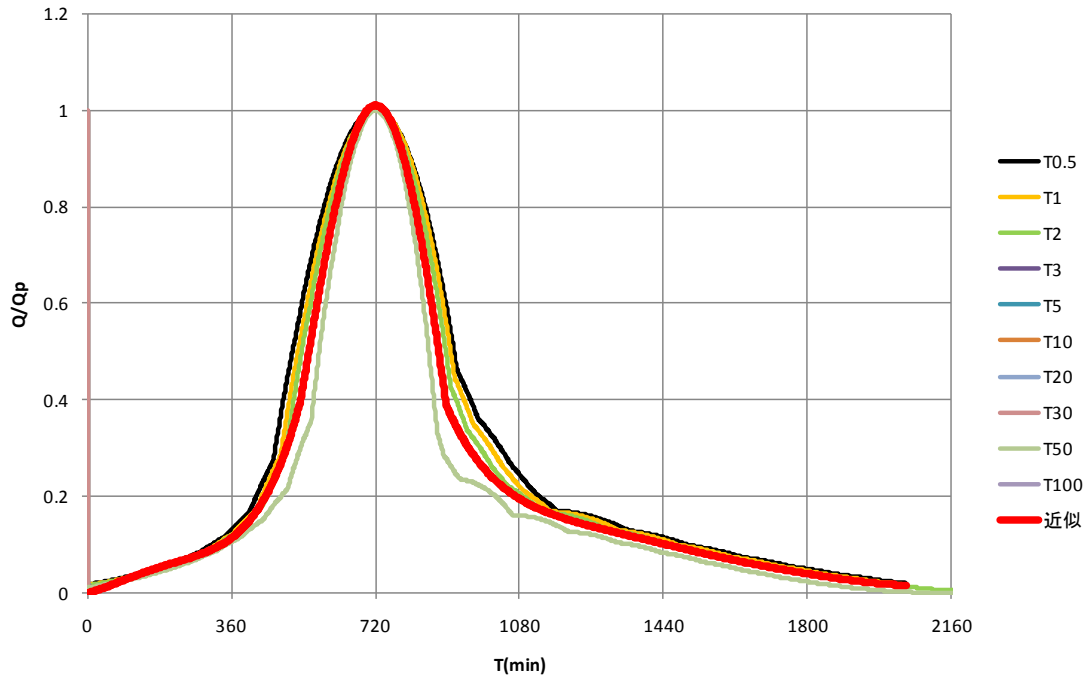


図-2 確率別洪水ハイドロ

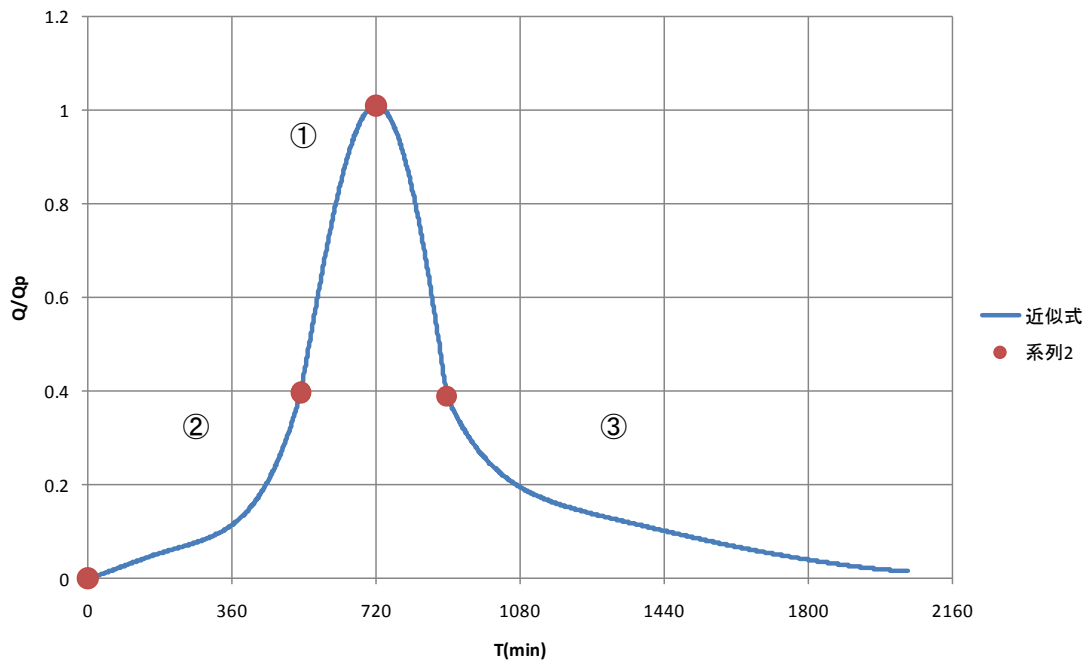


図-3 洪水ハイドロ形状

図-2 より、各確率別洪水ハイドロの形は比較的同じであるため、図-3 に示す3分割に近似した(①~③)形状とした。なお、推定式は次式の通りである。

① $Q/Q_p = 1.4112E-11T^4 - 8.5319E-09T^3 + 1.5008E-06T^2 + 2.0641E-04T$

② $Q/Q_p = 1.1034E-09T^4 - 3.2433E-07T^3 + 3.33504E04T^2 - 0.142765T + 21.519$

③ $Q/Q_p = 1.9243E-18T^6 - 1.87504E-14T^5 + 7.56943E-11T^4 - 1.16962E-07T^3 + 1.93709E-04T^2 - 0.123007956T + 32.6423$

表-2 年最大ピーク流入量

	地域	流域面積 (km ²)	年最大ピーク流入量 (m ³ /s)																			
			H5	H6	H7	H8	H9	H10	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20	H21	H22		
漁川	北海道	113.0	47.83	76.40	72.30	146.30	84.00	102.30	50.83	50.93	125.55	54.49	50.60	81.76	155.37	71.28	68.35	57.14	34.90	71.45		
定山溪	北海道	104.0	59.40	95.33	132.24	71.48	84.33	179.01	655.22	655.35	103.68	58.79	45.39	48.47	63.41	123.85	65.16	31.48	55.35	337.25		
鹿ノ子	北海道	124.0	13.84	30.47	13.26	13.10	18.75	64.83	25.87	27.22	64.83	62.58	47.60	17.52	70.44	88.88	19.85	21.86	13.75	18.77		
美利河	北海道	115.0	211.59	229.53	121.42	286.35	238.85	335.79	272.31	226.83	156.04	427.91	130.41	181.06	223.67	291.08	313.89	118.73	176.82	385.35		
大石	北陸	69.8	205.25	163.60	477.90	145.00	262.97	393.13	176.35	183.19	175.07	264.47	137.70	291.64	328.08	370.95	225.60	159.74	266.78	375.99		
三國川	北陸	76.2	データ無し	59.57	125.25	128.72	140.13	363.96	127.81	113.35	142.73	265.62	119.37	491.61	526.46	170.11	154.94	473.04	119.88	315.87		
相俣	関東	110.8	120.67	222.58	54.34	64.44	109.30	314.28	136.07	180.57	182.69	467.38	69.62	135.31	140.30	117.18	69.18	166.37	112.03	183.35		
品木	関東	30.9	19.28	52.00	10.24	7.32	22.55	71.82	欠測	64.25	115.85	27.41	18.09	40.20	6.65	10.57	15.86	6.96	24.34	25.33		
蓮	中部	80.9	684.63	1081.41	468.37	44.56	796.06	491.76	203.46	384.66	444.91	156.29	522.77	811.11	504.96	381.52	302.34	200.09	637.69	88.16		
阿木川	中部	81.8	118.66	96.19	116.08	85.43	97.84	134.91	263.66	743.44	87.99	71.72	163.54	134.26	222.69	133.06	58.71	71.57	111.89	164.52		
味噌川	中部	55.1	データ無し	データ無し	データ無し	20.66	52.22	54.56	75.12	33.86	24.32	29.24	38.56	79.04	27.53	117.10	29.25	25.27	36.43	49.31		
青蓮寺	近畿	100.0	欠測	488.67	826.58	350.99	90.34	488.24	188.86	83.57	210.98	282.55	339.86	644.95	202.15	65.21	134.10	61.72	781.83	54.28		
一庫	近畿	115.1	156.97	29.59	136.73	162.56	238.03	258.36	294.82	137.06	61.08	50.31	98.65	410.90	49.35	166.42	45.87	51.29	104.99	128.74		
布目	近畿	75.0	174.50	72.62	123.51	96.60	92.11	22.41	133.75	132.91	74.69	86.45	127.93	159.38	35.40	144.18	140.37	60.19	188.82	54.25		
島地川	中国	32.0	68.26	49.51	72.23	41.98	91.31	76.45	204.92	16.45	105.09	29.86	55.99	131.94	157.57	67.57	38.71	49.87	126.14	93.48		
柳瀬	四国	69.5	1289.95	604.37	279.11	695.28	1087.29	987.86	欠測	374.94	1022.94	749.87	1024.97	1617.65	883.19	445.16	588.75	80.35	128.90	209.73		
耶馬溪	九州	89.0	841.13	125.17	358.03	198.61	659.25	223.98	246.99	131.62	401.44	209.80	欠測	422.80	422.01	282.38	718.26	267.16	202.65	131.74		
殿木	九州	33.7	198.08	19.26	80.85	42.55	88.86	32.43	121.31	53.33	75.30	188.86	136.97	61.50	46.00	268.13	67.64	35.68	118.59	156.47		
寺内	九州	51.0	140.89	14.73	117.06	91.07	98.36	56.92	107.98	51.71	116.71	52.67	64.85	95.37	180.83	120.92	125.08	100.19	181.11	229.89		

次に、各確率ピーク流量 Q_p を算定する。本検討では、流域面積 50km²、100km² を対象とすることから、直轄・水機構ダムの流域面積約 30~120km² のうち、間接流域を持たず、データの蓄積が 15 年以上ある 19 ダムについて、年最大ピーク流入量を整理した結果を表-2 に示す。このデータを用いて、確率別ピーク流量を算定した。確率計算には、「(財) 国土技術研究センター 水文統計ユーティリティ- version1.5」を用いた。

確率分布モデルは、指数分布、ガンベル分布、平方根指数型最大値分布、一般化極値分布、対数ピアソンⅢ型分布(実数空間法)、対数ピアソンⅢ型分布(対数空間法)、岩井法、石原・高瀬法、対数正規分布 3 母数クオンタイル法、対数正規分布 3 母数 (SladeⅡ)、対数正規分布 2 母数 (SladeⅠ、L 積率法)、対数正規分布 2 母数 (SladeⅠ、積率法)、対数正規分布 4 母数 (SladeⅣ、積率法) の 13 手法で検討した。なお、適合度は SLSC 値 < 0.04 を条件とし、Jackknife 推定誤差が最も小さい手法を採用した。その結果、SLSC 値 > 0.04 となる 5 ダムを除いた 14 ダムについて、確率別流量を算定した。

ここで、上記 14 ダムの基本高水流量と算定した 1/100 確率流量の関係を-4 図 に示す。図-4 より、全体的にデータ数が 14 年間と少なめであるため、やや小さめに算定されている。このうち、相俣ダムと寺内ダムがほぼ同じ傾向であった。このため、この 2 ダムの比流量 5.84 m³/s/km²、6.22m³/s/km² の平均値 6m³/s/km² を基本高水流量に採用して、相俣ダムの確率比流量がこの値と成るように、各確率比流量に係数 1.02 を乗じて、表-3 に示す確率別ピーク流量を算定し、これに、波形の式を乗じて確率別洪水ハイドロを算定する。

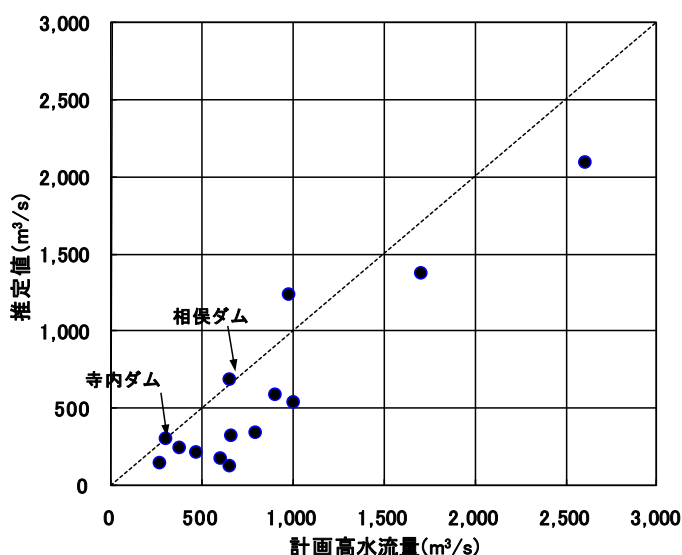


図-4 計画高水流量と推定値

表-3 確率別ピーク流量の設定結果

確率年	ピーク流量 (m ³ /s)	
	流域面積	
	50km ²	100km ²
1	23	46
2	51	102
5	93	186
10	131	261
20	174	349
30	203	406
50	242	484
80	281	561
100	300	600

3.2 100年間にける確率規模別洪水ハイドロの設定

3.1 で求めた確率規模別洪水ハイドロを用いて、表-4に示す100年間洪水数と表-5に示す100年間における洪水発生パターンを設定した。通常、貯留ダム等では、計画堆砂量を算定するために、既往の洪水があれば、それを100年分繰り返し与えて、その間に確率規模の大きい洪水が含まれなければそれを加えているが、今回は一般的なものとして、表-5に示す洪水発生パターンとした。

表-4 100年間にける洪水数

確率規模	100年間洪水数(出水)
1年	50
2年	30
5年	10
10年	5
20年	2
30年	1
50年	1
100年	1
合計	100

率流量となっており、ここでは、2年確率流量とし、51~102m³/sであることから、図-6に示す平均年最大流量と平均川幅との関係からばらつきはあるものの20mとした。

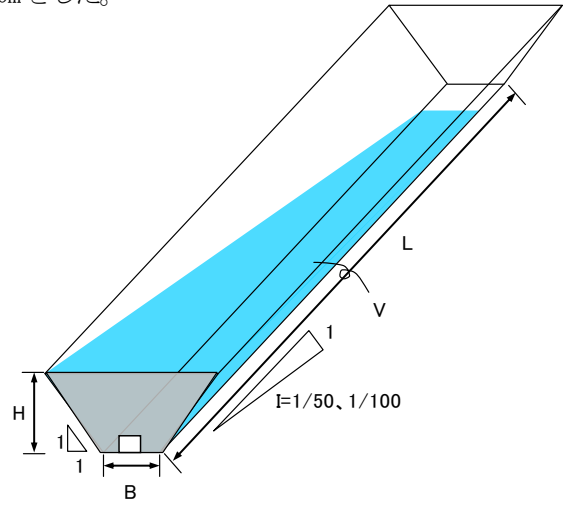


図-5 モデル貯水池概要図

表-5 100年間にける洪水発生パターン

年	確率規模	年	確率規模	年	確率規模	年	確率規模	年	確率規模
1	10年	21	1年	41	1年	61	1年	81	1年
2	2年	22	2年	42	2年	62	2年	82	2年
3	1年	23	1年	43	1年	63	1年	83	1年
4	2年	24	2年	44	2年	64	2年	84	2年
5	5年	25	5年	45	5年	65	5年	85	5年
6	1年	26	1年	46	1年	66	1年	86	1年
7	2年	27	2年	47	2年	67	2年	87	2年
8	1年	28	1年	48	1年	68	1年	88	1年
9	1年	29	1年	49	1年	69	1年	89	1年
10	20年	30	100年	50	30年	70	50年	90	20年
11	1年	31	1年	51	1年	71	1年	91	1年
12	1年	32	1年	52	1年	72	1年	92	1年
13	2年	33	2年	53	2年	73	2年	93	2年
14	1年	34	1年	54	1年	74	1年	94	1年
15	5年	35	5年	55	5年	75	5年	95	5年
16	2年	36	2年	56	2年	76	2年	96	1年
17	1年	37	1年	57	1年	77	1年	97	2年
18	2年	38	2年	58	2年	78	2年	98	1年
19	1年	39	1年	59	1年	79	1年	99	2年
20	10年	40	10年	60	10年	80	10年	100	1年

3.3 モデル貯水池の設定

本検討では、モデル貯水池の横断面形状は単断面（法勾配1割）とし、河床勾配を1/50、1/100の2ケースについてモデル貯水池を設定する。

図-5にモデル貯水池の概要図を示す。なお、貯水容量は次式で算定した。

$$V = (B + (B + 2H)) \times H / 2 \times (H / I) / 3$$

ここで、Bは低水路川幅であり、本検討における平均年最大流量は、表-2の各ダムデータより、2~3年確

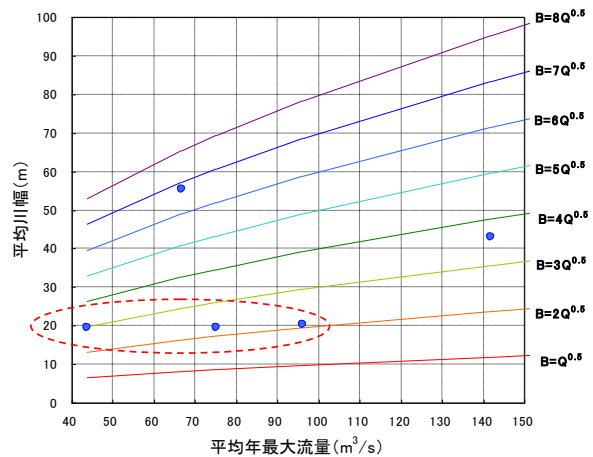


図-6 平均年最大流量と平均川幅

表-6 常時の常用洪水吐きの形状と規模

開口部形状	モデル貯水池1 (河床勾配1/50、流域面積50km ²)			モデル貯水池2 (河床勾配1/100、流域面積100km ²)		
	幅B (m)	高さD (m)	放流能力 (m ³ /s)	幅B (m)	高さD (m)	放流能力 (m ³ /s)
正方形	4.0	4.0	51.2	5.3	5.3	103.5
縦長	2.0	6.4	51.8	2.6	8.5	103.1
横長	8.2	2.5	51.9	10.3	3.4	103.3

表-7 洪水調節時の常用洪水吐きの形状 (ゲートを所定高さまで閉めた後)

開口部形状	モデル貯水池1 (河床勾配1/50、流域面積50km ²)			モデル貯水池2 (河床勾配1/100、流域面積100km ²)		
	幅B (m)	高さD (m)	ピーク流量 カット効果	幅B (m)	高さD (m)	ピーク流量 カット効果
正方形	4.0	1.08	70.1%	5.3	1.65	69.9%
縦長	2.0	2.20	69.9%	2.6	3.40	70.0%
横長	8.2	0.53	69.8%	10.3	0.84	70.0%

3. 4 洪水調節計画と常用洪水吐きの設定

本検討では、平均年最大流量 (2年確率流量) までは、常用洪水吐きから開水路で放流し、それ以上の流量については、常用洪水吐きを部分的に閉めて (穴の大きさは小さくなるが固定)、洪水調節効果を効かせる自然調節方式を想定する。

前述で算定した確率別ピーク流量より、平均年最大流量は、概ね基本高水流量の約2割となっていることから、本検討における洪水調節計画は、平均年最大流量より大きくして、計画高水流量の3割を計画最大放流量と考え、基本高水流量を7割カットすることとした。

2年確率流量は、それぞれ51m³/s (河床勾配1/50、流域面積50km²)、102m³/s (河床勾配1/100、流域面積100km²) となることから、この流量を開水路で放流できる常時の常用洪水吐きの規模を設定した。なお、常用洪水吐きの形状は、表-6に示す正方形、縦長、横長の3ケースとした。

開水路流 $Q = C \cdot B \cdot H^{1.5}$ (C = 1.6 とする)

次に、洪水調節時の常用洪水吐きの規模を算定する。それぞれ、洪水調節時には開口高さDを必要規模まで閉めて対応することとした。ここで、常用洪水吐きを閉める時期は、貯水位が常時の常用洪水吐きの高さまで達した時点とし、瞬時に所定の高さまで閉めることを想定し、洪水期間中は開けないこととした。また、洪水期後期は、貯水位が常時の常用洪水吐きの高さまで

低下した時点で瞬時に開けることを想定した。常用洪水吐きを閉める範囲は、基本高水流量のピーク流量を7割カットできる規模とした。

放流量の算定式は次式とする。

開水路流 $Q = C \cdot B \cdot H^{1.5}$ (C = 1.6 とする)

適用範囲 : H/D < 1.3

遷移流 $Q = a \cdot H + b$

(開水路流と管路流の範囲 $1.3 \leq H/D \leq 1.8$ を線形補間)

管路流 $Q = C \cdot B \cdot D \cdot (2gH)^{0.5}$

(C = (a-b · D/H)^{0.5} とし、ナイフエッジ式より

a=0.408, b=0.311 とする)

適用範囲 : H/D > 1.8

前述で設定した常用洪水吐きの各規模について、基本高水流量 (100年確率) を対象に洪水調節計算を実施した。

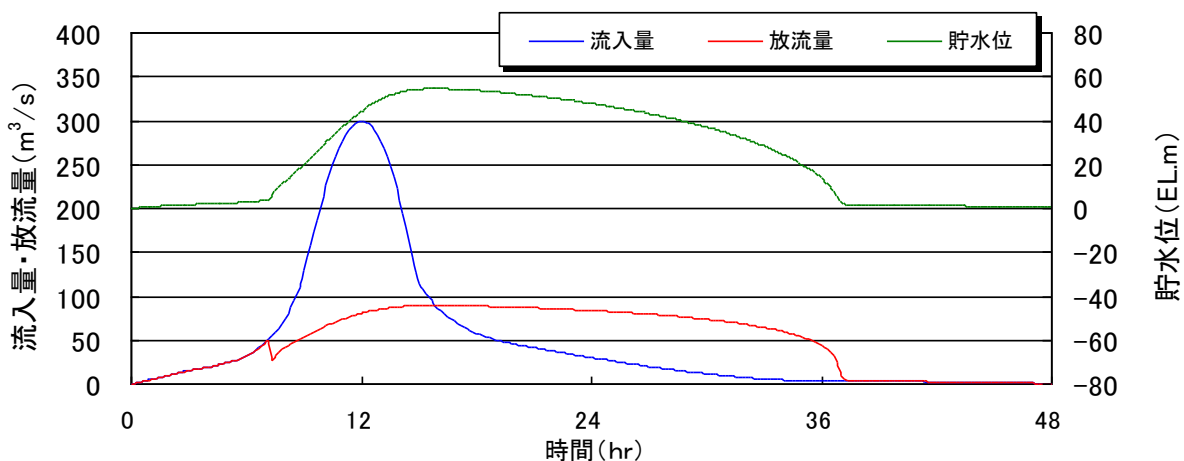
洪水調節計算は、以下に示す連続式を差分化したエクダール法より計算した。なお、計算時間間隔は1分とした。

$$I - O = \frac{dV}{dt} \dots \dots \dots (I)$$

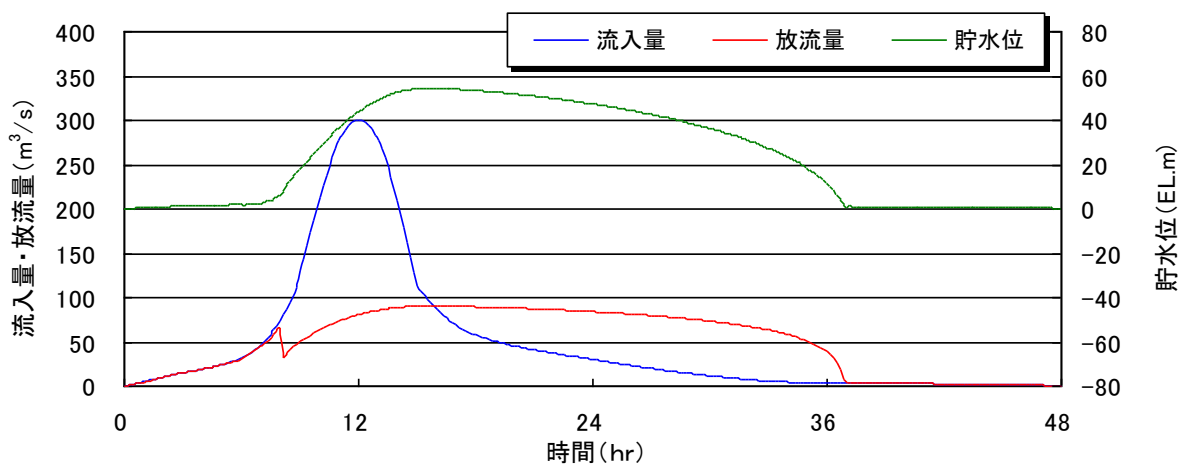
$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1}{2} + \frac{V_1}{\Delta t} = \frac{O_2}{2} + \frac{V_2}{\Delta t} \dots \dots \dots (II)$$

各ケースの洪水調節計算結果を図-7、図-8に示す。

常用洪水吐き形状：正方形



常用洪水吐き形状：縦長



常用洪水吐き形状：横長

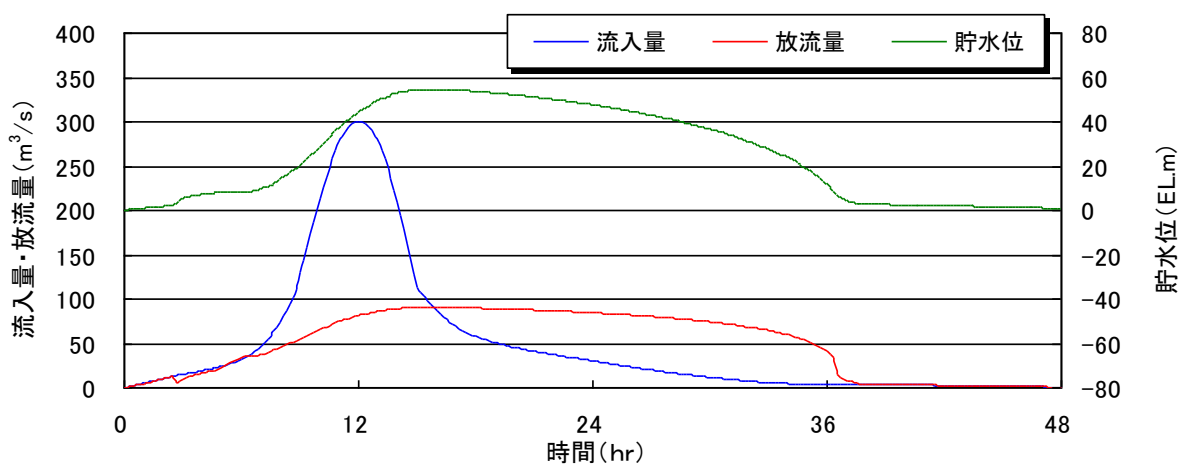
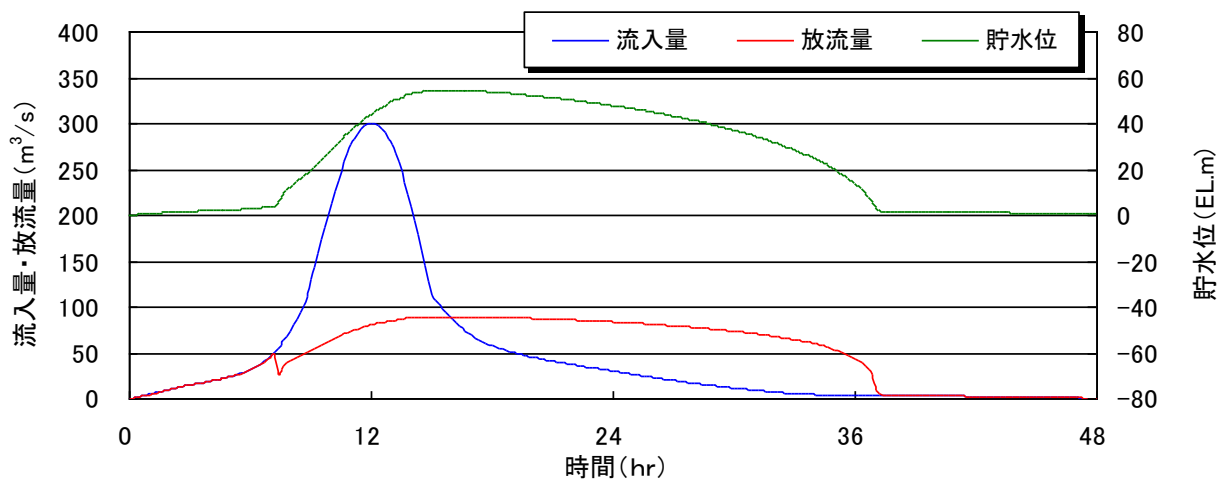
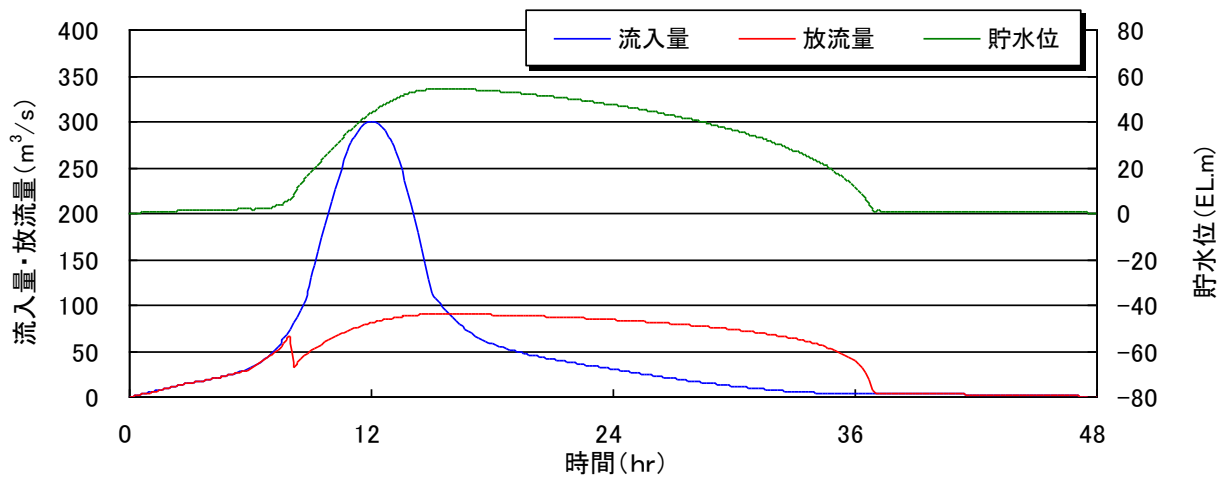


図-7 モデル貯水池1の洪水調節計算結果 (1/100年確率流量)

常用洪水吐き形状：正方形



常用洪水吐き形状：縦長



常用洪水吐き形状：横長

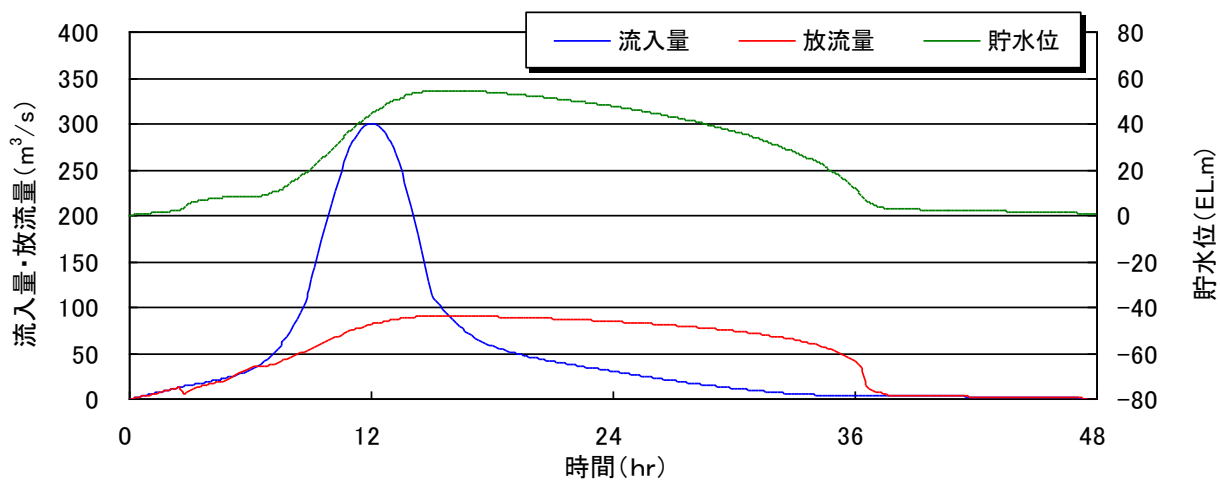


図-8 モデル貯水池2の洪水調節計算結果 (1/100年確率流量)

表-8 粒径区分・各粒径の割合・パラメータβの設定

分類	粒径No.	粒径区分(mm)	代表粒径(mm)	β	割合(%)	分類の割合(%)
礫	1	75 ~ 190	119.3734	1.5	0.50	15
	2	37.5 ~ 75	53.0330	1.5	1.00	
	3	19 ~ 37.5	26.6927	1.5	1.50	
	4	9.5 ~ 19	13.4350	1.5	4.00	
	5	4.75 ~ 9.5	6.7175	1.5	4.00	
	6	2 ~ 4.75	3.0822	1.5	4.00	
砂	7	0.85 ~ 2	1.3038	1.5	4.00	20
	8	0.425 ~ 0.85	0.6010	1.5	4.00	
	9	0.25 ~ 0.425	0.3260	1.5	4.00	
	10	0.106 ~ 0.25	0.1628	2	4.00	
	11	0.075 ~ 0.106	0.0892	2	4.00	
シルト	12	0.034 ~ 0.075	0.0505	2	10.00	35
	13	0.015 ~ 0.034	0.0226	2	10.00	
	14	0.007 ~ 0.015	0.0102	2	15.00	
粘土	15	~ 0.007	0.0050	2	30.00	30
合計					100	100

3. 5 粒径別流入土砂量パラメータの設定

粒径別流入土砂量のパラメータについては、比較的土砂流入が小さいパターンと大きなパターンの2ケース、及び、流入土砂粒径の異なる2ケースの計4ケース設定する。なお、粒径別流入土砂量は、流入量のべき乗関数を用いて表す形式を用いることとする²⁾。

$$Q_s = \alpha \cdot Q^\beta$$

なお、粒径区分及び各粒径の割合、パラメータβの設定については、大ダム土砂分科会³⁾及び他ダム事例を参考に、表-8に示すとおりとした。

上記で設定した条件を基に、対象とする洪水期間

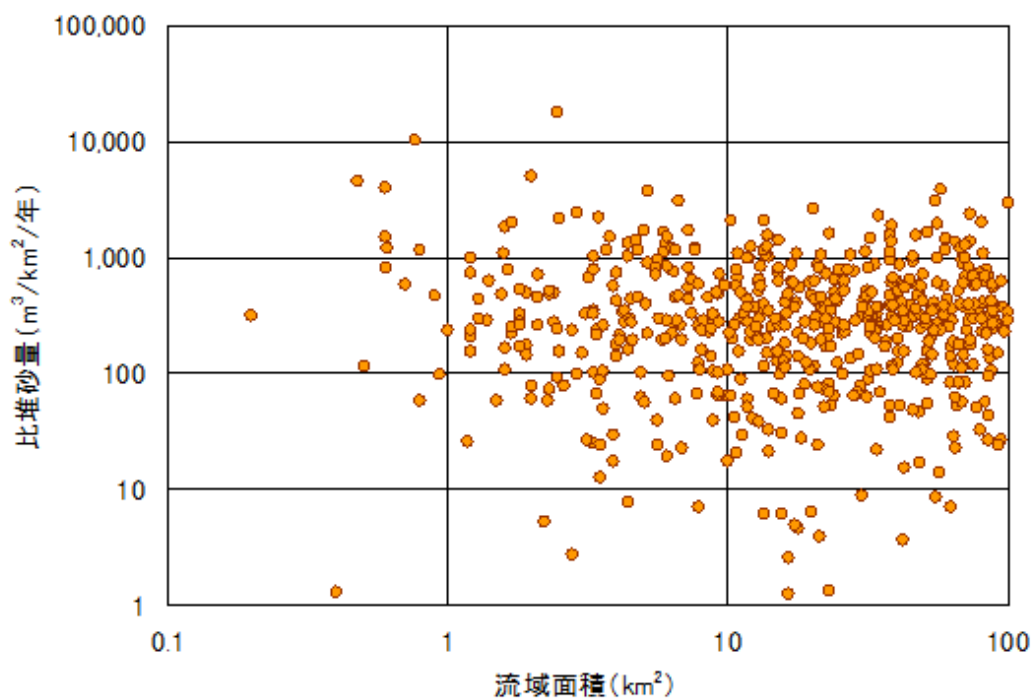


図-9 全国573ダム流域面積100km²以下を対象とした比堆砂量

表-9 各ケースのパラメータαの算定結果

■モデル貯水池 河床勾配1/50															
分類	粒径No.	粒径区分(mm)	代表粒径(mm)	ケース1~3(比堆砂量650m ³ /km ² /年)			ケース4~6(比堆砂量650m ³ /km ² /年)			ケース7~9(比堆砂量650m ³ /km ² /年)			ケース10~12(比堆砂量350m ³ /km ² /年)		
				α	β	割合(%)	α	β	割合(%)	α	β	割合(%)	α	β	割合(%)
礫	1	75 ~ 190	119.3734	9.76E-06	1.5	0.50	1.96E-06	1.5	0.10	5.25E-06	1.5	0.50	1.05E-06	1.5	0.10
	2	37.5 ~ 75	53.0330	1.95E-05	1.5	1.00	5.86E-06	1.5	0.30	1.05E-05	1.5	1.00	3.15E-06	1.5	0.30
	3	19 ~ 37.5	26.6927	2.93E-05	1.5	1.50	1.17E-05	1.5	0.60	1.58E-05	1.5	1.50	6.31E-06	1.5	0.60
	4	9.5 ~ 19	13.4350	7.81E-05	1.5	4.00	5.86E-05	1.5	3.00	4.20E-05	1.5	4.00	3.15E-05	1.5	3.00
	5	4.75 ~ 9.5	6.7175	7.81E-05	1.5	4.00	5.86E-05	1.5	3.00	4.20E-05	1.5	4.00	3.15E-05	1.5	3.00
	6	2 ~ 4.75	3.0822	7.81E-05	1.5	4.00	5.86E-05	1.5	3.00	4.20E-05	1.5	4.00	3.15E-05	1.5	3.00
砂	7	0.85 ~ 2	1.3038	7.81E-05	1.5	4.00	7.81E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00
	8	0.425 ~ 0.85	0.6010	7.81E-05	1.5	4.00	7.81E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00
	9	0.25 ~ 0.425	0.3260	7.81E-05	1.5	4.00	7.81E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	4.00
	10	0.106 ~ 0.25	0.1628	9.20E-06	2	4.00	9.20E-06	2	4.00	4.95E-06	2	4.00	4.95E-06	2	4.00
	11	0.075 ~ 0.106	0.0892	9.20E-06	2	4.00	9.20E-06	2	4.00	4.95E-06	2	4.00	4.95E-06	2	4.00
	12	0.034 ~ 0.075	0.0505	4.60E-05	2	10.00	4.60E-05	2	10.00	2.48E-05	2	10.00	2.48E-05	2	10.00
シルト	13	0.015 ~ 0.034	0.0226	4.60E-05	2	10.00	4.60E-05	2	10.00	2.48E-05	2	10.00	2.48E-05	2	10.00
	14	0.007 ~ 0.015	0.0102	6.90E-05	2	15.00	6.90E-05	2	15.00	3.72E-05	2	15.00	3.72E-05	2	15.00
粘土	15	~ 0.007	0.0050	1.38E-04	2	30.00	1.61E-04	2	35.00	7.43E-05	2	30.00	8.67E-05	2	35.00
合計				100	100		100	100		100	100		100	100	

■モデル貯水池 河床勾配1/100															
分類	粒径No.	粒径区分(mm)	代表粒径(mm)	ケース13~15(比堆砂量650m ³ /km ² /年)			ケース16~18(比堆砂量350m ³ /km ² /年)			ケース19~21(比堆砂量650m ³ /km ² /年)			ケース22~24(比堆砂量350m ³ /km ² /年)		
				α	β	割合(%)	α	β	割合(%)	α	β	割合(%)	α	β	割合(%)
礫	1	75 ~ 190	119.3734	7.00E-06	1.5	0.50	1.40E-06	1.5	0.10	3.77E-06	1.5	0.50	7.53E-07	1.5	0.10
	2	37.5 ~ 75	53.0330	1.40E-05	1.5	1.00	4.20E-06	1.5	0.30	7.53E-06	1.5	1.00	2.26E-06	1.5	0.30
	3	19 ~ 37.5	26.6927	2.10E-05	1.5	1.50	8.40E-06	1.5	0.60	1.13E-05	1.5	1.50	4.52E-06	1.5	0.60
	4	9.5 ~ 19	13.4350	5.60E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	3.00	3.01E-05	1.5	4.00	2.26E-05	1.5	3.00
	5	4.75 ~ 9.5	6.7175	5.60E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	3.00	3.01E-05	1.5	4.00	2.26E-05	1.5	3.00
	6	2 ~ 4.75	3.0822	5.60E-05	1.5	4.00	4.20E-05	1.5	3.00	3.01E-05	1.5	4.00	2.26E-05	1.5	3.00
砂	7	0.85 ~ 2	1.3038	5.60E-05	1.5	4.00	5.60E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00
	8	0.425 ~ 0.85	0.6010	5.60E-05	1.5	4.00	5.60E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00
	9	0.25 ~ 0.425	0.3260	5.60E-05	1.5	4.00	5.60E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00	3.01E-05	1.5	4.00
	10	0.106 ~ 0.25	0.1628	4.62E-06	2	4.00	4.62E-06	2	4.00	2.49E-06	2	4.00	2.49E-06	2	4.00
	11	0.075 ~ 0.106	0.0892	4.62E-06	2	4.00	4.62E-06	2	4.00	2.49E-06	2	4.00	2.49E-06	2	4.00
	12	0.034 ~ 0.075	0.0505	2.31E-05	2	10.00	2.31E-05	2	10.00	1.24E-05	2	10.00	1.24E-05	2	10.00
シルト	13	0.015 ~ 0.034	0.0226	2.31E-05	2	10.00	2.31E-05	2	10.00	1.24E-05	2	10.00	1.24E-05	2	10.00
	14	0.007 ~ 0.015	0.0102	3.46E-05	2	15.00	3.46E-05	2	15.00	1.86E-05	2	15.00	1.86E-05	2	15.00
粘土	15	~ 0.007	0.0050	6.92E-05	2	30.00	8.08E-05	2	35.00	3.73E-05	2	30.00	4.35E-05	2	35.00
合計				100	100		100	100		100	100		100	100	

(100年間)に流入する流入土砂量(目標量)を設定すれば、各粒径のパラメータαは自動的に算定されることとなる。

はじめに、流入土砂量を設定するために、参考となる指標として、流域面積100km²以下のダムの比堆砂量について整理した。なお、堆砂量がマイナスとなるダムやダム完成後5年未満のダムについては除外した573ダムを対象とした結果、図-9に示すように平均比堆砂量は概ね500m³/km²/年(平均520m³/km²/年)であった。ここで、そこで、流入土砂量の多いケースについては、事前検討結果から流入土砂設定地点付近の河床上昇の上限值5m以下となるように比堆砂量の3割増し650m³/km²/年とし、流入土砂量の少ない条件は、比堆砂量の3割減350m³/km²/年とした。以下に検討ケースを示す。

【モデル貯水池 河床勾配1/50】

①流入土砂量の多い条件

- ：比堆砂量650 m³/km²/年(全国平均値×1.3)
- ：比流入土砂量1,073 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫15%、砂20%、シルト・粘土65%)

②流入土砂量の多い+粒径の割合が異なる条件

- ：比堆砂量650 m³/km²/年(全国平均値×1.3)
- ：比流入土砂量1,105 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫10%、砂20%、シルト・粘土70%)

③ 入土砂量の少ない条件

：比堆砂量350 m³/km²/年(全国平均値×0.7)

：比流入土砂量578 m³/km²/年

：各粒径の割合(礫15%、砂20%、シルト・粘土65%)

④流入土砂量の少ない+粒径の割合が異なる条件

- ：比堆砂量350 m³/km²/年(全国平均値×0.7)
- ：比流入土砂量595 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫10%、砂20%、シルト・粘土70%)

【モデル貯水池 河床勾配1/100】

①流入土砂量の多い条件

- ：比堆砂量650 m³/km²/年(全国平均値×1.3)
- ：比流入土砂量1,073 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫15%、砂20%、シルト・粘土65%)

②流入土砂量の多い+粒径の割合が異なる条件

- ：比堆砂量650 m³/km²/年(全国平均値×1.3)
- ：比流入土砂量1,105 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫10%、砂20%、シルト・粘土70%)

③流入土砂量の少ない条件

- ：比堆砂量350 m³/km²/年(全国平均値×0.7)
- ：比流入土砂量578 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫15%、砂20%、シルト・粘土65%)

④流入土砂量の少ない+粒径の割合が異なる条件

- ：比堆砂量350 m³/km²/年(全国平均値×0.7)
- ：比流入土砂量595 m³/km²/年
- ：各粒径の割合(礫10%、砂20%、シルト・粘土70%)

上記条件により算定したパラメータαを表-9に示す。

3.6 堆砂・土砂流出計算

本検討では、土木研究所作成の一次元河床変動モデルを用いて、貯水池内堆砂状況と土砂流出状況について計算した。

モデル貯水池は、河床勾配1/50（流域面積50km²）、河床勾配1/100（流域面積100km²）の2ケースを設定し、対象流量は、1年確率流量～100年確率流量（基本高水流量）を含む100年間（100洪水、1洪水当たりの洪水期間は48時間）とした。なお、基底流量として、相俣ダムの低水流量を参考に、比流量換算し、河床勾配1/50（流域面積50km²）で1m³/s、河床勾配1/100（流域面積100km²）で2m³/sを設定した。

また、対象流量、洪水調節計画、常用洪水吐きの形状を基に、洪水調節計算を実施し、算定した貯水位を河床変動モデルの下流端条件として設定した。

流入土砂量は、粒径別流入土砂量を河床変動モデルの

表-10 計算条件

説明	単位	貯水池条件1	貯水池条件2
計算時間刻み	sec	2.5	2.5
流下方向の空間刻み幅	m	200	200
流下方向の空間メッシュ数	個	26	51
横断面の鉛直方向分割厚さ	m	0.5	0.5
横断面の鉛直方向分割数	個	200	200
交換層厚	m	0.05	0.05
マニングの粗度係数	m ^{-1/3} ・sec	0.03	0.03
水の動粘性係数	m ² /s	0.000001	0.000001
水の密度	kg/m ³	1	1
土粒子密度	kg/m ³	2.65	2.65
空隙率(間隙率)	—	0.4	0.4

上流端条件として設定し、河床変動計算モデルの計算条件を表-10に、計算ケースを表-11に示す。

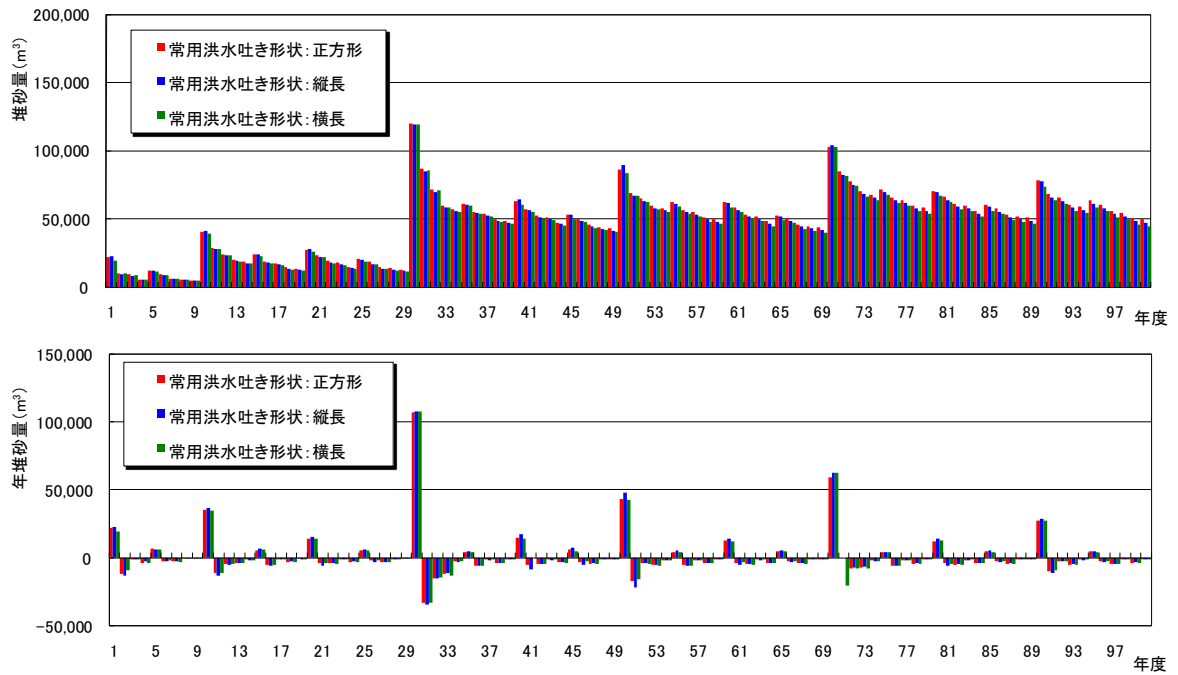
上記ケースのうち、貯水池条件1についての堆積土砂量の経年変化を図-10a, bに示す。

表-11 計算ケース

ケース名	貯水池条件	流入土砂量条件		粒度条件	常用洪水吐き形状
		比堆砂量 (m ³ /km ² /年)	比流入土砂量 (m ³ /km ² /年)		
1	貯水池条件1 河床勾配1/50 流域面積50km ²	650	1073	礫15%	正方形
2				砂20%	縦長
3				シルト・粘土65%	横長
4			1105	礫10%	正方形
5				砂20%	縦長
6				シルト・粘土70%	横長
7		350	578	礫15%	正方形
8				砂20%	縦長
9				シルト・粘土65%	横長
10			595	礫10%	正方形
11				砂20%	縦長
12				シルト・粘土70%	横長
13	貯水池条件2 河床勾配1/100 流域面積100km ²	650	1073	礫15%	正方形
14				砂20%	縦長
15				シルト・粘土65%	横長
16			1105	礫10%	正方形
17				砂20%	縦長
18				シルト・粘土70%	横長
19		350	578	礫15%	正方形
20				砂20%	縦長
21				シルト・粘土65%	横長
22			595	礫10%	正方形
23				砂20%	縦長
24				シルト・粘土70%	横長

※堆砂量及び流入土砂量は空隙を含んだ値である。

ケース1～ケース3



ケース4～ケース6

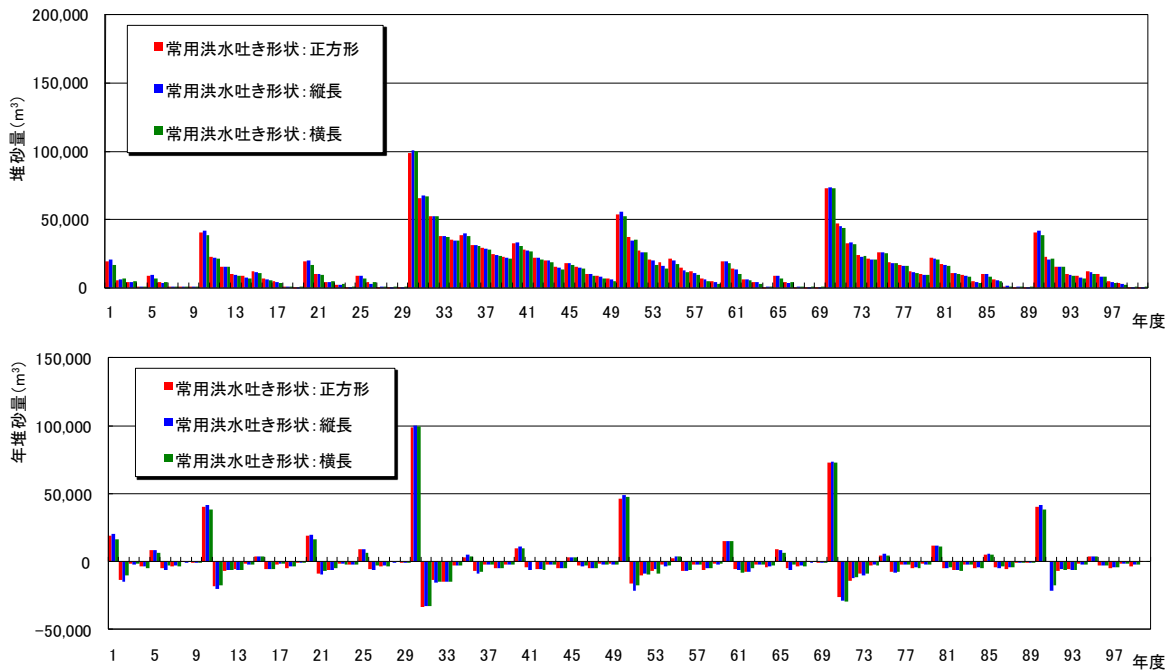
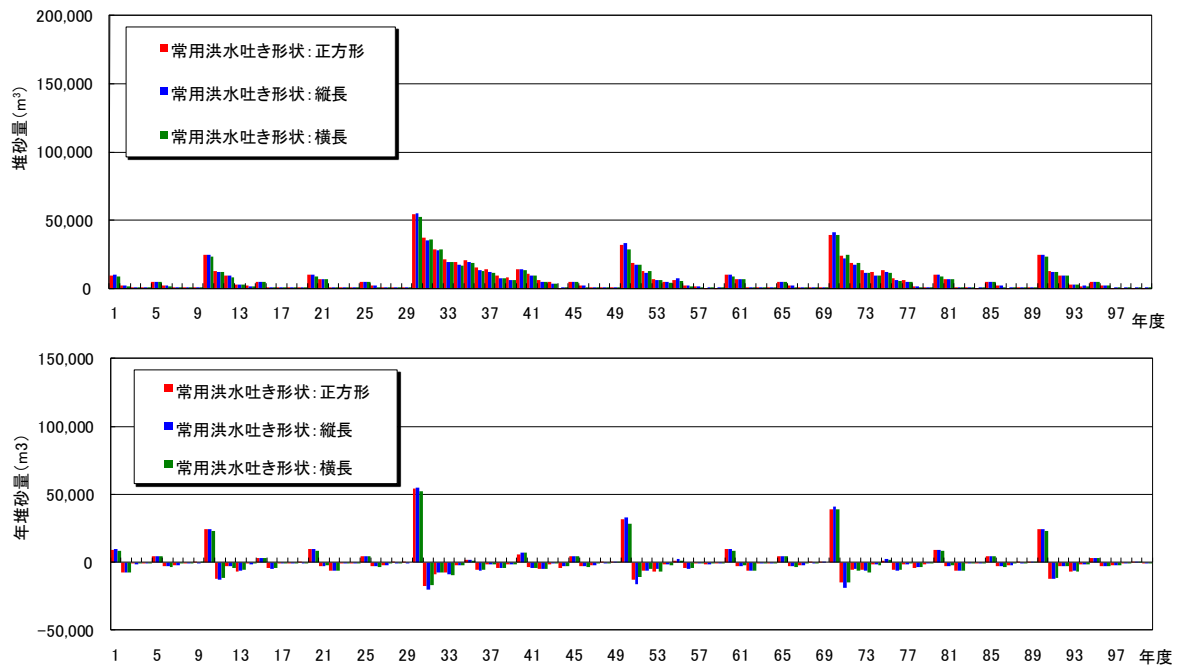


図-10a 堆積土砂量の経年変化 (貯水池条件1)

ケース7～ケース9



ケース10～ケース12

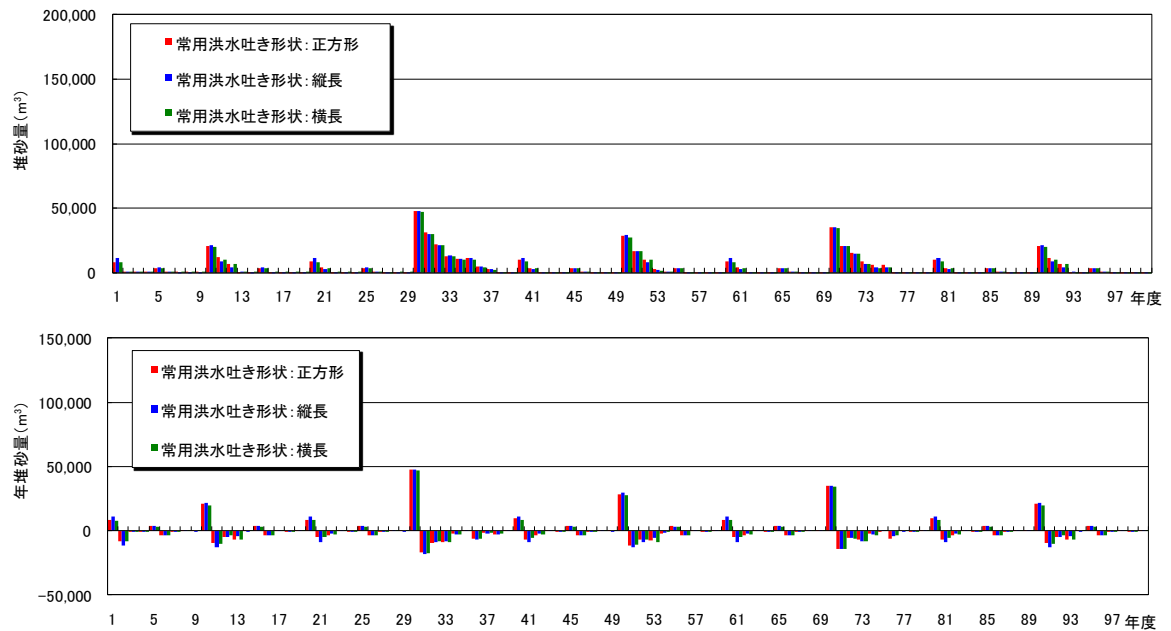


図-10b 堆積土砂量の経年変化 (貯水池条件1)

図-10a, b より、流入土砂量が多いケース 1~3 以外のケースでは、大出水で流入し、堆積した土砂が中小出水で下流へ流下しており、100 年間で流入土砂量が全て移動し、堆積土砂量はゼロになっている。また、礫分の影響が大きく、この割合が大きくなると、大出水での堆積量が増大している。ちなみに、貯水池条件 1 において、洪水調節をしない場合には、全てのケースで堆積土砂がみられておらず、平均年最大放流量まで洪水調節しない今回のケースでは、ケース 1~3 の流入土砂条件では土砂の連続性を満足していない結果となった。また、貯水池条件 2 のケースでは、ダムが無い状態でも貯水池上流端に堆積傾向となり、図-11 にケース 15 での 100 年後の河床堆積状況を示す。図-11 より、貯水池上流端では、ダムなしと同様に堆積状況となるが、ダム有りの場合には、100 年後にも貯水池内に堆積土砂量が存在しており、他の全てのケースで流入土砂量と比例して貯水池内の堆積土砂量は少なくなるが存在しており、河川の連続性を満足していない。

図-12 にケース 1 における 100 年確率洪水ハイドロ時の流入土砂と流出土砂の状態を示す。どの洪水でも同様であるが、砂と礫については、粘土とシルトと異なり、この洪水ハイドロでは流出の割合が小さく、礫などの割合を大きくすると、堆積土砂量が大きくなる。

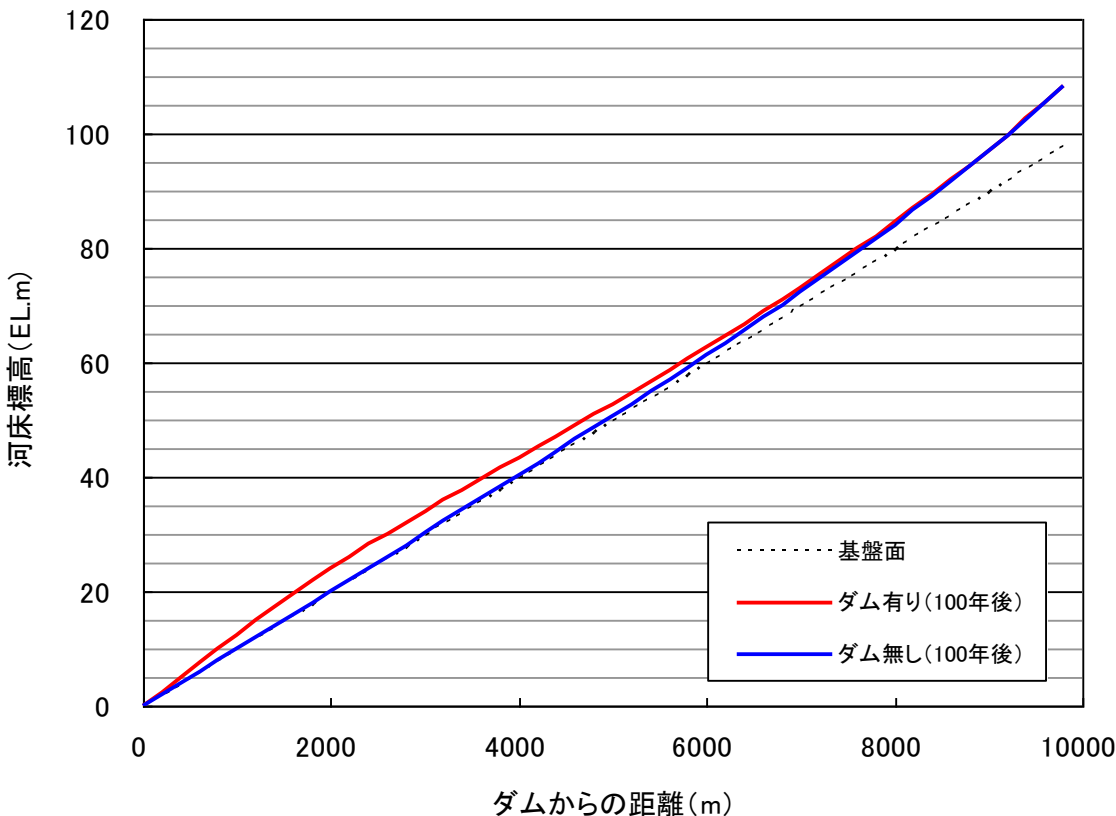


図-11 100 年後の河床形状 (ケース 15 及びダム無し)

表-12 設定諸元

項目	設定値	備考	
ダム	ダム高	50 m	中小ダム
	流域面積	50 km ²	中小ダム
	河床勾配	1/50	
	堤体開口幅	10 m	空洞部強度より決定
	堤体開口高	5 m	
	流量	60.2 m ³ /s	平均年最大流量
ゲート	粗度係数	0.050	山地河川 (水のみによる予備実験により決定)
	形式	ライジングセクターゲート	
	開口寸法	幅10m × 高5m	
	扉体半径	4 m	
	設計水深	50 m	
	操作水深	1.8 m	平均年最大流量を開水路で流す水深
洪水調節開度	自動(水位連動)	閉操作: フロート浮力	
		開操作: バラスト水重量	
洪水調節開度	0.5 m	基本高水流量550m ³ /sを110m ³ /sにカットした場合	

3. 7 回転式セクターゲートの水理機能調査結果

表-12 に示す河床底面幅15mで左右勾配1:1の台形の等断面水路で河床勾配1/50の山地河川にダム高50mで流域面積 50km²のダムに開口幅 10m の水路の前面にこのゲートを設置した。ゲートは、縮尺 1/100 で製作し、平均年最大放流量 60.5m³/s まで常時の状態(開口高さ D=1.8m)で洪水調節をせず、それ以上の流量では、閉操作により開口高 D=0.5m にする回転式のセクターゲートである。このゲートについて必要な水理機能を調査した(写真 1, 2 参照)。このゲート操作により、基本高水流量 Qt550m³/s を 110m³/s に調節するものである。なお、このゲートは、

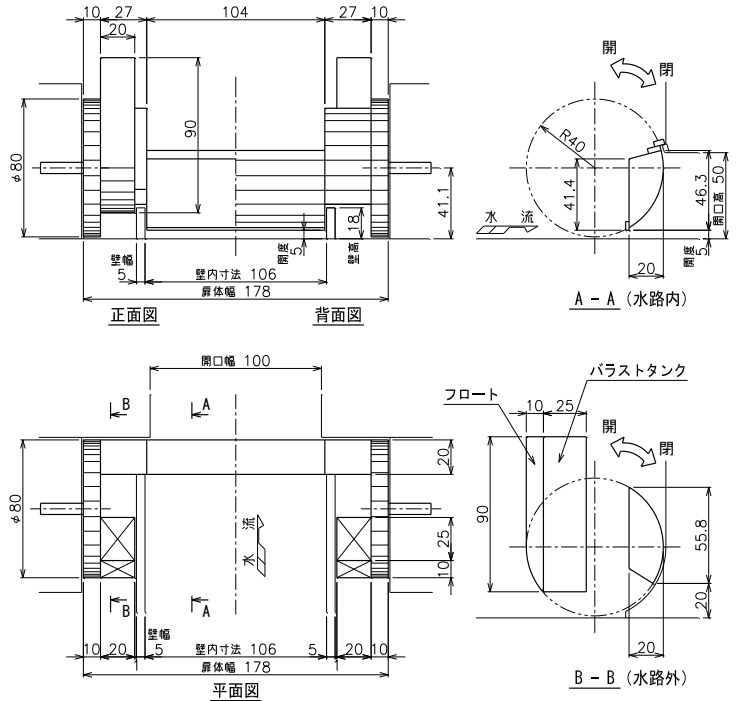
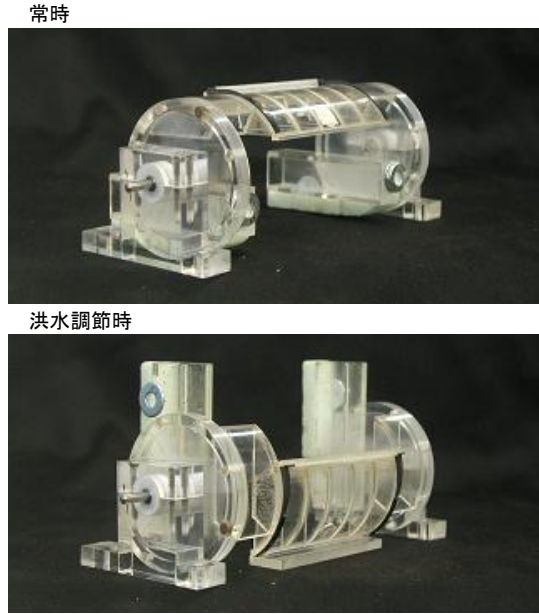


図-13 ゲート模型 (洪水調節時) (単位:mm)

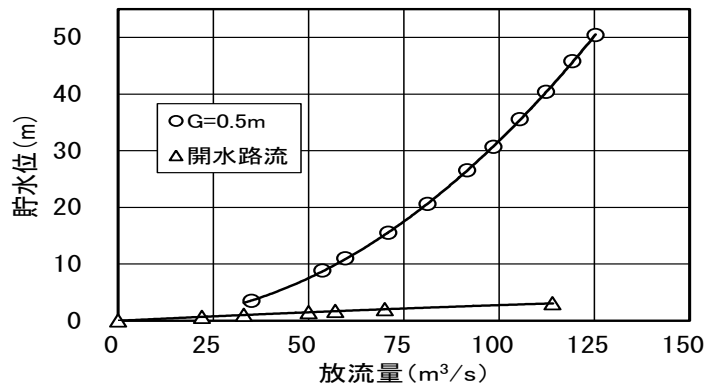
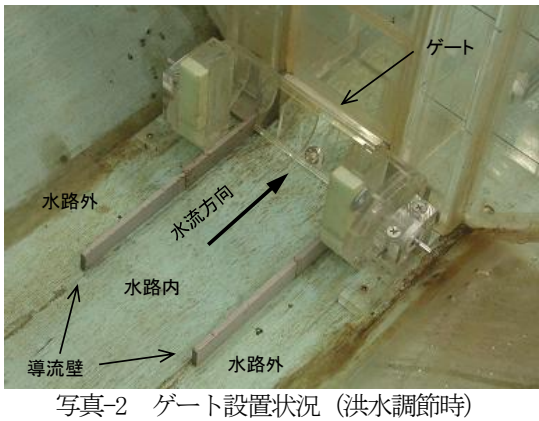


図-14 放流能力

フロートとバラスタタンクを持たせ、水位上昇時には、操作水位 1.8m でフロートによる力で回転して、閉操作を、水位低下時には、バラスタタンク内に水が入り、それによって、開操作となることを考えている (図-13 参照)。

放流能力の調査結果を図-14 に示す。図中のプロットは実験値、曲線は下記の推定値を表す。放流能力調査結果から、管路流については C^2 と D/H が直線で、開水路流については C と H/D が直線で表され、以下に放流機能曲線式を示す。

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

管路流 (洪水調節時) : $C^2 = 0.0058 (D/H) + 0.0063$

開水路流 (常時) : $C = 0.355 (H/D) + 0.078$

ここに、 Q : 放流量 (m³/s)、 C : 流量係数、

A : 吐口断面積、 D : 開口高 = 5m、

B : 開口幅 = 10m、 H : 貯水頭 (m)

図-14 より、実験値と上式から得られた推定値との誤差は小さいことが分かる。また貯水位 50m での放流量

125m³/s は、想定している洪水調節時の基本高水流量のピークカット流量 110m³/s と概ね等しく、設計条件としてのゲートの必要機能を満足していると考えられる。

貯水位 50m における洪水調節時のゲートからの放流状況を写真-3 に示す。ゲート下端からの放流水脈の噴き上がり高さは、開口高 0.5m の 3 倍の 1.5m 程度である。また、この高さは貯水位と比例関係が見られることから、堤体内の水路の高さは 1.5m に若干の余裕を確保する必要がある。ちなみに、今回の検討ケースでは、常時の開口高さが 1.8m 必要なので、堤体内の水路の高さはどちらか高い方に設定する必要がある。

ゲート開閉操作について、水位上昇速度を変化させて調査したところ、水位低下時は低下速度の違いによる動



写真-3 放流水脈(貯水位 50m) (単位:m)

作水深の変化はなかったが、水位上昇時は水深 0.5m 程度でフロートの浮力によりゲートが動き出し、水位上昇速度が速くなるほど低い水深で閉動作していることが確認された。実際の洪水ではこれほど早い水位上昇は考えられないが、ゲートが低い水深で閉動作することは洪水調節時には安全側である。但し、平均年最大流量以下の流量でゲートが閉動作しないように、常時のフロートの位置を高く配置する必要がある。また大きな水面の変動に対してゲートが閉動作しないように、シリンダ、緊定装置等でゲート動作に対する信頼性向上を図る必要もあると考える。

次に、流木の影響について調査した。調査結果を写真-4 に示す。洪水時に大量の流木を浮かべて、水位を上昇下降させると、流木はゲートの可動範囲内に入り込み、ゲート開閉操作が不能となった。この対策のためにゲートの可動範囲をスクリーンで囲むとともに、スクリーン内

スクリーン無し



の水路部に流入する流木を整流させて流すためにゲート操作水深 1.8m の範囲までスクリーンを設置した。スクリーン前面の水路外の流木は洪水調節時にフロートの下に若干残る場合もみられた。

次に、土砂の影響について、貯水池満砂時を想定して、導流壁上流端から安息角 30° で堆積させた状態から水位低下した場合の土砂の流出状況を調査した。水位低下方法は、洪水調節時に管路流で貯水位 1.8m での放流量が $26\text{m}^3/\text{s}$ であることから、貯水位を 1.8m 以下とするために、一定流量 $20\text{m}^3/\text{s}$ を上流より流入する条件で実施した。また使用した土砂粒径は、無次元掃流力 $\tau_* = 0.1$ (低水路河川において 2~3 年に 1 回砂州が攪乱される指標) から求めた粒径 3 号珪砂(模型値 1.56mm)を選定したほか、4 号珪砂(模型値 0.95mm)、5 号珪砂(模型値 0.51mm)についても同様に実験を行った。実験結果を写真-5, 6, 7 に示す。

スクリーン設置後



写真-4 流木対策



写真-5 土砂実験結果 (3号)



写真-6 土砂実験結果 (4号)



写真-7 土砂実験結果 (5号)

写真-5, 6, 7は、水位が操作水深1.8mより下がり、ゲートが開いた直後の状況を示す。実験結果より、水位低下までは土砂は水路外も水路内も一樣の速度で崩れていき、水深1.8mでゲートが開いた瞬間、水路内の土砂がゲート開口より掃き出されることが確認された。また粒径が小さくなるに従い、水位低下に伴って堆積土砂が早く崩壊することも確認された。そのため、5号珪砂では水深が1.8mまで低下する前にスクリーンに土砂が到達し、スクリーン内に侵入してしまう。また大量の土砂が流れ込んでいるため、ゲートが開いても水深が浅く、掃流力が働かないまま、ゲート前が閉塞してしまったと考えられる。逆に、3号珪砂では粒径が大きいことから、無次元掃流力が小さくなり、土砂の崩壊が遅く、ゲートが開いた直後は開口部まで土砂が到達しなかったと考えられ

る。

以上の検討結果から、水路外への土砂や流木の流入が考えられ、フロートが水路外底面にあるため、この影響が無い位置にフロート位置の変更が必要である。また、ゲートの直径が大きくスクリーンもこれにより大型化し、これらのすきまに流木等が入る可能性があるため、更なる縮小化が必要と考える。また、水位追従の自動化のためには、ゲート開閉の信頼性を確保する必要があり、更なる検討が必要と考える。

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) 検討対象ダムを設定し、洪水調節開始流量を平均年最大流量にし、ピークカットを7割とした洪水調節の長期の土砂の連続性について、1次元河床変動計算により調査した結果、1/100 確率ハイドロ内では、流出土砂のうち砂や礫については、ほとんどでておらず、次の洪水等で移動している。

(2) 今回の検討ケースの範囲では、ダム無しでも河道に土砂が堆積する流入土砂の条件では、洪水調節開始流量を平均年最大放流量とした条件では長期の土砂の連続性は確保できなかった。

(3) 洪水調節開始流量を平均年最大流量にし、ピークカットを8割とした洪水調節に必要な回転式のセクターゲートの水理機能について調査し、ある程度必要となる流木対策・土砂の影響の知見が得られた。今後、更なる検討が必要と考える。

今後、長期的な土砂の連続性について検討ケースを追加するとともに、短期的な土砂の連続性を確保するための放流設備の設計方法等もあわせて、検討していく必要があると考える。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) 土木研究所資料第3900号「全国アメダス観測地点における確率降雨算定に関する研究報告書」、平成15年3月
- 2) 鈴木伴征・柏井条介・吉岡喜浩：鱒石川ダム堆砂実績を用いた粒径別流入土砂量の推定、ダム工学、14(4)、pp. 257 - 259、2004.
- 3) 社団法人 日本大ダム会議、技術委員会 土砂管理分科会、

土砂管理分科会報告—貯水池の土砂動態と土砂制御工法
—大ダム 第212号 別刷 pp. 10- 129、2010. 7

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

Budged : 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, it aims to investigate the turbidity occurring mechanism and to present both prediction technologies and countermeasures against turbidities. In 2012 fiscal year, dimensions of target dam such as catchment area, inflow discharge, inflow sediment and flood control operation were set up to execute one-dimensional simulation model for riverbed fluctuation. Moreover, sediment in a reservoir and sediment discharges to downstream rivers were examined for different conditions of river bed slope and several shapes of ordinal spillway gates. Finally, hydraulic functions of spillway gates for flood control were investigated.

Key words : stream type flood control dam, securing the continuity of river flow, gate facilities, hydraulic model test, the continuity of sediment flow, one-dimensional simulation model for riverbed fluctuation