

シミュレーション結果をまとめると以下の通りである。

ダム直上流付近の流況

貯水池は細長く上流部で大きく湾曲していること、忙牛河からの流入と大凌河からの流入が合流することなどから洪水の勢いは減衰し、ダム直上流の付近のポケットでは、回転する流れが起こるため、ダムに向かう流れは非常に弱くなる。

ダム直上流付近の浮遊砂濃度

浮遊砂も上述の流況にしたがい、ダム堤体付近にその多くは至らず、ダム直上流の浮遊砂濃度は貯水池上流付近にくらべ、高くない。この結果、底孔のゲートオペレーションによる排砂効果はあまり期待できないようである。

貯水池内浮遊砂の堆積、洗掘状況

大量の浮遊砂が流入し、浮遊砂は堤体に至る前に沈降するため、貯水池内は堆積が卓越する。忙牛河においては合流点上流部、大凌河においては金嶺寺鉄橋下流、ダム上流のポケット部分に堆積が特に生じる。なお、この堆積域は、リモートセンシングで抽出した1984年の洪水後の堆積域とほぼ一致する。

(4) 排砂効果の高いゲートオペレーションの策定

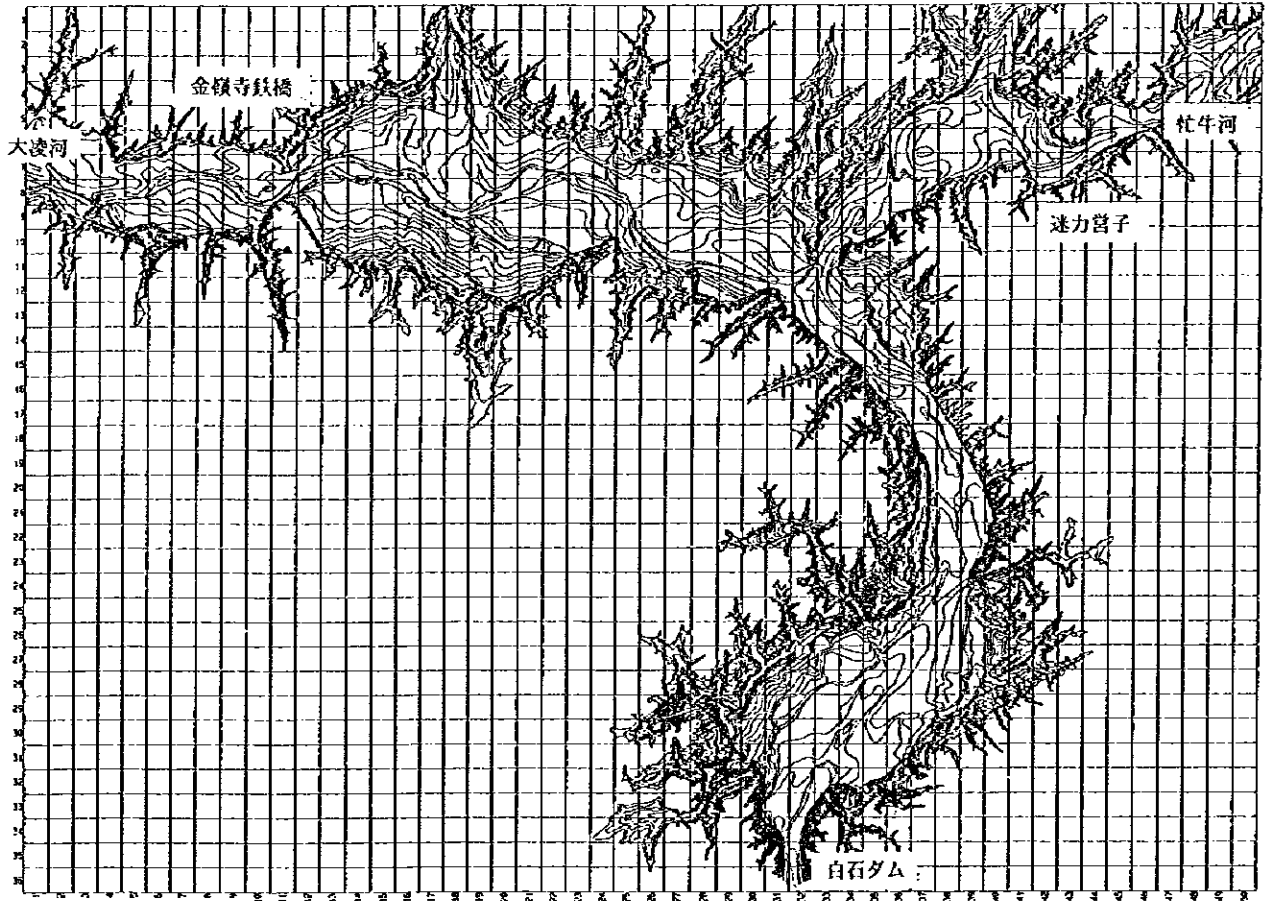
洪水波形に比べて浮遊砂濃度波形は遅れてダムに到達するために、ダムからの放流は貯水位が最高となった後も継続して長時間放流することが、排砂には効果的である。反面、このような操作は無効放流を増す結果となる。そこで、洪水時に排砂を優先させた場合（無効放流増大）、貯水を優先させた場合（無効放流減少）それぞれの排砂シミュレーションを行い比較検討し、洪水時のダム操作ルールを検討した。

平面メッシュと水深方向メッシュ

本解析にもちいた平面メッシュを図 3.5.4.25 に示す。平面メッシュの間隔は $\Delta x=500\text{m}$ 、 $\Delta y=500\text{m}$ を基本とし、ダム堤体直上流付近では $\Delta x=250\text{m}$ 、 $\Delta y=250\text{m}$ の不等間隔とした。また、浮遊砂濃度の垂直分布をもとめるため、250mメッシュモデルと同様に水深方向各層の厚さ Δz をおおよそ2mとした。

洪水時の流量、浮遊量データ、貯水池内浮遊砂の初期濃度

洪水時の流量、流入浮遊砂量は、図 3.5.4.2 に示す1962年、1963年、1966年、1969年、1984年の5洪水の実測時間時系列データを用いる。モデル上では、大凌河からの流入を、金嶺寺鉄橋より上流



MESH SIZE = 500 (m)

図 3.5.4.25 貯水池地形平面 500m メッシュ図

2メッシュ(第2層)、忙牛河からの流入を迷力営子付近の2メッシュ(第2層)からとする。貯水池内浮遊砂初期濃度は0ppmとした。

排砂量の算定

モデル上は図3.5.4.8に示すダム底孔の位置の右岸側1メッシュから放流するものとし、排砂量は250mメッシュモデルと同様に、底孔からの位置における浮遊砂濃度と放水量の積として算定した。

洪水放流ルール

ここで検討する洪水放流ルールは表3.5.4.4と表3.5.4.5に示す中国側の放流ルールを基本とする。また比較のため、1992年F/S時の洪水放流ルール(表3.5.4.6)を参考とする。今回シミュレーションを実施した放流ルールを表3.5.4.7に示す。

表3.5.4.4 初歩設計報告書 貯水位～放流量関係

対象洪水	放流量(設計値)	貯水位
1/5	5188m ³ /s	125.61m
1/50	5664m ³ /s	130.24m
1/100	5687m ³ /s	130.47m
1/500	5887m ³ /s	132.27m
1/5000	6017m ³ /s	133.88m

表3.5.4.5 初歩設計報告書 貯水位～ゲート操作の関係

貯水位	底孔	越流部
125.6m～126.9m	12門全開	11門全閉
126.9m～128.5m	6門全開	11門全閉
128.5m～130.3m	12門全開	11門全閉
130.3m～130.8m	12門全開	4門 開度3m 7門 開度6m
130.8m～131.5m	12門全開	11門全開
130.3m～130.8m	12門全開	5門 開度6m 6門 全開

表 3.5.4.6 1997 年 F/S 時の洪水放流ルール

対象洪水	放流条件	貯水位
1/20 以下	4,000 m ³ /s 一定放流	
1/20~1/50	4,000m ³ /s 一定放流	(127.2m 以下)
	7,000m ³ /s 一定放流	(127.2 m 以上)
1/20~1/200	4,000m ³ /s 一定放流	(127.2m 以下)
	7,000m ³ /s 一定放流	(127.2 m~128.8m)
	11,000m ³ /s 一定放流	(128.8m 以上)
1/200~1/5000	4,000m ³ /d 一定放流	(127.2m 以下)
	7,000m ³ /s 一定放流	(127.2 m~128.8m)
	11,000m ³ /s 一定放流	(128.8m~130.8m)
	洪水吐 15 門+底孔 15 全開	(130.8m 以上)

1/50 確率以下の洪水（貯水位標高 127.2 以下）では全て底孔から放流する。

表 3.5.4.7 設定放流ルール

a) 貯水を優先する場合

洪水年	放流ルール名	内容
1962 年洪水	貯水優先	中国側ルール
1969 年年洪水	貯水優先	中国側ルール
	貯水優先 ALT1	中国側ルールの 2500m ³ 放流を 5 時間延長する。
	貯水優先 ALT2	中国側ルールの 2500m ³ 放流を 10 時間延長する。
	貯水優先 ALT3	中国側ルール 5000m ³ 放流を洪水前に行う。
	貯水優先 1992F/S	1992 年 F/S の放流ルール
1984 年洪水	貯水優先	中国側ルール

b) 排砂を優先する場合(貯水位を 2m 程度下げる)

洪水年	放流ルール名	内容
1962 年洪水	排水優先	中国側ルール
1969 年洪水	排水優先	中国側ルール
1984 年洪水	排水優先	中国側ルール

シミュレーション結果

表3.5.4.8、3.5.4.9、図3.5.4.26、3.5.4.27、3.5.4.28、にシミュレーション結果を示す。浮遊砂濃度2は放流している底孔直上流の位置(14層)、浮遊砂濃度1は2より250mほど上流の位置(同じく14層)である。特に浮遊砂濃度1は底孔のゲート操作に影響をうける。1984年の排砂優先の場合がもっとも排砂率19.2%で最も高く、1992年F/S時の排砂率は10%で最も低い。洪水発生後、水位が洪水期制限水位の125.6mより1.3m上昇した時点で2,500m³/sの放流を5時間程度継続する、中国側の放流ルールは排砂効果の面で優れているようである。全般にダム直上流の浮遊砂濃度のピークは、洪水ピークより遅れてくる。排砂を優先して、貯水位が洪水期制限水位(125.6m)より2m下げた場合は、排砂率は高まるが、その効果は洪水の規模、洪水ピークの現われ方によって違いがあるようである。また2m下げるとは約1億トンの水を無効放流することになり、利水の面からは不利である。従って、洪水時には、ダム堤体直上流に濁度計を設置して、浮遊砂の濃度が高いときになるべく大きな流量を放流し排砂することが現実的であると考える。

表3.5.4.8 シミュレーション結果、貯水優先の場合

	流入量 (x10 ⁶ m ³)	放流量 (x10 ⁶ m ³)	流入-放流量 (x10 ⁶ m ³)	流入砂量 (x10 ⁶ m ³)	排砂量 (x10 ⁶ m ³)	流入-排砂量 (x10 ⁶ m ³)	排砂率 (%)
1962年	1,292	1,317	-25	32.2	3.9	28.3	12.2
1969年	559	564	-5	7.2	0.8	6.4	11.0
Alt 1	559	564	-4	7.2	0.8	6.3	11.4
Alt 2	559	563	-4	7.2	0.8	6.4	11.2
Alt 3	478	557	-99	7.2	0.8	6.4	11.2
Alt 4	559	553	6	7.2	0.7	6.4	10.0
1984年	666	664	2	8.3	1.3	7.0	15.8

浮遊砂1m³を排出するために必要な放流量 (m³) Qout

	1962年	1969年	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Alt 4	1984年
Q(m ³)	338	705	705	704	696	790	511

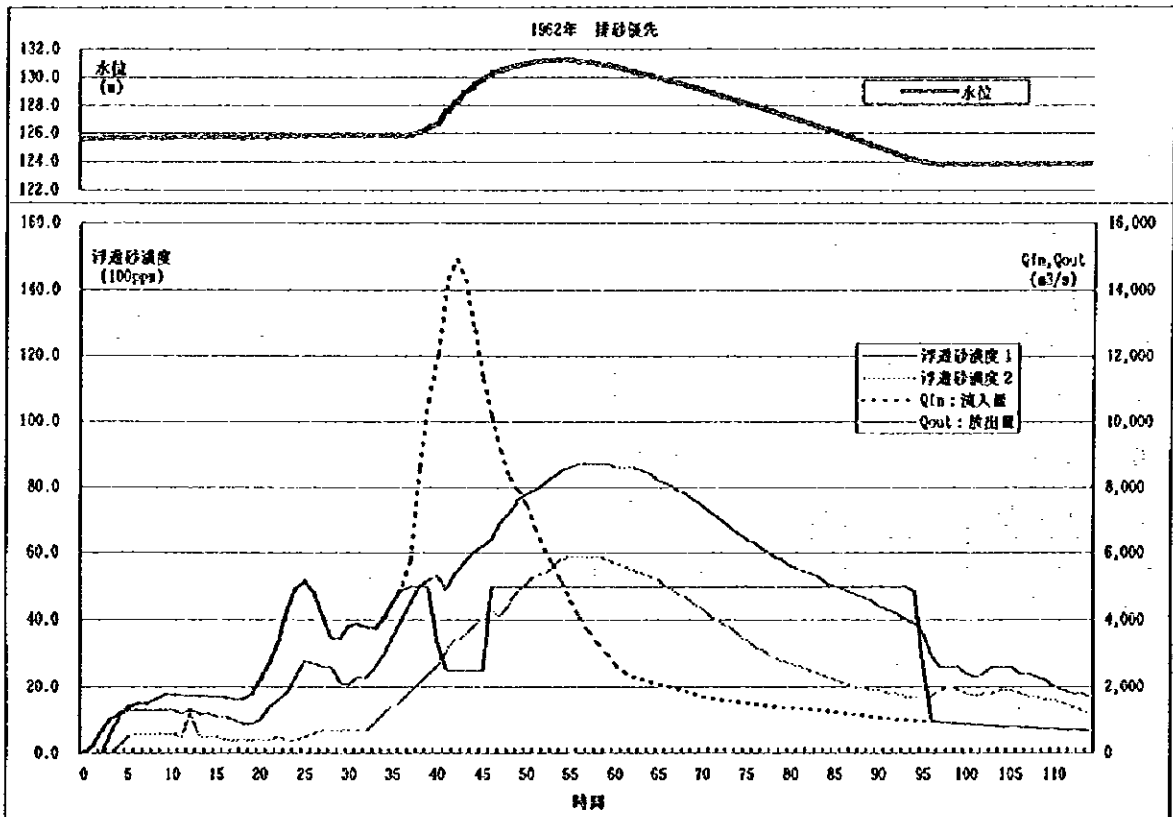
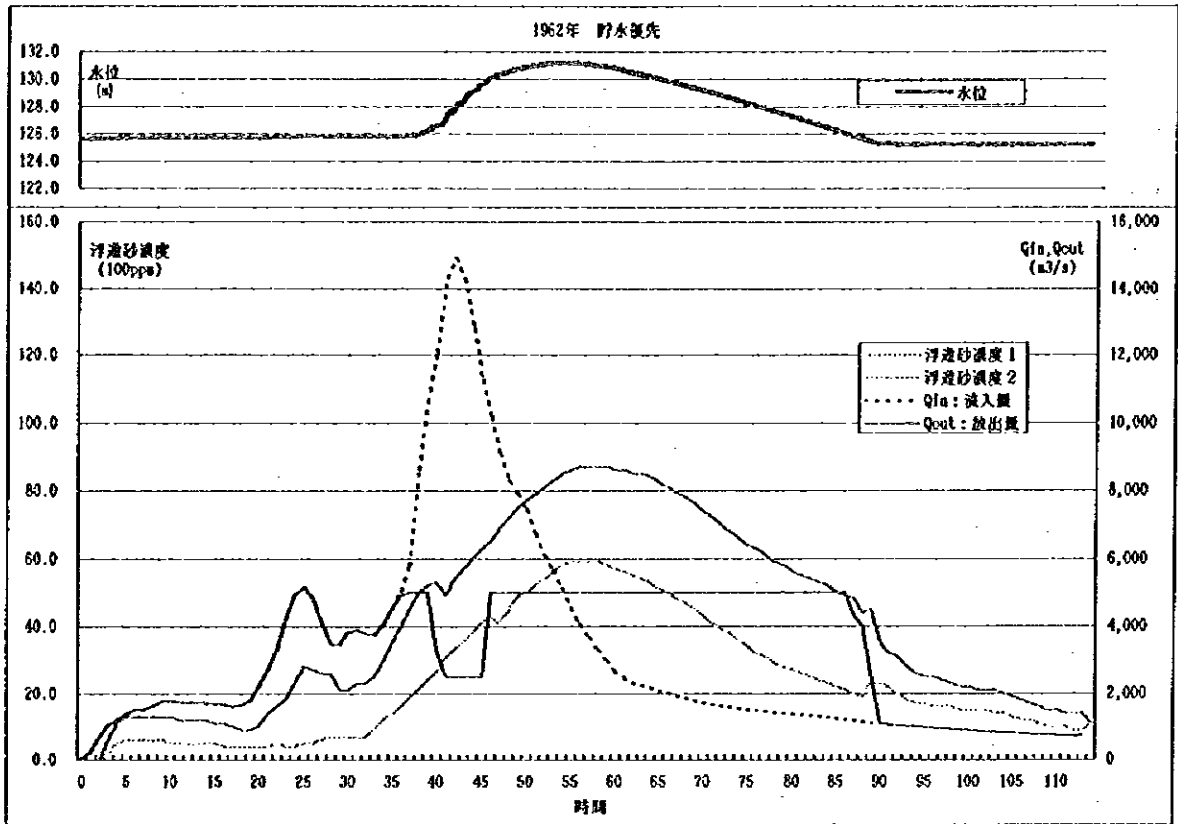


図 3.5.4.26 1962 年洪水時シミュレーション結果 -貯水あるいは排砂優先放流ルール

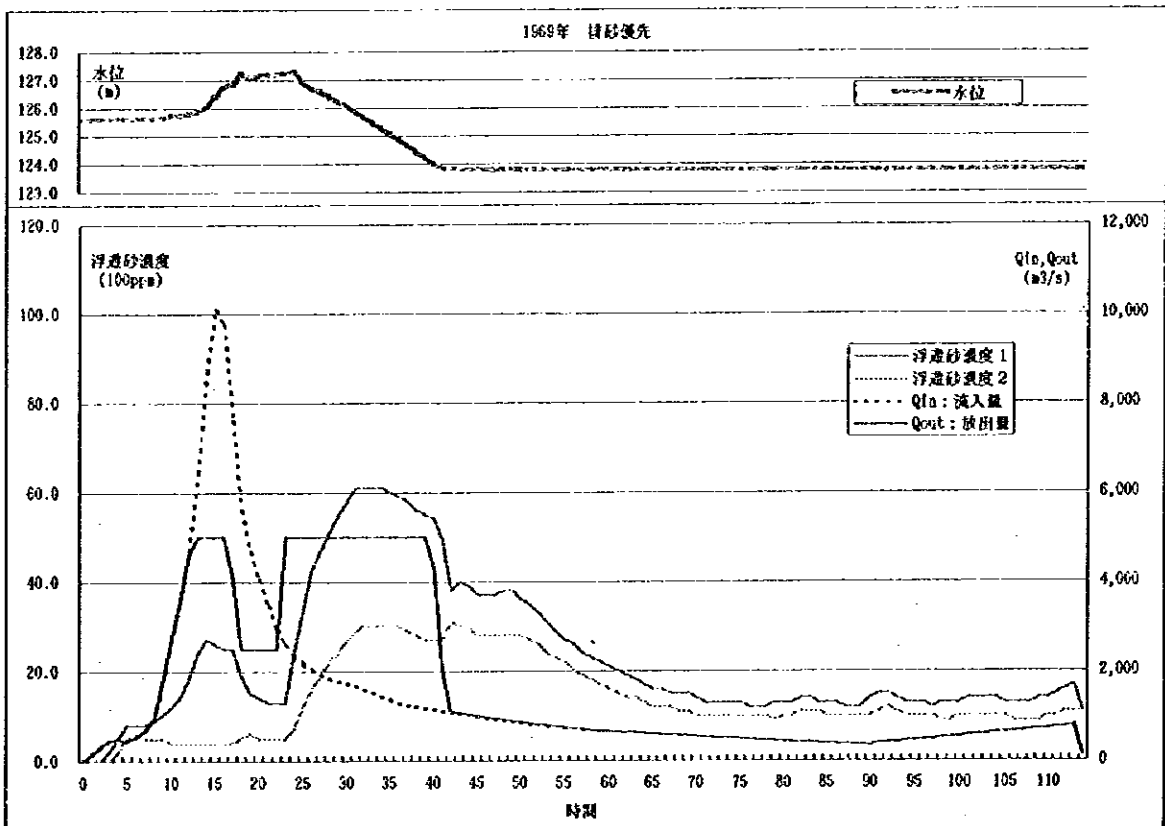
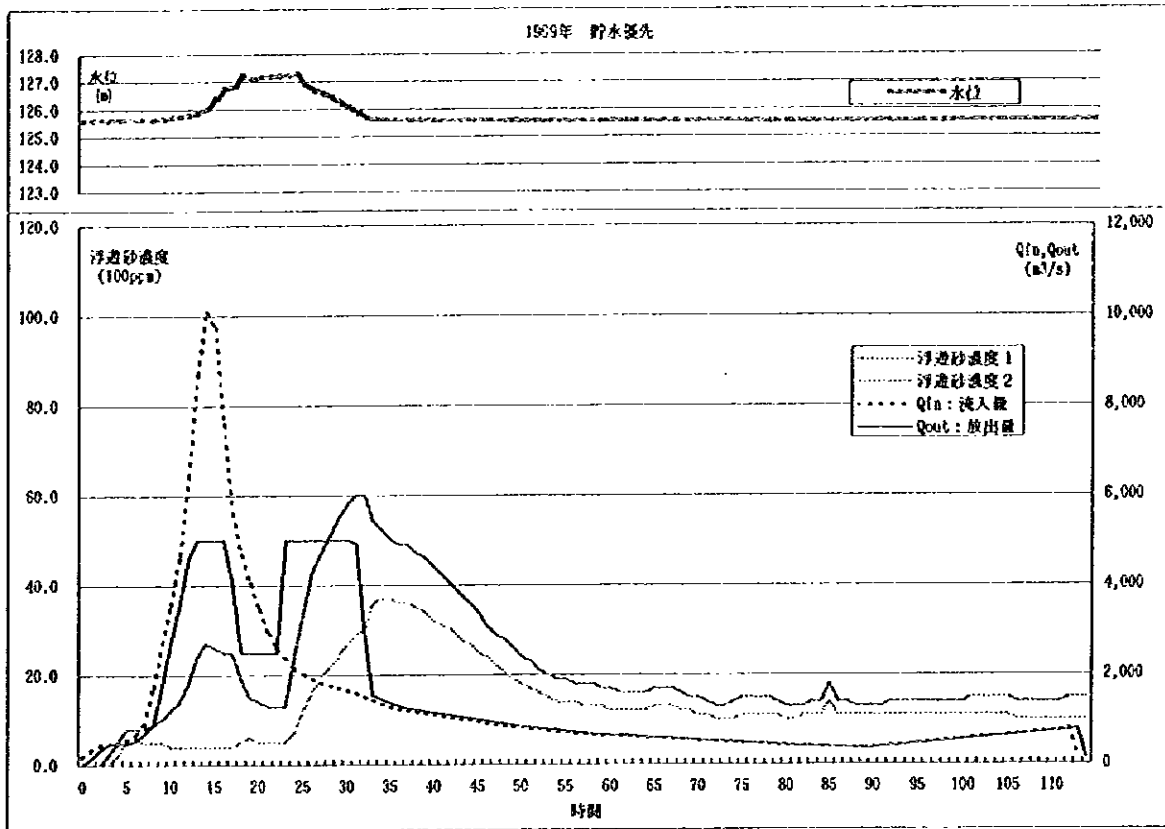


図 3.5.4.27 1969年洪水時シミュレーション結果—貯水あるいは排砂優先放流ルール(1/3)

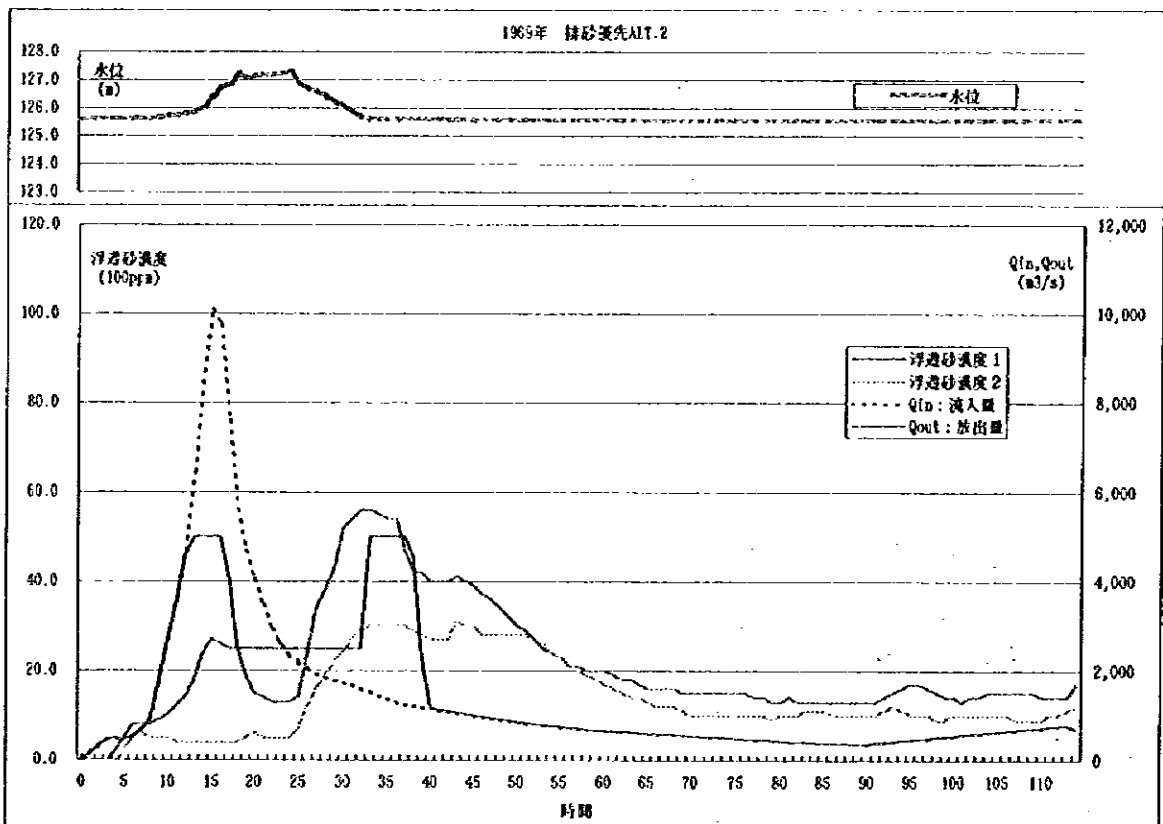
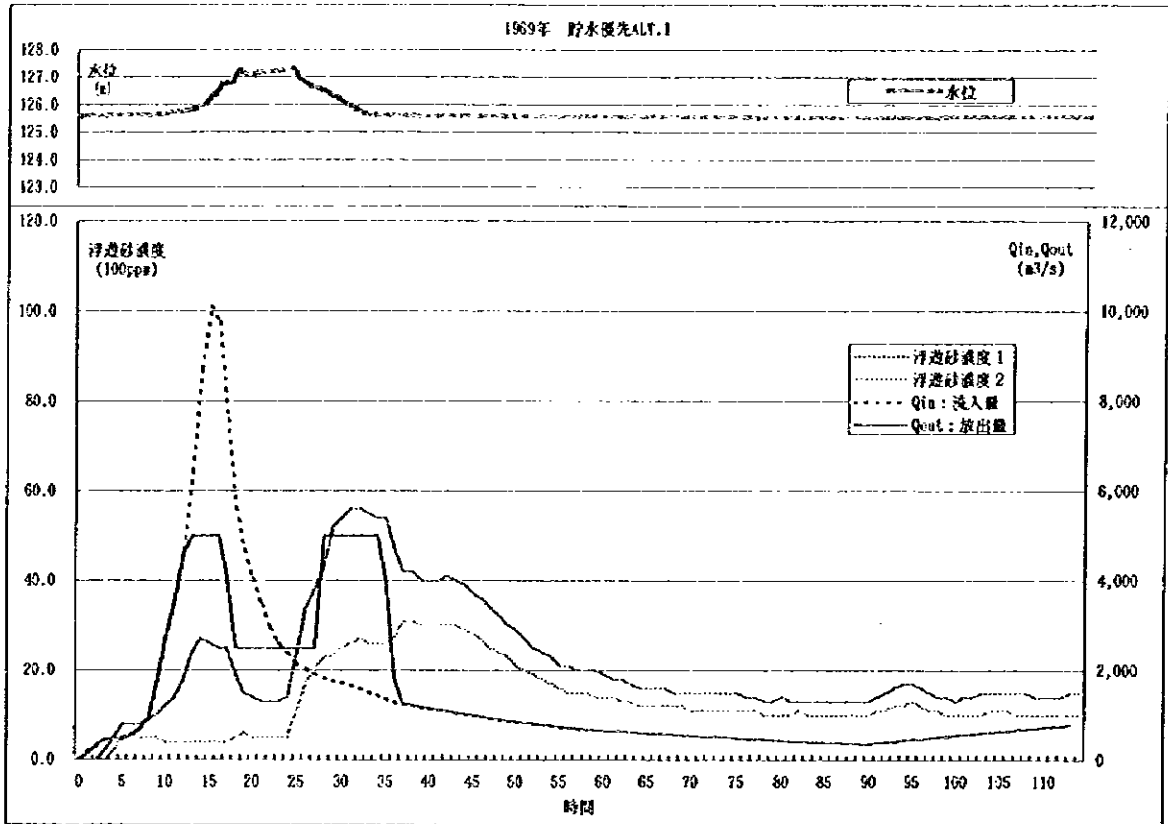


図 3.5.4.27 1969年洪水時シミュレーション結果-貯水あるいは排砂優先放流ルール(2/3)

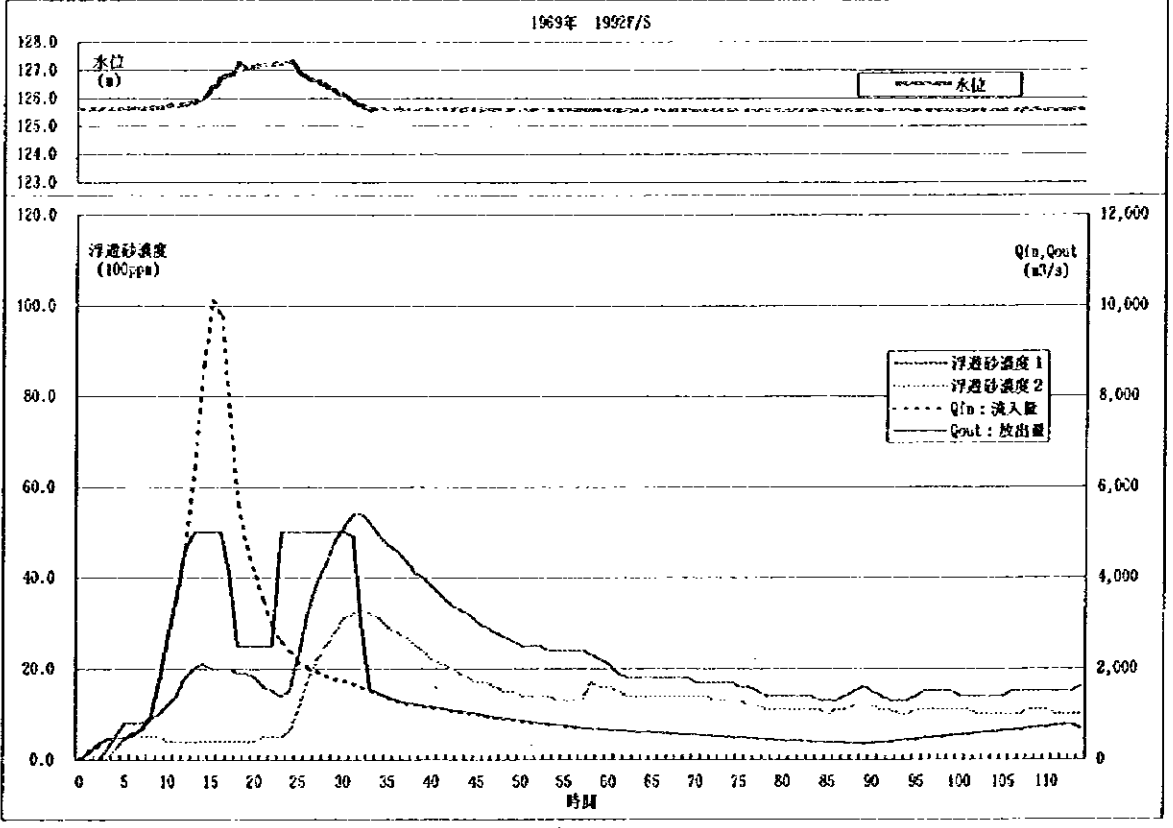
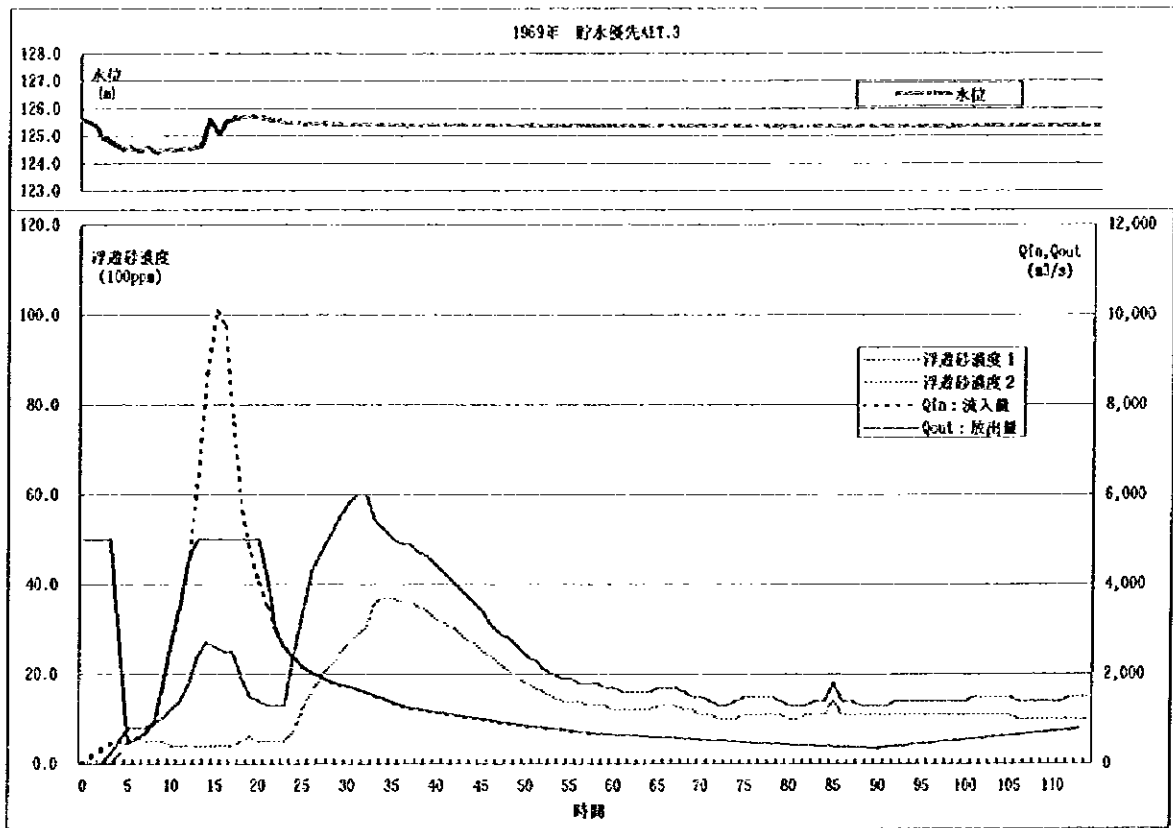


図 3.5.4.27 1969 年洪水時シミュレーション結果—貯水あるいは排砂優先放流ルール(3/3)

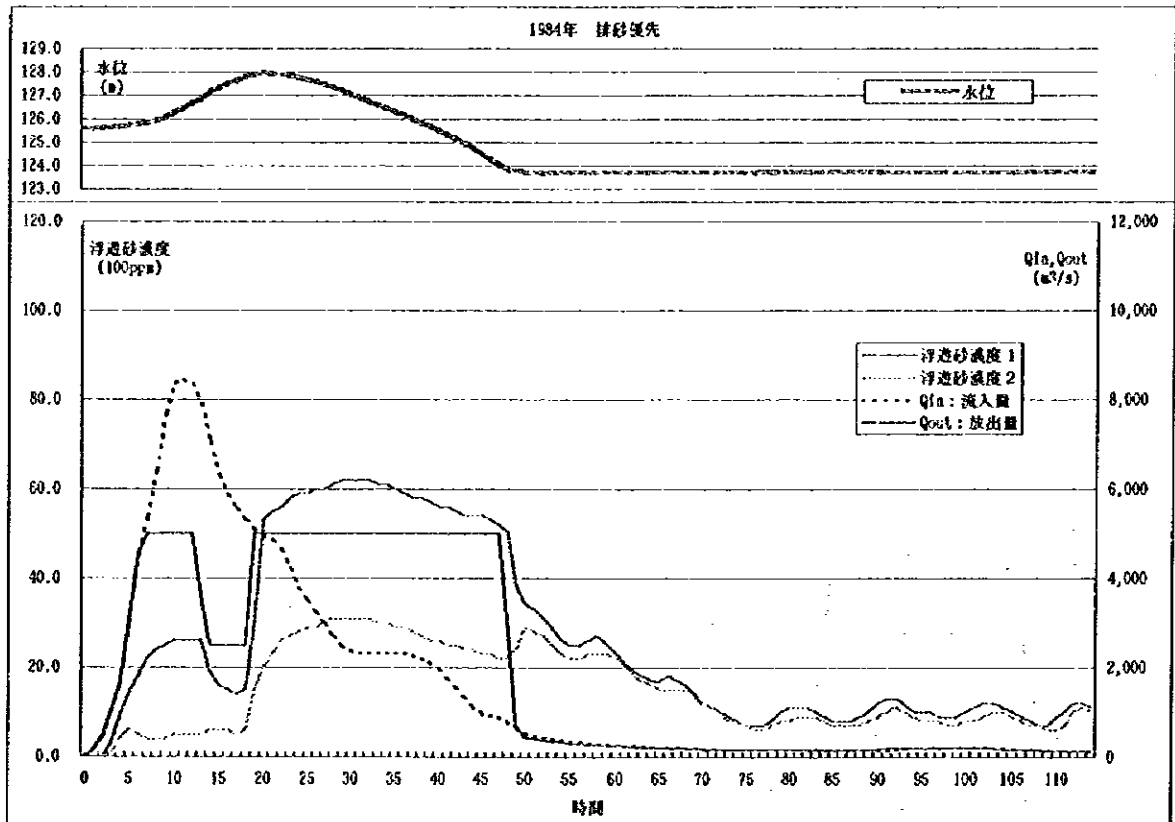
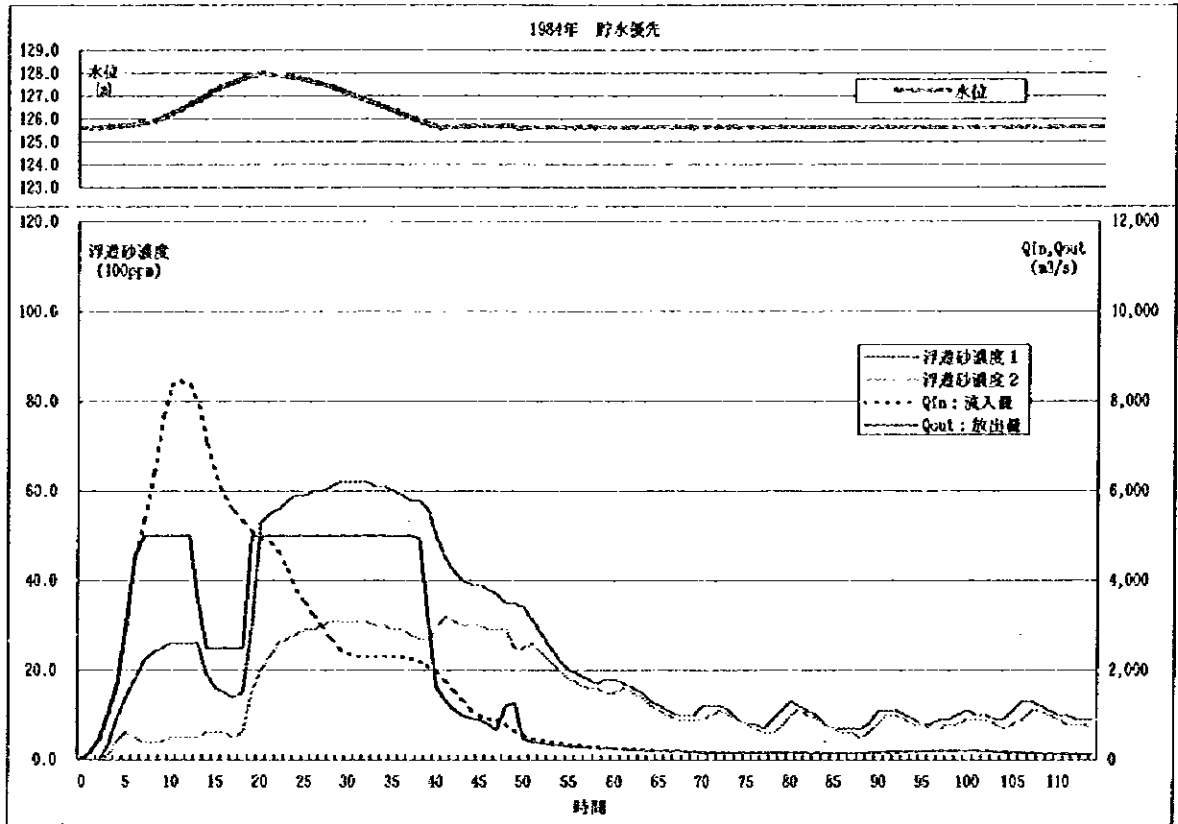


図 3.5.4.28 1984 年洪水時シミュレーション結果 -貯水あるいは排砂優先放流ルール

表 3.5.4.10 排砂優先の場合

	流入量 ($\times 10^6 \text{m}^3$)	放流量 ($\times 10^6 \text{m}^3$)	流入-放流量 ($\times 10^6 \text{m}^3$)	流入砂量 ($\times 10^4 \text{m}^3$)	排砂量 ($\times 10^4 \text{m}^3$)	流入-排砂量 ($\times 10^4 \text{m}^3$)	排砂率 (%)
1962年	1,292	1,409	-117	32.2	4.1	28.1	12.8
1969年	559	679	-120	7.2	1.1	6.0	15.7
1984年	666	788	-122	8.3	1.6	6.7	19.2

浮遊砂 1m^3 を排出するために必要な放流量 (m^3) Q_{out}

	1962年	1969年	1984年
$Q(\text{m}^3)$	344	617	493

(5) 常時における貯水池内の浮遊砂の挙動

6月、7月、8月の常時においては、貯水池の水の多くは、ダム右岸に設置された発電用取水口、発電所を通じて下流へ放流される(図 3.5.4.8)。常時は、洪水時と比較して、貯水池への流入量は小さく、貯水池内の流速は小さい。したがって、流入する浮遊砂の中でごく小さな粒径の土粒子のみが、貯水池の中心部へ移流、拡散していくことが予想される。また、流速が小さいこと、底孔(EL.96.0m)より高い位置にある発電用取水口(EL.103.0m)からの放流であることから、底面からの土粒子の巻き上げの程度も小さいと考える。ここでは、常時における貯水池内の浮遊砂の挙動を、洪水時と同様に準3次元拡散モデルを用いて解析した。検討ケースは、A:混合粒径、巻き上げ効果なし、B:単一粒径、巻き上げ効果あり、の2ケースである。

平面メッシュと水深方向メッシュ

平面メッシュの間隔は $\Delta x=500\text{m}$ 、 $\Delta y=500\text{m}$ を基本とし、ダム堤体直上流付近では $\Delta x=250\text{m}$ 、 $\Delta y=250\text{m}$ の不等間隔とした。また、浮遊砂濃度の垂直分布をもとめるため、250mメッシュモデルと同様に水深方向各層の厚さ Δz を約2mとした。

洪水時の流量、浮遊量データ、貯水池内浮遊砂の初期濃度

常時の流量、流入浮遊砂濃度の時系列データは、1955年から1992年の38年間における実測値の平均値(日単位)を用いた(図 3.5.4.29)。再現期間には6月1日から8月31日の3ヶ月間とした。計算間隔は1ステップ=4秒とし、総ステップ数は $\{(30+30+30)\text{日} \times 24\text{時間} \times 60\text{分} \times 60\text{秒}\} / 4 = 1944000$ である。流速、浮遊砂濃度、水深等の変数の解は4秒間隔で逐次求められる。モデル上では、大凌河からの流入を、金嶺寺鉄橋より上流1メッシュ(第2層)、忙牛河からの流入を迷力営子付近の1メッ

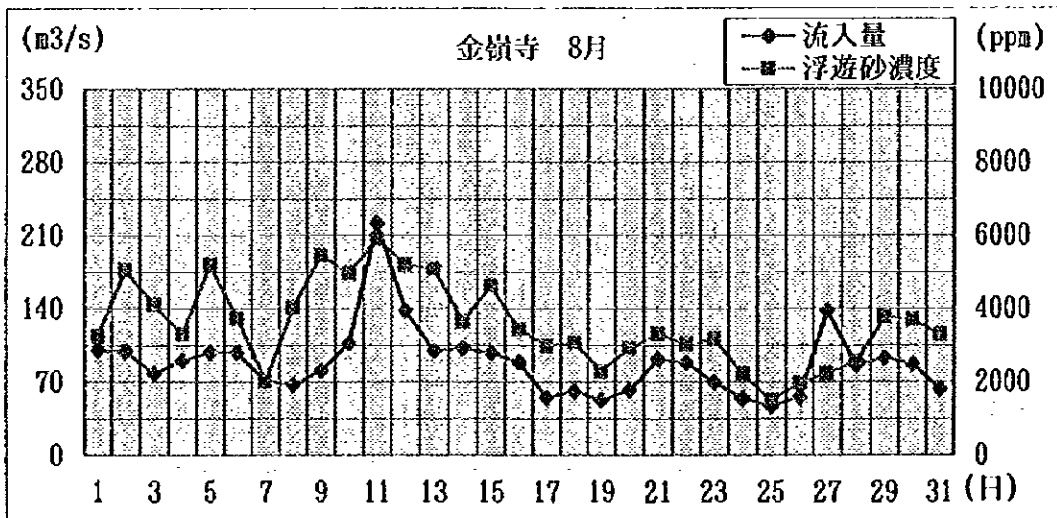
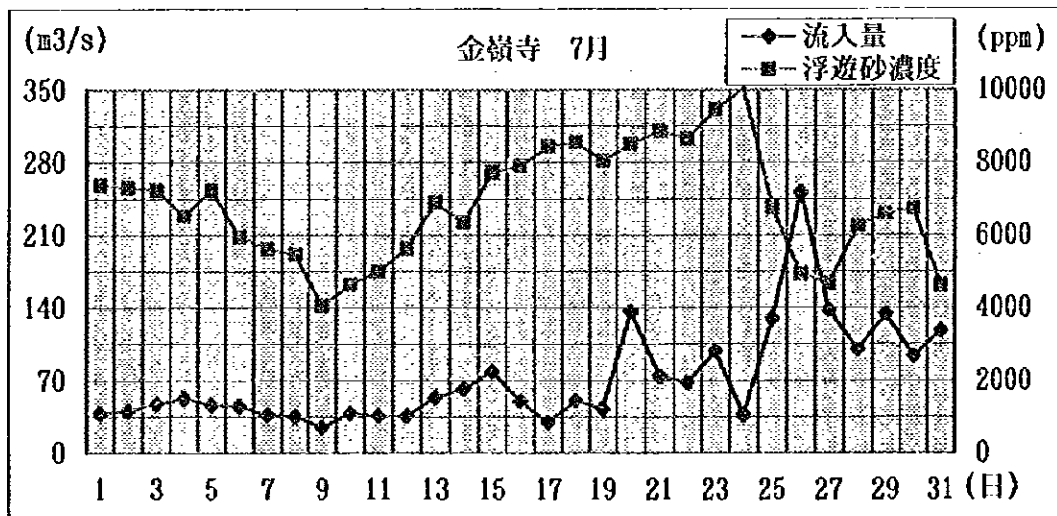
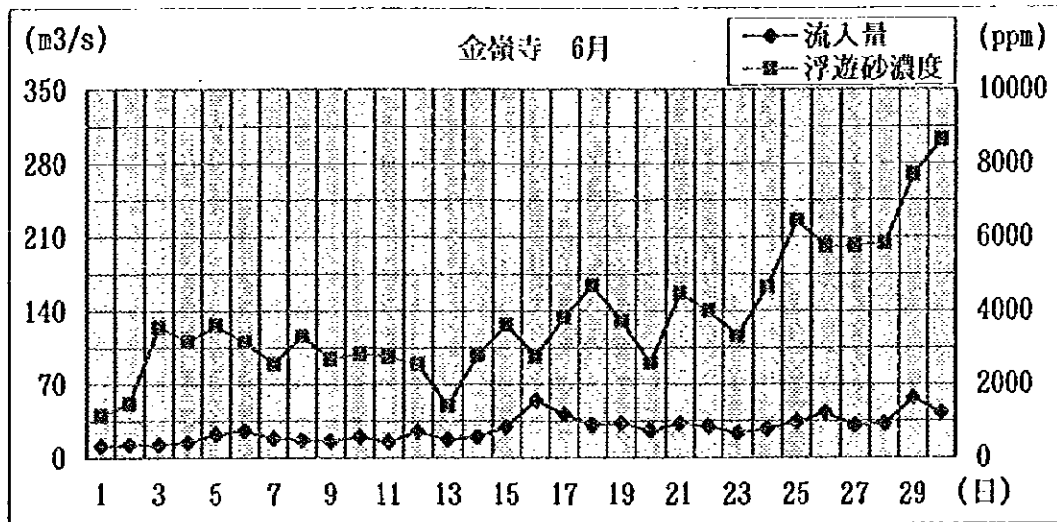


図3.5.4.29 常時における貯水池への流入量および浮遊砂濃度の時系列データ(1/2)

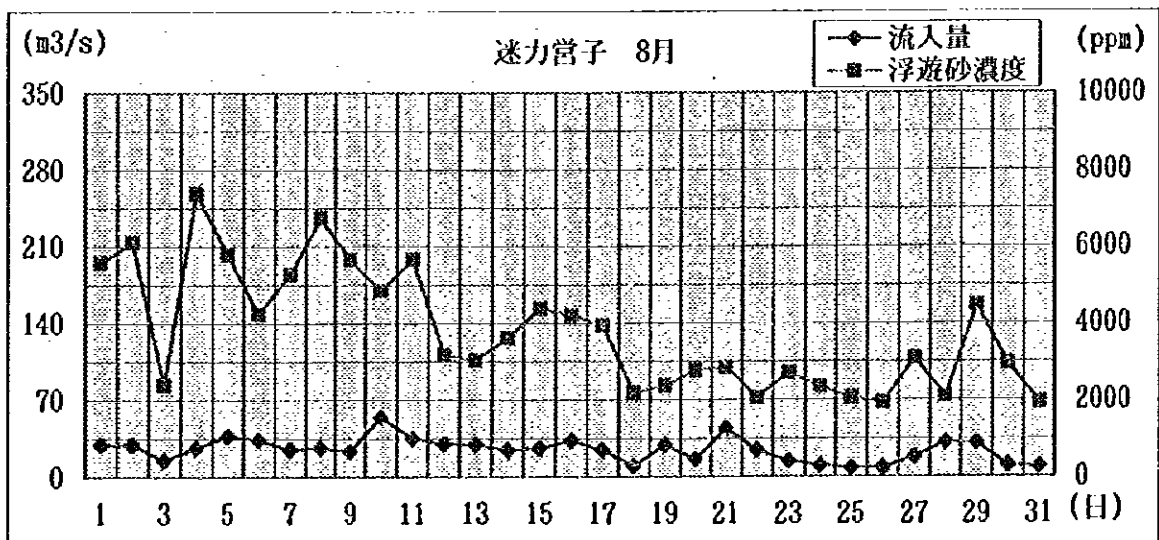
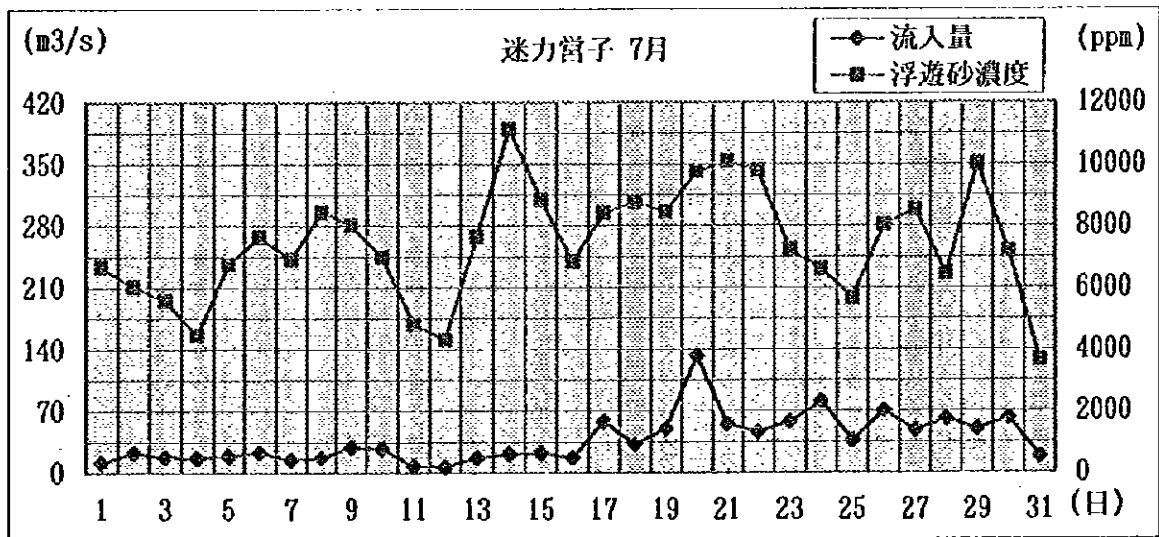
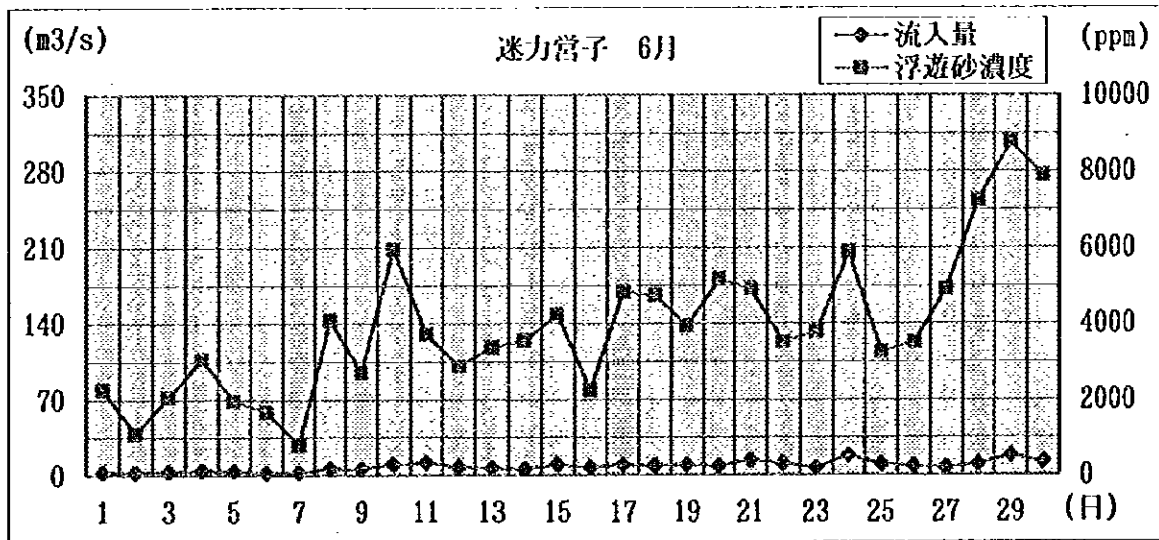


図 3.5.4.29 常時における貯水池への流入量および浮遊砂濃度の時系列データ(2/2)

シユ（第2層）からとする。貯水池内浮遊砂の初期濃度は 0ppm、初期水位は洪水期制限水位 125.6m とした。

粒度組成

ケース A については、非洪水期と洪水期において粒度分布の違いがあまりないので、洪水時と同様に、粒度組成を $d_{10}=0.1\text{mm}$ 、 $d_{50}=0.02\text{mm}$ 、 $d_{90}=0.003\text{mm}$ で代表させ、その割合を 20%、60%、20% とした。ケース B については、代表粒径を $d_{50}=0.02\text{mm}$ とした。

排砂量の算定

モデル上はダム発電用取水口の深さ方向の位置を第 12 層、放流は右岸側 1 メッシュからとした。また、排砂量は発電取水口の位置における浮遊砂濃度と放流量の積として算定した。なお、放流量は簡便のため、流入量と同じとした(図 3.5.4.30)。したがって、貯水池の水位は全計算期間において、おおよそ洪水期制限水位 125.6m に維持される。

シミュレーション結果

ケース A: 混合粒径、巻き上げを考慮なし

図 3.5.4.31(a)に、6月30日、7月31日、8月31日における貯水池内の $d_{10}=0.003\text{mm}$ の鉛直方向浮遊砂濃度分布を示す。

$d_{10}(=0.1\text{mm})$ 、 $d_{50}(=0.02\text{mm})$ については、流入部付近でともに沈降してしまう。 $d_{10}=0.003\text{mm}$ は貯水池全体にひろがり、8月31日までに流入した量の約 10%(全体の流入量の 2.2%に相当)が排出される結果となった(表 3.5.4.11)。

ケース B: 均一粒径、巻き上げを考慮

図 3.5.4.31(b)に、6月30日、7月31日、8月31日における貯水池内の d_{10} の鉛直方向浮遊砂濃度分布を示す。底面より巻き上げられた土粒子が、堤体付近でも貯水池中層まで広がっている様子がわかる。貯水池から排出される量は、8月31日までに流入する総浮遊砂量の 6.5%となった。これは、発電用取水口が 103m と比較的低い位置にあることが、排砂の面からは有利に働いたと考えられる。

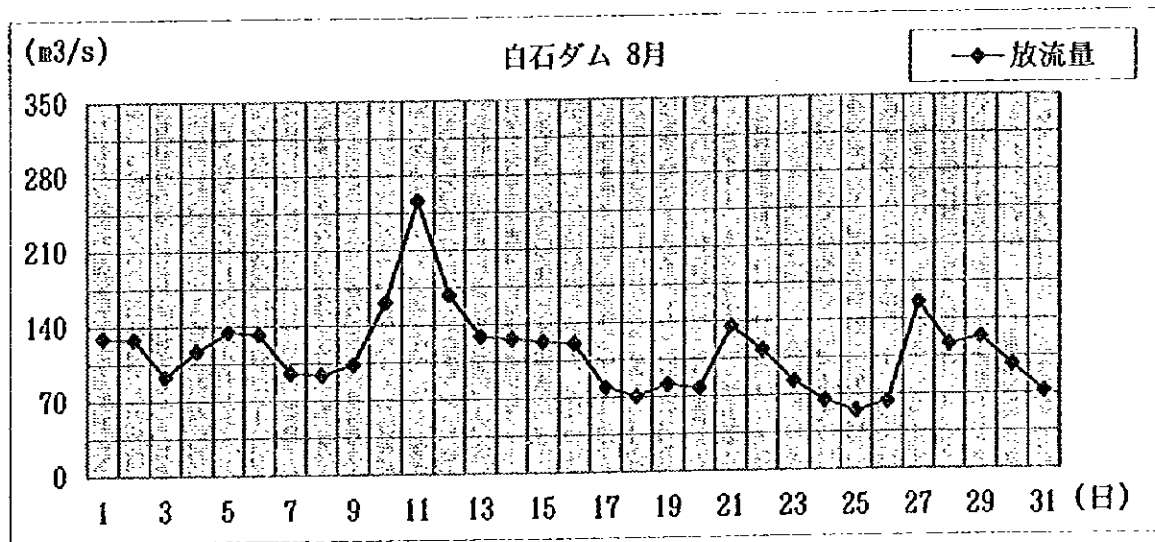
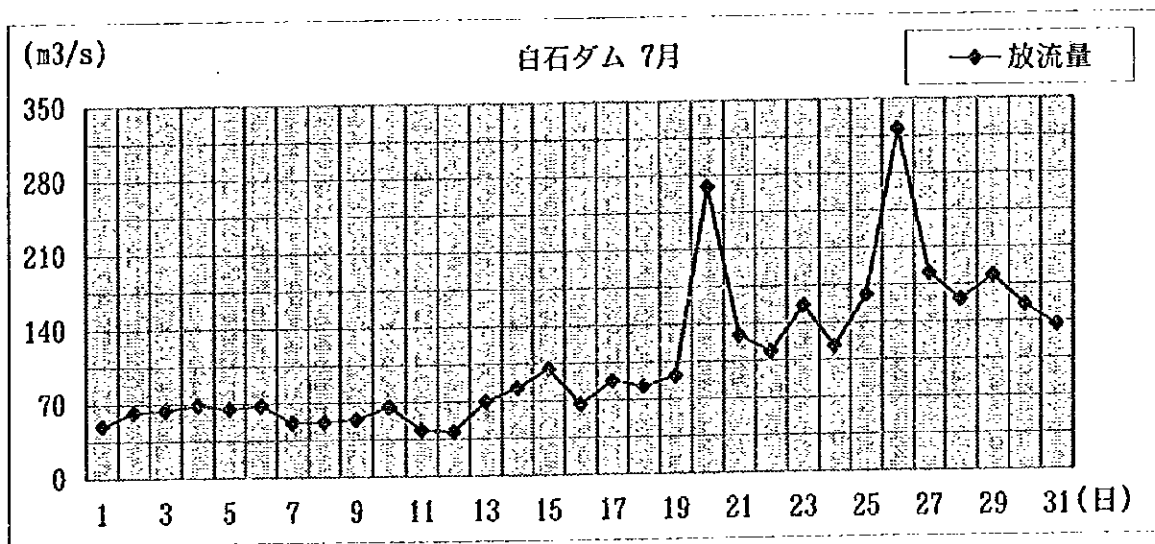
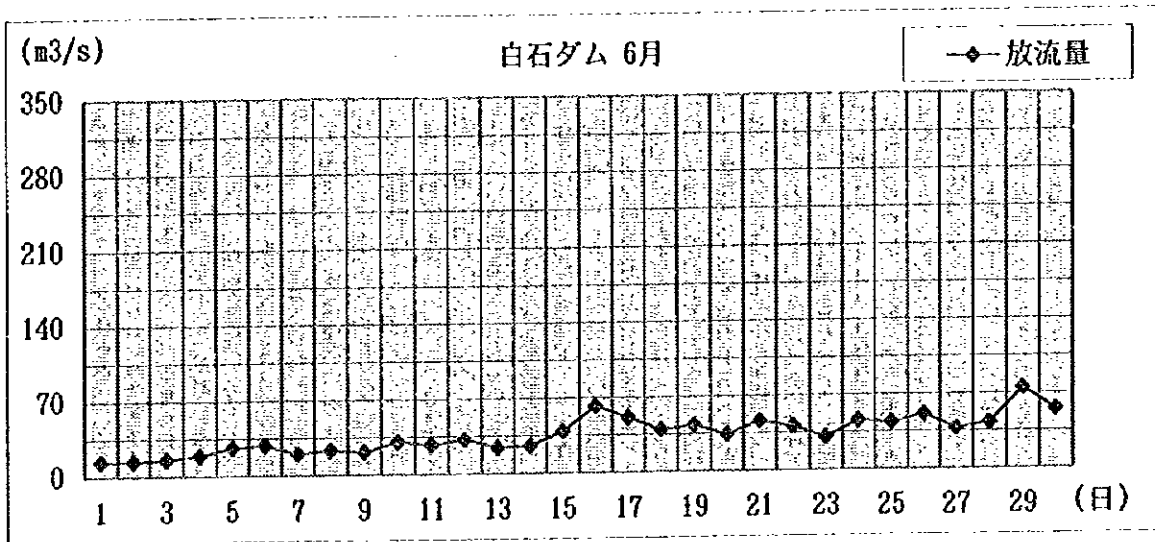
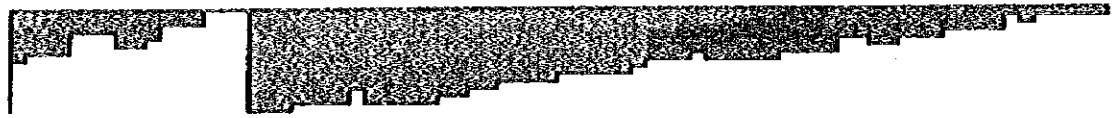
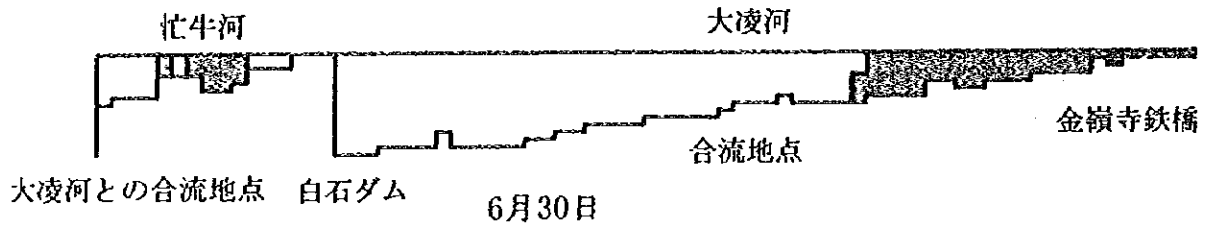


図 3.5.4.30 常時における放流量の時系列データ

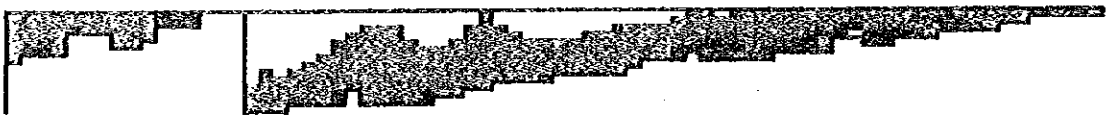


7月31日



8月31日

(a) $d_{50}(=0.003\text{mm})$ 、混合粒径、巻き上げを考慮しない場合



6月30日



7月31日



8月31日

(b) $d_{50}(=0.02\text{mm})$ 、均一粒径、巻き上げを考慮した場合

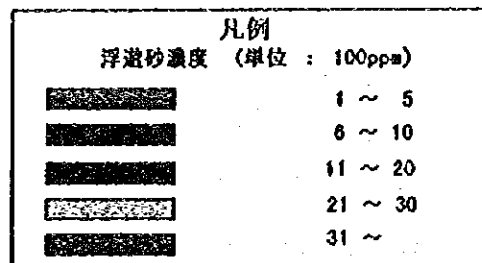


図 3.5.4.31 常時における拡散、排砂シミュレーション結果 一鉛直方向浮遊砂濃度分布

表 3.5.4.11 常時における浮遊砂の排出率

ケース A (混合粒モデル、巻き上げ考慮なし)

	流入量 (10 ⁴ m ³)	放流量 (10 ⁴ m ³)	流入-放流量 (10 ⁴ m ³)	流入砂量 (10 ⁴ m ³)	排砂量 (10 ⁴ m ³)	流入-排砂量 (10 ⁴ m ³)	排砂率 (%)
Total	67,496.1	67,172.1	-324.0	358.1	7.8	350.3	2.2
d ₁₁ (20%)				71.6	7.8	63.8	10.9
d ₁₁ (60%)				214.8	0.0	214.8	0.0
d ₁₁ (20%)				71.6	0.0	71.6	0.0

ケース B (単一粒径モデル、巻き上げ考慮)

	流入量 (10 ⁴ m ³)	放流量 (10 ⁴ m ³)	流入-放流量 (10 ⁴ m ³)	流入砂量 (10 ⁴ m ³)	排砂量 (10 ⁴ m ³)	流入-排砂量 (10 ⁴ m ³)	排砂率 (%)
d ₁₁ (100%)	67,496.1	67,172.1	-324.0	358.1	23.4	334.7	6.5

浮遊砂 1 m³ を排出するために必要な放流量 (m³) Q_{out}

	ケース A	ケース B
Q _{out} (m ³)	8,612	2,871

(6) 30年後の堆砂量の予測

中国側は、30年後の白石ダム貯水池の堆砂量(堆積)を3億m³程度に抑え、利水容量7億m³を確保することとしている。したがって、ここでは30年後の貯水池堆砂量を、10日単位の貯水池への流入浮遊砂量と排砂量の差を30年間加算して求めた。

流入浮遊砂量の算定

流入浮遊砂量は、中国側の計算結果(38年間:1955年-1992年)を用いた。表3.5.4.12、図3.5.4.32および図3.5.4.33、表3.5.4.13、図3.5.4.34および図3.5.4.35にそれぞれ忙牛河、および大凌河から流入する流量および浮遊砂量を示す。これらは、中国側の計算結果を4月から9月の5ヶ月間を10日単位、その他の期間を1カ月単位に整理したものである。大凌河については、1955年から1992年の実際の多年平均流入土量は約2,300万トンであるが、中国側は、閻王鼻子ダム(総貯水容量約2億m³)を上流側に建設することにより、年400万トン程度白石ダム貯水池への流入を防げるとしている。閻王鼻子ダムからの排出量は、閻王鼻子ダムにおける底孔のゲートオペレーションに左右されるが、ここでは、年平均400万トン程度の土砂を閻王鼻子ダムためこむオペレーションを中国側が実施する

表 3.5.4.12 10日単位の流量および浮遊砂量：大渡河からの流入

大渡河の流量

年	10日	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	合計
1955	10 ⁶ mm	28.3	34.3	14.7	7.0	3.6	10.4	19.4	15.8	25.7	15.2	17.3	78.7	499.6
1956	10 ⁶ mm	0.45	0.23	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	6.31
1957	10 ⁶ mm	12.4	11.4	12.7	4.8	4.8	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	7.9	83.9
1958	10 ⁶ mm	0.04	0.04	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	1.24
1959	10 ⁶ mm	15.1	10.8	10.0	7.8	7.6	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	40.4
1960	10 ⁶ mm	0.08	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.85
1961	10 ⁶ mm	4.8	1.8	10.6	3.5	3.5	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	18.4
1962	10 ⁶ mm	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.21
1963	10 ⁶ mm	9.8	10.4	11.4	5.4	5.4	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	114.3
1964	10 ⁶ mm	12.1	14.7	12.7	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	24.7
1965	10 ⁶ mm	9.4	9.3	11.7	3.5	3.5	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	30.8
1966	10 ⁶ mm	0.30	0.30	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.28
1967	10 ⁶ mm	9.7	9.8	11.3	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	117.3
1968	10 ⁶ mm	28.3	26.4	16.1	6.7	6.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	185.4
1969	10 ⁶ mm	0.02	0.12	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.82
1970	10 ⁶ mm	0.05	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.23
1971	10 ⁶ mm	7.1	7.1	34.3	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	6.1	75.3
1972	10 ⁶ mm	19.3	22.8	17.8	5.4	5.4	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	4.7	109.8
1973	10 ⁶ mm	18.0	20.3	17.6	6.0	6.0	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	174.5
1974	10 ⁶ mm	0.04	0.04	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.24
1975	10 ⁶ mm	8.7	7.8	13.6	4.9	4.9	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	310.3
1976	10 ⁶ mm	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.11
1977	10 ⁶ mm	27.8	27.2	19.7	7.6	7.6	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3	106.1
1978	10 ⁶ mm	17.7	17.4	17.4	6.1	6.1	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	151.3
1979	10 ⁶ mm	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1980	10 ⁶ mm	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1981	10 ⁶ mm	13.7	11.3	12.7	4.3	4.3	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	44.3
1982	10 ⁶ mm	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1983	10 ⁶ mm	9.7	8.9	7.8	2.8	2.8	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	25.6
1984	10 ⁶ mm	8.4	8.7	6.7	2.0	2.0	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	18.4
1985	10 ⁶ mm	3.2	3.1	1.9	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	6.7
1986	10 ⁶ mm	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1987	10 ⁶ mm	16.8	11.3	7.7	2.7	2.7	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	117.3
1988	10 ⁶ mm	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1989	10 ⁶ mm	3.7	3.6	1.0	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	4.0
1990	10 ⁶ mm	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1991	10 ⁶ mm	4.2	3.7	1.4	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	5.3
1992	10 ⁶ mm	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.13
1993	10 ⁶ mm	13.2	15.2	11.7	4.1	4.1	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	100.3
合計		0.04	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.04

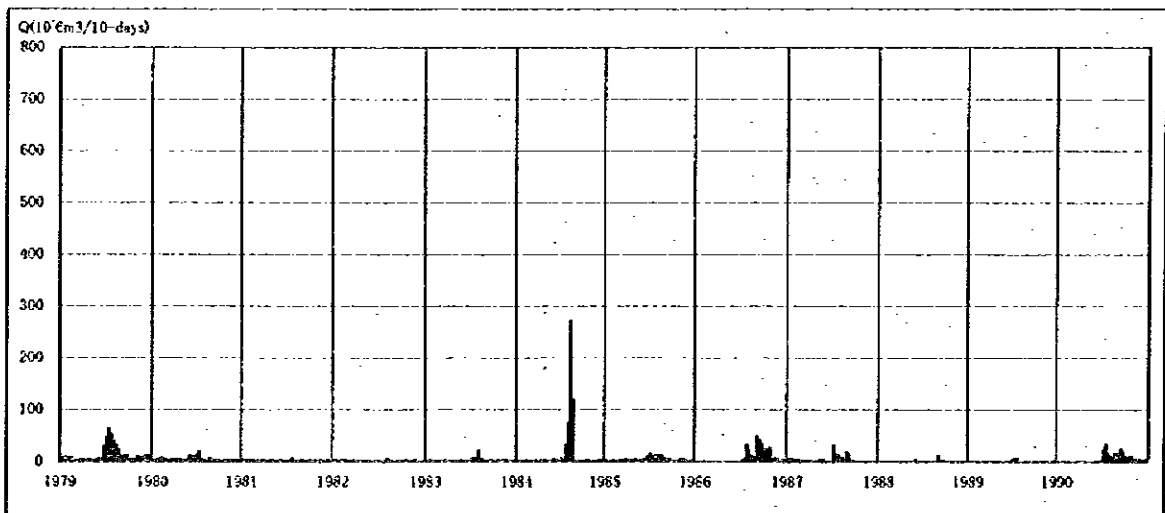
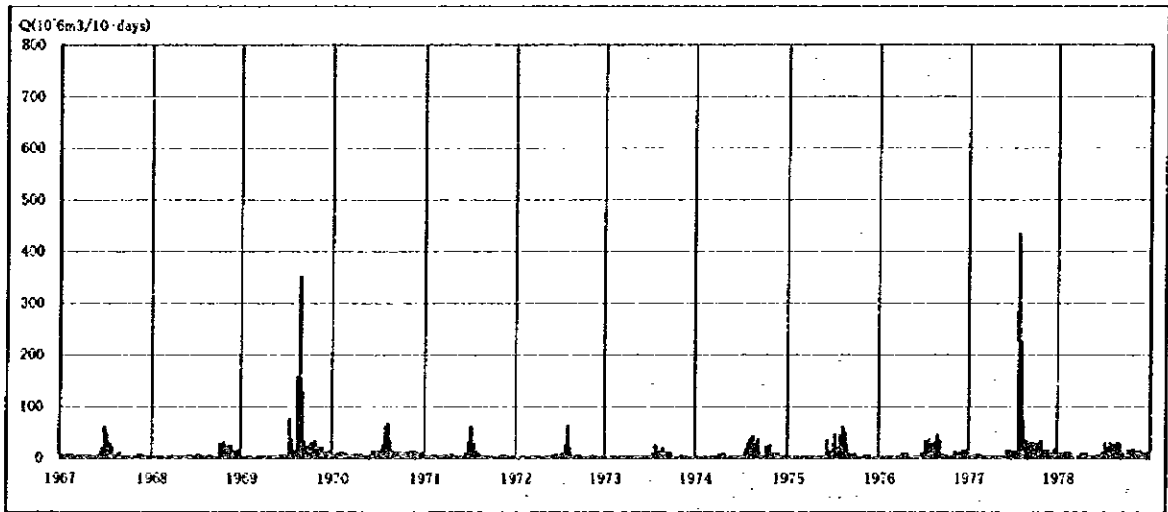
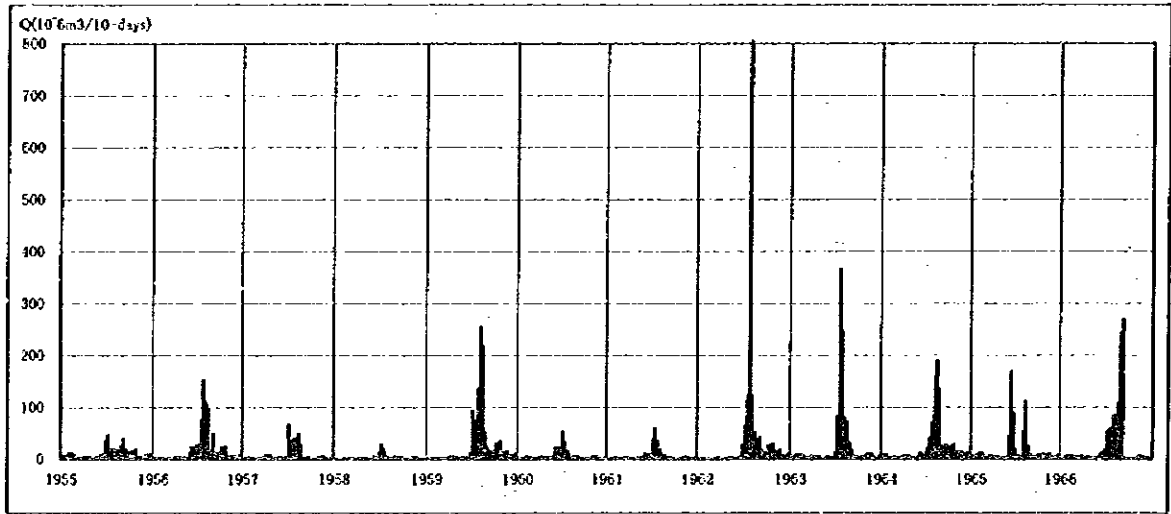


図3.5.4.32 10日単位の流量:大凌河からの流入(1/2)

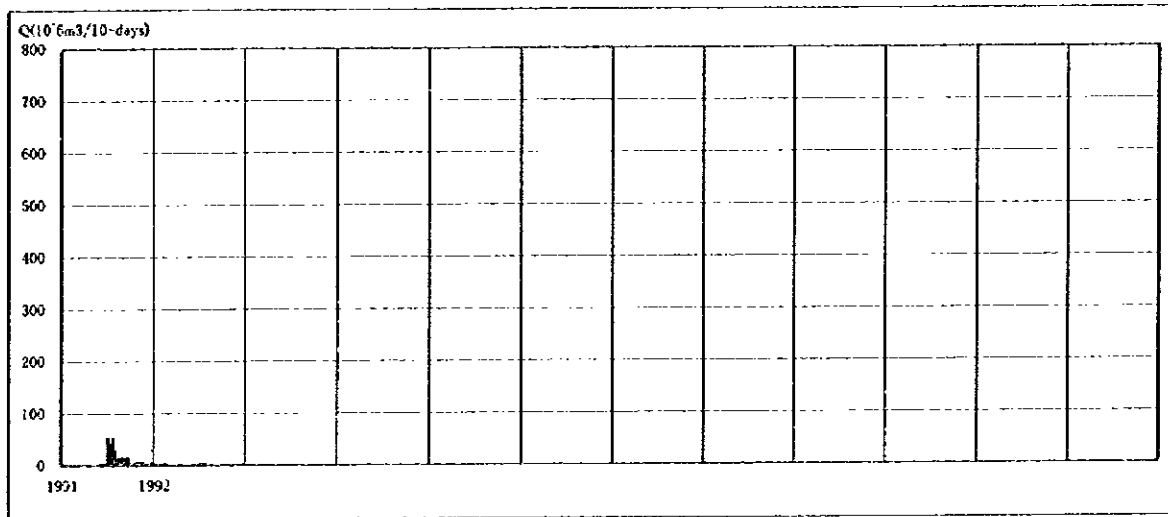


図 3.5.4.32 10日単位の流量:大凌河からの流入(2/2)

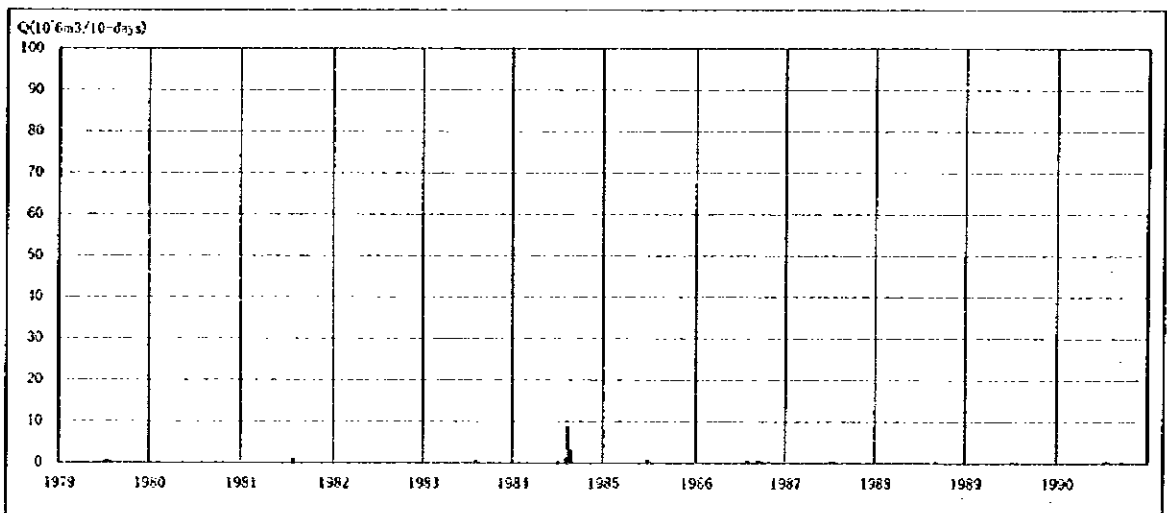
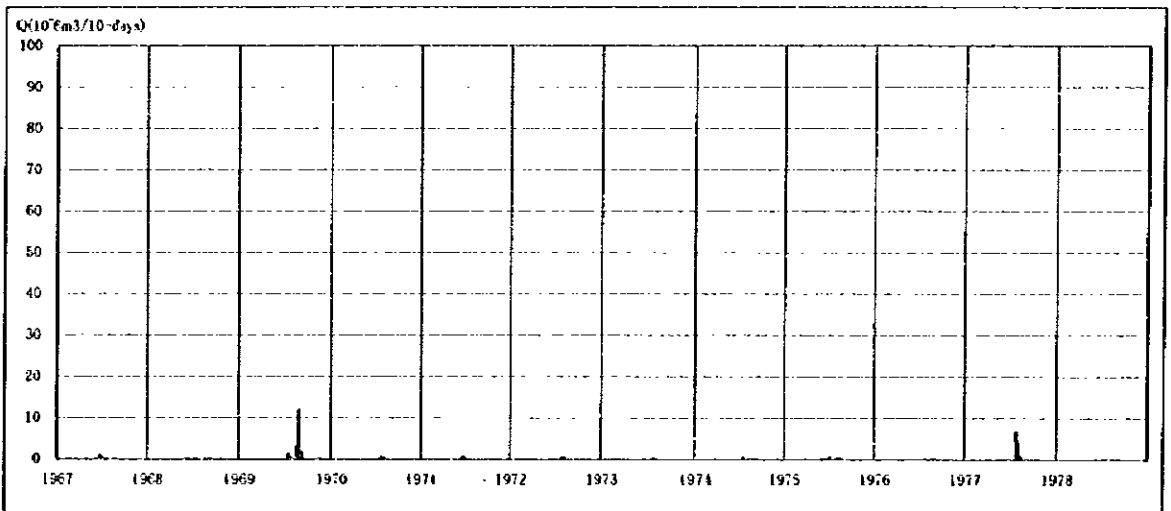
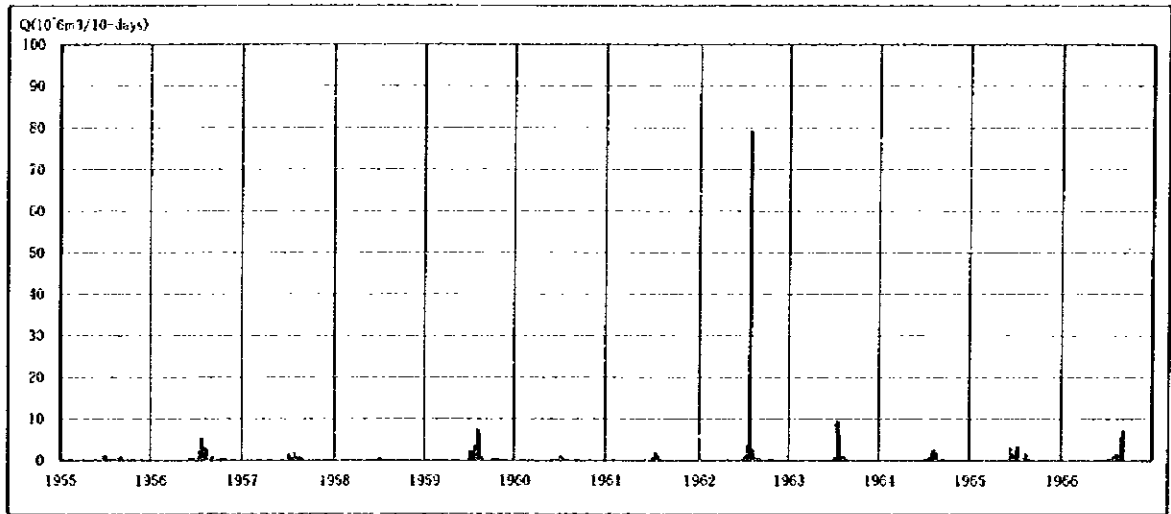


図 3.5.4.33 10日単位の浮遊砂量：大凌河からの流入(1/2)

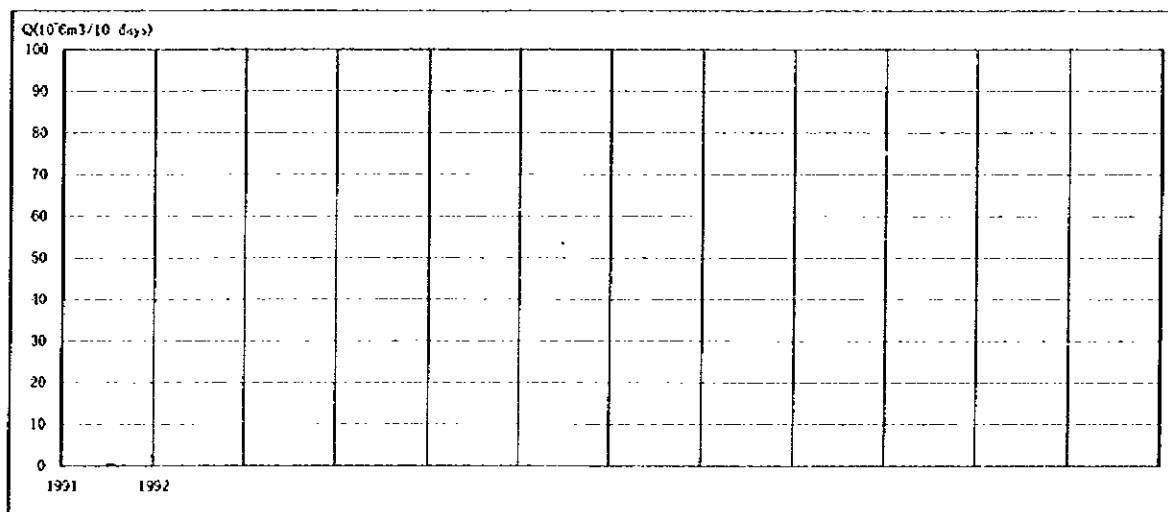


図 3.5.4.33 10日単位の浮遊砂量：大凌河からの流入(2/2)

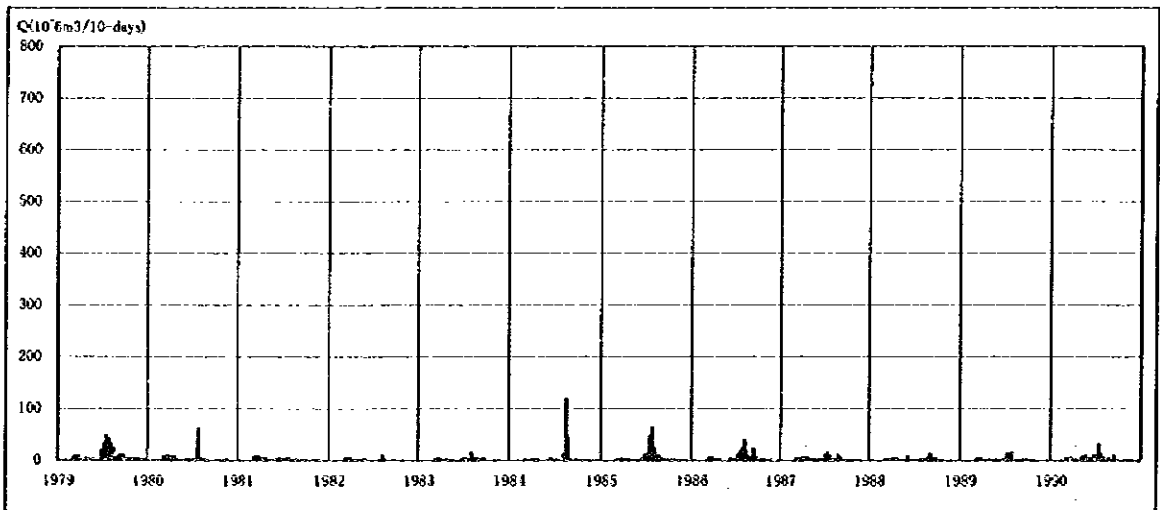
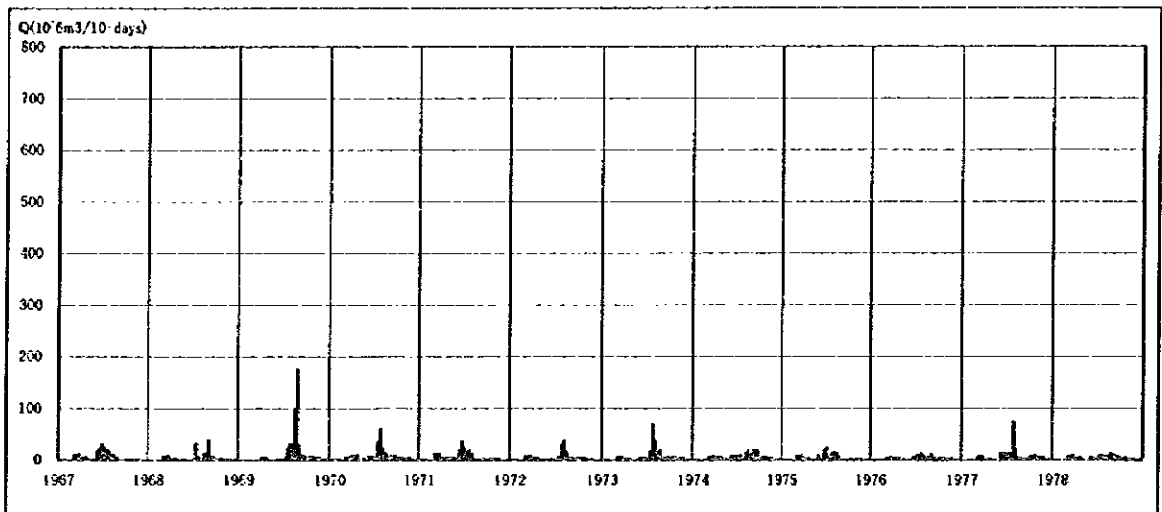
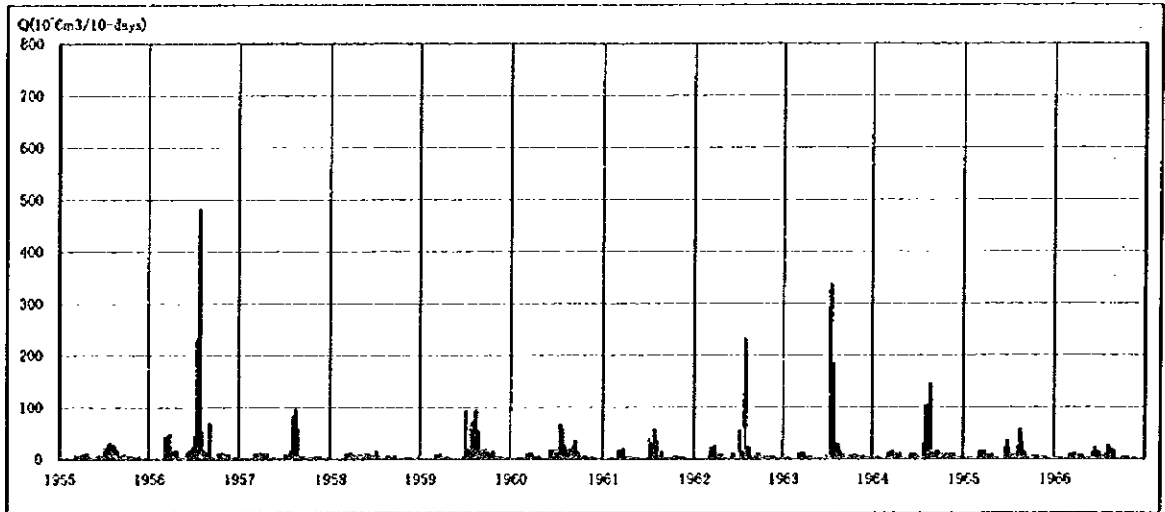


図 3.5.4.34 10日単位の流量：忙牛河からの流入 (1/2)

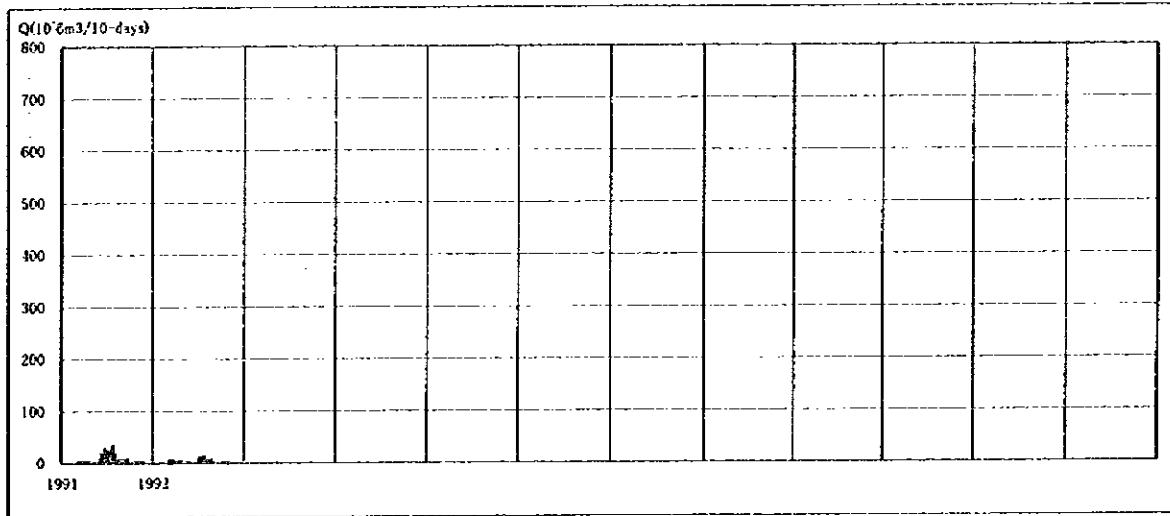


図 3.5.4.34 10日単位の流量：仕牛河からの流入(2/2)

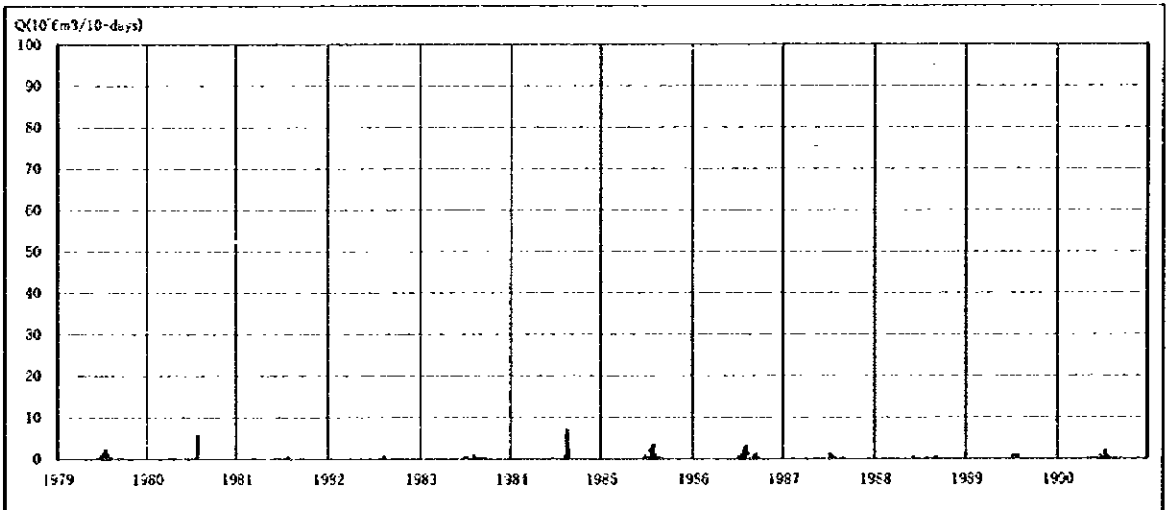
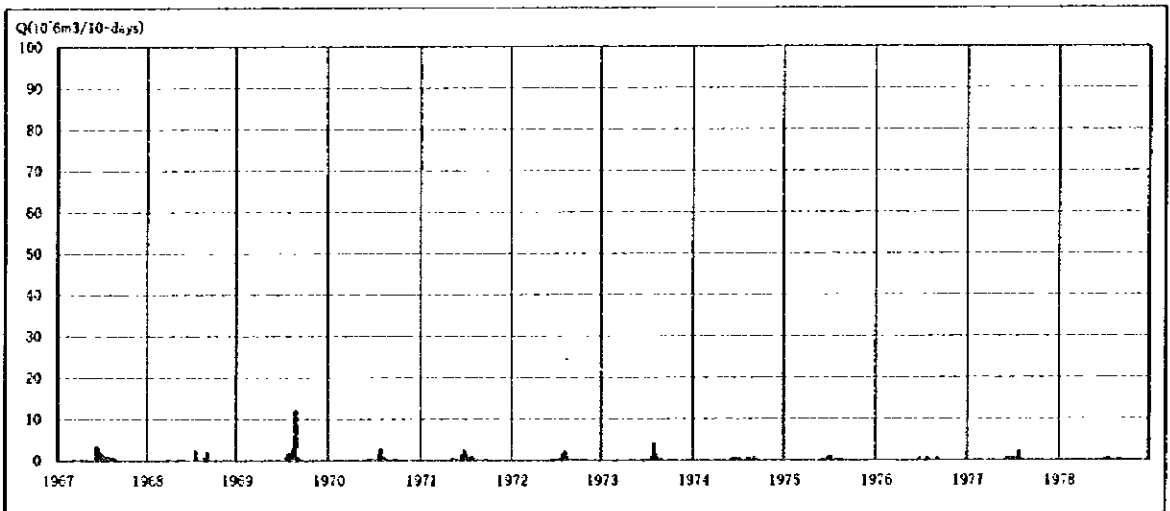
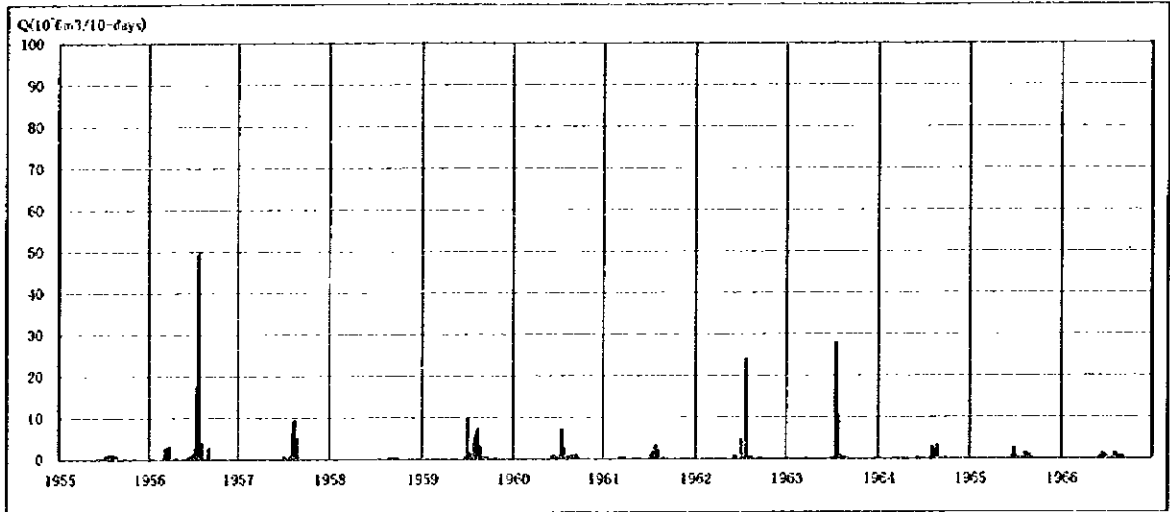


図 3.5.4.35 10日単位の浮遊砂量：忙牛河からの流入(1/2)

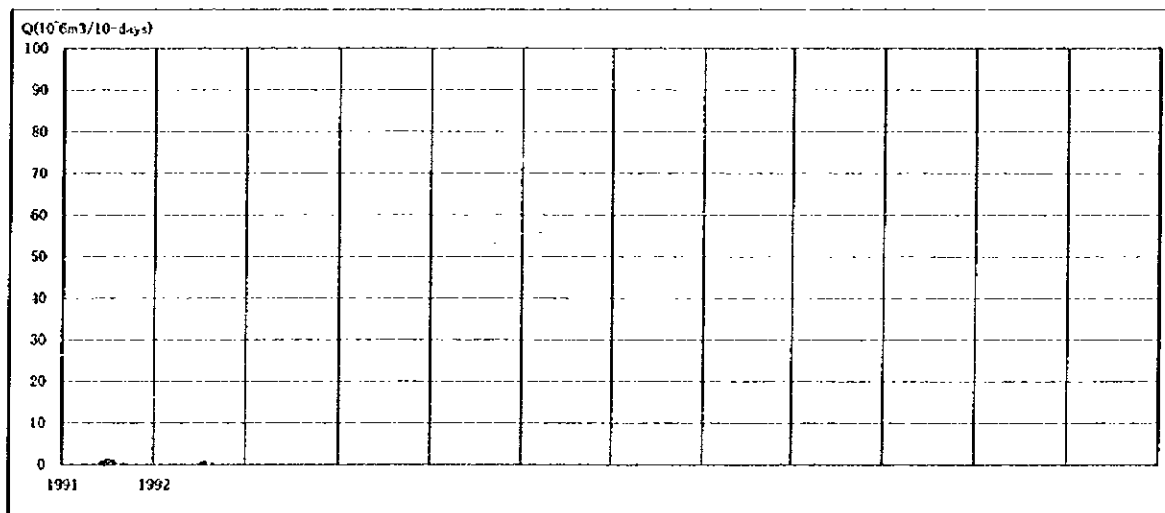


図 3.5.4.35 10 日単位の浮遊砂量：忙牛河からの流入(2/2)

と仮定した。

排砂量

排砂量は、500mX500m メッシュモデルを用いた拡散シミュレーションから得られた排砂率を10日単位の流入浮遊砂量(表 3.5.4.14)に乗じてもとめた。この場合、貯水優先のゲートオペレーションを実施すると仮定した。洪水発生時期とその排砂率を以下に示す。その他の時期はすべて常時の排砂率 6.5%とした。

洪水発生日	1962年7月26日	1963年7月20日	1969年8月21日	1984年8月11日
排砂率	12.2%	9.4%	11.0%	15.8%

30年後の堆砂量の予測

表 3.5.4.15 に 1955 年から 1992 年、38 年間の計算結果を示す。堆砂は 38 年間で 5 億 200 万 m^3 に達する。また、1962 年、1956 年においてはそれぞれ 9,200 万 m^3 、7,900 万 m^3 と非常に大きく、両年をあわせると 1 億 7,100 万 m^3 で 38 年間の総堆砂量の 34% を占める。

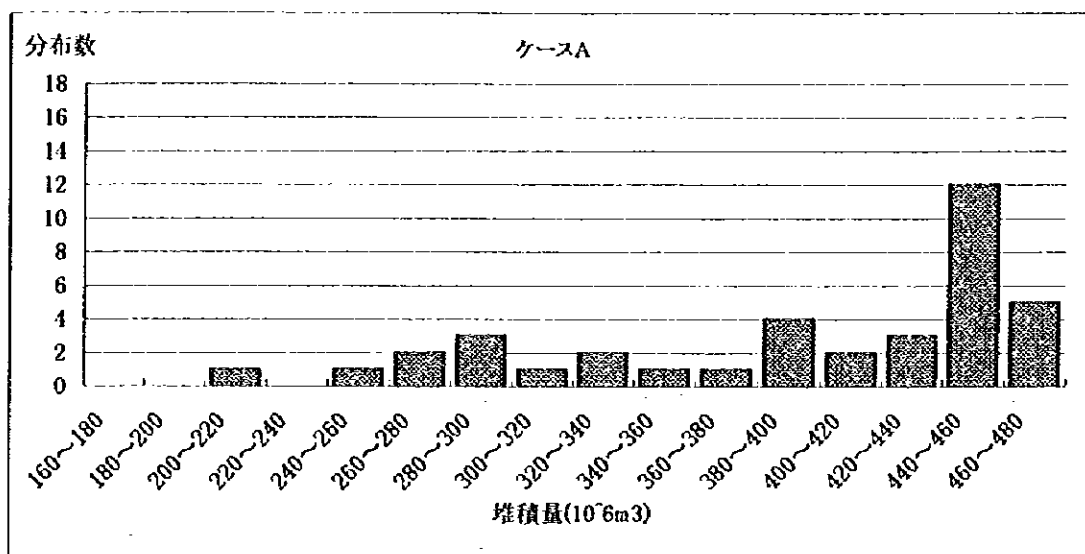
中国側は、30 年後の白石ダム貯水池の堆砂量(堆積)を 3 億 m^3 程度に抑え、利水容量 7 億 m^3 を確保することとしている。そこで、30 年後の堆砂量は、38 年間の時系列から連続した 30 年の年堆砂量を加算して求めた。年堆砂量はシミュレーション結果である排砂率と中国側の計算結果である流入浮遊砂量よりもとめた。その計算結果を表 3.5.4.15 の最右欄に示す。ここで、1955 年の堆積量 4 億 6,500 万 m^3 は、1955 年から 1984 年の 30 年間の堆砂量である。また、1983 年の 4 億 6,700 万 m^3 は、1983-1992 年の 10 年間と 1955-1974 年の 20 年間を合わせた堆砂量である。ゲートオペレーションによる排砂量は貯水量池に流入する浮遊砂量の約 8% である。

表 3.5.4.15' と図 3.5.4.35' に 30 年後の堆砂量の計算結果を示す。ケース A はゲート操作による排砂のみの場合(上述の計算)、ケース B、ケース C は忙牛河からの流入する浮遊砂がそれぞれ 20%、40% 減じると仮定した場合である。ゲートによる排砂のみでは、30 年後の堆砂量は 38 ケース中最小 2 億 1,900 万 m^3 、最大 4 億 6,700 万 m^3 、中間値は 4 億 2,900 万 m^3 であった。一方、忙牛河からの流入を 40% 抑えることができたと仮定した場合、30 年後の堆砂量は 38 ケース中最小 1 億 6,500 万 m^3 、最大 3 億 5,500 万 m^3 、中間値は 3 億 2,700 万 m^3 となった。したがって、30 年後の堆砂量を目標である 3 億 m^3 に抑えるためには、ダム上流域で堆砂対策を実施すべきであると判断する。

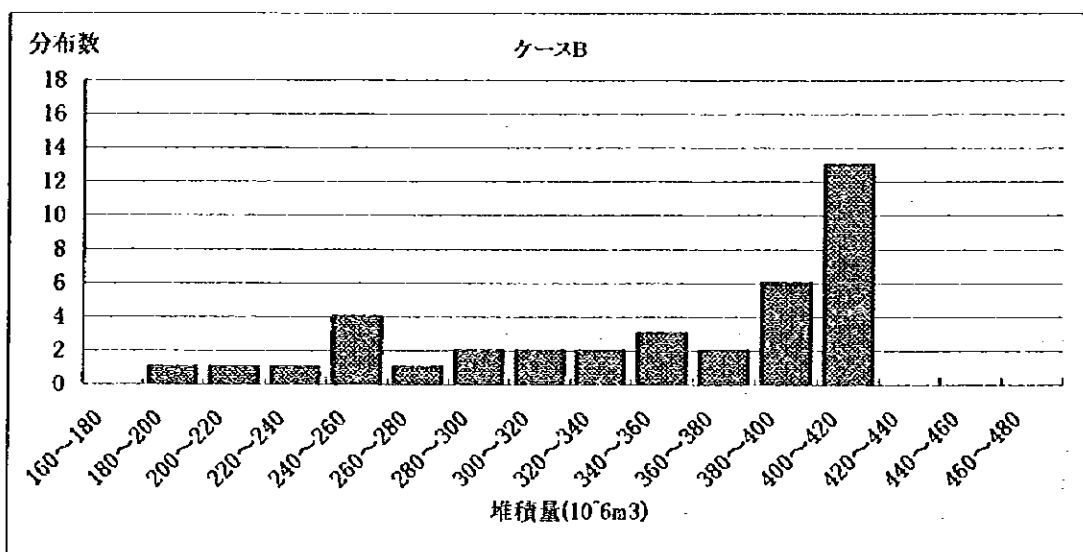
表 3.5.4.15' 30年後の貯水池内堆砂量(堆積量)の計算

No	ケースA ゲートオペレーションによる			ケースB ゲートオペレーション			ケースC ゲートオペレーション		
	排砂のみの場合			流入量を2.0%減じた場合			流入量を4.0%減じた場合		
	堆積量	開始年	30年後	堆積量	開始年	30年後	堆積量	開始年	30年後
1	218.21	1964	1955	191.37	1964	1955	164.53	1964	1955
2	250.03	1963	1992	218.44	1963	1992	186.85	1963	1992
3	268.57	1967	1958	229.76	1967	1958	190.95	1967	1958
4	278.60	1965	1956	240.90	1965	1956	203.20	1965	1956
5	284.27	1966	1957	244.54	1966	1957	204.82	1966	1957
6	288.56	1970	1961	246.92	1970	1961	205.29	1970	1961
7	298.84	1968	1959	257.16	1968	1959	215.47	1968	1959
8	308.28	1969	1960	265.01	1969	1960	221.74	1969	1960
9	329.38	1962	1991	293.80	1962	1991	258.21	1962	1991
10	332.21	1961	1990	296.34	1961	1990	260.48	1961	1990
11	341.26	1960	1989	303.80	1960	1989	266.33	1960	1989
12	364.00	1971	1962	318.93	1971	1962	273.86	1971	1962
13	380.53	1959	1988	338.66	1959	1988	296.80	1959	1988
14	380.86	1958	1987	339.11	1958	1987	297.36	1958	1987
15	397.81	1972	1963	348.33	1972	1963	298.86	1972	1963
16	398.38	1957	1986	353.90	1957	1986	305.86	1973	1964
17	406.06	1973	1964	355.96	1973	1964	309.42	1957	1986
18	415.04	1974	1965	364.83	1974	1965	314.63	1974	1965
19	429.09	1975	1966	378.29	1975	1966	327.49	1975	1966
20	436.63	1976	1967	384.33	1976	1967	332.04	1976	1967
21	439.13	1977	1968	386.31	1977	1968	333.49	1977	1968
22	450.95	1992	1983	397.15	1992	1983	342.56	1985	1976
23	452.09	1987	1978	398.21	1985	1976	343.35	1992	1983
24	453.85	1985	1976	398.24	1987	1978	344.38	1987	1978
25	454.28	1991	1982	400.00	1991	1982	345.64	1978	1969
26	455.52	1978	1969	400.58	1978	1969	345.72	1991	1982
27	455.61	1988	1979	401.17	1988	1979	346.74	1988	1979
28	458.68	1990	1981	403.45	1979	1970	347.91	1979	1970
29	458.88	1989	1980	403.70	1990	1981	348.31	1980	1971
30	458.89	1986	1977	403.77	1989	1980	348.65	1989	1980
31	458.99	1979	1970	403.78	1986	1977	348.68	1986	1977
32	459.73	1980	1971	404.02	1980	1971	348.68	1981	1972
33	459.84	1981	1972	404.26	1981	1972	348.72	1990	1981
34	463.16	1956	1985	407.47	1982	1973	351.05	1982	1973
35	463.89	1982	1973	407.88	1956	1985	352.60	1956	1985
36	464.92	1955	1984	410.06	1955	1984	353.30	1983	1974
37	466.91	1983	1974	410.10	1983	1974	353.94	1984	1975
38	467.35	1984	1975	410.64	1984	1975	355.20	1955	1984

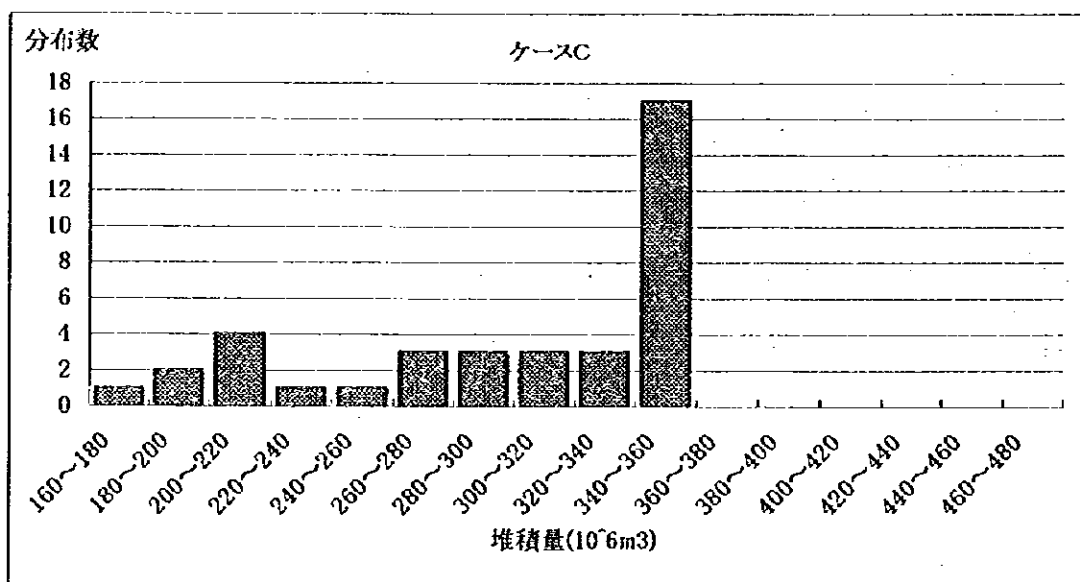
堆積量(堆砂量)の単位:10³m³



ケースA ゲートオペレーションによる排砂のみの場合



ケースB ゲートオペレーション+牝牛河からの流入量を20%減じた場合



ケースC ゲートオペレーション+牝牛河からの流入量を40%減じた場合

図3.5.4.35' 30年後の貯水池内堆砂量(堆積量)の計算

3.5.4.3 洪水時の掃流力を利用した排砂の効果

中国側は、大規模の洪水が発生した場合、貯水位を死水位まで下げて洪水の掃流力により堆積土砂を運搬・洗掘し、貯水容量を回復させる方法を考えている。この方法の排砂の効果を評価するためには、貯水位を維持した場合とは異なり、ダム貯水池の底に水がない状態に洪水が貯水池に流入、堆積土砂を下流方向に運搬・洗掘しながら白石ダム堤体に到達、高濃度の土砂を伴った濁水が底孔から排出される一連の状況をシミュレートする必要がある。ここでは、二次元泥流シミュレーションモデルを用い、この洪水時の掃流力を利用した排砂の効果を評価する。

(1) 泥流シミュレーションモデル

本モデルは、固液混相流である泥流のうち特に乱流現象のみを対象としている。流れの基礎方程式として、運動方程式と連続式を鉛直方向に積分したものを与えた二次元浅水流モデルであり、さらに混合粒径の流砂および元河床からの洗掘を考慮した、移動床モデルとなっている。河幅が広く流れの平面的な変化が無視できない場合や、氾濫の範囲や土砂の堆積状況を把握したい場合に有効である。なお、本モデルは(財)砂防・地すべり技術センターの開発したモデルである。

泥流流動のモデル化

x-y 平面における漸変流の運動方程式は次の各式で表わされる。

x 方向運動方程式

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_x}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_x}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho}$$

y 方向運動方程式

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \beta_x \frac{\partial u q_y}{\partial x} + \beta_y \frac{\partial v q_y}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho}$$

ここに、 q_x : x 方向の流量フラックス

q_y : y 方向の流量フラックス

β_x : x 方向の運動量補正係数(=1.0)

β_y : y 方向の運動量補正係数(=1.0)

u : x 方向の速度

v : y 方向の速度

h : 水深

H: 水位 (地盤高+水深)

τ_x : x方向の流れの抵抗力

τ_y : y方向の流れの抵抗力

抵抗則として Manning 則をもちいれば τ_x 、 τ_y はそれぞれ次式で表わされる。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}$$

$$\frac{\tau_y}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}$$

n: 粗度係数

また、水の連続式は次式のとおりである。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

土砂移動のモデル化

ここでは、細粒物質の多い土砂の流れを考慮し、以下の修正ブラウン式を用いる。

$$\Phi_B = 10(\tau^* - \tau_c^*)^{5/2}$$

$$q_B = \Phi_B \sqrt{sgd^3}$$

ここに、 Φ : 無次元掃流砂量

q_b : 単位幅当りの流砂量

τ^* : 無次元掃流砂力

($=u^*/sgd$, $s=\sigma/\rho-1$, u^* : 摩擦速度、 s : 土砂の水中比重、 σ/ρ : 土砂の比重=2.65)

τ_c^* : 無次元限界掃流力 (=0.05)

側岸侵食のモデル化

本モデルでは側岸侵食モデルを付加している。河床の比高に応じた側岸侵食土砂量を側岸侵食量式から求め、土砂が河床の高い個所から低い個所へ流送されるとして局所的な比高の低下を図り、浮州の生成を防いでいる。

$$q_{p^*} = \frac{q_p}{u \cdot d} = F_0 \tau_c^{*1/2} \left(1 - \frac{1}{\epsilon^2} \frac{\tau_{cs}}{\tau_c} \right) \left(\frac{h}{d} \frac{1}{\sin \theta_1} \right)$$

ここに、 q_{p^*} : 無次元側岸侵食量

q_b : 単位河道長さ当たり河岸侵食量

θ_1 : 側岸傾斜角

h: 水深 (本モデルでは河床の比高)

d: 河床材料の平均粒径

$$F_{0s} = 2(\kappa_3 / \kappa_2) \varepsilon^2 F_0$$

$$\varepsilon^2 = \tau_{cs} / \tau_c = 0.5$$

ここに、 F_0 : 実験係数=0.03~0.035

κ_2 : 砂粒子形状係数(=π/4)

κ_3 : 砂粒子形状係数(=π/6)

さらに、 τ_{cs} は側岸斜面における砂粒子の無次元限界掃流力であり次式の Lane 式で表わされる。

$$\tau_{cs} = \tau_c \cos \theta_1 \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \theta_1}{\tan \phi} \right)^2}$$

ここに、 τ_{cs} : 河床における無次元限界掃流力

ϕ : 砂粒子の内部摩擦角

離散化手法

シミュレーション計算による泥流氾濫範囲や河床変動高は、 q_1 、 q_2 、 h 、 z 等の緒量を、流れと土砂の運動方程式、連続式を連立して解くことにより求められる。解法には差分法の一つである Leap-Frog 法を用いる。実際の計算ではまず、対象範囲の正方形のメッシュに分割し、地盤標高をよみとりデジタルマップを作成した。分割した各メッシュに対して、計算される緒量は差分式上、図 3.5.4.36 に示す位置に求められる。

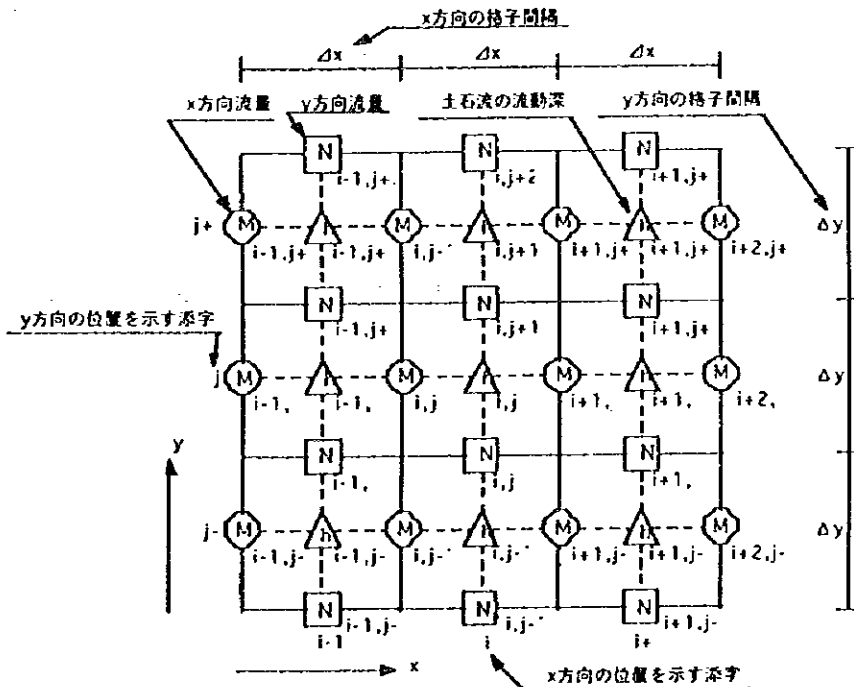


図 3.5.4.36 メッシュと各諸量との関係

(2) 計算条件の設定

前述の泥流シミュレーションモデルに与えられるデータは、地形メッシュデータ、ハイドロデータ、土砂濃度データ、およびその他の土砂水理学的パラメータから構成される。

地形データの作成

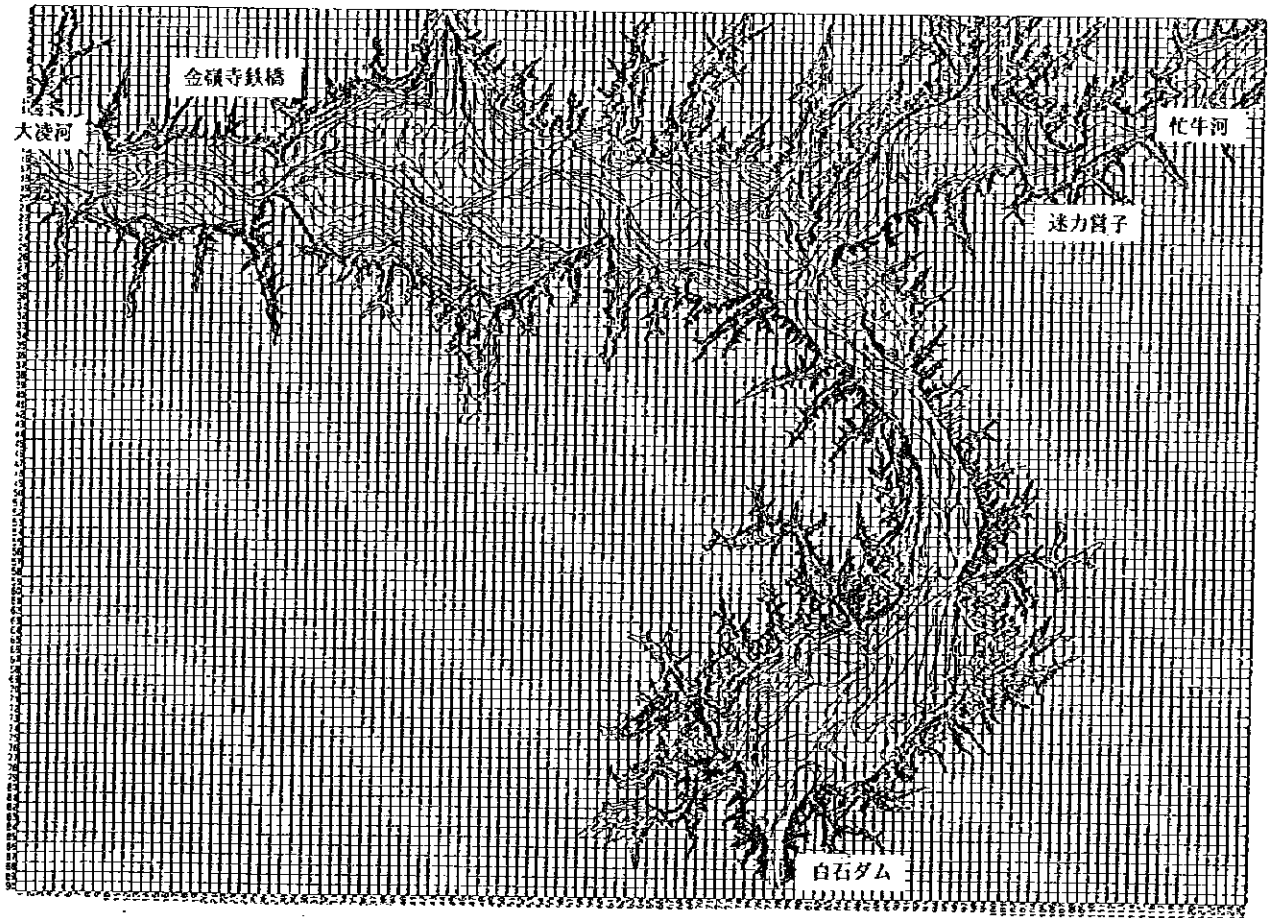
本解析の対象範囲は、図 3.5.4.37 に示す通り、大凌河、忙牛河ともに常時満水位で水没する地点よりやや上流地点から白石ダム堤体までである。数値シミュレーションに当たっては、1万分の1の平面地形図から、メッシュデータのデジタルマップを作成した。平面地形図をコンピュータ上に入力し、200m x 200m の格子でメッシュを切り、その中心標高を読み取った。メッシュデータは、縦 90、横 125 の合計 11,250 メッシュで 18km x 25km の範囲である。

ハイドログラフおよび浮遊砂濃度

1969 年(1/20 確率)と 1962 年(1/50 確率)規模の洪水を想定した。計算に用いたハイドログラフと浮遊砂濃度は、計算時間が非常に長くなるため、中国側から提供があった流量と浮遊砂量の実測時間時系列データを、洪水継続時間を短縮した形に単純化している。表 3.5.4.16 と図 3.5.4.38 に 1969 年規模の洪水を想定したハイドログラフと浮遊砂濃度の時間変化を示す。また表 3.5.4.17 と図 3.5.4.39 に 1962 年規模の洪水を想定したハイドログラフと浮遊砂濃度の時間変化を示す。モデル上は、大凌河からの流入を、金嶺寺橋上流の 6 メッシュ (1200m 幅)、忙牛河からの流入を迷力宮子付近の 5 メッシュ (1000m 幅) からとした。

その他の土砂水理学的パラメータの設定

計算に必要な諸定数の設定を表 3.5.4.18 にまとめる。土粒子の直径は $d_{ij}=0.02\text{mm}$ の均一粒径とした。また、貯水位を維持した場合のシミュレーションと同様に 1.5 億 m^3 の堆砂形状を想定した。



MESH SIZE = 200 0[m]

図 3.5.4.37 貯水池地形平面 200m メッシュ図

表3.5.4.16 1969年洪水を想定したハイドログラフおよび浮遊砂濃度

UNIT	時間 (時間)	濁水 (m ³ /s)	清水 (m ³ /s)	浮遊砂 (m ³ /s)	金嶺寺		迷力管子	
					濁水 (m ³ /s)	濃度 (%)	濁水 (m ³ /s)	濃度 (%)
1	1	558	551	6.98	558	1.25	0	0
2	2	1,116	1,102	13.95	1,116	1.25	0	0
3	3	1,674	1,653	20.93	1,674	1.25	0	0
4	4	2,232	2,204	27.90	2,232	1.25	0	0
5	5	2,790	2,755	34.88	2,790	1.25	0	0
6	6	3,348	3,306	41.85	3,348	1.25	0	0
7	7	3,906	3,857	48.83	3,906	1.25	0	0
8	8	4,464	4,408	55.80	4,464	1.25	0	0
9	9	5,022	4,959	62.78	5,022	1.25	0	0
10	10	6,303	6,231	71.92	5,580	1.25	723	0.30
11	11	7,843	7,756	86.96	6,138	1.25	1,705	0.60
12	12	9,383	9,275	107.88	6,696	1.25	2,687	0.90
13	13	10,923	10,788	134.70	7,254	1.25	3,669	1.20
14	14	12,463	12,296	167.42	7,812	1.25	4,651	1.50
15	15	12,887	12,695	192.07	7,254	1.25	5,633	1.80
16	16	13,570	13,342	228.05	6,696	1.25	6,874	2.10
17	17	11,771	11,593	178.12	6,138	1.25	5,633	1.80
18	18	10,231	10,091	139.52	5,580	1.25	4,651	1.50
19	19	8,691	8,584	106.80	5,022	1.25	3,669	1.20
20	20	7,151	7,071	79.98	4,464	1.25	2,687	0.90
21	21	5,611	5,552	59.06	3,906	1.25	1,705	0.60
22	22	4,071	4,027	44.02	3,348	1.25	723	0.30
23	23	2,790	2,755	34.88	2,790	1.25	0	0
24	24	2,232	2,204	27.90	2,232	1.25	0	0
25	25	1,674	1,653	20.93	1,674	1.25	0	0
26	26	1,116	1,102	13.95	1,116	1.25	0	0
27	27	558	551	6.98	558	1.25	0	0
Total(100万m ³)		1111.52	1097.01	14.51	787.45		324.07	

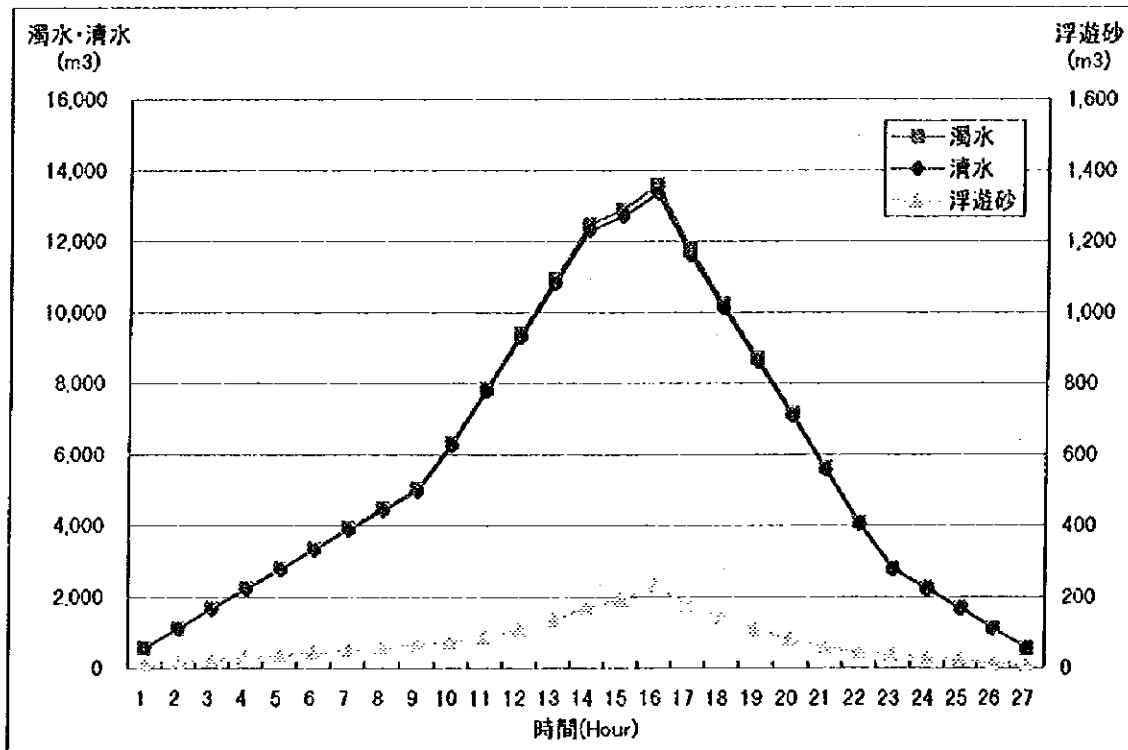


図3.5.4.38 1969年洪水を想定したハイドログラフ

表3.5.4.17 1962年洪水を想定したハイドログラフおよび浮遊砂濃度

UNIT	時間 (時間)	濁水 (m3/s)	清水 (m3/s)	浮遊砂 (m3/s)	金嶺寺		迷力營子	
					濁水 (m3/s)	濃度 (%)	濁水 (m3/s)	濃度 (%)
1	2	770	768	1.77	770	0.23	0	0
2	4	1,540	1,533	7.24	1,540	0.47	0	0
3	6	2,310	2,294	16.17	2,310	0.70	0	0
4	8	3,080	3,051	28.95	3,080	0.94	0	0
5	10	3,849	3,804	45.03	3,849	1.17	0	0
6	12	4,619	4,554	65.13	4,619	1.41	0	0
7	14	6,187	6,091	96.44	5,389	1.64	798	1.01
8	16	7,755	7,607	148.03	6,159	1.88	1,596	2.02
9	18	9,323	9,104	218.50	6,929	2.11	2,394	3.02
10	20	10,891	10,581	309.56	7,699	2.35	3,192	4.03
11	22	12,459	12,039	419.60	8,469	2.58	3,990	5.04
12	24	14,479	13,872	606.50	9,239	2.81	5,240	6.62
13	26	13,999	13,493	506.37	10,009	3.05	3,990	5.04
14	28	13,766	13,297	469.12	10,574	3.22	3,192	4.03
15	30	12,403	12,025	377.57	10,009	3.05	2,394	3.02
16	32	10,835	10,543	291.86	9,239	2.81	1,596	2.02
17	34	9,267	9,040	226.56	8,469	2.58	798	1.01
18	36	7,699	7,518	180.93	7,699	2.35	0	0
19	38	6,929	6,783	146.20	6,929	2.11	0	0
20	40	6,159	6,043	115.79	6,159	1.88	0	0
21	42	5,389	5,301	88.38	5,389	1.64	0	0
22	44	4,619	4,554	65.13	4,619	1.41	0	0
23	46	3,849	3,804	45.03	3,849	1.17	0	0
24	48	3,080	3,051	28.95	3,080	0.94	0	0
25	50	2,310	2,294	16.17	2,310	0.70	0	0
26	52	1,540	1,533	7.24	1,540	0.47	0	0
27	54	770	768	1.77	770	0.23	0	0
Total(100万m3)		1295.11	1262.49	32.62	1085.01		210.10	

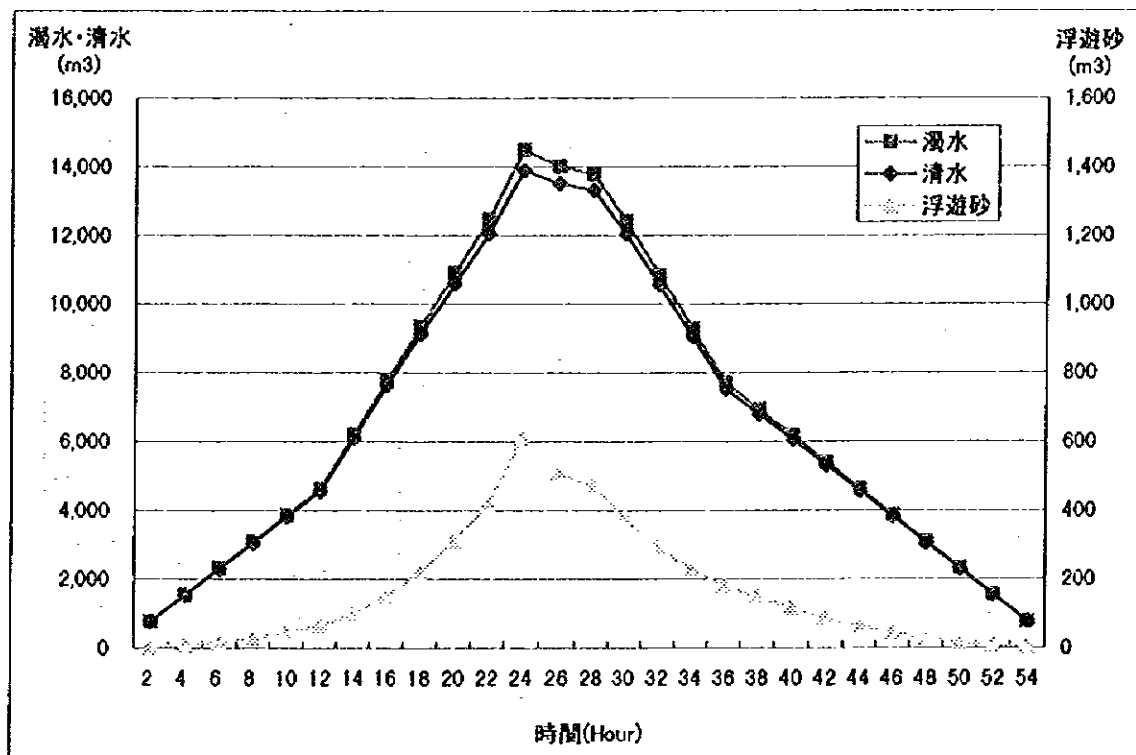


図3.5.4.39 1962年洪水を想定したハイドログラフ

表3.5.4.18. 計算条件の一覧

1962年洪水

項目	ケース1
計算次元	2
1. 施設	河川に近い場合
2. ハイドロピーク流量(m ³ /s)	14,479
3. ハイドロ形	
4. 継続時間(hour)	54
5. ハイドロ投入位置	金嶺寺、迷力營子
6. 濁水総量(100万m ³)	1,295.1
7. 浮遊砂総量(100万m ³)	32.6
8. 濁水の密度(ρ)	1.00
9. 浮遊砂の真比重(σ)	2.65
10. Manningの粗度係数(n)	0.01
11. 運動量補正係数(β)	1.0
12. 堆積層の容積濃度(C)	0.50
13. 濁水土砂濃度(%)	(表3.5.4.10を参照)
14. 内部摩擦角(度)	30.0
15. 側岸傾斜角(度)	35.0
16. 全流砂量式(係数)	10
17. 最大侵食深(m)	3~7
18. 粒度粒径(cm)	0.002
19. 河床材料粒度(cm)	0.002
20. 出力図	フラックス、堆積、洗掘
21. その他	全流砂量式はブラウン式を使用

1969年洪水

項目	ケース1	ケース2
計算次元	2	2
1. 施設	河川に近い場合	底孔を考慮した場合
2. ハイドロピーク流量(m ³ /s)	13,570	13,570
3. ハイドロ形		
4. 継続時間(hour)	60	60
5. ハイドロ投入位置	金嶺寺、迷力營子	金嶺寺、迷力營子
6. 濁水総量(100万m ³)	1,111.5	1,111.5
7. 浮遊砂総量(100万m ³)	14.5	14.5
8. 濁水の密度(ρ)	1.00	1.00
9. 浮遊砂の真比重(σ)	2.65	2.65
10. Manningの粗度係数(n)	0.04	0.04
11. 運動量補正係数(β)	1.0	1.0
12. 堆積層の容積濃度(C)	0.50	0.50
13. 濁水土砂濃度(%)	(表3.5.4.11を参照)	(表3.5.4.11を参照)
14. 内部摩擦角(度)	30.0	30.0
15. 側岸傾斜角(度)	35.0	35.0
16. 全流砂量式(係数)	10	10
17. 最大侵食深(m)	3~7	3~7
18. 粒度粒径(cm)	0.002	0.002
19. 河床材料粒度(cm)	0.002	0.002
20. 出力図	フラックス、堆積、洗掘	フラックス、堆積、洗掘
21. その他	全流砂量式はブラウン式を使用	全流砂量式はブラウン式を使用

(3) 堤体部底孔のモデル化

堤体部については、オリフィスの式をモデルに組み込み、底孔からの放流を考慮した。底孔からの流出は、堤体部右岸側 200m 幅 1 メッシュからとして、以下の式をモデル内底孔部分に組み込み、その流出量を算定した。

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

ここに、C: 流量係数

Q: 底孔の放流量

A: 底孔の断面積(4m x 5.5m x 12 = 264m²)

h: 水深、貯水位-底孔式高(EL.96.00)

g: 重力加速度

水深と流量係数は実験より得られた次の近似式により求めた。

$$C = -0.60733 + 0.25455h - 0.018331h^2 + 0.00065943h^3 - 1.1616 \times 10^{-5}h^4 + 7.9861 \times 10^{-9}h^5$$

一方、本モデルは浅水流を対象としているために、流速も土砂濃度も鉛直方向に平均化されて扱われている。しかし、底孔からの放流を考慮する場合、堤体付近では水深が深く鉛直方向の土砂の土砂濃度分布を無視できないため、平均濃度の値に関して Rouse の土砂濃度分布式を

$$\frac{Cz}{Ca} = \exp\left(-\frac{(Z-a)w_0}{\epsilon_s}\right)$$

与えて、底孔付近の土砂濃度を算出することとした。

Rouse の土砂濃度分布式

Cz : Z の高さでの土砂濃度

Ca : 基準点 (Z=a での土砂濃度)

w₀ : 沈降速度 (Rubey の式から算出)

ε_s : 拡散係数 (=κu_{*}h/6 κ=0.4)

基準点の高さを河床面 a=0 とすると、

$$\frac{Cz}{Ca} = \exp\left(-\frac{w_0 Z}{\epsilon_s}\right)$$

全平均土砂濃度を C_t とすると、

$$\begin{aligned} C_t &= \frac{1}{h} \int_0^h Cz dz \\ &= \frac{1}{h} \int_0^h Ca \cdot \exp\left(-\frac{w_0 Z}{\epsilon_s}\right) dz \end{aligned}$$

$$= \frac{\varepsilon_s C a}{\omega_0 h} \left(1 - \exp\left(\frac{-\omega_0}{\varepsilon_s} h\right) \right) dz$$

$\beta = \omega_0 h / \varepsilon_s$ とおくと、

$$C a = \frac{\beta}{(1 - e^{-\beta})} C.$$

(4) 計算シミュレーション結果

1) 1969年洪水を想定したシミュレーション

1969年の洪水を対象として、貯水位を死水位まで下げてから濁水を流入させる場合の解析を行った。堤体部については、比較のために、自然河川に近い状態に戻した場合(ケース1)と、オリフィスの式をモデルに組み込んで底孔からの放流を考慮した場合(ケース2)の2ケースを想定した。それぞれの計算は、1.5億 m^3 の堆砂形状と、貯水池が満水位125.6 m を維持している状態を初期条件として排水シミュレーションを行い、排水終了後から濁水のハイドログラフを与えている。

図3.5.4.40に排水開始直後(5時間後)およびほぼ中間時点(30時間後)での流量フラックス図を示す。初期条件の満水位時には、計算範囲のほぼ全域が湛水しており、底孔からの流出が始まると同時に貯水池内に下流方向への流れが生じている。しかし底孔からの放流量は水深によって決まるため、水位が高い流出開始直後に貯水池全域で最も流れが強く、水位の低下に伴って弱まっている。

図3.5.4.41に排水オペレーション終了後の堆積深図および洗掘深図を示す。忙牛河と大凌河の合流点(縦27、横80メッシュ付近)より上流側の範囲では、河筋を埋めるように数 m の堆砂が起きると同時に、その周囲の洗掘が認められ、横断的に平坦化させるような地形変化が起きている。合流点より下流側の範囲では、側岸が大きく洗掘を受ける一方、河道部では1~5 m ほどの堆積が起きている。

図3.5.4.42に排水終了後の縦断地形図を示す。平面図同様に、合流点(距離12000 m 位)より上流側ではほとんど地形変化が見られないが、下流側では距離5000~12000 m の範囲で3~5 m の堆積が起きている。またダム付近では一時的に数 m の堆積が起きるが(11時間後の地形高)、最終的にはほぼ元の地形高まで戻っている。

すなわち、排水オペレーション時には、貯水池全体を見ると横断方向の地形変化は起きてても縦断方向には大きな土砂移動が起きていない。ダム堤体近辺のみにおいて若干の土砂が移動・

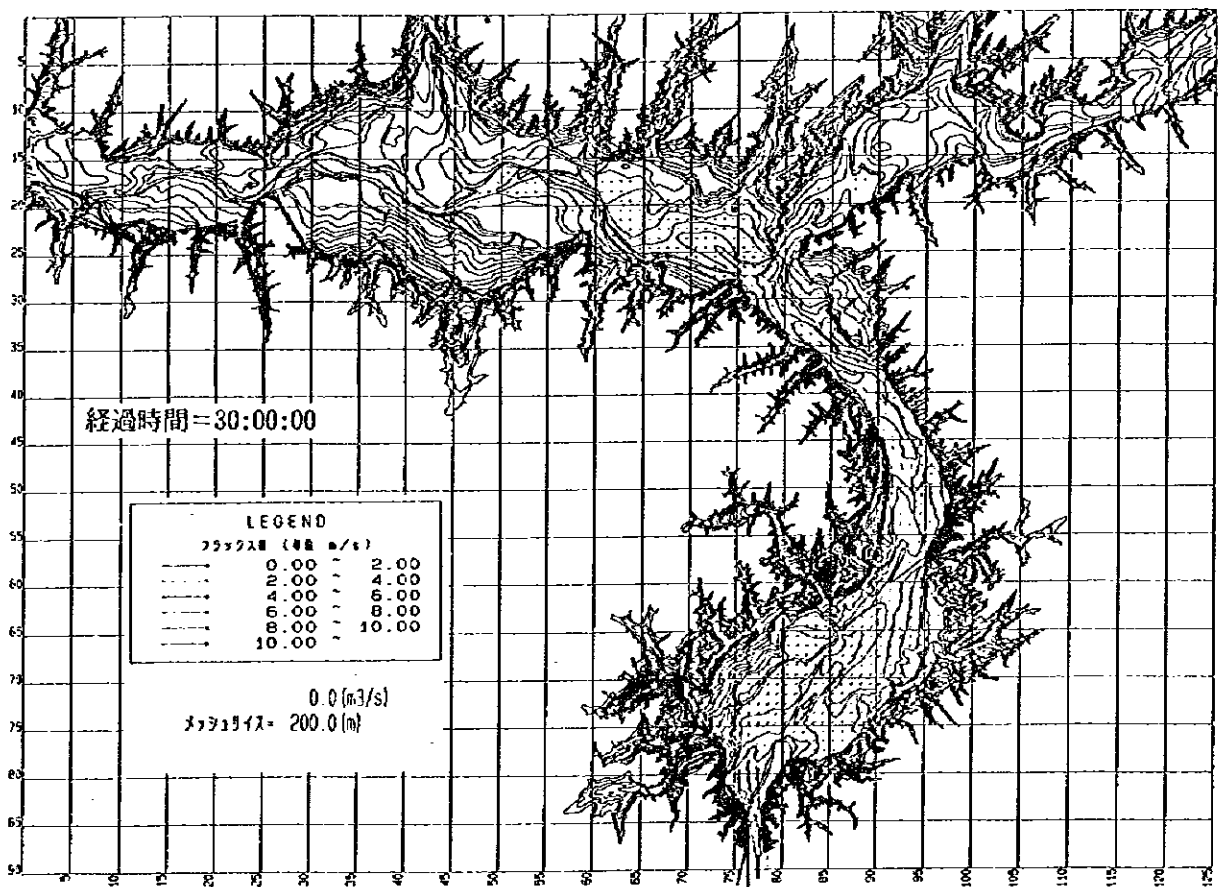
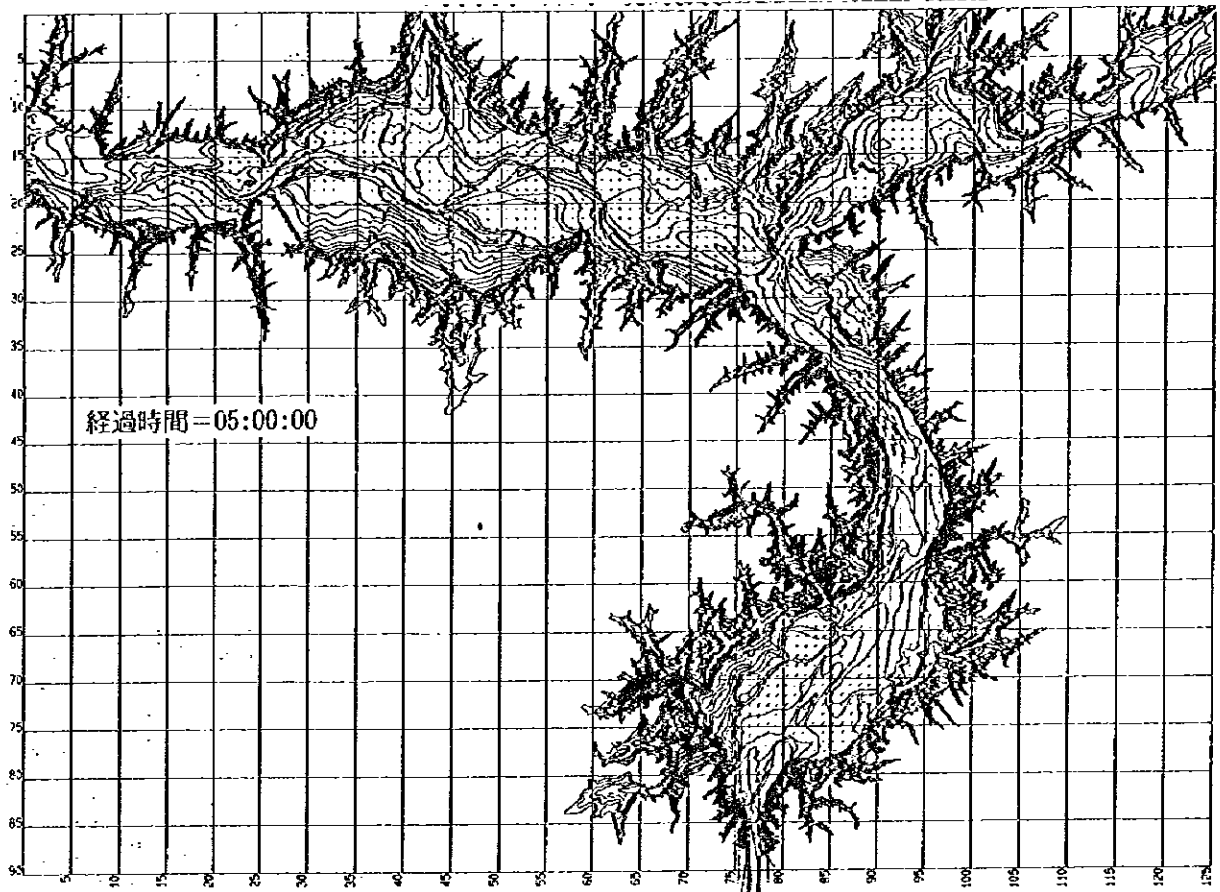


図3.5.4.40 排水シミュレーション結果-フラックス平面図

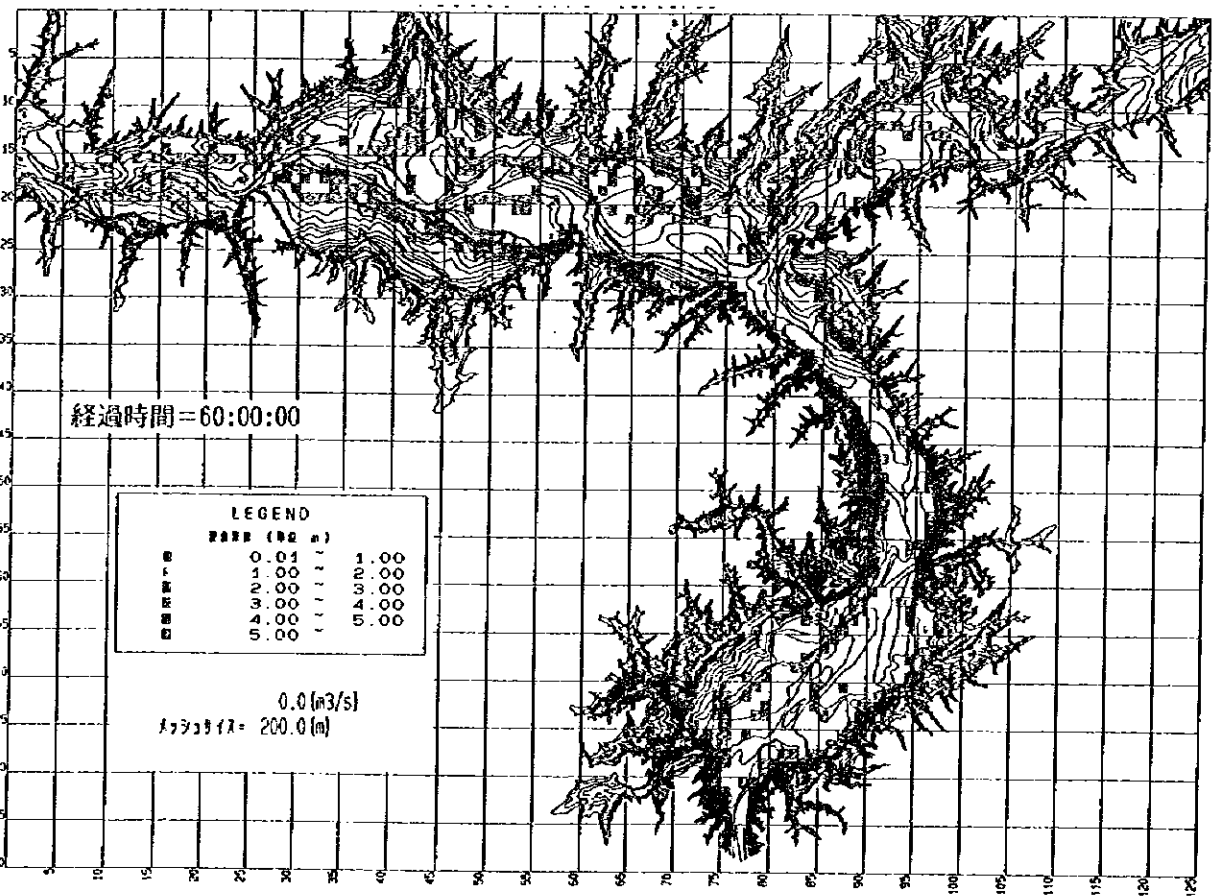
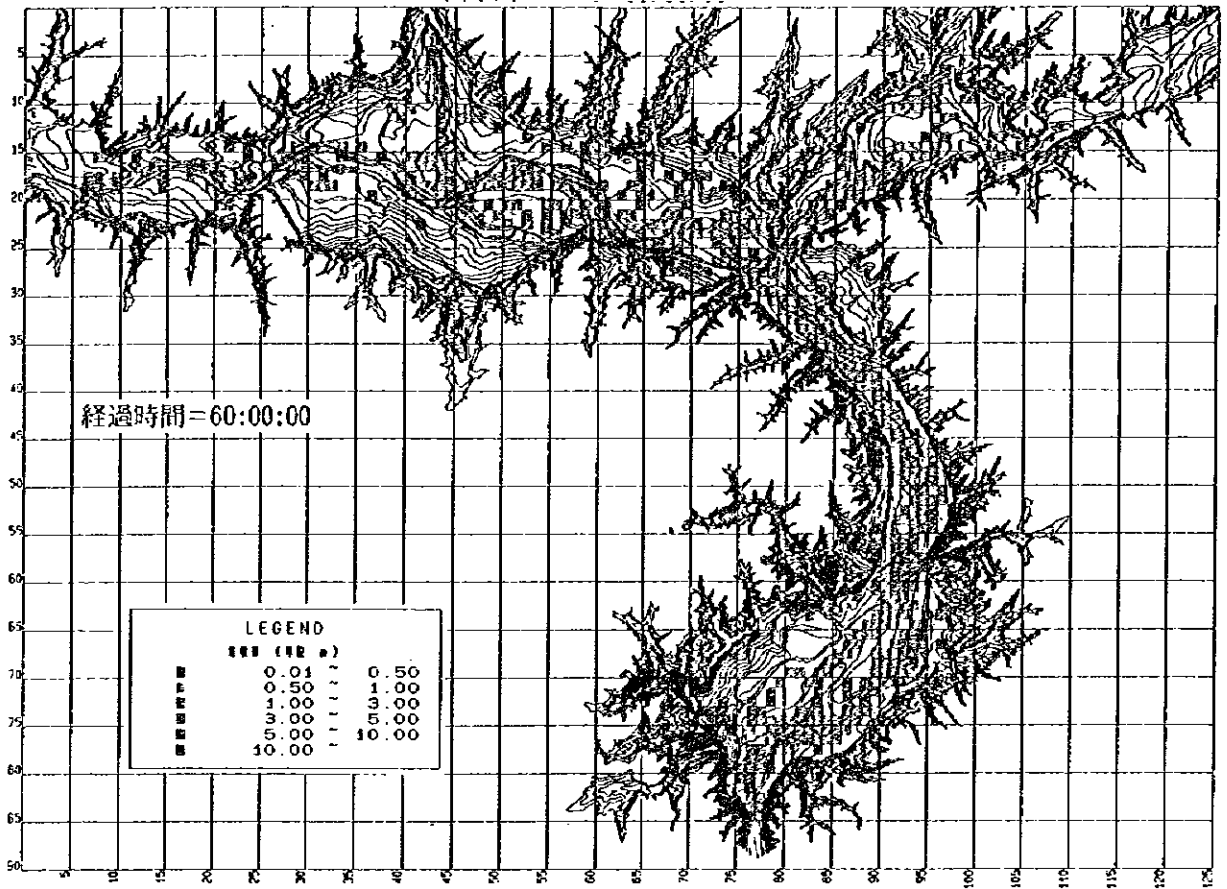
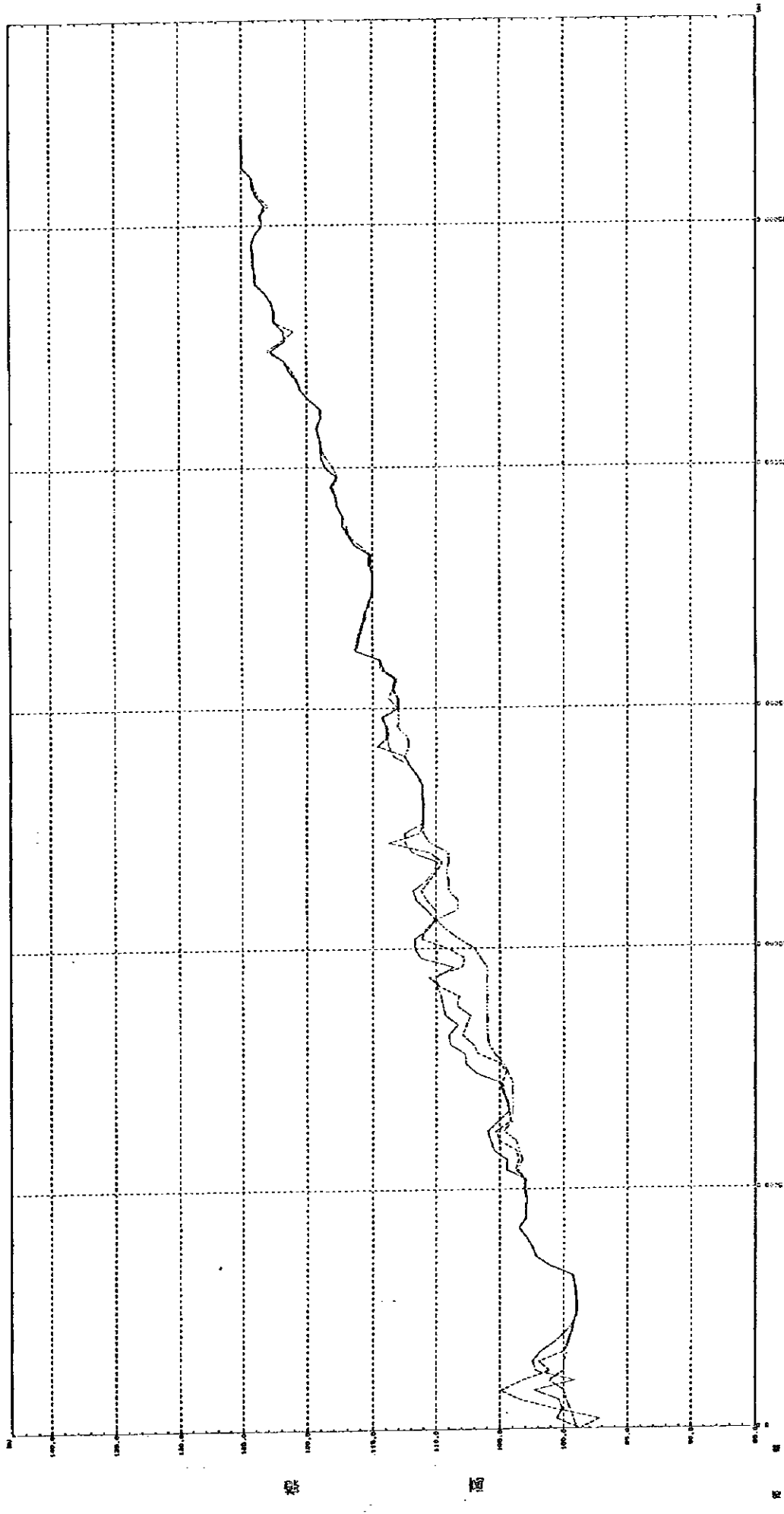
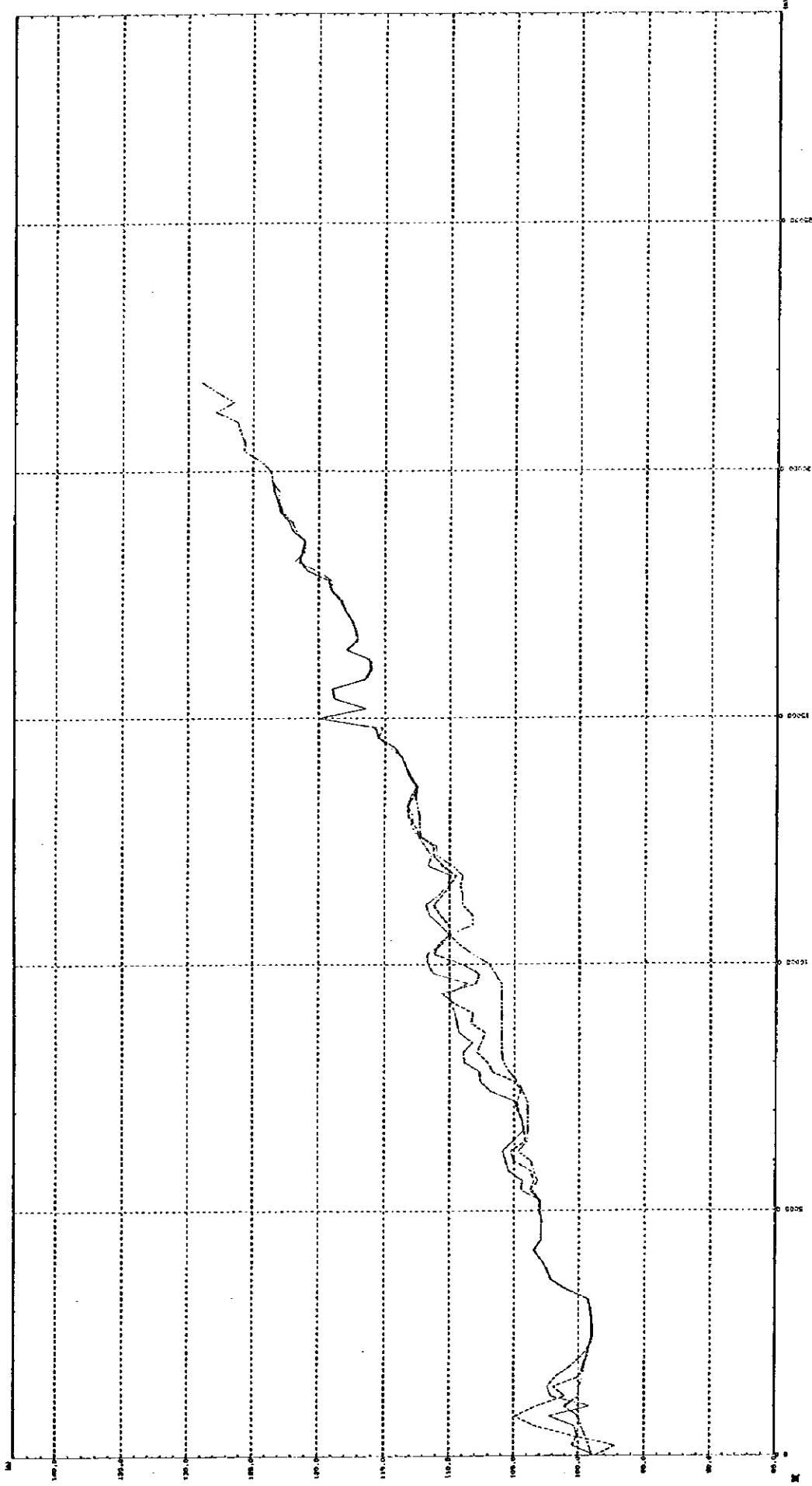


図3.5.4.41 排水シミュレーション結果—堆積、洗掘状況平面図



測点	距離 (m)	値
00000	0	100
00001	1	100
00002	2	100
00003	3	100
00004	4	100
00005	5	100
00006	6	100
00007	7	100
00008	8	100
00009	9	100
00010	10	100
00011	11	100
00012	12	100
00013	13	100
00014	14	100
00015	15	100
00016	16	100
00017	17	100
00018	18	100
00019	19	100
00020	20	100
00021	21	100
00022	22	100
00023	23	100
00024	24	100
00025	25	100
00026	26	100
00027	27	100
00028	28	100
00029	29	100
00030	30	100
00031	31	100
00032	32	100
00033	33	100
00034	34	100
00035	35	100
00036	36	100
00037	37	100
00038	38	100
00039	39	100
00040	40	100
00041	41	100
00042	42	100
00043	43	100
00044	44	100
00045	45	100
00046	46	100
00047	47	100
00048	48	100
00049	49	100
00050	50	100
00051	51	100
00052	52	100
00053	53	100
00054	54	100
00055	55	100
00056	56	100
00057	57	100
00058	58	100
00059	59	100
00060	60	100
00061	61	100
00062	62	100
00063	63	100
00064	64	100
00065	65	100
00066	66	100
00067	67	100
00068	68	100
00069	69	100
00070	70	100
00071	71	100
00072	72	100
00073	73	100
00074	74	100
00075	75	100
00076	76	100
00077	77	100
00078	78	100
00079	79	100
00080	80	100
00081	81	100
00082	82	100
00083	83	100
00084	84	100
00085	85	100
00086	86	100
00087	87	100
00088	88	100
00089	89	100
00090	90	100
00091	91	100
00092	92	100
00093	93	100
00094	94	100
00095	95	100
00096	96	100
00097	97	100
00098	98	100
00099	99	100
00100	100	100

図3.5.4.42 排水シミュレーション結果ー貯水池縦断状況(1/2)



日	貯水率 (%)	貯水率の増減 (%)	貯水率の増減 (mm)
0	100	0	0
10	180	80	80
20	150	-30	-30
30	120	-30	-30
40	100	-20	-20
50	110	10	10
60	130	20	20
70	140	10	10
80	120	-20	-20
90	110	-10	-10
100	100	-10	-10
110	110	10	10
120	120	10	10
130	130	10	10
140	140	10	10
150	150	10	10
160	140	-10	-10
170	130	-10	-10
180	120	-10	-10
190	110	-10	-10
200	100	-10	-10
210	110	10	10
220	120	10	10
230	130	10	10
240	140	10	10
250	150	10	10
260	140	-10	-10
270	130	-10	-10
280	120	-10	-10
290	110	-10	-10
300	100	-10	-10
310	110	10	10
320	120	10	10
330	130	10	10
340	140	10	10
350	150	10	10
360	140	-10	-10
370	130	-10	-10
380	120	-10	-10
390	110	-10	-10
400	100	-10	-10
410	110	10	10
420	120	10	10
430	130	10	10
440	140	10	10
450	150	10	10
460	140	-10	-10
470	130	-10	-10
480	120	-10	-10
490	110	-10	-10
500	100	-10	-10
510	110	10	10
520	120	10	10
530	130	10	10
540	140	10	10
550	150	10	10
560	140	-10	-10
570	130	-10	-10
580	120	-10	-10
590	110	-10	-10
600	100	-10	-10
610	110	10	10
620	120	10	10
630	130	10	10
640	140	10	10
650	150	10	10
660	140	-10	-10
670	130	-10	-10
680	120	-10	-10
690	110	-10	-10
700	100	-10	-10
710	110	10	10
720	120	10	10
730	130	10	10
740	140	10	10
750	150	10	10
760	140	-10	-10
770	130	-10	-10
780	120	-10	-10
790	110	-10	-10
800	100	-10	-10
810	110	10	10
820	120	10	10
830	130	10	10
840	140	10	10
850	150	10	10
860	140	-10	-10
870	130	-10	-10
880	120	-10	-10
890	110	-10	-10
900	100	-10	-10
910	110	10	10
920	120	10	10
930	130	10	10
940	140	10	10
950	150	10	10
960	140	-10	-10
970	130	-10	-10
980	120	-10	-10
990	110	-10	-10
1000	100	-10	-10

図3.5.4.42 排水シミュレーション結果一貯水池縦断状況(2/2)

排砂される結果となった。なお、満水貯水量がほぼ流出し終わるまでの間（60 時間）に排出される土砂量は 476,000m³ と計算された。

ケース 1（自然河川に近い状態）

ダム部へ濁水が到達する前（5 時間後）、到達後ピーク流量時（11 時間後）、最終時間（60 時間後）における流量フラックス図、堆積深図、洗掘深図を、図 3.5.4.43～図 3.5.4.45 に示す。最初のピーク水深時（11 時間後）の水位および地形高と、最終の地形高について、縦断図を図 3.5.4.46 に示す。

ダム直上流部の水深、投入－流出の水量および土砂量、排砂濃度の経時変化、排砂率について、表 3.5.4.19 と図 3.5.4.47 に示す。時間については死水位維持のための排水オペレーション終了後、濁水流入開始の時間を基準としているが、排水土砂量自体に関しては排水オペレーションによる排出効果量も含んでいる。

ケース 2（底孔からの放流を考慮した場合）

到達直後（11 時間後）、到達後ピーク水深時（25 時間後）、最終時間（60 時間後）における流量フラックス図、堆積深図、洗掘深図を、図 3.5.4.48～図 3.5.4.50 に示す。またピーク水深時（25 時間後）の水位および地形高と、最終の地形高について、縦断図を図 3.5.4.51 に示す。

ダム直上流部の水深、投入－流出の水量および土砂量、排砂濃度の経時変化、排砂率について、表 3.5.4.20 と図 3.5.4.52 に示す。ケース 1 と同様に、時間については死水位維持のための排水オペレーション終了後、濁水流入開始の時間を基準としているが、排水土砂量自体に関しては排水オペレーションによる排出効果も含んでいる。

2) 1962 年洪水を想定したシミュレーション

1962 年の洪水を対象として、貯水位を死水位まで下げてから濁水を流入させる場合の解析を行った。1969 年洪水と比較して総流量およびピーク流量が大きく、計算時間が莫大なものとなるため、今回は、自然河川に近い状態に戻した場合のみを計算した。図 3.5.4.53～図 3.5.4.55 に 10、16、24、32、40、54 時間毎の流量フラックス図、堆積深図および洗掘深図を示す。

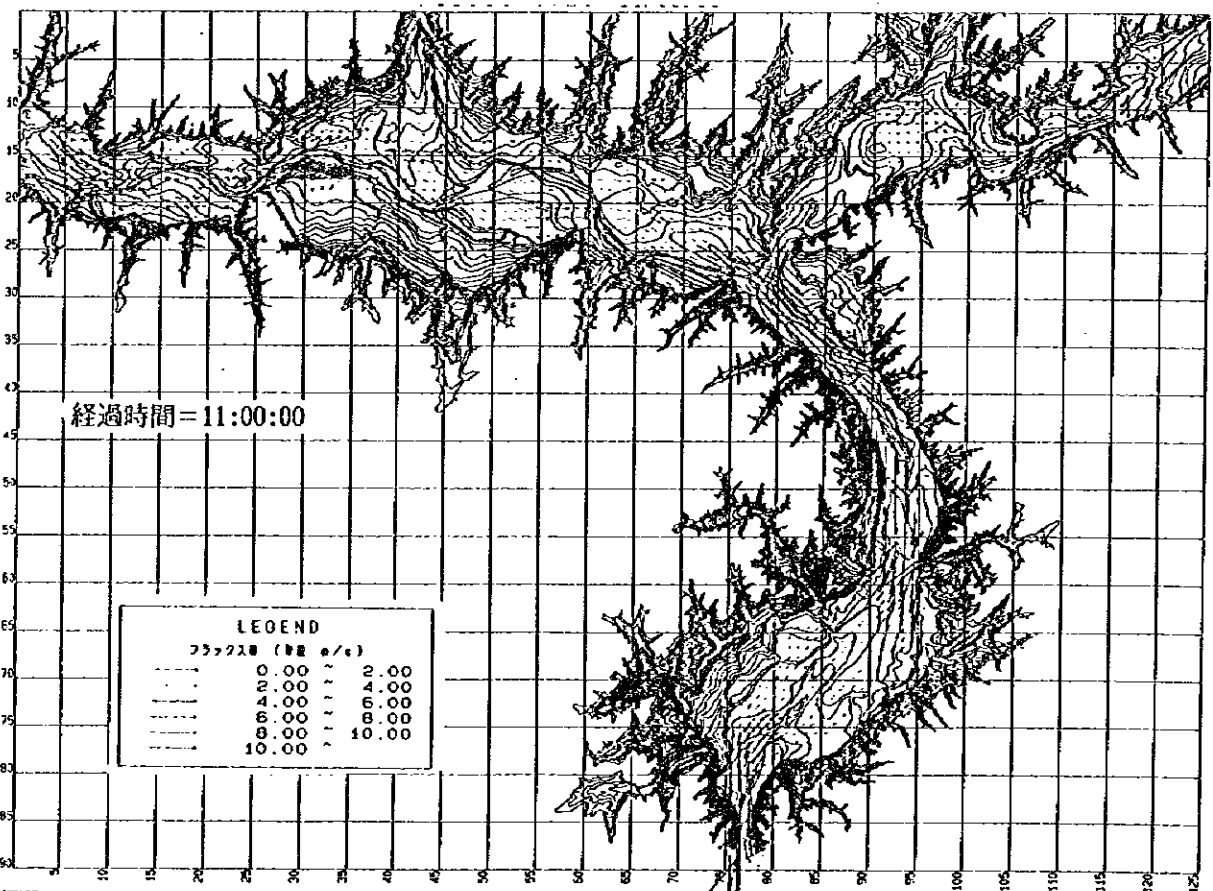
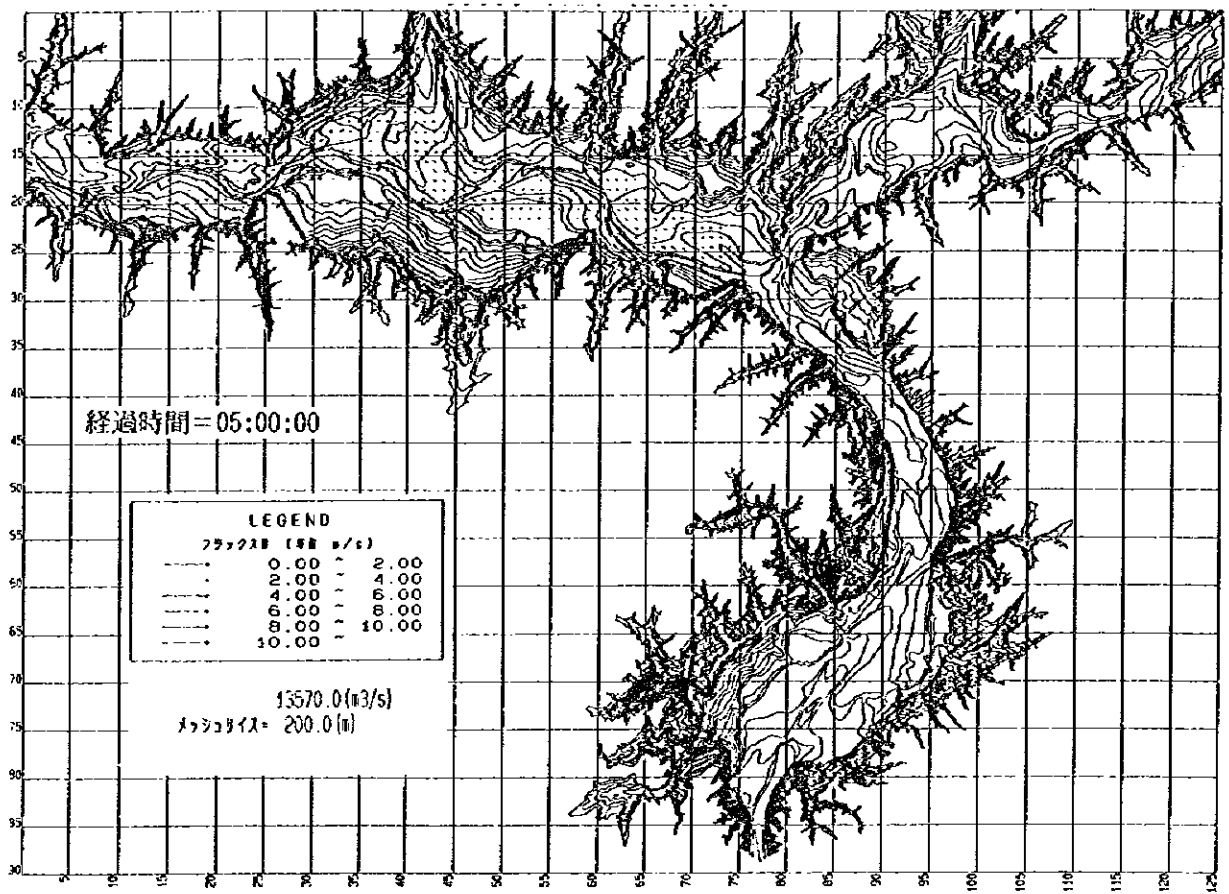


図3.5.4.43 1969年洪水時泥流シミュレーション結果 (ケース1) フラックス平面図

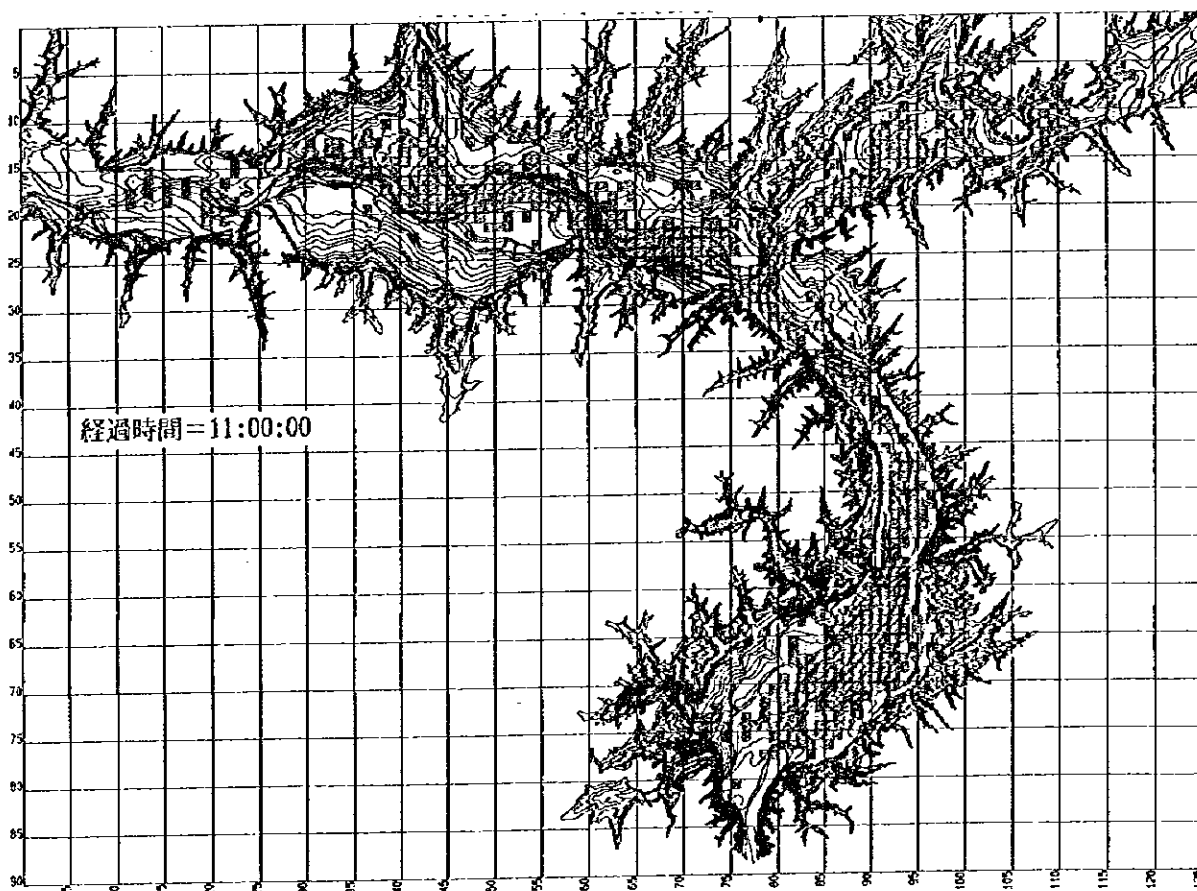
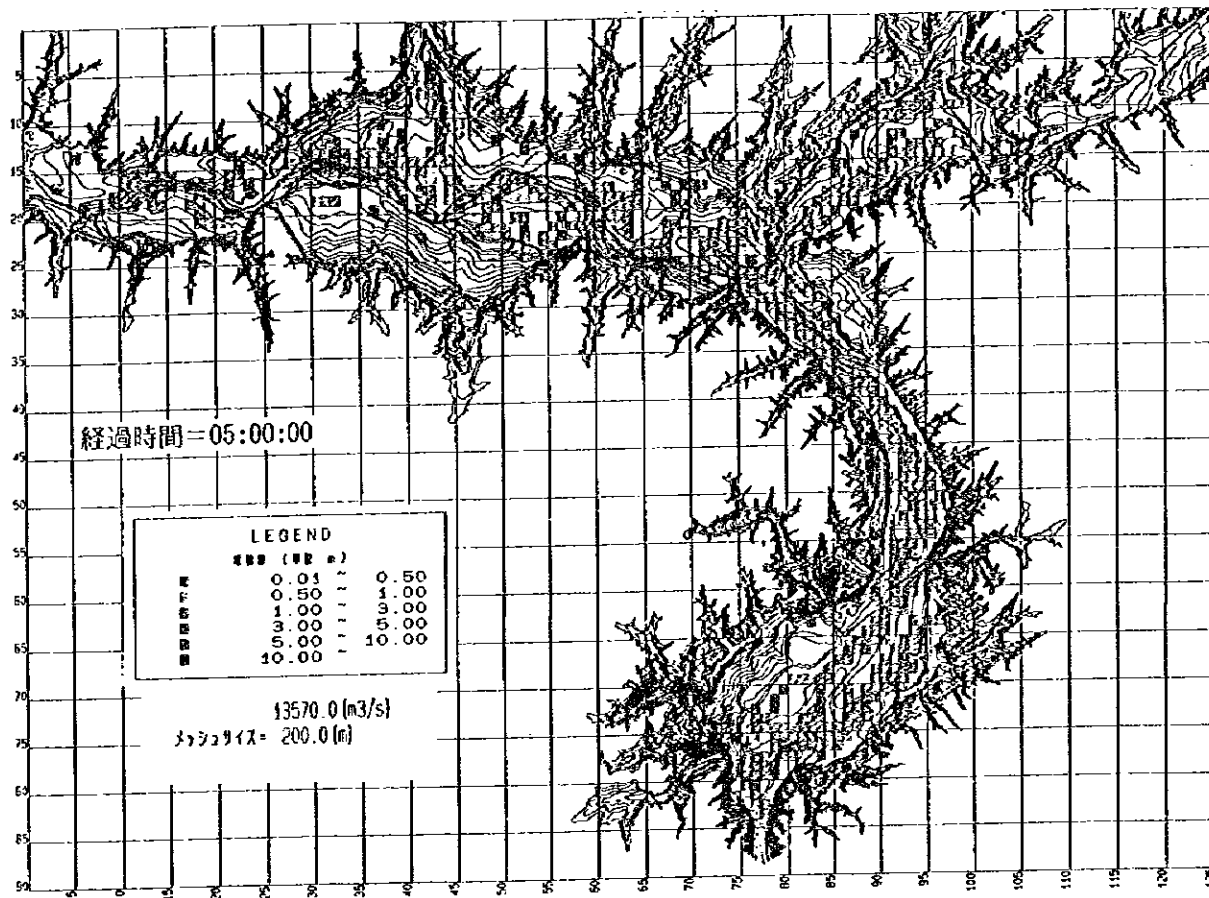


図3.5.4.44 1969年洪水時泥流シミュレーション結果 (ケース1) 堆積状況平面図(1/2)

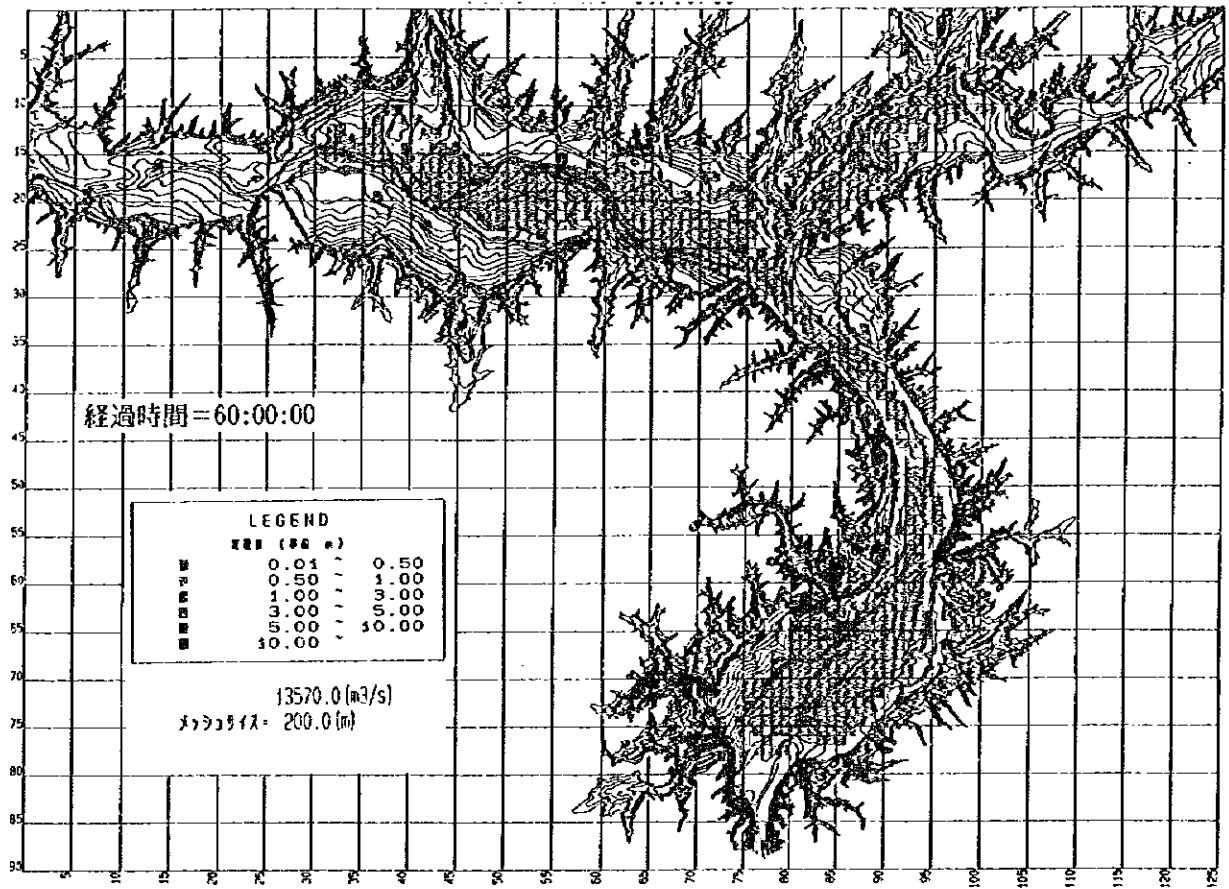


図3.5.4.44 1969年洪水時泥流シミュレーション結果 (ケース1) 堆積状況平面図(2/2)

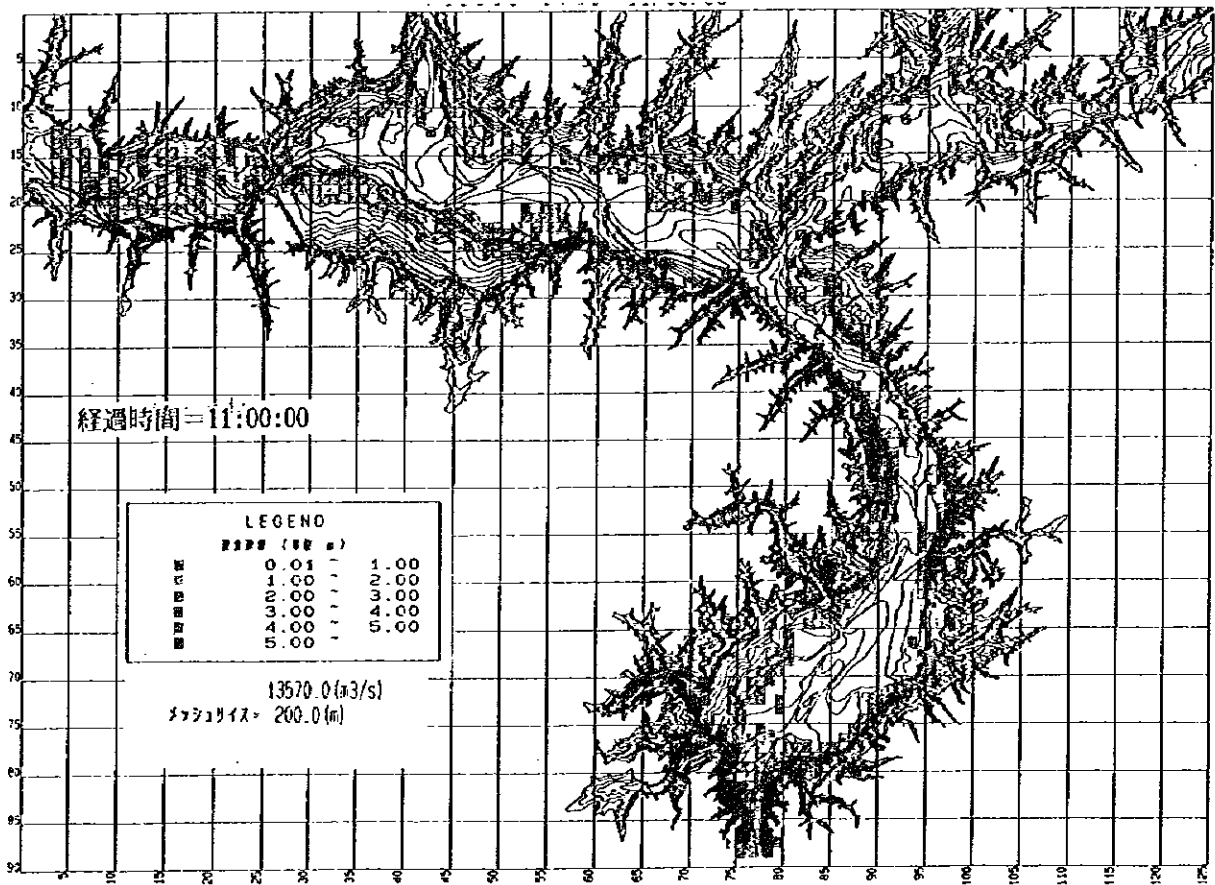
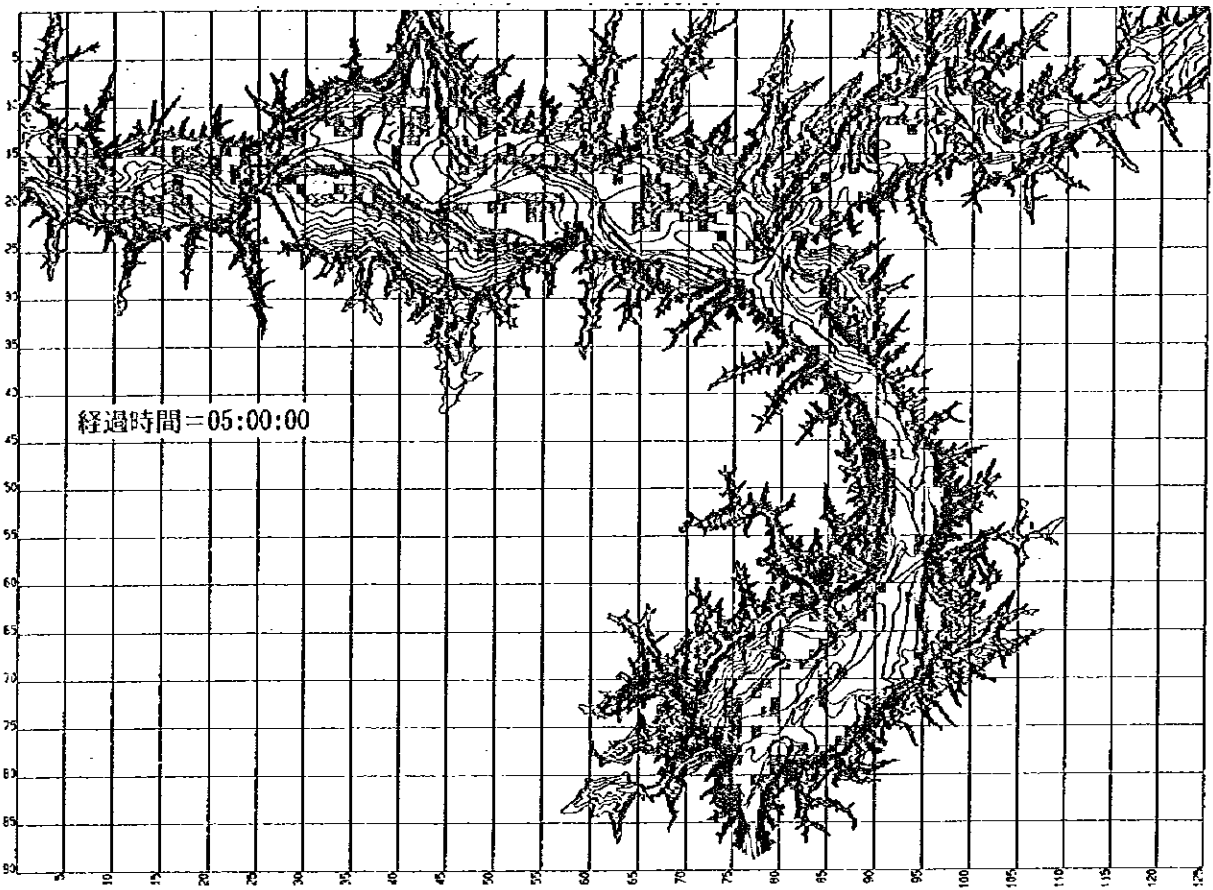


図3.5.4.45 1969年洪水時泥流シミュレーション結果 (ケース1) 洗掘状況平面図(1/2)

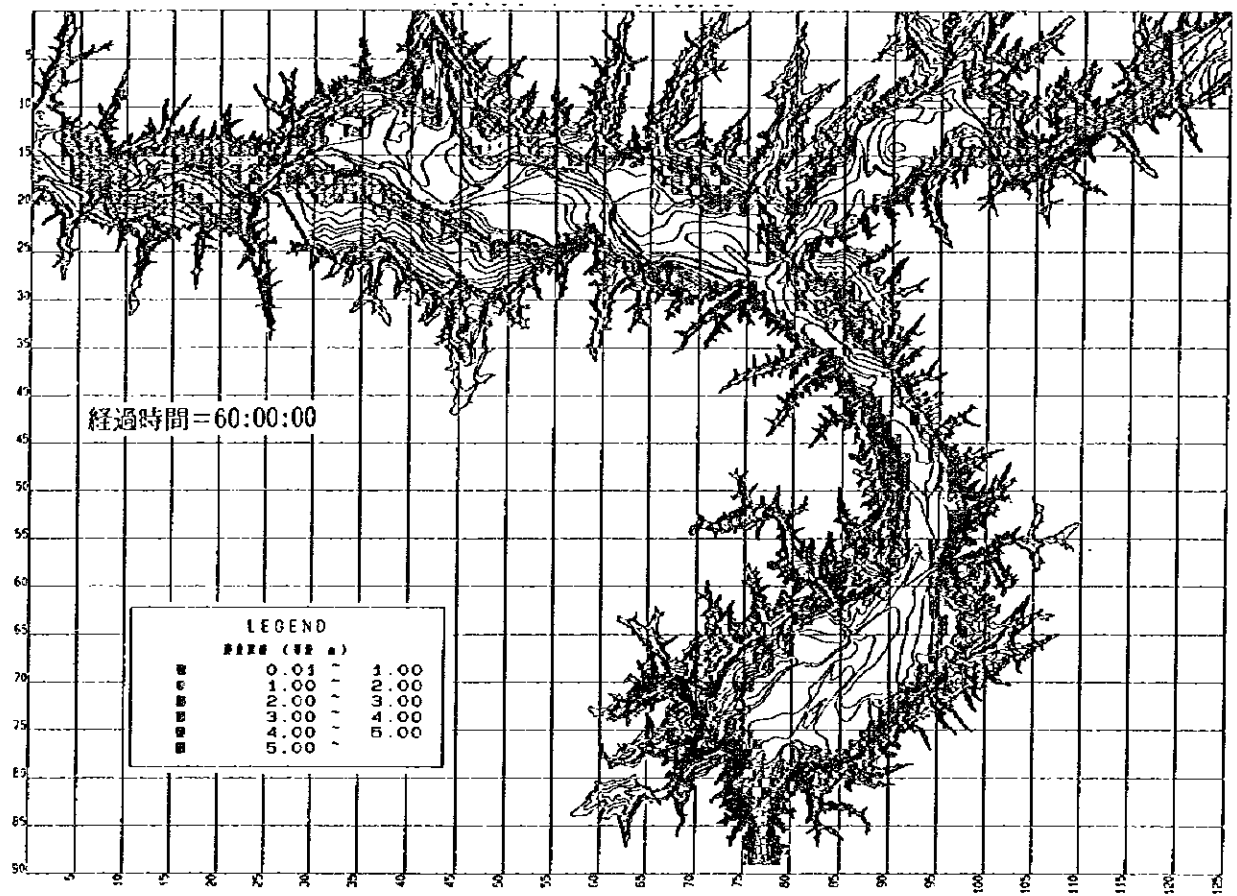


図3.5.4.45 1969年洪水時泥流シミュレーション結果 (ケース1) 洗掘状況平面図(2/2)