

戦-30 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

研究期間：平 21～平 23

担当チーム：水工研究グループ (河川・ダム水理)

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。施設対応としては、放流口付ゲートや掘込み式減勢工が考えられ、これらの適応性や設計手法の解明が必要となっている。

本研究で対象とするダムは、河川の連続性を確保し、かつ貯水容量を有効に活用する洪水防御施設として、洪水調節の必要がない流量については流水を貯留することなく現況河道と同様に流下させ、洪水調節の必要がある大出水時のみ貯留を行う流水型ダムである。本研究は、河川の連続性を確保する流水型ダムに必要な放流設備の規模、形状及び操作方法等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、洪水吐き、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、常時は貯留せず、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ますます高まっており、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。既存の流水型ダムでは、ダムの構造面などの制約条件が多く、河川の連続性確保への対応が困難な状況となっている。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、本調査では、現在までに計画・建設されている流水型ダムの放流設備のパターン分類を行い、流水型ダムに求められる洪水吐きの機能・配置について検討するとともに、検討対象ダムの規模を設定して、ダムにおける河川の連続性を確保するために必要な放流設備の規模・形状及び減勢工の適応性について検討した。

2. 調査概要

現状、流水型ダムとして建設あるいは計画されているダムの諸元について調査した。調査結果を表—1に示す。表—1より、流水型ダムとして計画されているダムは、ダム高、流域面積及びダム直下高水流量などが広範囲に及んでいる。また、ダムにお

表—1 流水型ダム諸元

ダム名	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
ダム高H(m)	106.5	96	52	87.6	39.2	77.1	37.4	6.8	56.5	59
流域面積A(km ²)	470	105.2	35.4	48	52	51	46	21.5	234	15.2
総貯水池容量V1(千m ³)	86,000	28,700	8,800	6,750	5,600	6,000	2,600	850	45,800	1,102
有効貯水池容量V2(千m ³)	84,000	28,200	8,500	6,500	5,530	5,800	2,200	784	44,500	1,070
堆砂容量V3(千m ³)	2,000	500	300	250	70	200	400	66	1,300	32
設計洪水位	280	268.7	181.7	76	203.5	135	312.5	57.3	188.5	564
サーチャージ水位	269	265.7	179.2	72.7	201	132	310	55	184.3	562.1
常時満水位	195				165	97	280		167.4	520.5
最低水位		181	136	36	165	97	280	43	145	532.7
ダム設計洪水流量Qd(m ³ /s)	5160	1600	450	1580	690	1420	700	320	2550	380
計画高水流量Qt(m ³ /s)	3700	778	370	950	770	600	330	95	2050	130
ダム直下高水流量Qs(m ³ /s)	1100	180	40	640	180	270	80	30	360	30

る河川の連続性を考える上においては、ダムが設置される山地河川の水量についても検討する必要がある。

H22年度は、上記を鑑み、流水型ダムに必要な放流設備の条件と洪水吐きパターン分析を実施すると共に、対象ダムを設定して、洪水調節時の掘り込み式減勢工他の適応性について水理模型実験にて調査し、一次元河床変動計算により洪水調節をしない時の土砂の連続性に関して開口幅の影響を調査した。

3. 調査結果

3.1 流水型ダムの放流設備

(1) 現状の考え方

流水型ダムの放流設備は、平常時（洪水調節時以外）と洪水調節時にそれぞれ放流設備が必要となる。平常時には、①生物の連続性を確保する放流設備（魚道等：ここでは豊水流量 Q_h までを対象にする）、②土砂の連続性を確保する放流設備（土砂吐き：ここでは平均年最大流量 Q_{nmax} までを対象とする）が考えられる。また、洪水時には、③計画洪水（ Q_t : 基本高水流量）を調節し、計画最大放流量（ Q_s ）を流すための放流設備（常用洪水吐き）、④洪水調節計画を上まわる流量（ Q_d : ダム設計洪水流量）を対象とする放流設備（非常用洪水吐き）が必要である。この他、洪水時には、洪水を調節するために水位が上昇し、放流設備からの流れは高速で放流されるので、その勢いを弱めるための減勢工が適宜必要となる。上記の放流設備の考え方から、平常時は通常の河川の流況を再現するため、放流設備の流れは開水路流で設計する必要がある。流量規模としては、概ね① $Q_h < ② Q_{nmax} < ③ Q_s < Q_t < ④ Q_d$ と考えられる。放流設備の必要規模 B （幅）から考えると、必要幅は、概ね① $B < ③ B < ② B < ④ B$ となり、放流設備のパターンとしては、それぞれ単独に設置する場合から、①～③を全て兼用する場合まで考えられ、ダム下流の河道の状況や洪水調節計画などの諸条件等により、放流設備設置パターンは、多岐にわたると考えられる。現状、比較的流域面積が小さい流水型ダムでは、②、③の放流設備を兼用するダムが多く、かつ、ゲートレスで計画されているため、常時の開水路流れで Q_s よりかなり小さな流量しか流すことができていない。洪水調節計画から求められる常用洪水吐きの規模、河川の連続性の観点から求められる土砂吐きの規模、さらには、土砂を流下させる水路や減勢工の摩耗対策等を考慮した設計が望まれている。

現在までに建設あるいは計画されている流水型ダムのタイプは、洪水調節をゲートレスで行うタイプと、洪水時にゲートで放流量をコントロールするタイプの大きく2つに区分される。ゲート付の常用洪水吐きは、土砂吐きよりも一段高い標高に設置し、土砂を放流しないようにしている。これは、土砂放流によりゲートや戸溝が損傷した状態で高速流をゲート部分開で放流する可能性があり、安全上支障があるとの判断によるものである。

また、魚類の移動への配慮については、ダムサイト付近の河床勾配が比較的急であり、何らかの形で魚道の設置を考えているダムが多い。

(2) 今後の検討の方向性

ダムの上下流の連続性確保の観点からは、中小出水時はできるだけせき上げせずに放流できるよう、放流設備の断面、特に幅を大きくすることが求められている。しかし、洪水調節の観点からは、洪水時の放流量を抑えるため、放流断面を縮小する必要がある。そのためには、①②を兼用する場合には、ゲート付常用洪水吐きを設置して対応するか、自然調節の場合は、放流口を内蔵したゲートや一定開度で戸溝がなくなるゲート等、土砂の流下によるゲートや戸溝の損傷対策を考慮したゲートを河床部放流設備に設置して対応することも考えられる。これらの特殊なゲートについては今後の技術開発が必要である。また、管理の簡素化を図るためには、ゲートの自動化も含めた検討も必要となる。

3.2 流水型ダム洪水計画時の検討結果

(1) 検討対象ダムの諸元

検討に際して必要となる流水型ダムの諸元は、計画洪水波形、貯水池容量曲線、ダム上流河道断面および洪水調節計画・放流設備放流能力である。ここで、流水型ダムの規模として考えているのは、流域面積 $50\text{km}^2, 80\text{km}^2, 100\text{km}^2$ 、ダム設置河川の河床勾配 $1/50, 1/75, 1/100$ を想定している。また、放流設備の配置パターンとしては、経済性やダム下流の範囲を考えると、上記①～③の放流設備を兼用することが望ましい。これを実施するためには、放流設備下流に掘り込み式減勢が必要となるため、この減勢工規模に関する実験を行うこととした。この結果をなるべく広範囲に適用可能とするために、流域面積毎に減勢工幅を等幅として単位幅流量を実験条件として行った。この減勢工の必要規模は、対象洪水（サーチャージ水位）までは完全減勢させ、かつ設計洪水

位まで適用可能なものとする。また、計画洪水のピーク流量（基本高水流量 Q_t ）は、アメダス地点の1/100 確率雨量（中央集中型）を流域面積 A に降らせたときのハイドログラフに係数0.84を乗じたものとした。流域面積毎の基本高水ハイドログラフを表-2 に示す。各ハイドロで全量カット時に必要な容量 V は、 $A=50\text{km}^2$ で $V=1330$ 万 m^3 、 $A=80\text{km}^2$ で $V=2061$ 万 m^3 、 $A=100\text{km}^2$ で $V=2546$ 万 m^3 となる。

表-2 基本高水ハイドログラフ

T (hour)	Q(m^3/s)		
	A=50 km^2	A=80 km^2	A=100 km^2
1	10.8	16.5	21.0
2	16.9	25.3	31.8
3	24.5	36.3	45.2
4	33.7	49.9	61.9
5	45.1	66.8	82.9
6	59.5	88.7	110.5
7	78.9	119.0	149.6
8	108.9	167.1	215.7
9	172.2	273.5	369.0
10	334.3	546.2	709.7
11	503.0	761.5	939.1
12	563.8	841.5	1015.5
13	499.0	768.9	924.1
14	302.3	538.9	660.6
15	139.6	247.1	324.4
16	128.0	195.2	241.9
17	106.4	174.5	214.4
18	89.5	135.7	168.1
19	81.7	130.1	159.5
20	70.1	114.1	143.1
21	65.5	104.1	127.6
22	57.8	93.7	116.8
23	52.2	83.4	102.2
24	45.4	73.2	91.5
25	38.7	36.4	35.2
26	32.8	30.9	29.2
27	26.2	24.8	23.5
28	20.9	19.0	17.7
29	15.8	14.4	13.1
30	10.9	9.9	9.0
31	7.2	6.0	5.2
32	4.1	3.3	2.6
33	1.7	1.3	0.9
34	0.3	0.0	0.0
35	0.0	0.0	0.0

次に、 H - V 曲線については、流域面積 $A=50\text{km}^2$ 、 100km^2 、 200km^2 程度の実在のダムのデータを用いて、 $H=70\text{m}$ 程度の容量 V の関係を求めたものを図-1 に示す。図-1 より、

$A=50\text{km}^2$ の場合 $V=50H^3$

$A=100\text{km}^2$ の場合 $V=101H^3$

$A=200\text{km}^2$ の場合 $V=220H^3$

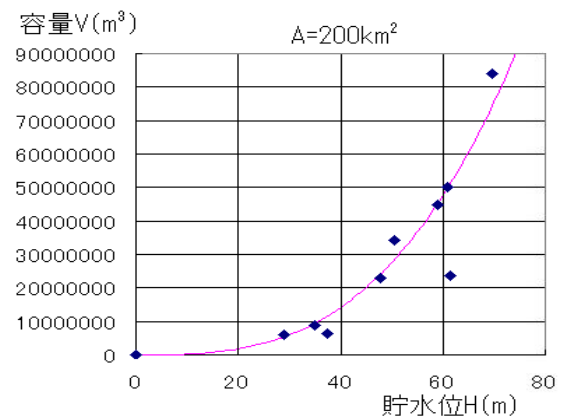
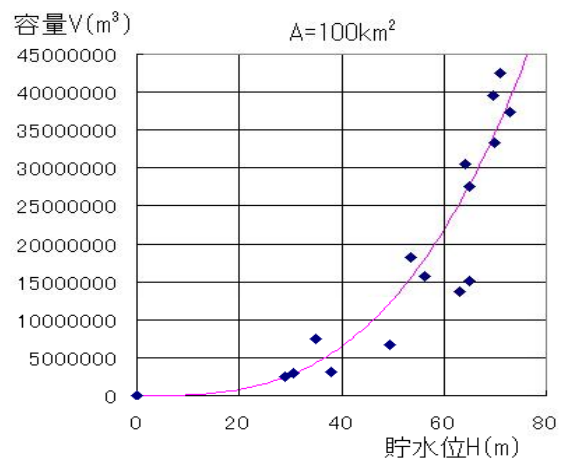
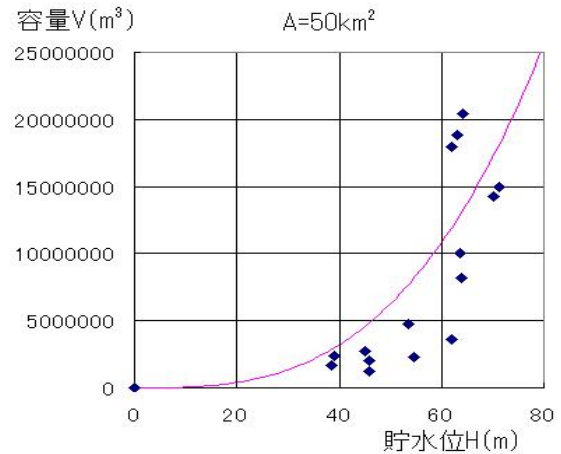


図-1 貯水位容量曲線

さらに、 $H=70\text{m}$ での容量を満足するように河床勾配 1/100 の貯水池を基本形状として河床横断面形状を考える。ここで、ダムサイトの断面を台形断面と設定して底面幅を B 、左右の勾配を 1:1 とし、等断面で上流側へ一定の河床勾配が続いている貯水池を考える。各流域面積での HV 曲線を求める。なお、 $A=80\text{km}^2$ の場合は、 $A=50\text{km}^2$ 、 100km^2 の各係数が概ね流域面積と同じであるので、 $V=80H^3$ として $H=70\text{m}$

での容量が同じとなるように底面幅を設定する。区間距離 $L=50\text{m}$ ピッチで断面積を計算して区間容量を算出し、全ての区間の総和が算定式で求められる容量とほぼあうように底面幅 B を設定する。算定結果から、 $A=50\text{km}^2, 80\text{km}^2, 100\text{km}^2$ で $B = 23.4\text{m}, 65.5\text{m}, 94.5\text{m}$ となり、得られた HV 曲線を図-2 に示す。

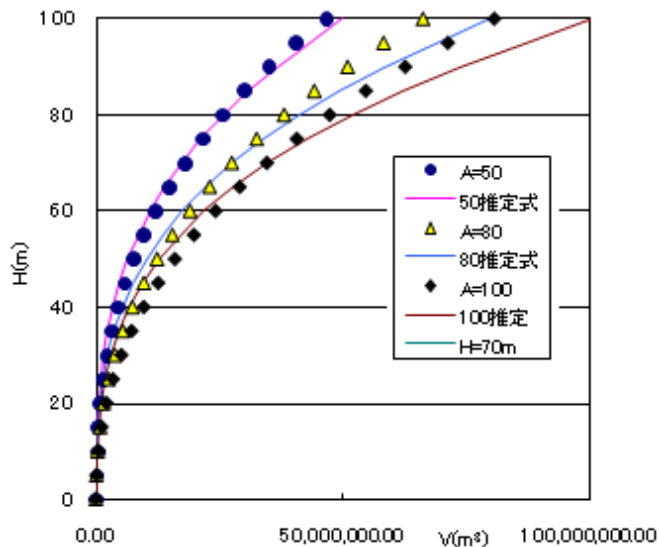


図-2 HV曲線

また、この断面で河床勾配を $1/75, 1/50$ の場合を計算すると、各水位での容量は、それぞれ、河床勾配 $1/100$ の $0.75, 0.5$ 倍となっている。

先ほどの基本高水ハイドロを全てカットした場合

表-3 基本高水ハイドロ全量カット時の容量

	H(m)			V(m³)
	1/100	1/75	1/50	
$A=50\text{km}^2$	63.6	70.9	82.4	13303258
$A=80\text{km}^2$	62.1	70.0	82.7	20606191
$A=100\text{km}^2$	61.3	69.4	82.5	25456221

の容量 V から H を求めると、表-3 に示すようになる。

表-3 より、基本高水ハイドロ全量カット時には、流域面積 A 毎に水深 H には大きな変化はなく、河床勾配を $1/50$ にしても H が 83m を上まわらないことがわかる。

ここで、図-2 に示す HV 曲線を用いて、流域面積 $A=50\text{km}^2, 80\text{km}^2, 100\text{km}^2$ について、基本高水流量ハイドロ (24 時間の $1/100$ 確率雨量の流出量から算定) を調節して、 $H=50\text{m}, 80\text{m}$ となる計画最大放流量 Q_s について検討する。ここでは、基本高水流量 Q_t と計画最大放流量の比 $\alpha 1=Q_s/Q_t$ を 0.1 ピッチで計算して検討した。

検討に用いる放流量式はこれまでの水理模型実験結果を参考に以下のように設定した。

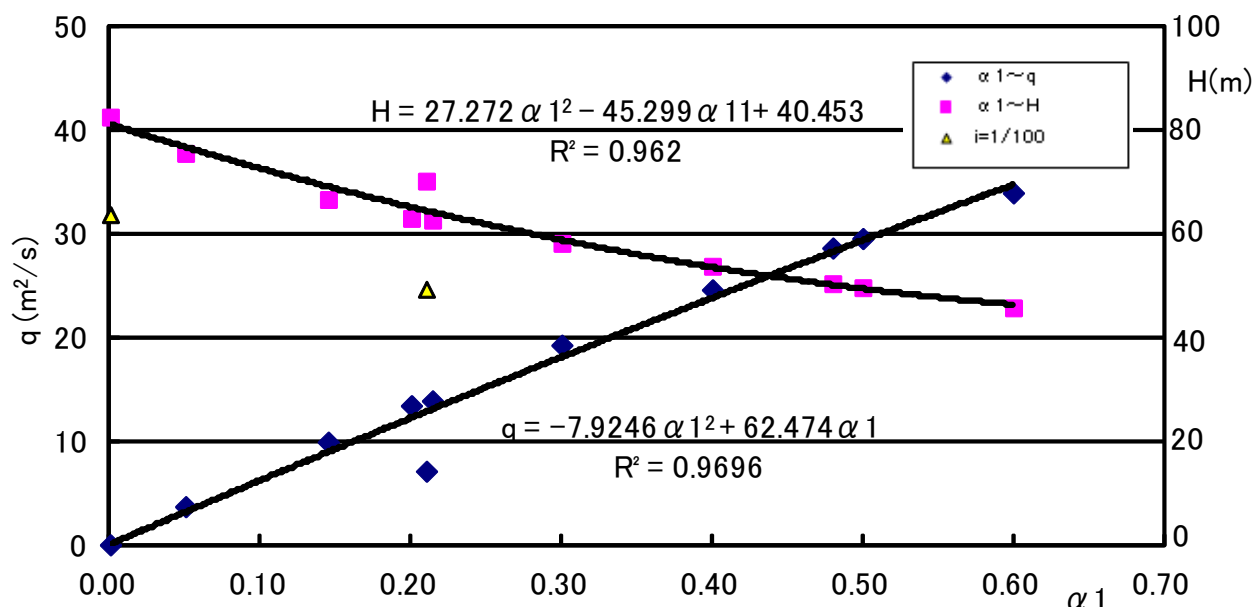
$$0.628\text{m} \leq D \leq 2.25\text{m}$$

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

$$C = (a \cdot D/H + b)^{0.5}$$

$$a = -2.6133(D/2.25)^4 + 3.8914(D/2.25)^3 - 1.9417(D/2.25)^2 + 0.2486(D/2.25)$$

$$A=50\text{km}^2, i=1/50$$

図-3 $\alpha 1 \sim q, H$ の関係 ($A=50\text{km}^2, i=1/50$)

$$b=0.582(D/2.25)^4-0.6113(D/2.25)^3+0.6111(D/2.25)^2-0.017(D/2.25)$$

ここに、 $B=10\text{m}$, D : 開口高, H : 貯水位

その他は、ナイフエッジの式

$$C=(0.408-0.311(D/H))^{0.5}$$

$H=50\text{m}$, $i=1/50$ の洪水調節計算結果を図-3 に示す。

$\alpha 1 \sim q$ の関係 (ここで、 $\alpha 1$ =計画最大放流量/基本高水流量, q =計画最大放流量/ B)

$$q=-25.229\alpha 1^2+71.613\alpha 1$$

$$H=2(35.39\alpha 1^2-49.165\alpha 1+40.242)$$

以上より、 $\alpha 1$ を大きくすることで、単位幅流量は大きくなるが、調節容量は小さくなることがわかる。また、これは河床勾配 $i=1/50$ の場合であり、 $i=1/100$ では容量は倍になるので、 $\alpha 1 \sim H$ のみ小さくなる。

(2) 実験条件

$A=50\text{km}^2$, $H=50\text{m}$, 河床勾配 $1/50$ のケースについて、水理実験を行った。この時の諸元を表-4 に、洪水調節計算結果を図-4 に示す。

実験により、減勢工規模の確認・水位上昇時の減勢機能復元状況及び水位低下時の減勢工満砂状況の調査を実施した。ここで、水位低下時においては、 $H=10\text{m}$ 以下の河床を再現して実験した。

実験模型を写真-1 及び図-4 に示す。

(3) 実験結果

・減勢工の規模確認 (水のみの検討)

流況を写真-2 に示す。写真-2 より、

$H=50\text{m}$, $q=12.7\text{m}^2/\text{s}$ で設計された規模は、減勢工とし

表-4 貯水池諸元

ダム高H(m)		50
流域面積A(km ²)		50
構造上の開口幅Bg		10
河床勾配1/i i=		50
粗度係数n=0.02		0.02
豊水流量Qm(m ³ /s)		1.2
同上河川幅Bm(m):レジーム則		5.4
平均年最大流量Qnmax(m ³ /s)		17.1
同上河川幅Bm(m):レジーム則		20.7
同上Bg時の水深D1		0.43
計画最大放流量Qs(m ³ /s)		118.4
同上H時開口高D2(m)		0.63
同上H時放流量 α Q ₁₀₀ (m ³ /s)		127.0
基本高水流量Q ₁₀₀ (m ³ /s)		563.8
α		0.21
減勢工	放流量Q	127.0
	単位幅流量q=Q/B	12.7
	落差H	50
	水脈幅b	10
	減勢工幅B	10
	流入流速v0=0.9(2gH) ^{0.5}	28.2
	流入水深y0=Q/v0/b	0.5
	流入フルード数 F0=y0/(gv0) ^{0.5}	13.4
	共役水深Hj	8.5
	水平水叩き長L	38.5
	副ダム高Dd	4.7
	壁高Hw	8.3

ては $H=70\text{m}$ まで対応可能である。なお、河床勾配と減勢工始端の接続部に水脈が安定して減勢工に向かうような摺り付け円弧が必要である。

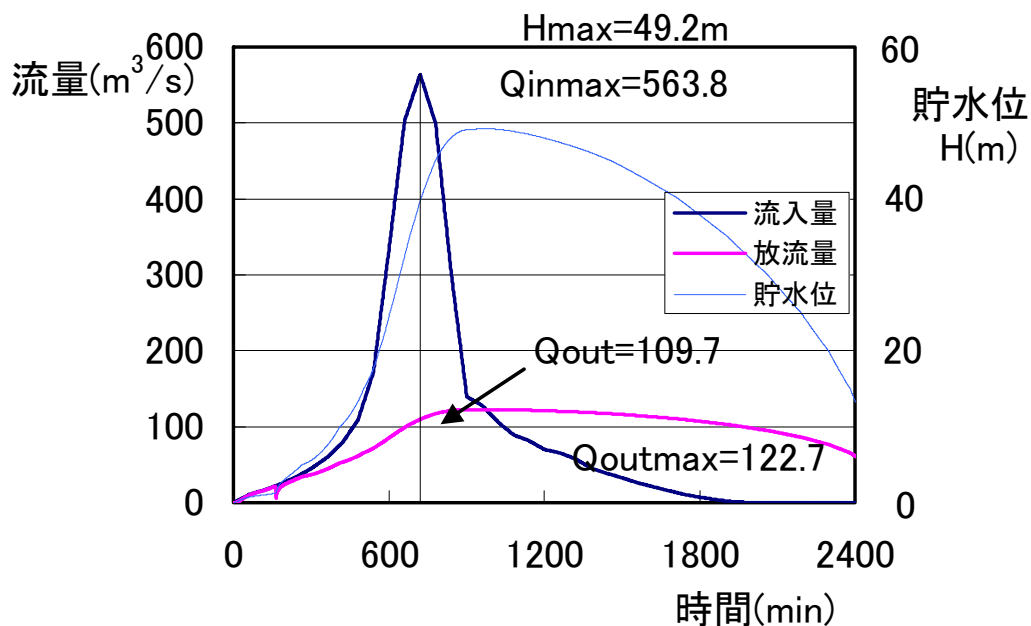
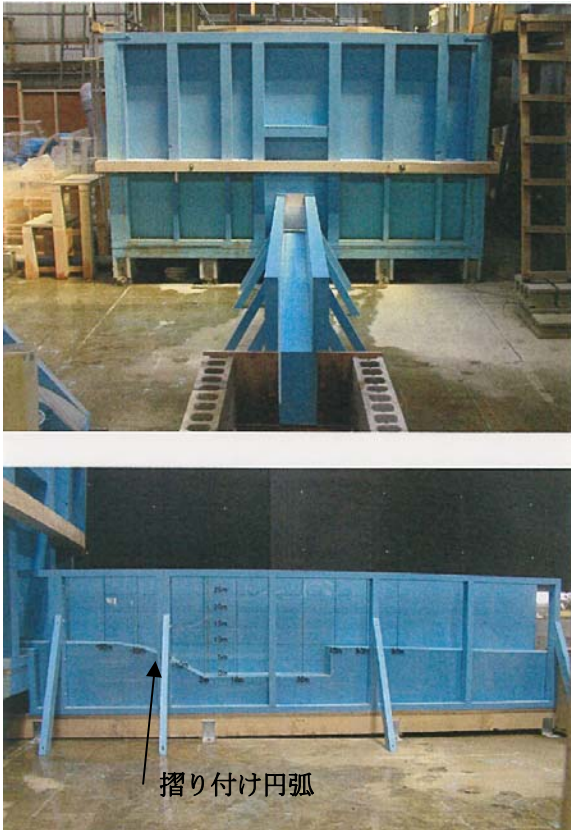
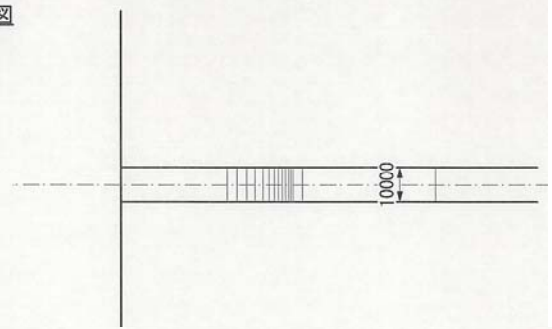


図-4 洪水調節計算結果

写真-1 実験模型概要



平面図



縦断面図

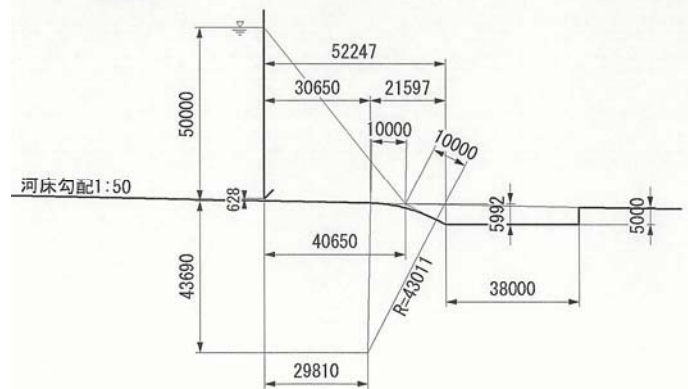


図-5 模型概要図

写真-2 流況

貯水頭 H (m)	放流量 Q (m³/s)	流況コメント	流況写真
50	127.0	水深は十分に確保され、露出射流の発生は見られず安定した流況である。また、水叩き始端より 30m 下流付近で減勢が終了しており、水叩き長がやや過大である。	
70	148.2	水深は十分に確保されているものの、底面の高流速が減勢工下流端に達し、常時湧き上がりが生じており、全体的に水面の変動も大きくなっている。	
100	179.1	底面の高流速が減勢工下流端に達し、飛散するまでには至らないが湧き上がりが非常に大きく、やや荒れた流況となる。	

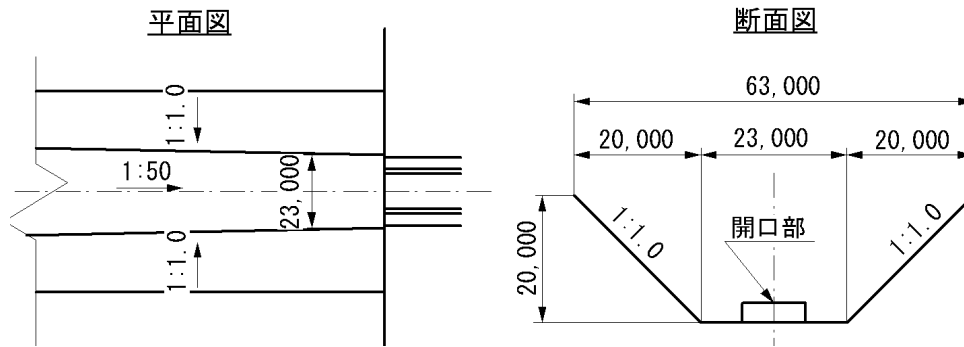


図-6 上流水路形状と堆積土砂形状

・減勢工満砂時の計画洪水時土砂排出状況

計画洪水ハイドロ時に、減勢工機能の回復はほぼ $H=35\text{m}$ からである。また、その間、特に問題となる平面渦の発生などの流況は観測されなかった。（写真—3 参照）

・上流地形と土砂設置状況

水位低下時の土砂排出状況を再現するために、図—6 に示す水路を製作設置し、堆積土砂を危険側を想定して満砂配置とした。

・上流側満砂時の計画洪水時土砂排出状況

$H=20\text{m}$ から水位低下を実施して、土砂による開口部の閉塞等が発生しないことを確認した（写真—4 参照）。

・平均年最大流量時減勢工土砂堆積状況

平均年最大流量時の土砂移動状況を写真—5 に示す。写真—5 より、掘り込み式減勢工始端部分から徐々に土砂が埋められていき、特に、問題となる流況はみられなかった。

縦断面図

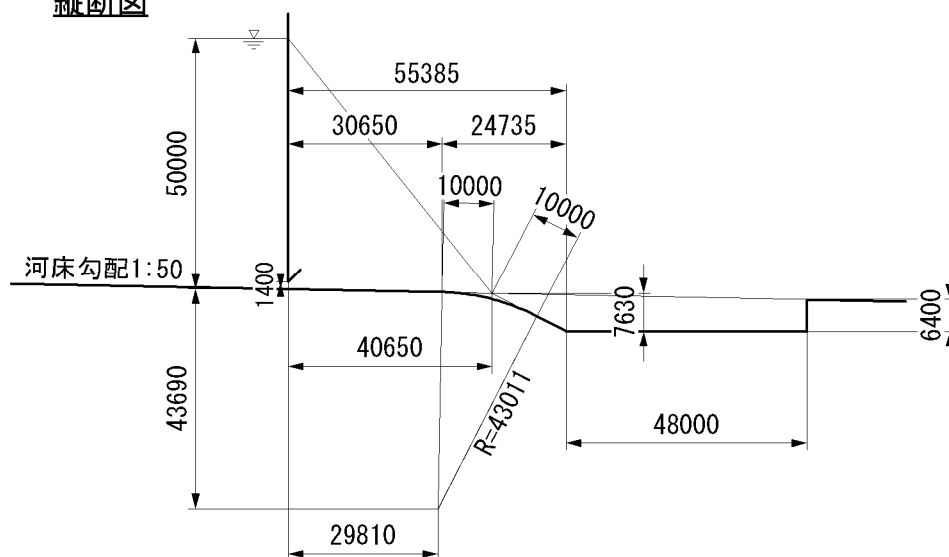


図-7 減勢工形状

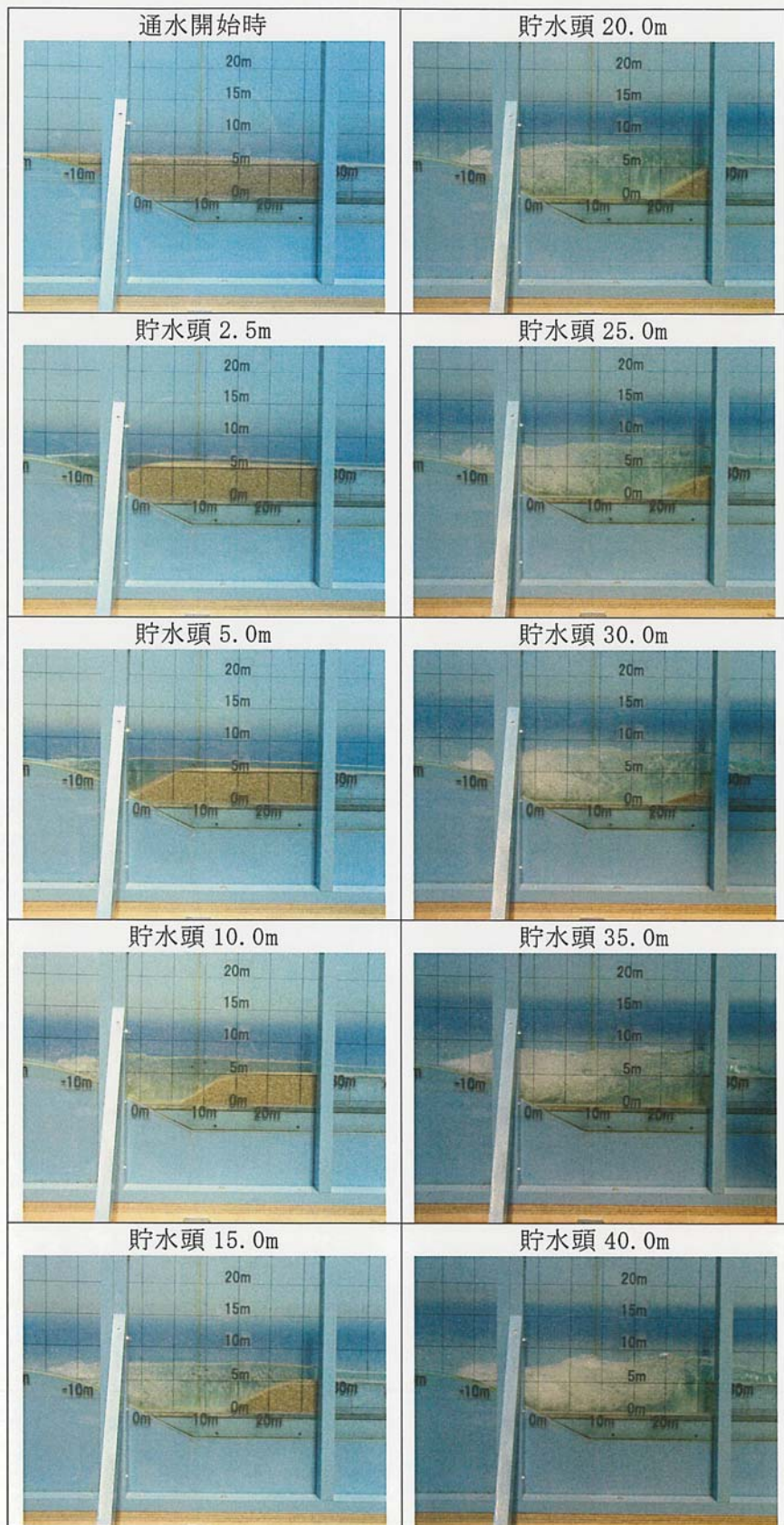
・単位幅流量の増加時の減勢工規模

対象流量を約 1.4 倍とした場合（図—7，表—5 参照）、減勢機能の復元は $H=35\text{m}$ で土砂がフラッシュされて、機能が回復する。その間、平面渦等の発生はみられない。また、減勢工の規模として使用可能な上限水位は $H=60\text{m}$ までとなっており、 $Q=126.7\text{m}^3/\text{s}$ の場合に比べて 10m 程度低くなっている。

表-5 単位幅流量増加時減勢工諸元

ダム高 H(m)		50.0
流域面積 A (km ²)		50.0
河床勾配 i		1/50
放流量 Q(m ³ /s)		285.0
開口高 D ₁ (m)		1.40
減 勢 池	減勢工幅 B(m)	10.0
	水平水叩き長 L(m)	58.0
	掘り込み深さ D ₂ (m)	6.2

写真-3 減勢工流況



写真－４ 水位低下に伴う貯水池内土砂引き込み状況

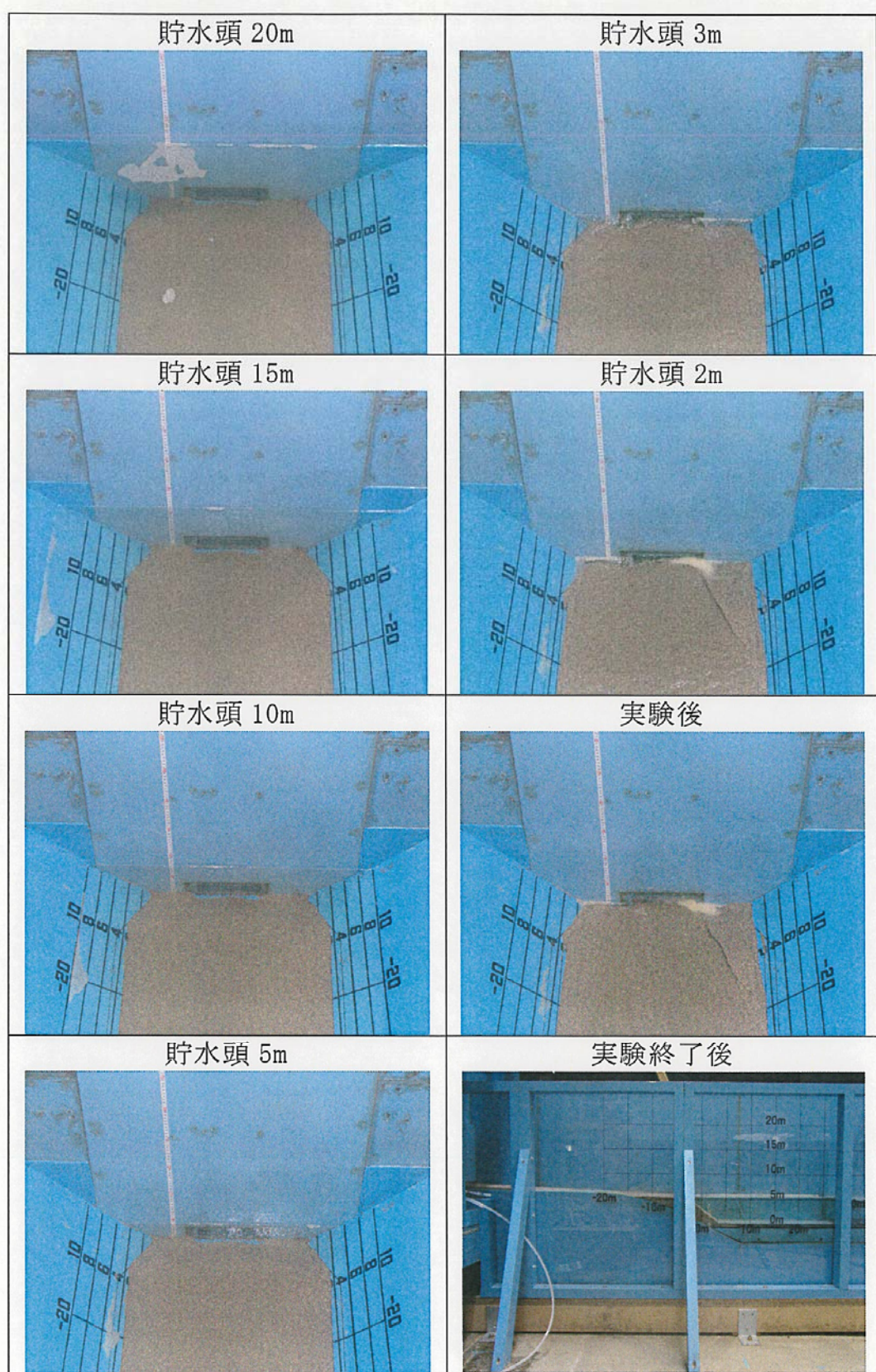
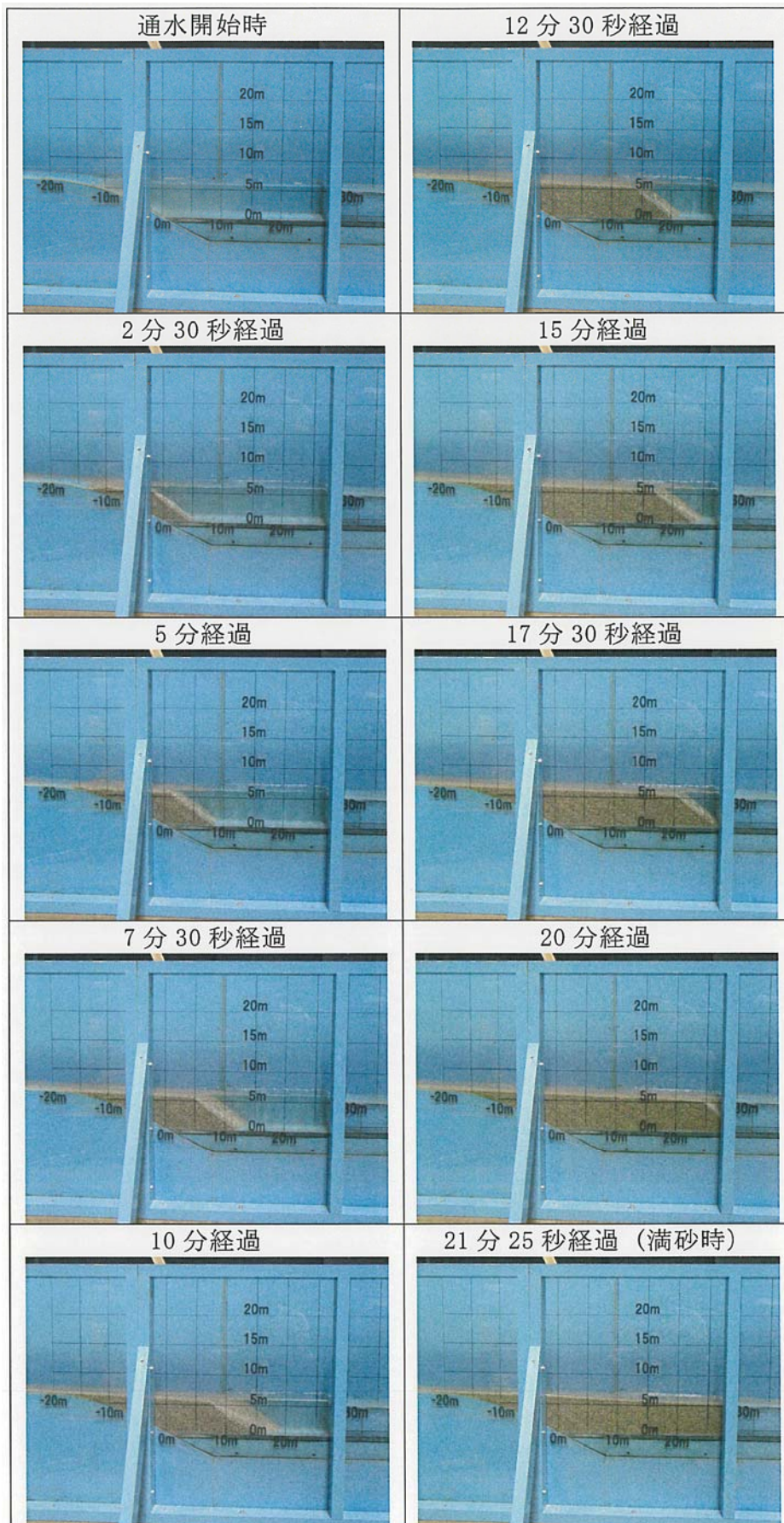


写真-5 平均年最大流流時の減勢工内土砂堆積状況



3.3 山地河川の水量と土砂の連続性における川幅の影響

(1) 山地河川の水量

山地河川におけるレジーム則について、水山¹⁾は通常河川とほぼ同様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。また、粗度係数 n については、 $n=0.045$ 程度と言われている。

ここでは、流域面積が比較的小さな河川がある多自然型川づくり参考事例集のデータ（表－6 参照）から α を換算してみる。川幅や計画高水流量に範囲がある場合は、それぞれ最大値を使用すると、結果は表－7 に示すとおりである。

表－7 より、平均すると、 $\alpha=2.2$ となり、通常、河川でいわれている $\alpha=5$ より、やや小さめとなっている。ダムの設置河川ではないが、河床勾配も大きな河川も含まれ、流域面積も比較的小さい河川も含まれており、流水ダムでの対象領域も含まれていると考えられる。まず、流域面積と平均年最大流量 Q_{nmax} の関係論文²⁾から $A=50\text{km}^2$ の場合 $Q_{nmax}=17.1\text{m}^3/\text{s}$ が得られる。 $i=1/50$ 、 $n=0.045$ として α の値を上記の検討範囲で計算すると、表－8 となる。表－8 から、 B/H の値が比較的小さくなるように、 $\alpha=3.0$ の条件を選定した。この条件下で、ダム位置で幅を狭めた場合の検討を、1次元河床変

表－6 多自然川づくり参考事例河川の諸元

河川名	河川名	河川諸元		施工箇所諸元			備考
		流域面積 (km^2)	流路延長 (km)	計画高水流量 (m^3/s)	川幅 (m)	河床勾配	
元町川	岩手県	20.2	6.4	130	4~9	1/15~1/50	東北
山附川	宮崎県	8.2	4.0	120	3.8~19.0	1/5~1/40	九州
境川	神奈川県	210.7	52.1	50	16.8	1/350	関東
土谷川	岩手県	22.6	11.8	32~65	7.9~18.5	1/48~1/270	東北
和泉川	横浜市	11.5	9.4	60	15.4	1/250~1/300	関東
梅田川	横浜市	3.9	2.2	45	10.1	1/200~1/350	関東
戸野目川	新潟県	20.2	10.2	65	37.8	1/1000	北陸
新郷瀬川	愛知県	45.8	7.0	160	44.8	1/1500	中部
黒川	栃木県	189.2	32.0	220~650	28.7~59.8	1/60~1/200	関東
太田川	愛知県	4.3	0.7	45	13.7	1/150	中部
黒川	福島県	189.2	41.4	220	14	1/80	東北
関川	新潟県	1,140.0	62.0	1200	70	1/74	北陸
香流川	愛知県	29.3	16.6	110	18.8	1/200	中部
いたち川	横浜市	13.9	6.2	90	18.6	1/300~1/800	関東
松浦川	佐賀県	83.8	13.9	480	64	1/550	九州

表－7 α の計算結果

河川名	河川名	A(km^2)	L(m)	Qt(m^3/s)	B(m)	河床勾配	$\alpha=B/Q^{0.5}$
元町川	岩手県	20.2	6.4	130	9	1/15~1/50	0.8
山附川	宮崎県	8.2	4	120	19	1/5~1/40	1.7
境川	神奈川県	210.7	52.1	50	16.8	1/350	2.4
土谷川	岩手県	22.6	11.8	65	18.5	1/48~1/270	2.3
和泉川	横浜市	11.5	9.4	60	15.4	1/250~1/300	2.0
梅田川	横浜市	3.9	2.2	45	10.1	1/200~1/350	1.5
戸野目川	新潟県	20.2	10.2	65	37.8	1/1000	4.7
新郷瀬川	愛知県	45.8	7	160	44.8	1/1500	3.5
黒川	栃木県	189.2	32	650	59.8	1/60~1/200	2.3
太田川	愛知県	4.3	0.7	45	13.7	1/150	2.0
黒川	福島県	189.2	41.4	220	14	1/80	0.9
関川	新潟県	1140	62	1200	70	1/74	2.0
香流川	愛知県	29.3	16.6	110	18.8	1/200	1.8
いたち川	横浜市	13.9	6.2	90	18.6	1/300~1/800	2.0
松浦川	佐賀県	83.9	13.9	480	64	1/550	2.9

表-8 α の変化による水路規模

A(km ²)	Q(m ³ /s)	1/I	n	α	B/H	B	H	d(0.1)
50	17.1	50	0.045	3.9	30	16.05782	0.5	0.060825
50	17.1	50	0.045	3.5	25	14.37299	0.6	0.064525
50	17.1	50	0.045	3.0	20	12.55945	0.6	0.069198
50	17.1	50	0.045	2.6	15	10.57122	0.7	0.075374
50	17.1	50	0.045	2.0	10	8.322888	0.8	0.08407

表-9 計算ケース

ケース	粒径	粗度	給砂量	ダム開口幅
	d(m)	n	q*(m ³ /s)	B(m)
BH20T07N005	0.07	0.045	0.005	12.6
BH20T07N005D05	0.07	0.045	0.005	5
BH20T07N005D075	0.07	0.045	0.005	7.5
BH20T07N005D10	0.07	0.045	0.005	10
BH20T07N01	0.07	0.045	0.01	12.6
BH20T07N01D05	0.07	0.045	0.01	5
BH20T07N01D075	0.07	0.045	0.01	7.5
BH20T07N01D10	0.07	0.045	0.01	10

動計算を用いて検討した。なお、対象粒径 d は $B=12.6\text{m}$ での $\tau^*=0.1$ に相当する $d=0.07\text{m}$ の均一粒径としている。

(2) ダムにおける常時の土砂の連続性確保に影響する堤体開口幅 B の影響について

1次元河床変動計算では、ダム設置なしの河道を幅 $B=12.6\text{m}$ の矩形断面とし、流量 $Q=17.1\text{m}^3/\text{s}$ 通水時にダム上流 1000m、ダム設置部分 (100m) その下流 1000m 部分で計算を行う。この時、ダム設置部分の幅を 10m, 7.5m, 5m の3ケース実施した。計算ケースを表-9に示す。表-9の計算ケースの比較を図-8に横軸をダム位置から上流側をマイナス表示で、縦軸に堆積厚さで示す。図-8より、給砂量により、影響度合いがかわるが、概ね $B=10\text{m}$ では影響が少ないように考えられる。今後は、水理模型実験による検証を進めるとともに、混合粒径や洪水波形による影響も検討する必要があると考えるが、常時の土砂の連続性を考える上で、堤体開口幅 B の影響は大きいと考える。

4. おわりに

本研究は流水型ダムにおける河川の連続性に関して、必要となる放流設備の考え方を検討するとともに、洪水調節を実施した場合の土砂の挙動や平常時の土砂の連続性に関して、堤体開口幅の影響等について、水理模型実験や一次元河床変動計算により検

討を加えてきた。今後、更なる必要機能について調査するとともに、河川の連続性を確保する流水型ダムに必要な放流設備の規模、形状及び操作方法等を検討していく予定である。

参考文献

- 1) 水山 高久, 山地河川の掃流砂に関する研究, 学位論文, 昭和 52 年 5 月
- 2) 葛葉ら, 平均年最大流量と流域スケール, 水工学論文集, 第 44 巻, 2002 年 2 月

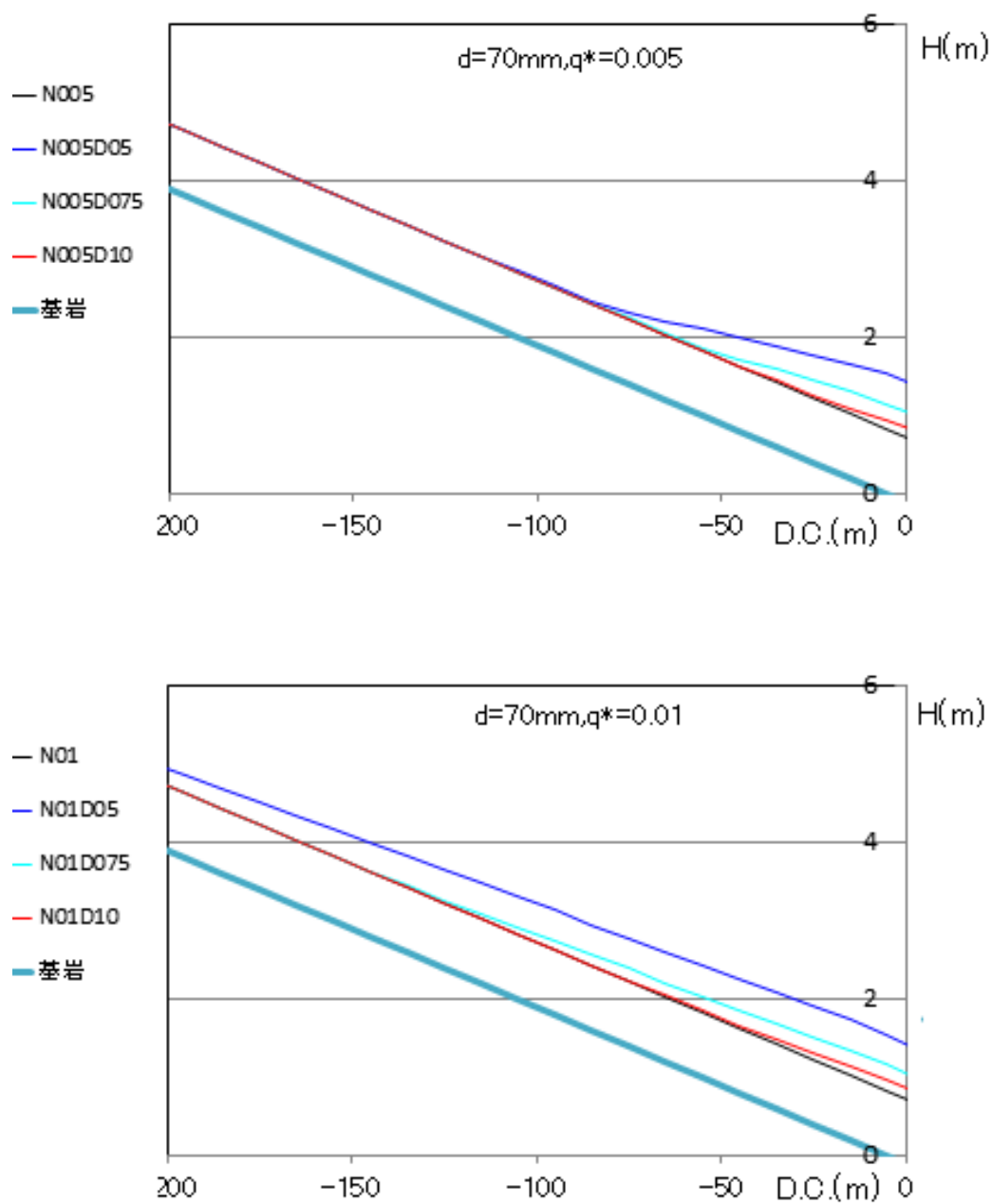


図-8 貯水池上流の堆積厚さ

【英文要旨】

STUDY ON SECURING THE CONTINUITY OF RIVER FLOW AT DAM SITE

Budged : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2009-2011

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 2010 fiscal year, dimensions of target dam such as catchment area, inflow discharge, inflow sediment and flood control operation were set up and demanded function of spillway was investigated by Hydraulic model test. Moreover, the effect of narrowing channel width at dam site affecting the continuity of sediment flow in normal time was examined by executing one-dimensional simulation model for riverbed fluctuation.

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