

## 7.5 ダムの安定計算

### 7.5.1 検討の要旨

当ダムの設計時にどのような安定検討がなされたかは記録が入手されず、不詳である。概念的には下流面はロック材の安息角、上流面は傾斜コア材のすべり安定性によってダムの断面が決定されていると考えられる。前出の設計インテリムレポートには堤体材料の物性値の予備的数値として次のような値が示されている。

項目	単位重量 (t/m <sup>3</sup> )	透水係数 (cm/s)	まさつ角 (°)	粘着力 (t/m <sup>2</sup> )
コア材(表土)	1.6~1.76	10 <sup>-5</sup> ~10 <sup>-6</sup>	低い	—
コア材 (表土+風化岩)	1.84~2.0	2×10 <sup>-5</sup> ~ 5×10 <sup>-6</sup>	中程度	—
フィルター材 (段丘堆積物)	1.92~2.08	10 <sup>-2</sup> ~10 <sup>-3</sup>	35	—
ロック材 (ロードフィル)	2.0~2.08	10 <sup>-1</sup> ~10 <sup>-2</sup>	40	—
ロック材 (ダンプドフィル)	2.0	10 <sup>-1</sup>	36	—

当ダムの断面(竣工図による)は基本的には上流面1:1.35~2.57、下流面1:1.30~1.37となっており比較的急である。特に上流面の上部は1:1.35と急勾配であり、波浪作用による浸食が生じている。そこで、当調査では現時点で適用されているフィルタイプダムに関する安定検討の手法を用いて、当ダムの安定性をチェックするものとする。

計算断面としては実測図を使用する。また堤体材料の物性値は上記の予備的数値を参考としつつ、妥当と考えられる値を採用することとする。

### 7.5.2 計算条件

#### (1) 計算断面

当ダムの安定計算における計算断面は、ダムの代表断面として今回測量を実施

したD-2断面について行う。D-2断面を図-7.4に示す。

(2) 堤体材料の物性値

当ダムの堤体材料のせん断強度については設計データがないので当ダムの上流に位置するアンプクラオダムにおける堤体材料のせん断強度、その他の資料を参考として表-7.1のように設定した。また堤体材料の単位体積重量については表-7.2のように設定した。表-7.3にアンプクラオダムコア材の試験値を示す。

表-7.1 堤体材料のせん断強度

Zone	内部マサツ角(°)	粘着力(kg/cm <sup>2</sup> )
rock material	43	0
filter material	35	0
core material	23	0.6

表-7.2 堤体材料の単位体積重量

(ton/m<sup>3</sup>)

Zone	$\gamma_d$	$\gamma_t$	$\gamma_{sat}$
rock material	1.9	2.0	2.1
filter material	1.9	2.0	2.1
core material	1.8	1.9	2.0

Notes :  $\gamma_d$  dry Condition  
 $\gamma_t$  wet Condition  
 $\gamma_{sat}$  saturated Condition

表-7.3 アンブクラオダムコア材料のせん断強度試験値 (参考)

1) CU Test

C<sub>cu</sub> : 0.86kg/cm<sup>2</sup>, 0.33kg/cm<sup>2</sup>, 0.71kg/cm<sup>2</sup>

φ<sub>cu</sub> : 26°                  26°                  23°

2) CD Test

C<sub>cd</sub> : 0.66kg/cm<sup>2</sup>, 0.12kg/cm<sup>2</sup>, 0.33kg/cm<sup>2</sup>

φ<sub>cd</sub> : 28°                  31°                  28°

3) Average Value

C<sub>cu</sub>=0.645kg/cm<sup>2</sup>, C<sub>cd</sub>=0.377kg/cm<sup>2</sup>

φ<sub>cu</sub>=25°                  φ<sub>cd</sub>=29°

Note : CU ... Consolidated and undrained condition

CD ... Consolidated and drained condition

(3) 荷重条件

安定計算におけるダム水位条件については、次の3ケースにて行う。

ケース-1      F.W.L.    579.5

ケース-2      H.W.L.    575.0

ケース-3      L.W.L.    555.0

ただしケース-3のL.W.L.時にあつては、ダム水位の急低下をも考えてコア内の水圧はH.W.L.までの水圧が残留しているものとする。

また地震の条件がダムの安定に大きく影響を与えるが、当ダムは地震地帯に位置していることから、当然地震条件が考慮されるべきである。ここでは当初設計時の地震条件が不明であることからアンブクラオダムでの地震条件をそのまま採用することとし、地震係数としてK<sub>s</sub>=0.15とする。

7.5.3 計算方法

堤体の安定計算は、円形すべり面によるスライス法にて行う。

円形すべり面によるスライス法

$$n = \frac{\sum \{C l + (N - U - N_s) \tan \phi\}}{\sum (T + T_s)}$$

ここに、

$N$  : 各スライスのすべり面上に働く荷重の垂直分力

$T$  : 各スライスのすべり面上に働く荷重の接線分力

$U$  : 各スライスのすべり面上に働く間げき圧

$N_e$  : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の垂直分力

$T_e$  : 各スライスのすべり面上に働く地震時慣性力の接線分力

$\phi$  : 各スライスのすべり面における材料の内部摩擦角

$C$  : 各スライスのすべり面における材料の粘着力

$l$  : 各スライスのすべり面の長さ

ここで  $N$ ,  $T$ ,  $N_e$ ,  $T_e$ ,  $U$  は次のように表される。

以下の式で用いる記号を次のように表わす。

$\gamma_w$  : 水の単位重量

$\gamma_t$  : 材料の湿潤重量

$\gamma_{sat}$  : 材料の飽和重量

$\gamma_{sub}$  : 材料の水中重量

$k$  : 堤体震度

$u$  : 単位長さ当りの間げき圧

### 1) 空虚時

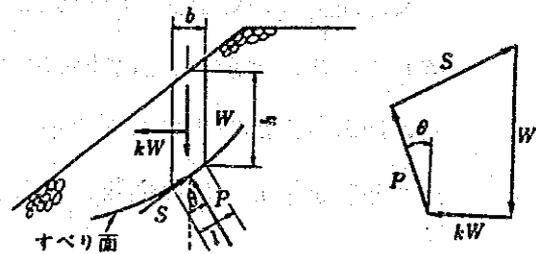
$$N = W \cos \theta = b h \gamma_t \cos \theta$$

$$N_e = W k \sin \theta = k b h \gamma_t \sin \theta$$

$$U = u l$$

$$T = W \sin \theta = b h \gamma_t \sin \theta$$

$$T_e = k W \cos \theta = k b h \gamma_t \cos \theta$$



スライス法による荷重 (空虚時)

### 2) 満水時 (静水圧分布の場合)

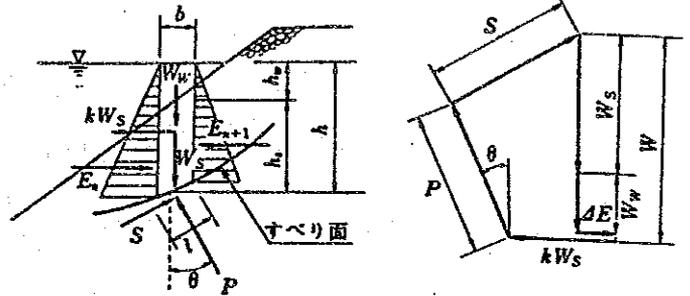
$$N = W \cos \theta + \Delta E \sin \theta$$

$$= (W_s + W_w) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta$$

$$= (\gamma_{sat} h_s + \gamma_w h_w) b \cos \theta + \gamma_w h b \sin^2 \theta / \cos \theta$$

$$= \gamma_{sub} h_s b \cos \theta + \gamma_w h b / \cos \theta$$

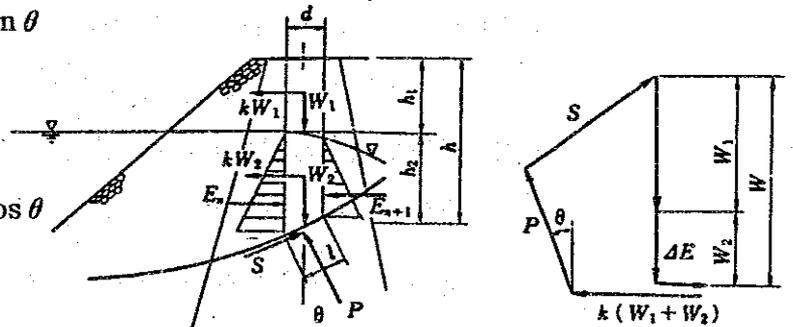
$$\begin{aligned}
N_o &= W_s k \sin \theta + (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
&= k \gamma_{sat} h_s \sin \theta + (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
U &= u \ell = \gamma_w h b / \cos \theta \\
T &= W \sin \theta - \Delta E \cos \theta \\
&= (W_s + W_w) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
&= (h_s \gamma_{sat} + h_w \gamma_w) b \sin \theta - \gamma_w h b \sin \theta \\
&= b h_s \gamma_{sub} \sin \theta \\
T_e &= k W_s \cos \theta \\
&= k h_s \gamma_{sat} \cos \theta
\end{aligned}$$



スライス法による荷重 (満水時)

3) 部分貯水時 (静水圧分力の場合)

$$\begin{aligned}
N &= W \cos \theta + \Delta E \sin \theta \\
&= (W_1 + W_2) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \\
&= (\gamma_t h_1 + \gamma_{sat} h_2) b \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \\
N_o &= (W_1 + W_2) k \sin \theta + (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
&= (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) k b \sin \theta + (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
U &= u \ell \\
T &= W \sin \theta - \Delta E \cos \theta \\
&= (W_1 + W_2) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
&= (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) b \sin \theta \\
&\quad - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
T_e &= (W_1 + W_2) k \cos \theta \\
&= (h_1 \gamma_t + h_2 \gamma_{sat}) k \cos \theta
\end{aligned}$$



スライス法による荷重 (部分貯水時)

7.5.4 計算結果

(1) ダム上流法面の安定計算

ダム上流法面の安定性は、通常ダム盛立完了直後、満水時、水位下降時等貯水池水位の条件と、地震条件を組合せた種々のケースについて実施される。

ここでは、これらの組合せとして6ケースの安定計算を行ったが、その結果を表-7.4に示す。

表-7.4 ダム上流法面すべり安全率

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径 (m)	安全率	すべり半径 (m)
常 時 (N)	F. W. L.	2.16	92.5	1.25	22.6
	H. W. L.	2.06	117.5	1.26	28.3
	L. W. L.	1.67	103.3	1.32	78.0
地 震 時 (S)	F. W. L.	1.18	110.6	0.81	33.0
	H. W. L.	1.16	110.6	0.87	33.7
	L. W. L.	1.06	98.5	0.98	78.0

この表には局部的なすべりとして、堤体上部に発生する小さいすべりと堤体全体についての大きいすべりの2とおりについて示した。なお、同表に示したすべり形状を図-7.5に示す。この表-7.4および図-7.5を参照して結果についての考察を加える。

常時についてみると、大きいすべり小さいすべり、いずれの場合にもすべりの安全率はすべての水位条件で1.25以上であり、安全である。両者の安全率を比較すると、小さいすべりの安全率の方が小さくなっている。これは堤体の法面勾配が1:1.30と小さい事に起因している。水位条件に着目すると、大きいすべりの場合L. W. L.時にすべり安全率が小さくなっているが、これは水位急低下時のコア内の残留水圧を考慮しているためである。次に地震時においては、大きいすべりの安全率はどの水位条件でも1以上（最小で1.06）であり安全であるが、小さいすべりに対してはF. W. L. ~ H. W. L.時に安全率が0.81~0.87となっている。従って、現状のダム上流面上部の形状では地震（設計震度  $K_h = 0.15g$ ）とF. W. L. ~ H. W. L.が同時に生じた場合には、小さいすべり発生の可能性があると見える。参考のため、現状の堤体形状で小さいすべりに対する安全率が1となるような震度を算出すると表-7.5のとおりとなり、水位条件により設計震度の50%~90%の値であることがわかる。

表-7.5 ダム上流法面のすべり安定震度

	安全率が1となる震度	すべり半径(m)	確率年
F. W. L.	0.075	30.79	79
H. W. L.	0.090	32.61	115
L. W. L.	0.135	72.79	301

(2) ダム下流法面の安定計算

ダム下流法面のすべりについては、ダム水位条件および地震条件として、上流法面の安定計算と同様の6ケースを考える。

これらの計算結果を表-7.6に示す。

表-7.6 ダム下流法面すべり安全率

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径(m)	安全率	すべり半径(m)
常時 (N)	F. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
	H. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
	L. W. L.	1.71	724.3	1.55	40.45
地震時 (S)	F. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45
	H. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45
	L. W. L.	1.23	1,529.6	1.15	40.45

これらの結果から小さなすべりの安全率が小さくなっているが、この理由は上流法面の場合同様、堤体上部法面勾配が小さい為である。いずれの場合も常時はすべり安全率1.5以上、地震時でも1.15あり、ダム下流面のすべりについては問題ないといえる。

#### 7.5.5 考察と結論

前項でのダム安定計算の結果、ダム上流面の地震時の安定性に問題があり、これは、堤体上部の法面勾配が部分的に1：1.30と急であることに起因している。従って、補修方法は、図-7.6に示す如く、ダム上流面を一様な勾配1：2.23になるようにする。

図-7.6に示した補修された断面について前項と同様のすべり計算を行ったが、その結果を表-7.7および図-7.7に示す。

表-7.7 ダム上流面すべり安全率（修復後）

		大きいすべり		小さいすべり	
		安全率	すべり半径 (m)	安全率	すべり半径 (m)
常 時 (N)	F. W. L.	1.92	98.8	2.01	49.2
	H. W. L.	1.84	106.6	2.04	44.3
	L. W. L.	1.50	106.6	2.16	95.4
地 震 時 (S)	F. W. L.	1.09	118.2	1.23	49.24
	H. W. L.	1.09	118.2	1.37	40.3
	L. W. L.	1.00	106.6	1.50	189.1

これから地震時でも最小すべり安全率は1.0となる。なお、補修後のすべり安全率は、大きなすべりの方が小さくなっており、また、補修前に比べて安全率が小さくなっているが、これはダム上部に盛立ることによって、すべり力が増加し、すべり安全率が低下したためである。

## 7.6 ビンガ地点における確率地震

### 7.6.1 地震の記録

ビンガ地点（北緯16.395°、東経120.728°）を含む北緯13°～19°、東経119°～123°の区域についての地震記録を用いて、ビンガ地点における地震の再帰年の検討を行なった。（“Earthquake Listing. Area: Latitude 13-19 degree, Longitude 119-123 degree Source: Preliminary Determination of Epicenter (Monthly Listing), U. S. Department of the Interior/Geological Survey National Earthquake Information” その他の記録による）この記録は、1896年から1986年の91年間にわたっており、このうちデータのない年を除くと利用できる年数は54年間である。この期間に発生した1,550個の地震について、発生日時、震央位置（緯度、経度）、震源深さおよびマグニチュードが記録されている。

### 7.6.2 確率地震

観測された前記すべての地震について、金井式を用いてビンガ地点の換算地震動を求める。

金井式は、

$$\log a = 0.61M - \left(1.66 + \frac{3.60}{X}\right) \log X \\ + \left(0.167 - \frac{1.83}{X}\right) + \log \frac{1}{T}$$

a : gal. 加速度 (cm/sec<sup>2</sup>)

X : 震源距離 (km)

M : マグニチュード

T : 卓越周期 (sec)

で表わされる。ここに卓越周期Tは、震源距離XとマグニチュードMの関数であり、図-7.8に示すとおりである。

ついでこれらのうち各年最大の地震動aについて、aの出現確率 $\phi(a)$ をGumbel III型の分布関数で表現すると、

$$\phi(a) = \exp \left\{ - \left( \frac{\ln W - \ln a}{\ln W - \ln V} \right)^k \right\}$$

で表わされる。ここに $W, V, k$ は分布形を定めるパラメーターであり、実際の分布形に適合するように最小自乗法を適用して決定される。この分布関数が定まると、地震動 $a$ に対応する再現期間 $T$  (年)は、

$$T = 1 / (1 - \phi(a))$$

から求めることができる。

計算結果、ビンガ地点における分布関数形のパラメーターの値は、

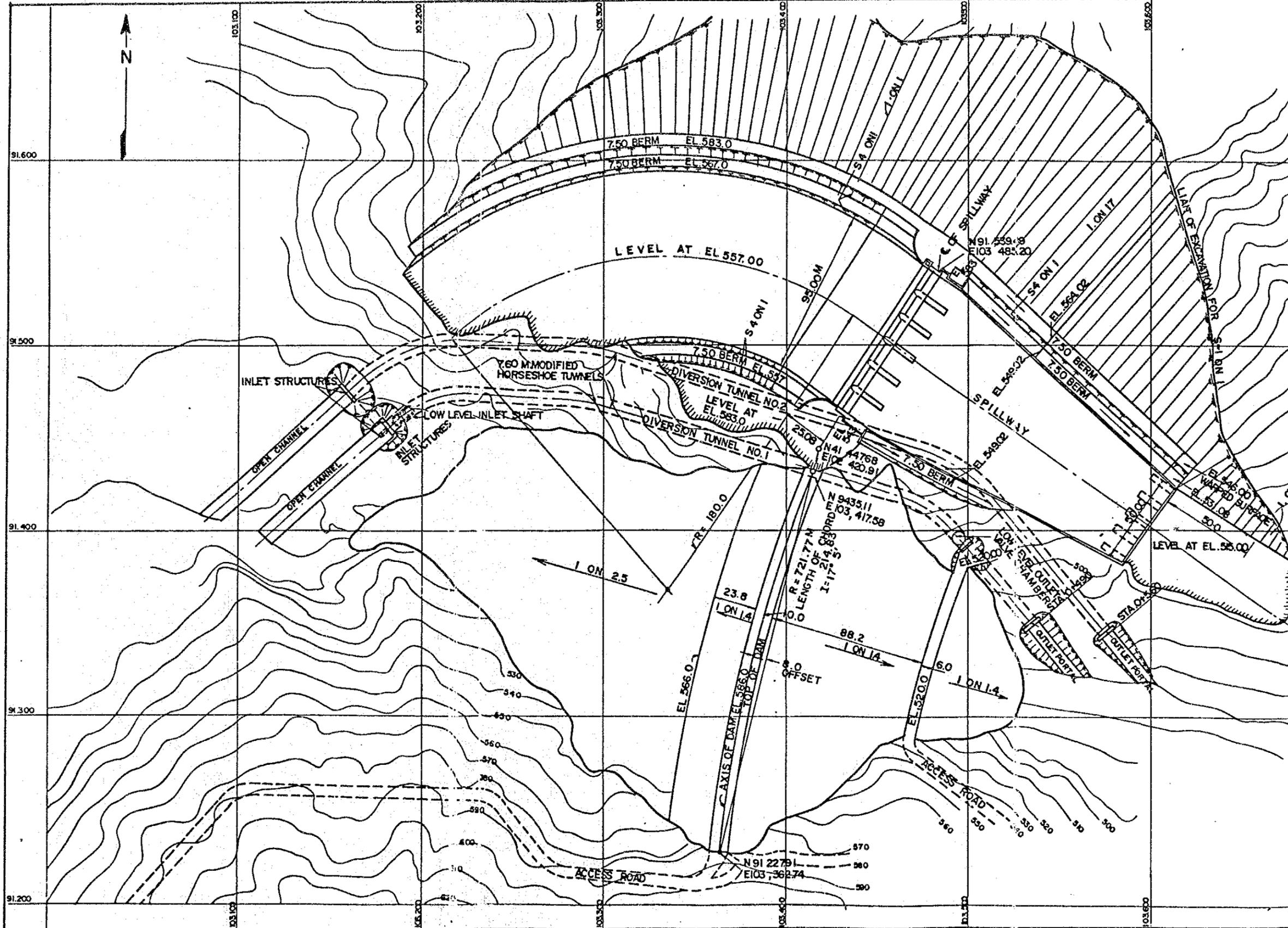
$$W = 578.965, \quad V = 1.210, \quad k = 3.988$$

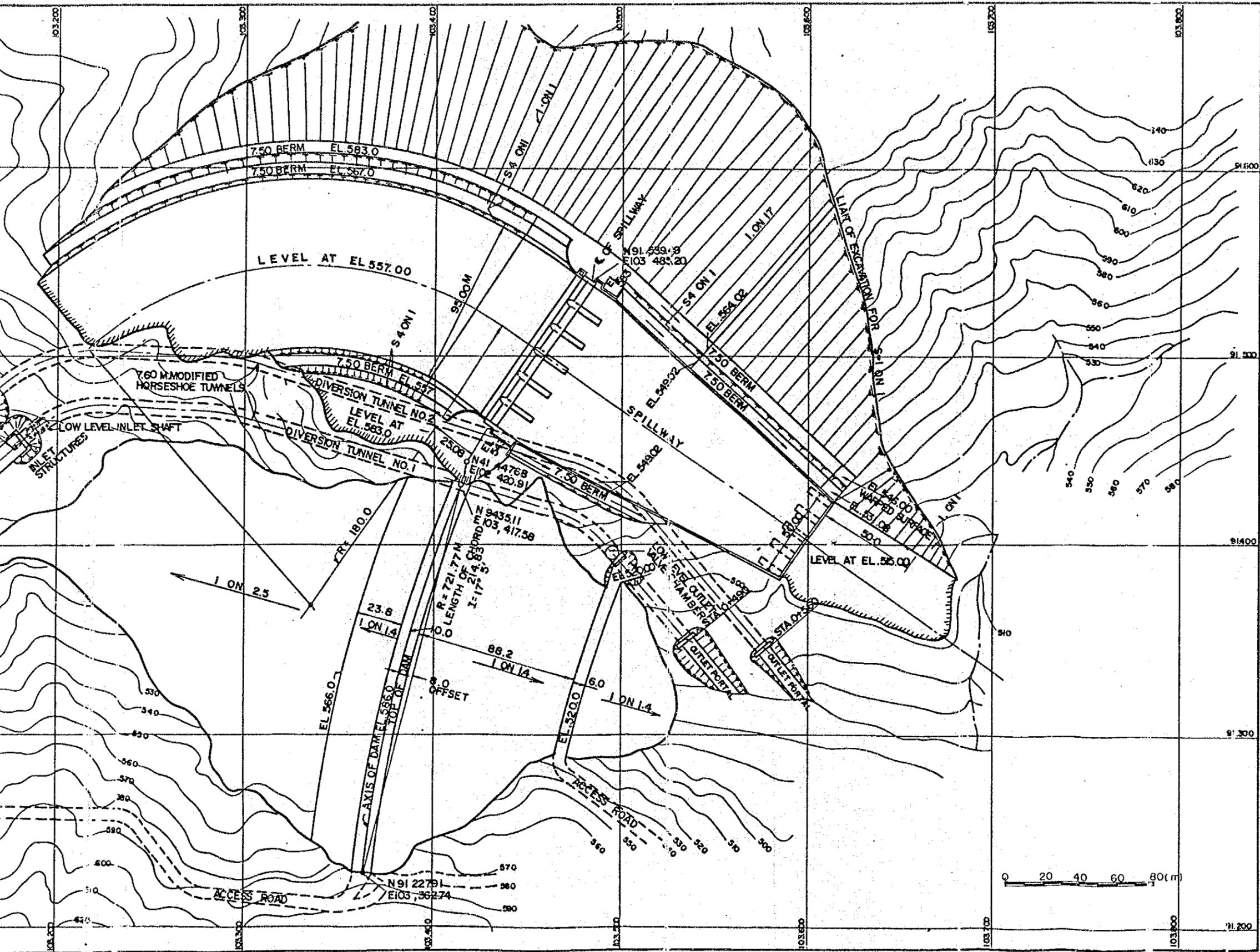
となる。

図-7.9に使用したデータおよび前記の手順で導かれた分布曲線を示す。またこの分布式を用いて再現期間 $T$ 年に対応する地震動 $a$  (gal)は表-7.8のとおりとなり、先にダム安定性の検討で用いた $K_h = 0.15g$  (=147gal)は400年確率の地震に相当することが判る。

表-7.8 再帰年と地震動

再帰年 (年)	20	50	79	100	115	200	301	400
地震動 (gal)	31	57	74	83	88	113	132	147
震度 ( $K_h$ )	0.03	0.06	0.075	0.08	0.09	0.12	0.135	0.15



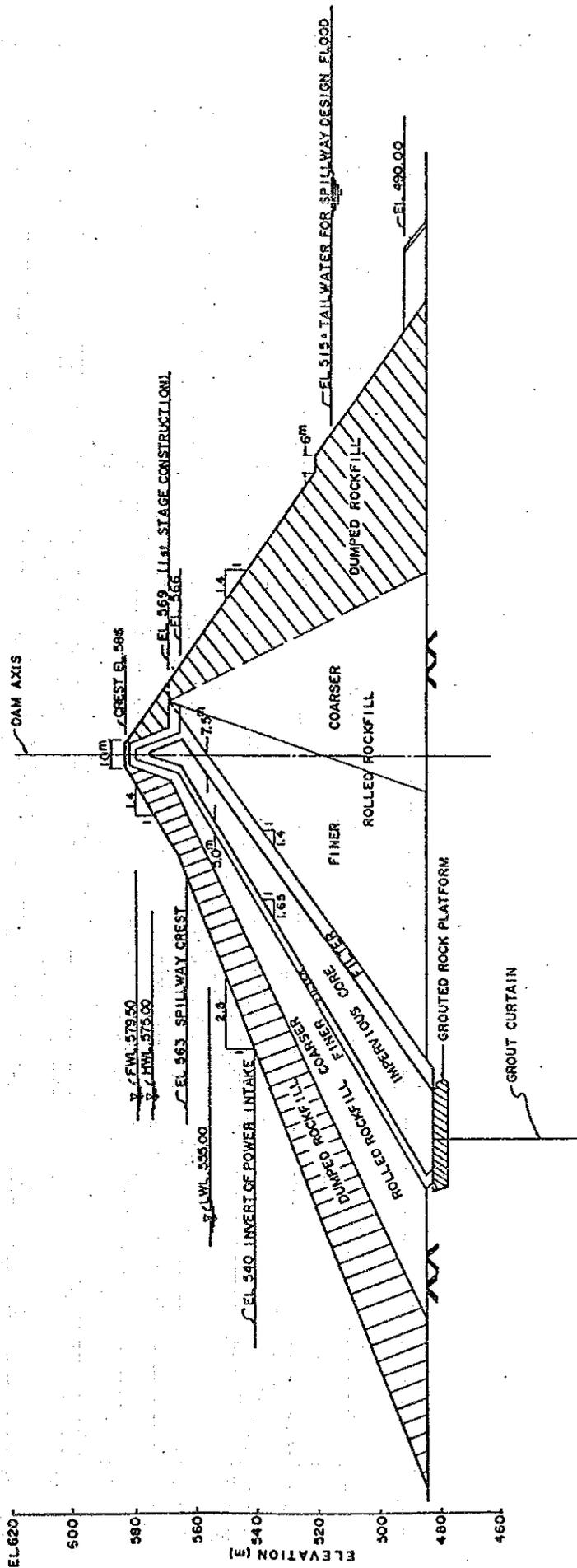


7-1 General Layout of Dam and Spillway

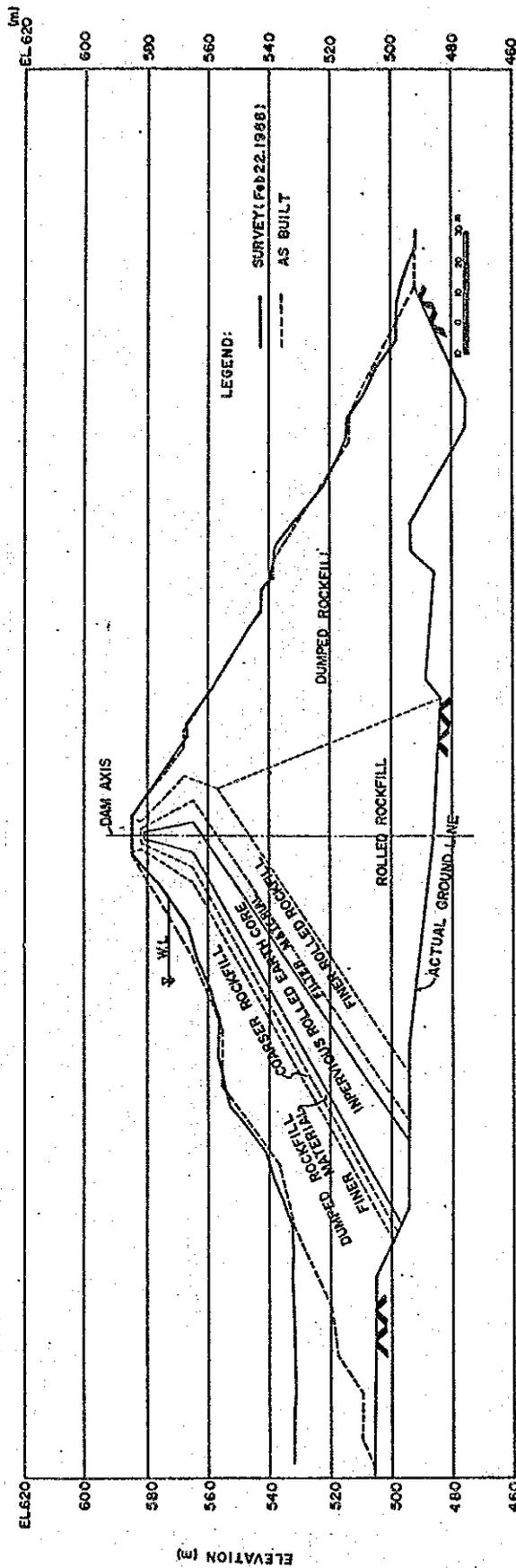
THE BINGA DAM REHABILITATION PROJECT	
General Layout of Dam and Spillway	
SCALE	DATE
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	



DAM TYPICAL CROSS SECTION (DESIGN)



☒-7.2 Typical Cross Section of Dam (Designed)



THE BINGA DAM REHABILITATION PROJECT	
Cross Section of Dam	
As Built and As Surveyed	
SCALE	DATE
THE JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY	

7-7.3 Cross Section of Dam As Built and As Surveyed

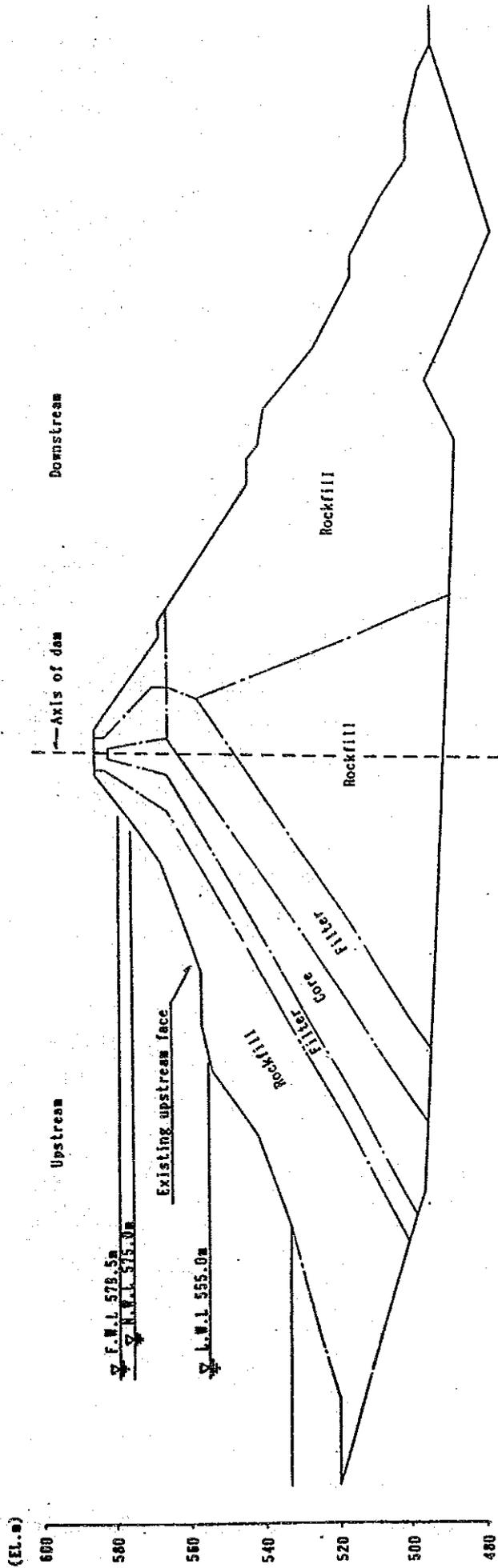


图-7.4 Cross Section D2 As Surveyed on 1988

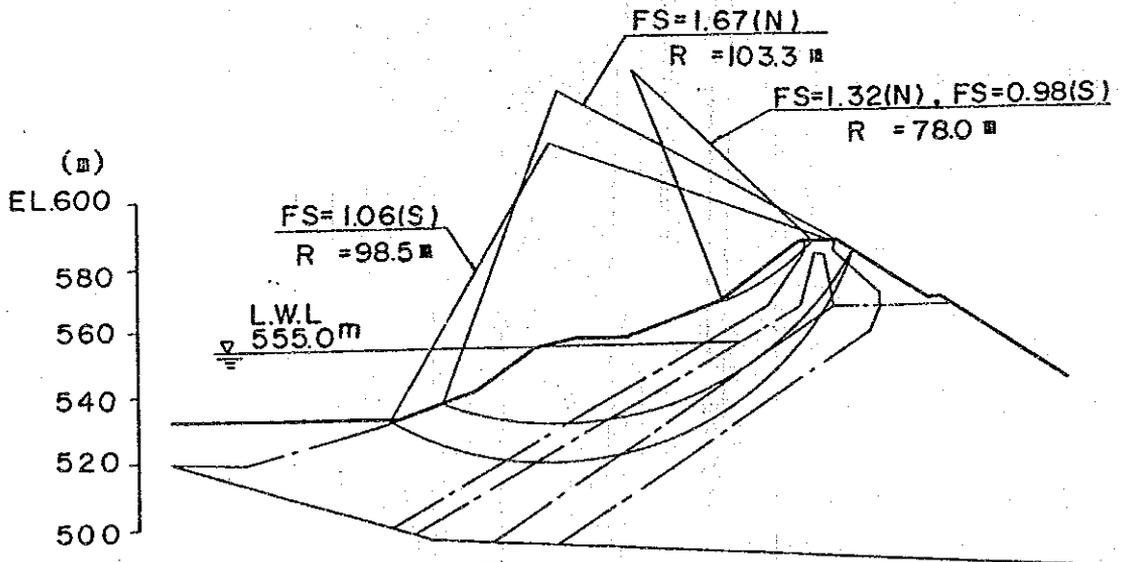
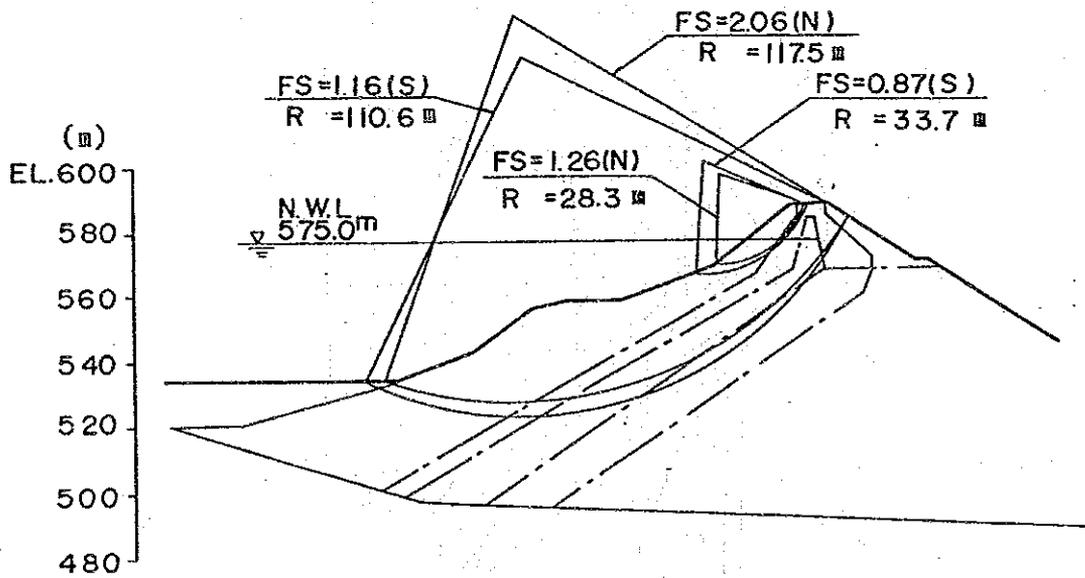
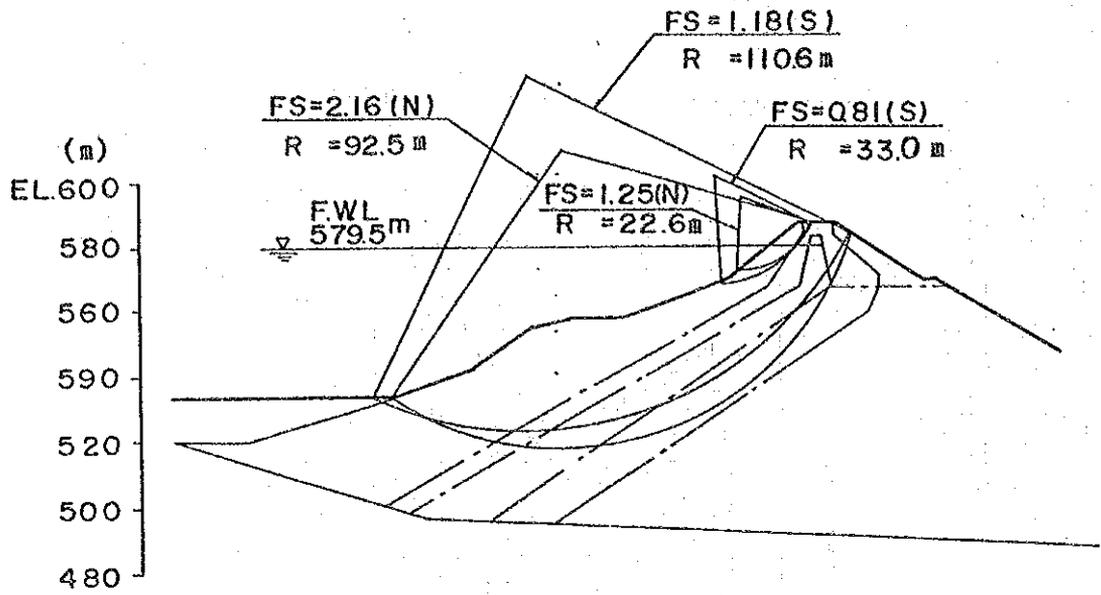
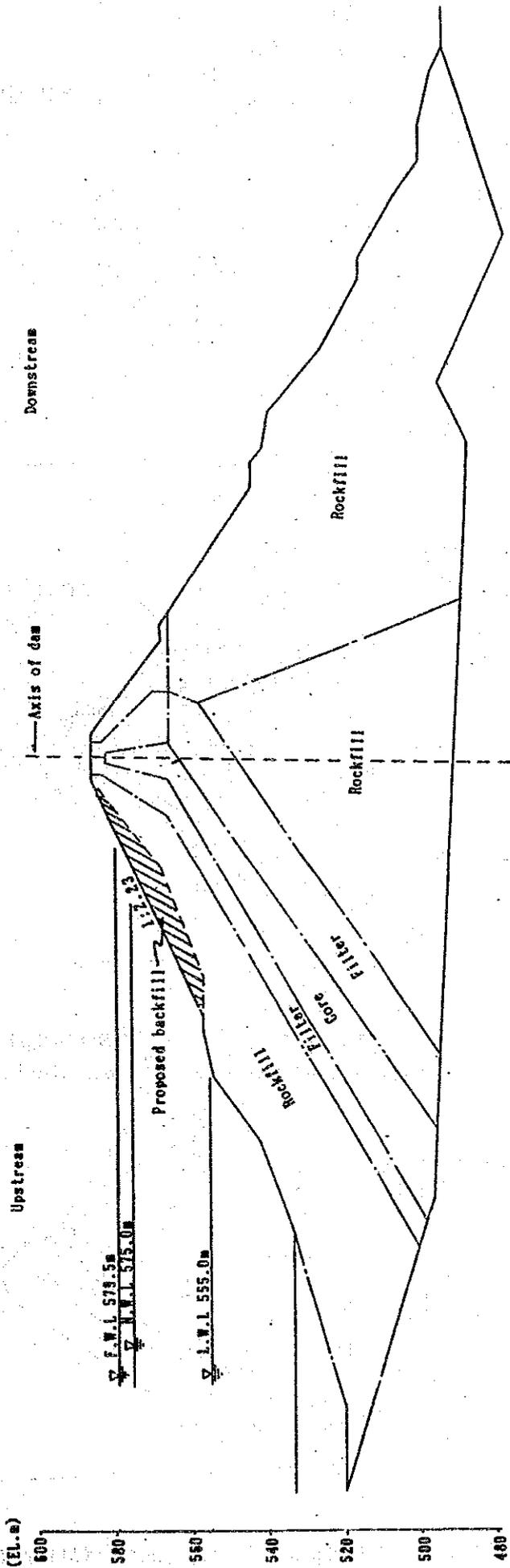


图-7.5 Potential Sliding Surfaces and Safety Factors



☒-7.6 Cross Section D2 Proposed Rehabilitation Measures

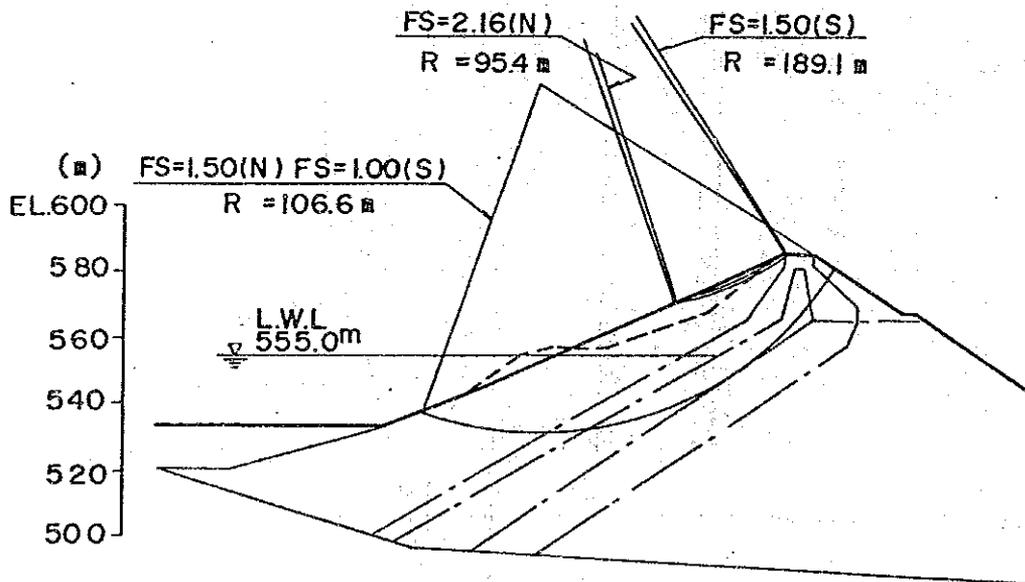
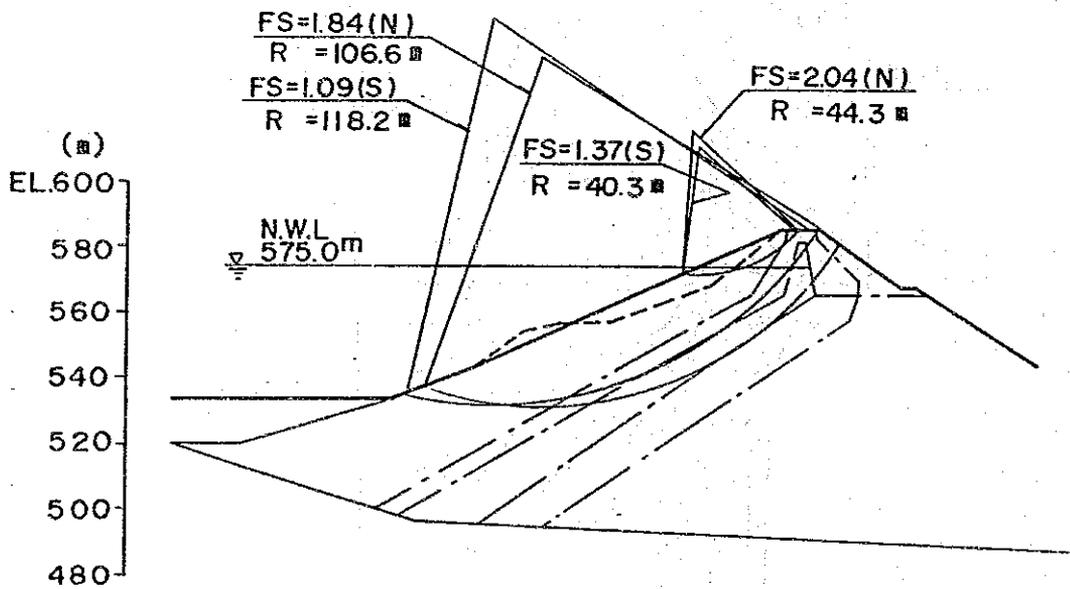
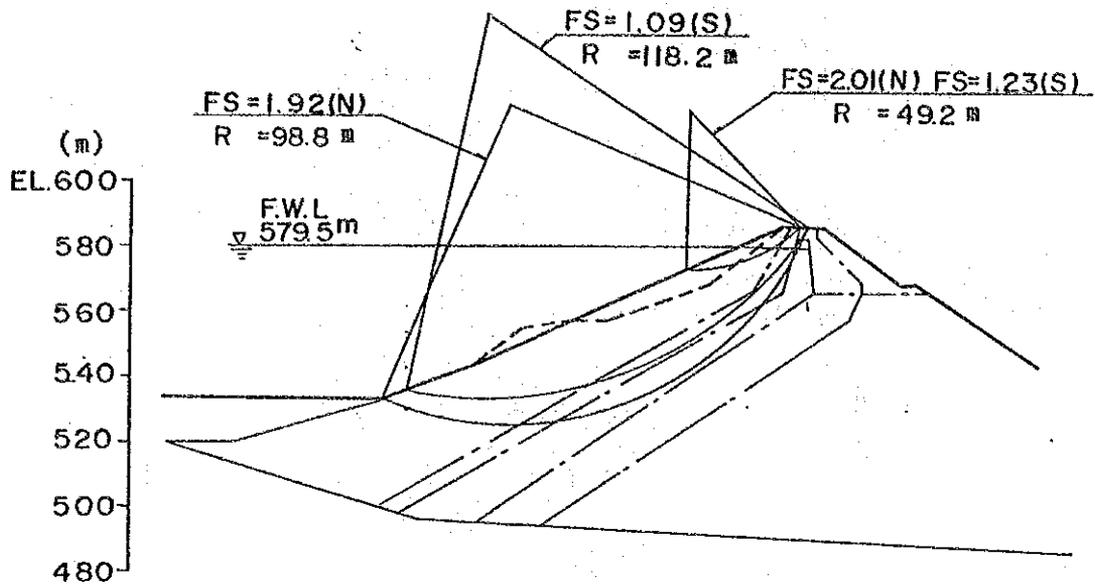


图-7.7 Potential Sliding Surfaces and Safety Factors(After Rehabilitation)

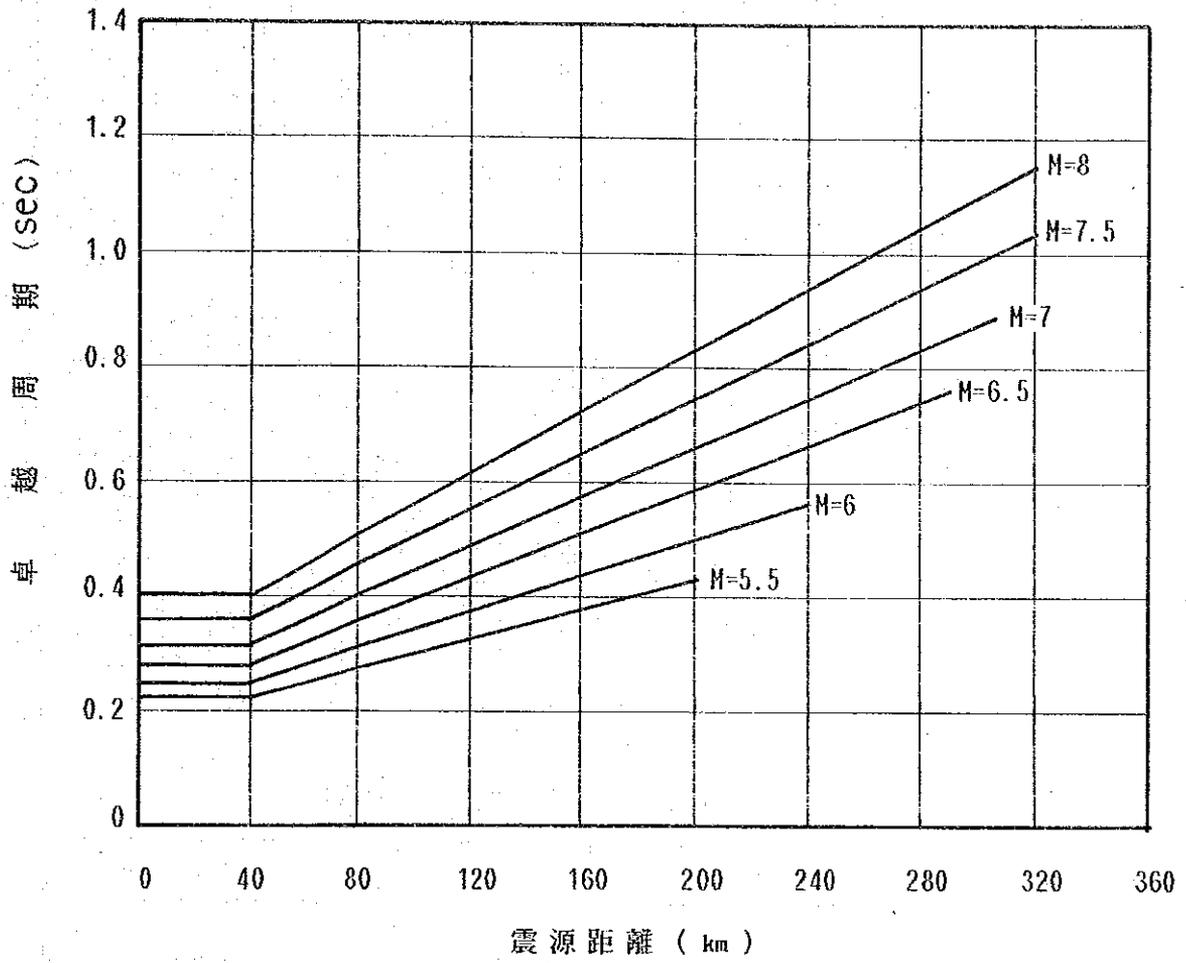
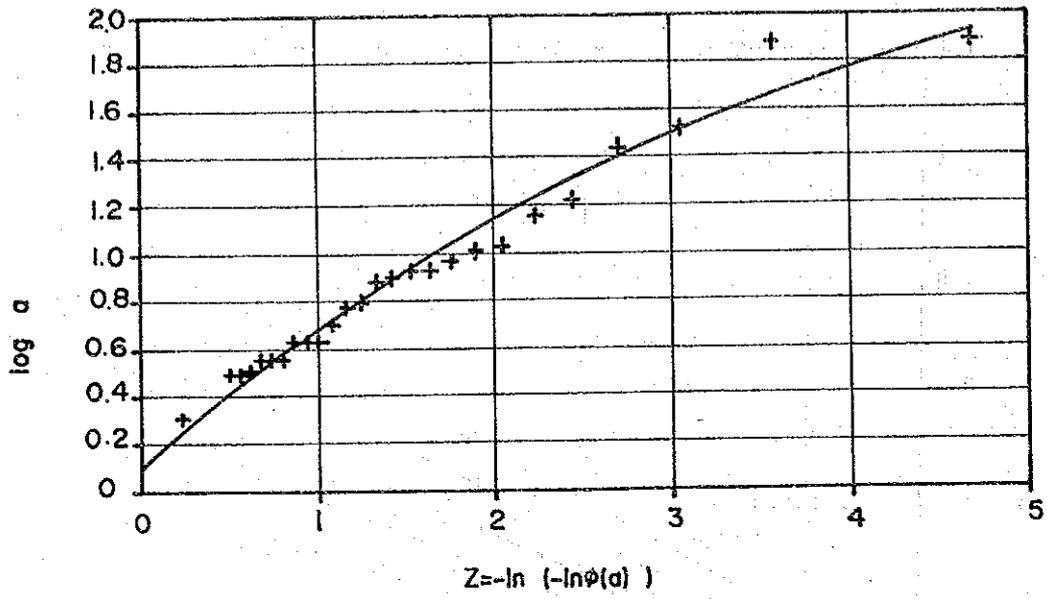
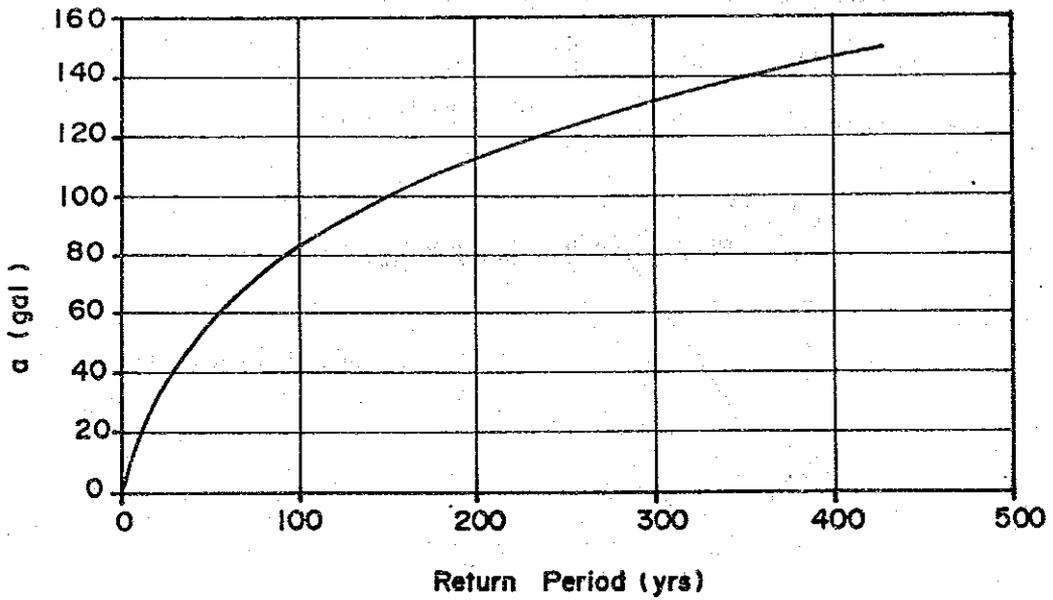


図-7.8 岩盤における最大加速度の卓越周期

Distribution Curve of Earthquake



Return Period of Earthquake



☒-7.9 Return Period of Earthquake

## 8. ダム左岸掘削法面の安定性検討



## 8. ダム左岸堀削法面の安定性の検討

### 8.1 概 説

ダム左岸堀削法面は、法高さ130m以上とかなり大きな法面である。図-6.1～図6.4に法面の地質図を示したが、斜面を構成している岩盤のほとんどは、CMクラスの岩盤であり、法面上部にCLクラス、Dクラスの岩盤が存在する。またCMクラスの岩盤内にわずかなFaultが存在する。

本章では、CMクラス、CLクラス、Dクラスのそれぞれの岩盤が均質であると仮定して、法面の全高さの範囲にわたって可能なすべり面を想定し、安定計算を行う。Fault等の不連続面による局所的なすべりについては、別途地質の項で検討する。

### 8.2 安定計算

#### 8.2.1 計算断面

今回の調査で実施された地形測量の内、CLクラス、Dクラスの岩盤層厚が最も厚いS-2断面について安定性の検討を行う。S-2断面を図-8.1に示す。

#### 8.2.2 計算条件

本法面を構成している岩盤のせん断強度については試験データがないので、表-8.1に示す地質技術者による推定値を用いる。また、表-8.1に計算に用いた単位体積重量の推定値も記した。なお、地下水位条件は、豪雨状態を考慮して、地表面までとし、地震条件はダムの安定計算と同様 $K_h = 0.15$ とした。

表-8.1 法面構成材料の単位体積重量とせん断強度

	単位体積重量	内部マサツ角	粘着力
D-クラス	2.0t/m <sup>3</sup>	30°	2.0kg/cm <sup>2</sup>
CL-クラス	2.2	38°	7.0
CM-クラス	2.4	45°	18.0

### 8.2.3 計算方法

法面安定計算の方法は、ダムの安定計算と同様、円形すべり法のスライス法によった。

可能すべり面の想定および最小すべり安全率の算定は下記の手順で行った。

- ① 図-8.1に示すように、法面縦断を水位方向に3～4m毎に区切り節点を設定する。この時小段等の勾配変化点は節点とする。
- ② 法面上端部（EL. 740m, 節点番号69～80）にすべり面の始点を設定し、終点として各勾配の変化点を設定する。（全体すべり）
- ③ 各勾配変化点間を始点および終点に選ぶ。（各小段間のすべり）
- ④ いずれの場合も、始点、終点それぞれその前後の5～6節点間で変化させたすべり面を考える。
- ⑤ 上記のすべての想定すべり面について、すべり半径を種々変化させて最終すべり安全率を見出す。

### 8.3 安定計算結果

左岸堀削法面のすべりに対する安定計算結果、最も安全率の小さい可能すべり面は、法面頂部の岩質区分Dクラス部を通るすべり面であるが、この場合でも安全率(Fs)は

常時  $F_s=2.87$

地震時  $F_s=2.30$

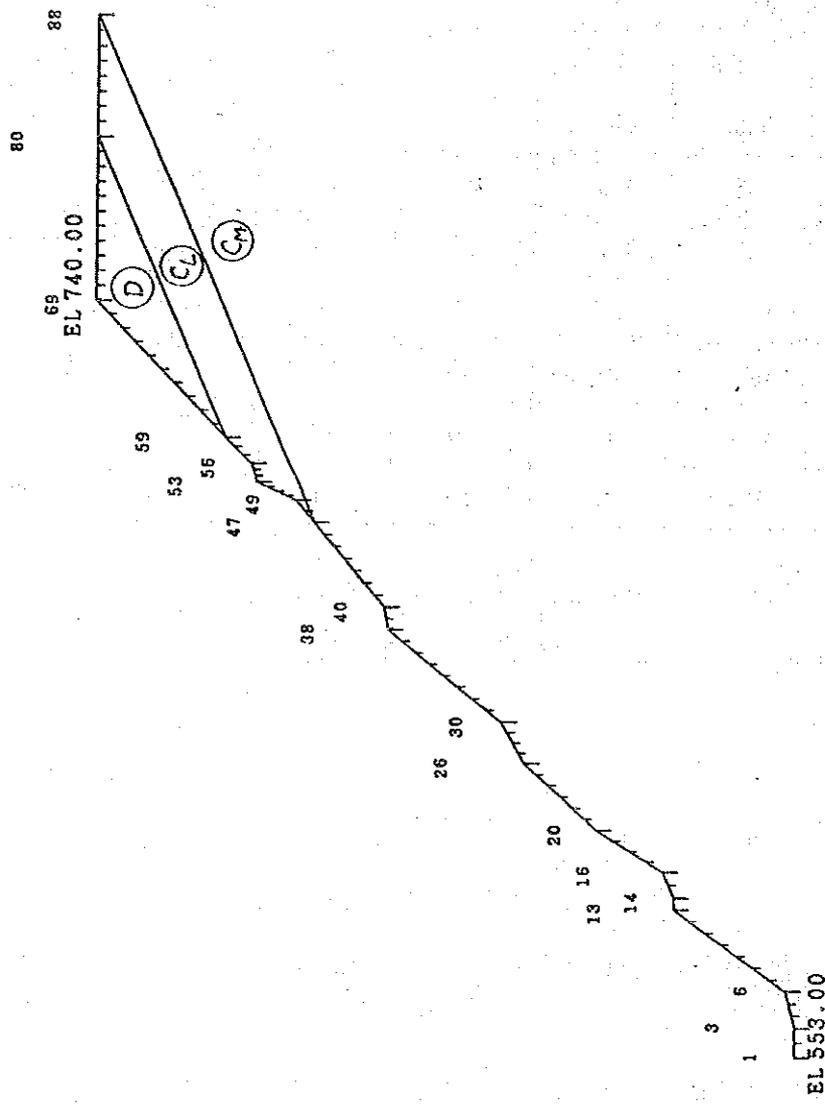
であり、法面すべりについては安全といえる。

前節で述べたすべての可能すべり面に対する安定計算結果の要約を表-8.2に示す。

この表から、各小段間のすべりに対する安全率は7.9～11.3、また法面頂部と各小段間のすべりについては、2.3～5.5と十分な安全率を持っていることが判る。

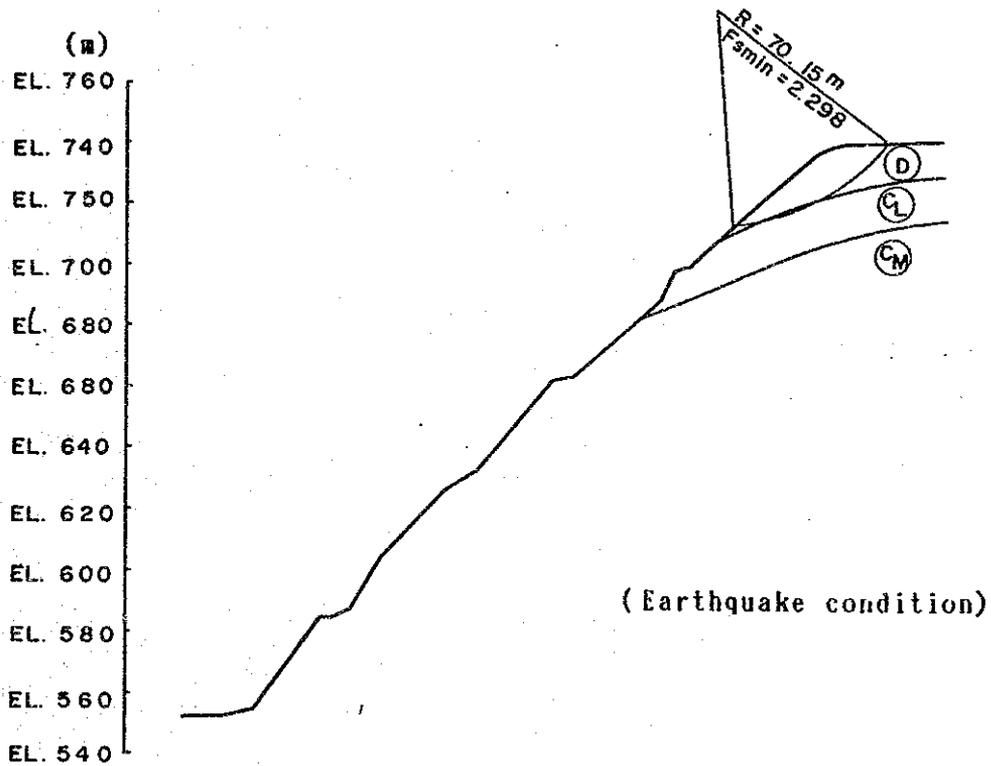
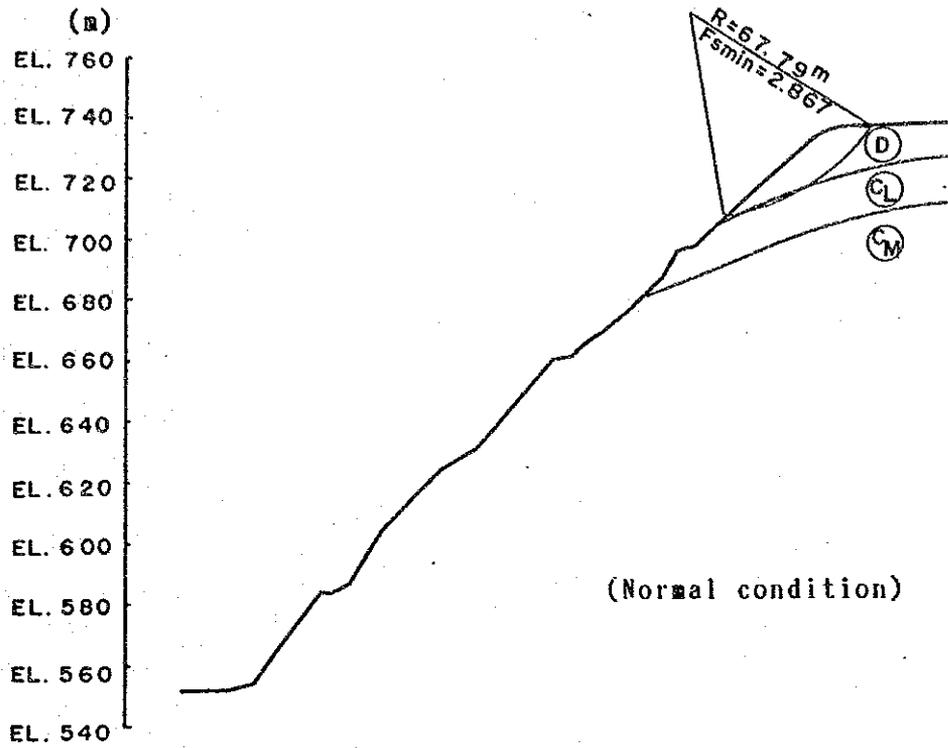
表-8.2 法面すべり安定計算 (すべり面と安全率)

想定すべり面					常時		地震時
始点標高 EL. (m)	終点標高 EL. (m)	法高 (m)	始点節点 No.	終端節点 No.	すべり 半径(m)	安全率	安全率
740	716	24	73	62	67.8	2.87	2.30
740	687	53	73	49	108.9	4.47	3.67
740	662.5	77.5	74	39	84.9	6.63	5.48
740	626	114	72	26	95.6	4.82	3.98
740	585	155	72	14	128.6	3.67	3.04
740	553	187	72	3	154.9	3.14	2.60
699	663	36	56	40	27.8	13.47	11.34
665.7	626	39.7	41	26	31.5	11.37	9.72
632	585	47	30	14	35.7	9.10	7.86
586.5	555.5	31	15	6	22.6	12.67	11.05



\*\*\*\*\* LEFT BANK \*\*\*\*\*

図-8.1 安定計算に用いた断面



8-8.2 Potential Sliding Surfaces and Safety Factors



## 9. 洪水吐容量の検討



## 9. 洪水吐容量の検討

### 9.1 水文解析

#### 9.1.1 アグノ川とビンガダム流域

アグノ川は、ルソン島中部の年雨量3,000mm以上の世界でも有数の多雨地帯にその源を発し、流路延長が約300kmで、南シナ海リンガエン湾に注ぐ(図-9.1, 9.2)。ビンガダムは、その中流部に1959年に建設され、その流域面積は、936km<sup>2</sup>の発電用ロックフィルダムである。なお、ビンガダムの上流側約13kmの地点に、1956年に建設された流域面積690km<sup>2</sup>のアンブクラオダムがある(図-9.3)。

ビンガ貯水池へ流入する主な支川は、ダムサイトから上流約11kmにBesal川(流域面積147km<sup>2</sup>)、上流約5.5kmにアドノット川(流域面積69km<sup>2</sup>及び上流約0.9kmにSadyo川(流域面積2.5km<sup>2</sup>)がある(図-9.4参照)。また、ビンガ残流域の流域面積は246km<sup>2</sup>である。

#### 9.1.2 水文観測所位置と観測期間

ビンガダム流域内および近傍の水文観測所は前出の図-9.3に示される。

主な観測所のデータの存在期間は、表-9.1に示される。

#### 9.1.3 雨量記録の整理

##### (1) 各観測所の月雨量の相関

ビンガダム地点の1957年～1987年(31年間)の降雨量データによる月別平均雨量および年平均雨量は下表のようである。

月 平 均 雨 量 (mm)												年平均雨量 (mm)
Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	Jun.	Jul.	Aug.	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	
6.1	5.0	37.5	68.3	271.4	345.7	530.6	508.9	344.7	204.3	82.0	13.4	2,417.8

この表から雨量の多くなる季節は5月から11月であることがわかる。

主要な雨量観測所間の月雨量の内、雨期に相当する5月から11月の値を用いて、各観測所間の相関係数を計算すると表-9.2に示される結果が得られる。同表よ

り、ビンガダム地点と高い相関がある地点はアンブクラオとバギオであることがわかる。このことからビンガダム地点の月雨量の欠測期間の補間は、1) アンブクラオ 2) バギオの月雨量から推定する。

ビンガ地点とバギオ地点およびビンガ地点とアンブクラオ地点の月雨量の相関をプロットすると図-9.5および図-9.6のようになる。

図中の直線は、それぞれの観測所間の一次回帰直線であり、次式で表わされる。

$$R_{\text{BINGA}} = 157.2 + 0.899 R_{\text{AMBUKLAO}}$$

$$R_{\text{BINGA}} = 115.4 + 0.476 R_{\text{BAGUIO}}$$

ここに  $R_{\text{BINGA}}$  : ビンガダム地点の月雨量

$R_{\text{AMBUKLAO}}$  : アンブクラオダム地点の月雨量

$R_{\text{BAGUIO}}$  : バギオでの月雨量

を示す。

ビンガ地点の欠測期間のデータをこれらの式により補間して1902~1984年の月雨量を求めると表-9.3のようになる。

## (2) ビンガダム地点の月雨量と月最大費雨量との関係

ビンガダム地点での月雨量データの存在する期間(1970年~1987年)の雨期(5月~11月)について月雨量と月最大日雨量との関係をプロットすると図-9.7のようになる。

図中の直線は、両者の一次回帰直線を表わす。

関係式から欠測地を補間してビンガダム地点の最大費雨量を1902~1986年について求めると表-9.3に示されるようになる。

## (3) ビンガダム地点の日雨量と日最大時間雨量との関係

ビンガダム地点での時間雨量は表-9.4の期間で読み取られている。

同表の時間雨量の波形として1980年7月~1980年10月の期間についてプロットすると図-9.8のようになる。

これらの時間雨量のデータから年最大日雨量の日について $T=1\sim 12$ 時間の日最大雨量( $R_T$ )と日雨量( $R_d$ )および $(T/24)$ の値を計算すると表-9.5のようになる。

今、T時間雨量と日雨量との間には物部式によると

$$R_T = R_{24} \left( \frac{T}{24} \right)^k$$

の関係がありkの値は地域によって異なる。このkの値は $R_T/R_{24}$ と $T/24$ を両対数紙にプロットしたときの直線の傾きとなる。表-9.5の値を両対数紙にプロットすると図-9.9のようになり、kの値は約0.76と推定できる。

#### 9.1.4 ビンガダム水位、流入量および放流量

##### (1) ダム水位記録

ビンガダムの日水位は1964年～1987年9月の期間について整理されている。また、時間水位は1965年～1986年間の主な出水期間のデータが入手されている。

##### (2) ダム流入量記録

ビンガダムへの日流入量記録は1976年～1987年3月について入手されている。また月流入流データは、1962年1月から1987年2月まで入手されている。また年流入量データは1962年から1986年について整理されている。

##### (3) 放流量記録

###### i) ビンガダム

日放流量記録は、1964年1月から1987年9月について整理されている。また洪水時の洪水吐ゲートの操作および洪水吐からの放流量は1964年～1986年の洪水期間について整理されている。

###### ii) アンブクラオダム

洪水時の時間的な放流量記録が1958年～1986年について整理されている。

これらのデータの存在期間は表-9.6に示されている。

##### (4) 洪水時のビンガダムへの時間流入量

ビンガダムへの時間的な流入量を、洪水時の時間的な貯水池水位変化およびアンブクラオおよびビンガダムの放流量から求める。これらの3種のデータの存在期間、洪水量の大きな洪水を考慮して代表洪水として表-9.7の期間の洪水をとり上げる。

ダムへの流入量は、貯水池内の流出量と流入量の連続の式から以下のように求める。

連続式

$$dV/dt = Q_{in1} - Q_{out}$$

変形すると

$$Q_{in1} = dV/dt + Q_{out} \dots\dots\dots (9.1.1)$$

更に  $Q_{in1} = Q_{in2} + Q_{S2} + Q_{E2}$ ,  $Q_{out} = Q_{S1} + Q_{E1}$  より

$$Q_{in2} = dV/dt + Q_{S1} + Q_{E1} - (Q_{S2} + Q_{E2}) \dots\dots\dots (9.1.2)$$

ここに  $t$  : 時間

$V$  : 貯水容量

$Q_{in1}$  : ビンガダム流入量

$Q_{out}$  : ビンガダム放流量

$Q_{S1}$  : ビンガダム洪水吐放流量

$Q_{E1}$  : ビンガダム発電放流量

$Q_{S2}$  : アンブクラオダム洪水吐放流量

$Q_{E2}$  : アンブクラオダム発電放流量

$Q_{in2}$  : ビンガダム残流域の降雨流入量

となる。

上記方法で洪水期間のビンガダム時間流入量を算定した。これらの値を表-9.7のうち洪水量およびデータの完備を考慮して代表洪水としてNo.1, 2および7について整理すると表-9.8(1)~9.8(21)のようになる。また、これらの値を図示すると図-9.10のようになる。ただし、ダムへの流入量が負値となるものは0として表示してある。

### 9.1.5 雨量と流入量との関係

#### (1) 流出モデルの作成

降雨～流出の関係を表わすモデルは、アンブクラオダムの修復計画で用いられた流出関数法によるモデルを使用する。

このモデルの概要は以下のとおりである。

1時間当り  $\gamma$  (mm/hr) の雨が1時間の間に降った時の流出量 $Q$ は

$$Q = \left(\frac{\gamma}{3.6}\right) A f \alpha^2 t \cdot \text{EXP}(-\alpha t) \dots\dots\dots (9.1.3)$$

ここに A : 流域面積 (km<sup>2</sup>) (ビンガダム残流域に対して A = 246km<sup>2</sup>)

f : 流出係数

$\alpha$  : 1 / t<sub>p</sub>

t<sub>p</sub> : 降雨開始からピーク流出量が現われるまでの遅れの時間 (hr)

t : 時間経過 (hr)

である。降雨の時間経過に従って、(9.1.3) 式を重ね合わせることで時間一流出量曲線が得られる。

また上式における t<sub>p</sub> は、以下の方法により求める。

洪水の到達速度は、Rzihaの式

$$W = \left(\frac{h}{L}\right)^{0.6} \dots\dots\dots (9.1.4)$$

により求める。

ここに W : 洪水の伝播速度 (m/s)

h : 流域上流端と貯水池との標高差 (m)

L : 流域上流端から貯水池までの距離 (m)

さらに、洪水の到達時間は、

$$T_a = \frac{L}{W}$$

により求める。

ここに T<sub>a</sub> : 洪水到達時間 (sec)

ビンガダム流域の場合

$$L = 34.32 \text{ km}$$

$$h = \text{EL. } 2,290 \text{ m} - \text{EL. } 575 \text{ m} = 1,715.0 \text{ m.}$$

より

$$W = 20 \times (1,715.0 / 34,320)^{0.6} = 3.31 \text{ m/sec}$$

となり

$$t_p = L / W = 34,320 / 3.31 = 10,368.58 \text{ (sec)} = 2.9 \text{ (hr)}$$

となる。

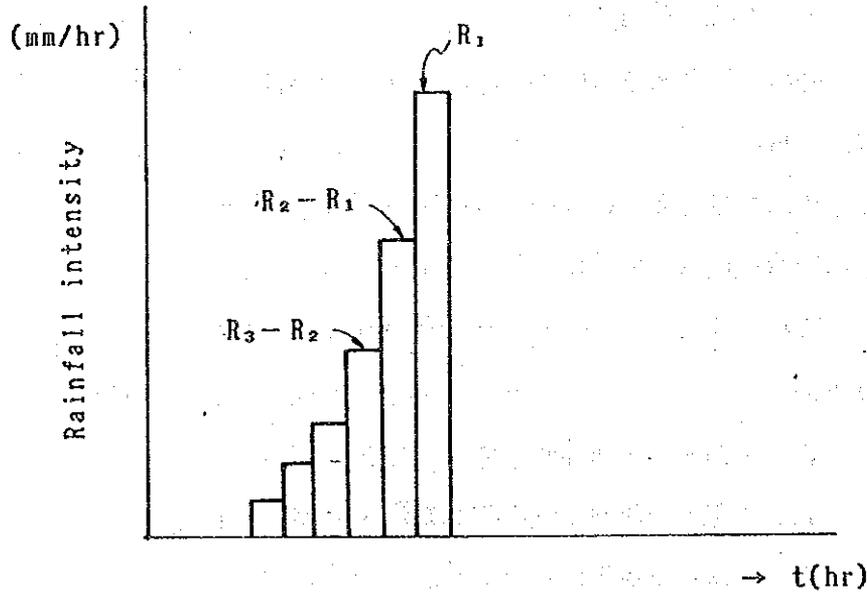
日雨量から時間雨量への変換式として、次式を用いる。

$$R_T \text{ (mm)} = R_d \text{ (T/24)}^{0.76} \dots\dots\dots (9.1.5)$$

ここに  $R_T$  : T時間降雨量

$R_{24}$  : 日雨量

上式より  $T=1, 2, 3 \dots 24\text{hr}$  に対する降雨量を計算し、時間降雨量を、 $R_1, R_2 - R_1, R_3 - R_2, R_4 - R_3 \dots$  として求め、下図のようなハイトグラフを作成する。



ビンガダムの流入量は、アンプクラオダム放流量と、前述のビンガダム残流域からの降雨流出量を用いて表わされる。それら各流量の関係は、次式のようになる。

$$Q_{in1} = Q_{in2} + (Q_{s2} + Q_{E2}) \dots\dots\dots (9.1.6)$$

ここに  $Q_{in1}$  : ビンガダム流入量

$Q_{in2}$  : ビンガダム残流域流入量

$Q_{E2}$  : アンプクラオダム発電放流量

$Q_{s2}$  : アンプクラオダム洪水吐放流量

(2) 検証計算

1976年5月22日～30日、同年6月25日～7月3日および1986年7月9日～7月11日の3ケースの洪水期間の再現を行った結果を図-9.11(1)～9.11(3)に示す。

図中、計算値は点線で示され、実測値は、実線で示される。

これらの計算においては、まず同洪水期間の日雨量を、(9.1.5)式を用いて時

間雨量に交換した。ただし、1986年は実測時間雨量があるので、実測値を用いた。

次に、(9.3.1)式により降雨による流出量を求め、(9.1.6)式により、ビンガダム流入量を算定した。なお、流出係数には0.8を用いた。また基底流量として、洪水期間の各月の25年間(1962年～1987年)の平均流量を与えている。

#### 9.1.6 確率洪水量の算定

##### (1) 確率雨量の算定

ビンガダム地点の確率日雨量を算出する。

用いるデータは、ビンガダム地点の1902年～1984年(1939年～1946年は欠測)間の年最大日雨量である。これらのデータをHazen plotにより対数確率紙にプロットすると、図-9.12のようになる。確率雨量は、1)対数正規法、2)積率法および、3)Gumbel-Chowの方法により求めた。その結果は表-9.9および図-9.12に示す。

##### (2) ビンガダム確率流入量

ビンガダムへの確率流入量は、アンブクラオダムからの確率放流量と、ビンガダム残流域内の確率雨量に基づく流出量との和で表わされる。

###### i) アンブクラオの確率放流量

アンブクラオダム修復計画(「アンブクラオダム修復計画調査報告書」昭和63年3月、国際協力事業団)に於いて検討された数種のゲート操作方法のうち最大放流量が生じる方法により、アンブクラオダム洪水吐からの放流量を算出した。

各確率年毎の流入量および放流量のピーク値は、次のとおりである。

確率年 year	ピーク流入量 m <sup>3</sup> /s	ピーク放流量 m <sup>3</sup> /s
200	8,201	8,068
10,000	12,419	11,235

また、ゲート操作方法は下記のとおりである。

貯水池 W. L. がEL. 752.3に達した時、1門全開

//	EL. 752.32	//
//	EL. 752.34	//
//	EL. 752.45	//
//	EL. 752.50	//
//	EL. 752.55	//
//	EL. 752.60	//
//	EL. 752.65	//

200年確率および10,000年確率に対する洪水吐からの放流量は、表-9.10(1)~9.10(10)中の $Q_s$ で示されるようになる。

ii) ビンガダム残流域確率流入量

前項9.1.6(1)で求めたビンガダム地点の確率日雨量およびビンガダム地点で実測最大日雨量を記録した1976年5月23日~27日の5日間の降雨パターンを用いて、各日降雨量と最大日雨量との比を実績パターン(図-9.13)と等しくすることにより各確率年に対応する降雨パターンを設定した。

なお、最大日雨量は、1971年~1976年、1980年~1986年の観測値の中で1976.5.25に日雨量367mmが記録されている。また、日降雨量から時間降雨量への変換は検証計算と同様の方法を用いた。

基底流量は、1962年~1987年の5月の月平均流量として $15\text{m}^3/\text{s}$ を用い、アンブクラオ発電所の発電放流量 $61.4\text{m}^3/\text{s}$ を考慮している。

これらの計算結果を表-9.10(1)~9.10(10)および図-9.14(1)~9.14(2)に示す。この結果ビンガダムへの最大流入量は下表のようになる。

確率年 year	ビンガダムへの最大流入量 $\text{m}^3/\text{s}$
200	9,230
10,000	12,940

## 9.2 洪水吐容量の検討

### 9.2.1 洪水吐容量

洪水吐クレスト部の平面、縦断形状は、図-9.15のようである。

この形状に対するゲート全開時の水位と放流量の関係は、次式で表わされる。

標準型越流頂の自由越流量の岩崎の式を用いる。

$$Q = nCBH^{3/2} \dots\dots\dots (9.2.1)$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a \left(\frac{H}{H_d}\right)}{1 + 2a \left(\frac{H_d}{H}\right)} \dots\dots\dots (9.2.2)$$

$$a = \frac{C_d - 1.6}{3.2 - C_d} \dots\dots\dots (9.2.3)$$

$$C_d = 2.200 - 0.0416 \left(\frac{H_d}{W}\right)^{0.990} \dots\dots\dots (9.2.4)$$

ここに  $Q$  : 越流量 ( $m^3/s$ )

$n$  : ゲート門数

$B$  : 越流幅 (m)

$H$  : 越流頂最高点を基準とした越流水頭 (m)

$H_d$  : 越流頂最高点を基準とした設計水頭 (m)

$W$  : 堤高 (m)

$a$  : 定数

$C$  : 流量係数

$C_d$  :  $H=H_d$ における流量係数

ここで、洪水吐の諸元は、

堤頂点端標高 : EL. 563.0m (Z)

ゲート門数 : 6門 (n)

ゲート1門当りの径間 : 12.5m (B)

堤高 : 6.0m (W)

橋脚の幅 : 4.121m (b)

である。

設計水位をHWL. 575.0mとして、岩崎の式から流量係数を求めると、

$$H_d = \text{HWL. } 575.0\text{m} - \text{EL. } 563.0\text{m} = 12\text{m}$$

$$W = 6\text{m}$$

から

$$C_d = 2.200 - 0.0416 \times \left(\frac{12}{6}\right)^{0.990}$$

$$= 2.1174$$

$C_d$  を (9.2.3) 式に代入し、 $a$  を求める。

$$a = \frac{2.1174 - 1.6}{3.2 - 2.1174}$$

$$= 0.4779$$

$H = H_d$  として、(9.2.2) 式から流量係数を求める。

$$C = 1.60 \times \frac{1 + 2 \times 0.4779}{1 + 0.4779}$$

$$\approx 2.1174$$

となる。

以上より、HWL. 575m ( $H = 12\text{m}$ ) に対する洪水吐からの放流量は、(9.2.1) 式から

$$Q = 6 \times 2.1174 \times 12.5 \times 12^{3/2}$$

$$= 6,600 \text{ m}^3/\text{s}$$

となる。

また、ゲート開度と放流量の関係は次式から求める。

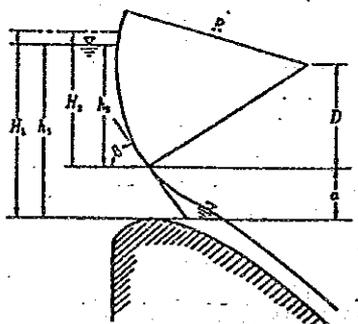
$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu B (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

ここに  $\mu$  : 流量係数 (下図参照)

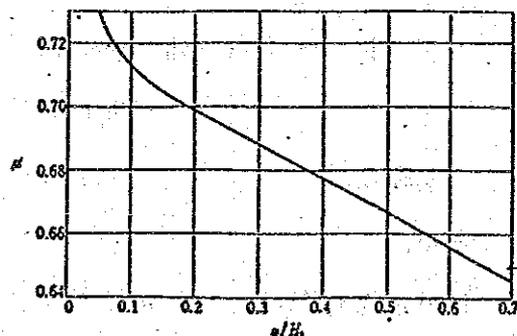
$B$  : 流出幅 (m)

$H_1$  : クレスト面から測った総水頭 (m)

$H_2$  : ゲート底面から測った総水頭 (m)



経流頂センター・ゲートからの流出



経流頂センター・ゲートの流量係数 (U.S.B.R.)

上式を用いたゲート開度、貯水位と放流量との関係を求めると、図-9.16のよう

になる。

## 9.2.2 最上昇水位

### i) ビンガダム最上昇水位

前項で求めた確率流入量ハイドログラフに対して、確率1/200年の1.2倍（ピーク流入量 $9,230\text{m}^3/\text{s} \times 1.2 = 11,080\text{m}^3/\text{s}$ ）および1/10,000年（ピーク流入量 $12,940\text{m}^3/\text{s}$ ）の場合についてビンガダムのゲート操作として下図の2種を考えた時の放流量、貯水位の変化を図-9.17(1)~9.17(4)に示す。

#### ゲート操作A.

貯水位がWL. 575.3mに達した時、ゲート2門全開

〃 575.5m 〃 〃 (追加)

〃 575.7m 〃 〃 (〃)

#### ゲート操作B.

現在、ビンガダムで実施されているSpilling Procedures (FLOOD OPERATION RULE FOR BINGA DAM) による貯水位と放流量との関係を図-9.18に示す。

これらの計算結果は下表のようになり最上昇水位はゲート操作A、ゲート操作Bいずれの場合も同じとなる。

確 率	ピーク流入量 $\text{m}^3/\text{s}$	ゲート操作 A		ゲート操作 B	
		ピーク放流量 $\text{m}^3/\text{s}$	最上昇水位 WL. m	ピーク放流量 $\text{m}^3/\text{s}$	最上昇水位 WL. m
1/200×1.2	11,080	11,050	579.339	11,050	579.339
1/10,000	12,940	12,840	580.878	12,840	580.878

### ii) 風および地震による波浪高さ

#### a. 風による波浪

SMB法 (Sverdrup-Munk-Bretschneider) による次式より計算する。

$$h_w = 0.00086V^{1.1}F^{0.45}$$

ここに  $h_w$  : 風による波浪高さ

$V$  : 風速 (m/sec) (10分間平均)

$F$  : フェッチ (m)

ビンガダムサイドでの風速は、1986年7月19日に最大風速  $V = 36\text{m/sec}$  が記録されている。一方、バギオでの観測値の最大風速は  $50\text{m/sec}$  である事から、ここでは、風速として  $50\text{m/sec}$  とする。

またフェッチは、平面図 (図-10.1参照) より、 $F = 1400\text{m}$  となる。これらの値を上式に代入すると

$$\begin{aligned} h_w &= 0.00086 \times 50^{1.1} \times 1400^{0.45} \\ &= 1.656\text{m} \approx 1.70\text{m} \end{aligned}$$

#### b. 地震による波浪高さ

佐藤博士の式による。

$$h_e = \frac{1}{2} \frac{k\tau}{\pi} \sqrt{gH_0}$$

ここに  $h_e$  : 地震による貯水池水面からの高さ (地震波高) (m)

$k$  : 常時満水位に対する堤体震度

$\tau$  : 地震周期 (sec)

$H_0$  : 常時満水位時の貯水池の水深 (m)

ビンガダムに対して貯水池の底の標高を EL. 530m として

$$k = 0.15, \tau = 1 \text{ sec}, H_0 = \text{WL. } 575 - \text{EL. } 530 = 45\text{m}$$

より

$$h_e = \frac{1}{2} \frac{0.15 \times 1}{3.14} \sqrt{9.8 \times 45} = 0.502\text{m} \approx 0.50\text{m}$$

となる。

以上の検討結果から、風および地震による波浪高さは

$$1.70 + 0.50 = 2.2\text{m}$$

この値を確率  $1/200 \times 1.2$  および  $1/10,000$  に対する貯水池最上昇水位に加えるとその値はそれぞれ WL. 581.539m および、WL. 583.078m となる。ダムクレスト標高が EL. 586m であることから、余裕はそれぞれ 4.461m および 2.922m となる。

### 9.2.3 結 論

ビンガ貯水池の洪水吐の最大放流量は確率 $1/200 \times 1.2$ 倍（ $1/1000$ に相当）の時、 $11,050 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、最高貯水位はWL. 579.339mである。また、確率 $1/10000$ の時はそれぞれ $12,840 \text{ m}^3/\text{s}$ およびWL. 580.878mとなる。

水位の余裕は、風浪、地震時の波高を考慮してダム堤頂（EL. 586m）まで $1/200 \times 1.2$ の時4.46m、確率 $1/10000$ の時2.92mである。

以上のことから洪水吐の容量は確率 $1/200$ の洪水量の1.2倍および $1/10000$ の洪水に対して十分である。

### 9.3 減勢池の水理検討

#### 9.3.1 放流実績記録

ビンガダム洪水吐の放流記録（1964年8月～1986年10月）、および洪水吐日平均放流量データから、日平均放流量が $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の生起日と、最大放流量を整理すると表-9.11のようになる。

ダム堤体下流端の擁壁が破損したのは、1976年7月1日であり、前日の6月30日には、最大放流量 $2602\text{m}^3/\text{s}$ が記録されているその時以後、これを上回る放流は行われていない。

#### 9.3.2 減勢池の水深

1987年に実施された減勢池の地形測量の結果から、洪水吐軸線に沿う断面形状は、図-9.19のようになる。図中の点線は初速 $31\text{m}/\text{s}$ 、フリップ角 $30^\circ$ として放流水の落下軌道を計算したものである。また水面は、HWL時にゲートを全開した時の最大放流量 $6600\text{m}^3/\text{s}$ および、擁壁破損時の放流時放流量 $2602\text{m}^3/\text{s}$ の水位をマンニングの粗度係数 $n=0.04$ として下流河道の不等流計算を行って求められた減勢池下流端の水位を示す（図-9.20参照）。

この結果、放流水束はフリップ先端から、 $108\sim 114\text{m}$ に着水し、放流時の減勢池の水深は、 $25\sim 30\text{m}$ であることが示される。

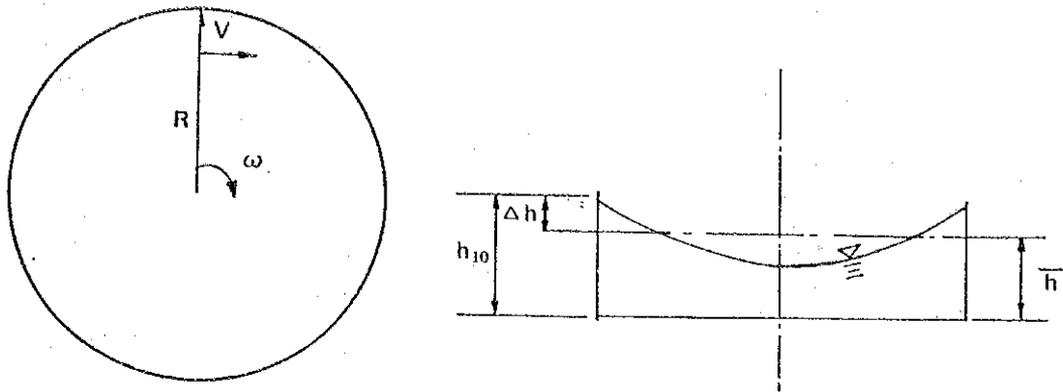
#### 9.3.3 減勢池の流況

##### (1) 減勢池内の流速

###### i) 減勢池のモデル

放流時の減勢池内の流況は、複雑な減勢池内の地形と、高流速の放流水の減勢池内への突入現象を含んだ非常に変動の大きい複雑な流況となることが予想されるので、以下のようなモデルにより減勢池内の流況を近似して、ダム堤体下流端擁壁の修復工事のための条件を設定する。なお、モデルは、構造物の設計に対して安全側となるように作成する。

減勢池の地形は、平面図としては図-9.21、断面図としては、図-9.22のようである。この形状を下図のような円形水槽内の流れで近似する。



ii) 洪水吐下流端グリップでの流速

洪水吐下流端の流速は図-9.23より求める。

ここで  $V_1$  : 洪水吐下流端グリップ流速

$Z$  : 全落差 =  $H_0 - H_a$  (m)

$H$  :  $H_0$ -クレスト標高 (m)

$H_0$  : 貯水位 (m)

$H_a$  : 洪水吐下流端での水位 ( $H_a = y_1 + Z_1$ ) (m)

$y_1$  : 洪水吐下流端での水深 (m)

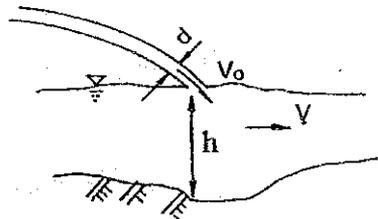
$Z_1$  : 洪水吐バケット敷高 (m)

とすると、ビンガダム洪水吐の場合

$H_0 = 575.0\text{m}$ ,  $Z_1 = \text{EL. } 512.739\text{m}$ ,  $H_a = 516.549\text{m}$ ,  $y_1 = 3.81\text{m}$ ,  $H =$

$12\text{m}$ ,  $Q = 6,600\text{m}^3/\text{s}$ より  $V_1 = 31\text{m}/\text{sec}$ となる。

iii) 放流水束のプール内での流速



プール内の最大水深は、放流水束の着水直前の水流に対する共役水深程度を  
考えられるので、そこでの流下方向の流速を  $V$ , 着水直前の流速を  $V_0$  とし

て、Vを求めると以下のようなになる。

$$q = Q/B$$

$$d = q/V_0$$

$$\therefore h = \frac{d}{2} (\sqrt{1 + 8 F_{r1}^2} - 1)$$

$$F_{r1} = \frac{V_0}{\sqrt{gd}}$$

$$\therefore V = \frac{q}{h}$$

ここに Q : 放流量 (m<sup>3</sup>/s)

B : バケット幅 (m)

d : 放流水束の厚さ (m)

q : 単位幅あたりの流量 (m<sup>3</sup>/s)

h : 共役水深 (m)

上記の式から

$$Q = 6,600 \text{ m}^3/\text{s}, B = 55.828 \text{ m}, V_0 = 31 \text{ m/S}$$

とすると

$$q = 6,600/55.828 = 118.220 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$d = 118.220/31 = 3.814 \text{ m}$$

$$F_{r1} = \frac{31}{\sqrt{9.8 \times 3.814}} = 5.223$$

$$\therefore h = \frac{3.814}{2} \times (\sqrt{1 + 8 \times 5.223^2} - 1)$$

$$= 26.329 \text{ m}$$

$$\therefore V = \frac{118.220}{26.329} = 4.490 \text{ m/s}$$

以上より、プール内の最大流速を 5 m/s とする。

#### iv) 回転流による水位上昇

円形水槽内の回転流の回転角速度を  $\omega$  とすると、最大水深  $h_m$  は次式で表わされる。

$$h_m = h + \frac{\omega^2 R^2}{4g}$$

今、 $\Delta h = h_m - h$  とすると

$$\Delta h = \frac{\omega^2 R^2}{4g}$$

ここに h : 平均水深 (m)

R : 円形水槽 (プール) の半径 (m)

前述の円形水槽において

$$R \approx 70\text{m}$$

$$V = 5 \text{ m/s}$$

とすると

$$\omega = \frac{V}{R} = \frac{5}{70} = 0.07 \text{ radian/s}$$

となり

$$\Delta h = \frac{0.07^2 \times 70^2}{4 \times 9.8} = 0.613\text{m}$$

が得られる。

さらに、ダム堤体下流端の擁壁の設計において、構造物前面の水位は、上記の水位上昇に速度水頭  $V^2 / 2g = 5^2 / 19.6 = 1.28\text{m}$  を加えた値とする。

この結果、擁壁前面の水位は下表のようになる。

放流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	水位 (WL)
6,600	$4.975 + 0.613 + 1.28 = 499.393\text{m}$ $\approx 500.0\text{m}$
2,602	$492.5 + 0.613 + 1.28 = 494.393$ $\approx 495.0\text{m}$

## (2) 擁壁基部の護岸捨石の径

$V = 5 \text{ m/s}$  に対する限界掃流力を持つ礫の径を求めると以下のようになる。

擁壁前面の水位を WL. 500m, 擁壁基部の標高を EL. 492m とすれば擁壁位置での平均水深は約 8 m となり

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} i^{1/2}$$

より  $n = 0.05$  として

$$i = \left( \frac{Vn}{h^{2/3}} \right)^2$$

$$= \left( \frac{5 \times 0.05}{8^{2/3}} \right)^2 = 3.906 \times 10^{-3}$$

$$\therefore U_* = \sqrt{ghi}$$

$$= \sqrt{9.8 \times 8 \times 3.906 \times 10^{-3}} = 0.553 \text{ m/s}$$

岩垣の式  $U_{*c}^2 = 80.9d$  より所要の径は

$$d = \frac{U_{*c}^2}{80.9} = \frac{(0.553 \times 100)^2}{80.9} = 0.378 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$

となる。

次に、捨石護岸の碎石の径に対するIsbashの公式によると必要な碎石径は以下のように求められる。

Isbash公式は、流水中に石積堤をつくるために石の大きさを流速に耐えうるように実験的に調べたものである。

石積堤が流失せずに存在することは、流水中における岩石の安定を示すものであり、いま $V_{min}$ を石積堤のゆるんだ積石を動かす最小流速とすると

W. Airyの法則によると

$$V_{min} = E_1 N \sqrt{D}$$

ここに  $N = \sqrt{2g \frac{\Delta_1 - \Delta}{\Delta}}$

$E_1$  : 無次元の係数 (=0.86 : Isbashの行った実験結果より)

$\Delta_1$  : 碎石の比重

$\Delta$  : 水の比重

$D$  : (球体と仮定した) 碎石の直径

である。

今、 $V_{min} = 5 \text{ m/sec}$ ,  $\Delta_1 = 2.65$ ,  $\Delta = 1.0$ とすると

$$N = \sqrt{19.6 \times \frac{2.65 - 1.0}{1.0}} = 5.687$$

$$\therefore D = \left( \frac{V_{min}}{E_1 N} \right)^2 = \left( \frac{5}{0.86 \times 5.687} \right)^2 = 1.045 \text{ m}$$

が得られる。

従って捨石の径としては0.5~1.0m程度が必要となる。

#### 9.3.4 結論

貯水位HWL. 575m、ゲート全門全開時の放流量6600 $\text{m}^3/\text{s}$ に対し、減勢池内ダム堤体下流擁壁部前面の水位はWL. 500.0mとなる。また、擁壁基部の洗掘防止のための捨石の径は0.5~1.0m程度が必要である。

## 10. 貯水池内堆砂の水利検討



## 10. 貯水池内堆砂の水理検討

本章では、ビンガダム貯水池内の堆砂の進行状況を調べ、今後の堆砂進行の予測を行う。

また、ビンガダム貯水池上流端の堆砂によりアンプクラオ発電所の放水口出口の河床が上昇し発電障害の問題が生じているため、その解決策の1つとしてビンガおよびアンプクラオの貯水池操作による堆砂除去の検討を行う。

### 10.1 貯水池内堆砂データの整理

#### 10.1.1 貯水池内の断面形状

ビンガ貯水池内の深淺測量は、1967年、1979年および1986年に行われている。1986年の貯水池内の横断形状を図-10.1に示す各測線について描くと図-10.2のようになる。図-10.3に各年の河床縦断形状を示す。

#### 10.1.2 底質調査結果

##### (1) 河床材料の粒度分布

図-10.4に示す9地点で河床材料のサンプリングを行い、i) 粒度分布、ii) 比重および、iii) 単位体積重量の試験を行った。

粒径100mm以上の砂礫の個数、石の径の現地での測定結果と粒径100mm以下の試料の粒度試験の結果と合成して、粒径分布曲線を作成した。図-10.5(1)~10.5(3)にその結果を示す。

##### (2) 比重および単位体積重量

各地点の資料の比重は2.66~2.83となり、単位体積重量 $1.92 \text{ g/cm}^3 \sim 2.18 \text{ g/cm}^3$ となる。表-10.1に各地点の値を示す。

#### 10.1.3 貯水池容量の変化

1960年、1967年、1979年および1986年のビンガ貯水池の貯水位と貯水容量曲線は、NPCによって作成されたBinga Hydro Reservoir Sedimentationの資料に基づいており、図-10.6に各年の貯水位~貯水容量曲線を示す。また、各代表年での総貯水容量、有効貯水容量、無効貯水容量、および堆砂量は次表のようになる。

( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )

Year	総貯水容量	有効貯水容量	無効貯水容量	堆砂容量
1960	87.443	45.887	41.556	0
1967	81.889	44.070	37.819	5.554
1979	64.843	35.103	29.740	22.600
1989	56.119	36.173	19.946	31.324

この表から、1960年～1986年の26年間の年平均堆砂量および比堆砂量はそれぞれ  $1.205 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$  および  $4,897 \text{ m}^3/\text{year}/\text{km}^2$  となることが判かる。この比堆砂量を他の流域と比較すると図-10.8のようになり、アンブクラオ流域の  $5,337 \text{ m}^3/\text{year}/\text{km}^2$  に比べやや少ない値となっている。

#### 10.1.4 貯水池内の堆砂傾向

1967年、1979年および1986年の貯水池内の堆砂形状を図示すると図-10.7のようになる。

1967年～1979年間の堆積量は、 $11.8 \times 10^6 \text{ m}^3$  であり、1979年～1986年間の堆積量は、 $14.3 \times 10^6 \text{ m}^3$  である。

図-10.7に示されるように、貯水池内の堆砂形状は、流域内で生産・流送されてきた土砂中の粗粒部分（粒径0.1～0.2mm以上）が砂礫粒子の移動限界水深に達して堆積したいわゆるデルタを形成、それらはデルタの頂より上流側の頂置堆積層（Top-set beds）およびデルタの頂の直下流の急勾配部の前置堆積層（Fore-set beds）からなっている。

このデルタは、時間の経過とともに下流へ進行する。デルタの下流側は粒径0.1mm以下のウォッシュロードが堆積しており、デルタ下流の緩勾配部の底部堆積層（Bottom-set beds）および、さらに下流側のダム地点までの間に密度流によりウォッシュロードが輸送されて堆積して密度流堆積層（Density current beds）からなっている。

以上のことから、各測量年毎の堆積形状から各区分毎の堆積土砂量の内訳は以下のようなになる。

(10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>)

期 間		Adonot川より 上 流	Adonot川～ Sadyo川	Sadyo川より 下 流	計
1967～1979	砂 礫 シルト	1.257 —	7.961 1.475	— 1.102	} 11.8
1979～1986	砂 礫 シルト	0.038 —	3.541 5.672	— 5.064	} 14.3

## 10.2 貯水池内の堆砂計算

### 10.2.1 堆砂計算式

貯水池内の水流および土砂の運動は一次元解析法で扱い、水流の計算は、不等流計算によって行う。流砂量の計算には、掃流砂に対しては、篠原・椿の式を、浮遊砂に対しては、Lene-Kalinskeの式を、さらに連続式にウォッシュ・ロードを考慮している。

### 10.2.2 検証計算

シュミレーション・モデルの検証のため、実測された河床高の存在する1979年から1986年の間について7年間の堆砂シミュレーション計算を行い、実測河床高と計算河床高との比較検討を行う。計算結果は、図-10.9のとおりであり、1986年の実測河床高を比較的良好に再現できた。

計算に用いた条件は次のとおりである。

#### 初期 (1979年)

河道断面：計算には台形にモデル化した断面形を用いる。

断面数は、36断面。(延長7 km)

表-10.2(1)~10.2(2)にモデル河道断面特性値を示す。

流況：1979年~1986年間の7年間の年流況の中から、1981年の流況を平均年流況として与える。ここで、1981年の洪水ピーク日流量はGumbel-Chowの方法によると2.5年の再現期間を持ち、河川における支配流量（現在の河床形状を形成するのに最も影響のある流量で再現期間は1.07年~4.0年程度である）に対応している。また、年間総流出量は1979年~1986年間のほぼ平均である。

ピーク洪水量は、日流量（1981年の実績では $933.8\text{ m}^3/\text{s}$ ）とピーク流量との関係（図-10.10、表-10.3参照）から求めた値 $1,544.4\text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。また計算には $100\text{ m}^3/\text{s}$ 以上（38日間）の流量を2ピークパターンで設定し、Sadyo川、Adonot川、アグノ川の各流域面積比で分けて入力し、毎年同じ流況を繰り返し与えた。図-10.11、表-10.4にモデル流況を示す。

ダム水位：ビンガダムの貯水位は毎年の雨期の前にLWL. に下げられることを考慮して、毎年の計算開始水位はLWL. 555mとし、流入量と発電使用水量（88m<sup>3</sup>/s）の関係からダム水位を計算する。ただし、ダム水位が洪水吐の越流天端標高EL. 563m以上となる場合は、放流量からダム水位を計算する。

初期河床粒徑分布：河床材料採集データ（図-10.5）のSample No.8（断面No.11～No.35）、No.9（断面No.0～No.10）の粒徑分布を与える。ただし、シルト（ウォッシュ・ロード）と見なされるd=0.061mm以下の粒徑を省いて各粒徑の割合を求め直している。（図-10.12, 表-10.5）

流入土砂量：1979年から1986年間の年平均堆砂量 $2.0450 \times 10^6 \text{ m}^3$ を年間流入土砂量とする。この年間流入土砂量のシルトと砂礫間流入土砂量とする。この年間流入土砂量のシルトと砂礫の内訳は、

シルト  $1.5337 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$

砂 礫  $0.5113 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$

である。このうちシルトについてはSadyo川、Adonot川、Besal川の各流域の流域面積比で分けて入力する。また、砂礫についてはアンブクラオダムでカットされること、およびSadyo川下流端での砂礫の実績堆積量が小さいためAdonot川とBesal川の流域面積比で分けて入力した。

この結果、各流域からの入力土砂量は次表のようになる。

流入土砂の粒徑分布を図-10.12、表-10.5に示す。

	Sadyo	Adonot	Besal	Amduklao	合計
流域面積 (km <sup>2</sup> )	2.5	69.0	* 174.5	690.0	936.0
シルト $\times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$	0.0049	0.1131	0.2851	1.1306	1.5337
砂 礫 $\times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$	—	0.1449	0.3664	—	0.5113

\*Besal川、Sadyo川、Adonot川以外の残流域27.5km<sup>2</sup>を含む

### 10.2.3 堆砂予測計算

#### (1) 貯水池内の堆砂進行予測

1986年以降、2022年までの堆砂予測計算結果を図-10.13に示す。また、貯水容量の変化を図-10.14、表-10.6に示す。

堆砂の進行速度は2010年までは約200m/yearである。また、取水口地点の堆砂高 (No.1断面) の2015年までの上昇速度は約0.8m/yearである。

各代表年における総貯水容量、有効貯水容量、無効貯水容量および堆砂面標高は、次表のようになる。

Year	総貯水容量 ×10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	有効貯水容量 ×10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	無効貯水容量 ×10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	取水口前面の 堆砂面標高 EL. m
1986	60.83	38.93	21.90	528.453
1990	55.00	37.03	17.97	531.355
2000	41.56	31.94	9.62	539.267
2010	28.65	26.58	2.07	547.894
2015	22.45	22.18	0.27	552.067

計算条件は次のとおりである。

#### 初期 (1986年)

河道断面：表-10.7に示す台形モデル河道断面を用いる。

断面数は、36断面。

ダム水位：1986年の初期ダム水位は、LWL. 555mとし、1987年以降は、取水口地点 (No.1断面) の河床高と取水口敷高 (EL. 540.0m) と比較し、河床高が取水口敷高まで達していない場合は、LWL. を初期ダム水位とする。河床高が取水口敷高以上となった場合には、LWL. と取水口敷高との差15m (= LWL. 555m - EL. 540) の水深を取水口地点の河床高に加えた水位を初期ダム水位とする。

流入土砂量：1967年から1986年間の19年間の年平均堆砂量 $1.3742 \times 10^6 \text{ m}^3$ を年間流入土砂量とする。

流入土砂量のシルトと砂礫の内訳は、

シルト  $0.7007 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$

砂 礫  $0.6735 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{year}$

である。Sadyo川、Adonot川、Besal川およびアグノ川上流端からの流入土砂量の割合は、検証計算の場合と同様に扱う。

流況および砂礫の粒径分布は検証計算と同様である。

## (2) 貯水池上流部の堆砂予測

貯水池上流端のアンブクラオ発電所の放水口前面河道の堆砂予測の経年変化を図-10.15に示す。なお、放水口前面河道については、前述の堆砂予測シミュレーション（図-10.13）の結果から得られたAdonot川合流部の河床高の変化をもとにして、Adonot川合流部から放水口前面までの河床勾配が現状（1987年）から変化しないものとして放水口前面河道の河床高の変化を求めた。このことはAdonot川から上流部の河床形状が現在、平衡状態に達しており、今後も現在の平衡河床勾配が維持されることを意味する。

アンブクラオダム放水口前面河道の堆砂進行に伴う放水路サージタンク水位への影響を図-10.16に示す。全負荷急増（ $0 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow 61.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ）に要する時間とサージタンク最上昇水位のバルブチャンバー室までの余裕との関係、および最下降水位のサージタンク基部のオリフィス孔までの余裕との関係を示す。同図から、最上昇水位に関しては放水口前面河道が、2022年の河床高まで堆砂しても、全負荷急増に要する時間を90秒以上とすれば、バルブチャンバー室へのサージングによる流入を防止することができる。最下降水位に関しては1987年の段階で180秒以上の負荷増の時間とすれば、放水路への空気流入を防ぐことができることを示している。図-10.16より、負荷増の場合にサージング水位をWL. 604.0m～WL. 579.60mに制限するために必要とされる全負荷急増時間の最小値は次表のようになる。

Year	最小全負荷急増時間	限界となるサージング
	sec	
1987	190	Down-surgling
2000	170	Down-surgling
2010	90	Down-surgling
2020	90	Up-suring

これらの変化の様子は図-10.17のようになる。

以上のサージング計算の計算条件は以下のとおりである。

放水口水位：WL. 579.061m

発電使用水量 $61.4\text{m}^3/\text{s}$ 、マンニングの粗度係数 $n=0.030$ 、ビンガ貯水位NWL. 575.0mによる放水口前面河道からビンガ貯水池間の不等流計算結果より求めた。なお、河道断面は、1987年測量による27断面を用いる。

放水路の粗度係数： $n=0.013$

放水路延長： $l=2,201.035\text{m}$

放水路形状：円形断面

直径5m

以上の堆砂予測計算結果を要約すると以下のとおりとなる。

- i) 取水口敷高EL. 540mまで堆砂面シルトが上昇するのは、2000年である。
- ii) 取水口に砂礫が流入するのは、2015年以降である。
- iii) 貯水池内の堆砂が進行し、洪水吐クレスト標高まで達するのは2022年である。
- iv) アンブクラオダムの放水口前面の堆砂については全負荷急増時のサージング条件から全負荷急増に要する時間を現況で180sec以上、2020年で90sec以上とすることにより対応できる。

### 10.3 貯水池上流部の堆砂対策

本節では、ビンガ貯水池上流端の堆砂により、アンブクラオ発電所の放水口前面の河床高が上昇し、同発電所の発電量に影響が出ているためこれの対策として、①ビンガおよびアンブクラオ貯水池操作による該当部の堆砂除去（堆砂移送案）および②河道浚渫による堆砂の除去（河道浚渫案）について述べる。

### 10.3.1 堆砂移送案

#### (1) 貯水池上流部の河道形状

1987年に行なわれたビンガ貯水池上流端の河川流量の結果から、河川横断面図を図-10.18に示す位置で作成すると図-10.19(1)~10.19(7)のようになる。

#### (2) 貯水池群操作による上流部堆砂除去の検討

アンプクラオの放水口部の堆砂検討は、アンプクラオダム洪水吐からの放流量を河道の最上流端に与えた場合の堆砂シミュレーションにより行う。

計算結果は、図-10.20, 10.21に示す。図-10.20は、河床縦断形状の変化を示しており、放水口付近から上流部の河道は洗掘され、下流部へ土砂が伝播していることが分かる。また、図-10.21は、放水口地点 (No.T-27) における河床の洗掘深さの時間変動であり、アンプクラオからの放流量が $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上の時に大きく洗掘されることが分かる。なお、同図から、最大 $1.23\text{m}$ の洗掘深となる。

一方、図-10.22は、アンプクラオからの放流量パターンを繰り返し与えた場合、即ち、貯水池操作を連続3回行なった場合の放水口地点の洗掘深さの変化を示しており、1回目に比べ2回、3回と操作回数を増すほど、河床材料の粗粒化(アーミング)により洗掘深さが浅くなることを示している。

計算条件は以下のとおりである。

#### 初期河道

断面 : 上流部(断面No.T1~No.T31)は図-10.19をビンガ貯水池内(断面No.0~No.30)については、の測量断面(前節図-10.2)をモデル化して用いる。表-10.8にモデル河道断面特性値を示す。

流入量 : 上流端流入量には、アンプクラオダムの貯水池がNWL. 752m時に洪水吐ゲートを全門全開した場合の放流量時間曲線(図-10.23)をモデル化して与える。(図-10.21)

また、放水口地点では、最大使用水量 $61.4\text{m}^3/\text{s}$ を流入量として与える。

ダム水位 : 下流端ビンガダムの計算開始水位はL.W.L. EL. 555mとし、流入量と発電放流量( $88\text{m}^3/\text{s}$ )の関係からダム水位を計算する。た

だし、ダム水位が洪水吐の越流天端標高EL. 563m以上となった場合は、放流量からダム水位を計算する。

初期河床粒徑分布：河床材料採集データ（図-10.5）のSample No.3, 5, 6, 8, 9の粒徑分布を採集地点付近の河道区間に与える。

### (3) 結論

ビンガダムの貯水位をL.W.L (EL. 555m) に保ち、アンプクラオダムの貯水位がN.W.L (EL. 752m) の時に8門のゲートを全開とした場合、貯水位が洪水吐のクレスト天端 (EL. 740m) まで減少する間に、下流河道の堆砂がフラッシュされる。アンプクラオ放水口前面の河床高の低下量は1.23mとなる。

同様の操作を3回繰り返した場合には河床高の低下量は2.10mとなる。

なお、一回あたりのアンプクラオ貯水池からの総放流量は約 $69.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ となる。

### 10.3.2 河道浚渫案

河道浚渫案は、アンプクラオ発電所放水口における堆砂対策として「アンプクラオ発電所修復計画調査昭和63年3月 国際協力事業団」において、放水路トンネル延長案とともに検討され、この両案の経済比較の結果、本案が採用されたものである。今回本報告書において検討した堆砂移送案と比較するために前期調査報告書をもとに、本案についての概要を示すと次のとおりである。即ち、① 浚渫区間は放水口から下流1500m区間を対象とし、この間で浚渫河道勾配を1/1130、または1/1675、放水口地点の浚渫深さを0.6m~1.0m 河道浚渫巾を25m~100mの間で変化させてこれらの組み合わせで8案の比較案を設定する。② ついで、それぞれについて不等流計算を実施して放水口水位の低下量を求めて発生電力量の増分を求める。③ さらに各案の浚渫工事数量を求める。④ この結果から単位浚渫量当りの発生電力量増分の最大となる案を採用する。

この手順に従って選定した採用案の諸元は以下に示すとおりであり、放水口の水位低下1.27mに対し発生電力の増分は約2.7GWhとなる。

#### 河道浚渫案

浚渫河道勾配	1/1675
放水口前面河道浚渫深さ	1.0m

浚渫幅	25m
浚渫工事量	54,600m <sup>3</sup>
浚渫後の放水口水位	E.L. 577.791m
放水口水位低下量	1.270m
アンプクラオ発電所発生電力量増分	2.7GWh

#### 10.4 貯水池内堆砂の発生電力量に及ぼす影響

##### 10.4.1 貯水池堆砂の進行に伴うビンガ発電所の発生電力量の変化

先に10.2.3節堆砂予測計算により求めた2010年までの貯水池容量曲線を用いてビンガ発電所の年間発電電力量が、堆砂の進行に伴ってどのように変化するかを計算する。一般に、貯水池への年間流入量パターンが想定できれば、一定の貯水池運用ルールのもとに貯水池の水位～容量曲線に対応して年間の発生電力量を求めることができ、したがって貯水池の有効容量が変化した場合にもその変化した水位容量曲線を用いて同じ貯水池運用ルールによって年間発生電力量を求めてその増減を知ることができる。

ビンガ貯水池の場合、貯水池への流入量は、直上流のアンプクラオ貯水池で流量調整が行なわれており、アンプクラオ発電所の発電使用水量 (61.4m<sup>3</sup>/sec) の占める割合が大きく、他方ビンガ貯水池の有効容量は1986年現在で39×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> (ビンガ発電所最大使用水量92m<sup>3</sup>/secの約5日分) と小さいため、月単位の発生電力量計算では有効な結果が得られない。

そこでビンガ発電所の年間発生電力の算出にあたっては年間流入量のパターンとして、最近10年間 (1977～1986年) の代表年として1980年を選びこの年の日流入量 (アンプクラオ発電放流量+アンプクラオ洪水吐放流量+アンプクラオ～ビンガダム間残流域からの流入量) を用い、日単位で計算した。また、貯水池の運用ルールとしては同日のビンガ発電所の実績使用水量を目標使用水量とした。

計算結果は次表に示すとうりとなり堆砂による貯水池の容量の減少に伴う発生電力の減少はそれ程顕著ではなく2010年に有効貯水容量が26.5×10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> (1986年の32%減) になった時点においても発生電力量は1986年の値に比べ0.6%の減にしかすぎないことが判る。このことは、河川自流の季節調整は、上流の大貯水容量をもつアンプクラオ貯水池で行なわれ、ビンガ発電所はこの調整ずみの流量

をいわば流れ込み数発電所に近い形で運転しており、ビンガ貯水池の容量は週間または日間の流量調整として機能していることを示している。このためビンガ貯水池が堆砂のため有効容量が減少しても年間発生電力量には左程大きい影響を与えないといえる。

貯水池堆砂の進行と年発生電力

年	貯水池容量 (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )			年発生電力量	
	総容量	有効容量	(比率)	GWh	(比率)
1986	61.5	39.0	(100)	481	(100)
1990	55.0	37.0	(95)	481	(100)
2009	41.5	32.0	(82)	480	(99.8)
2010	28.5	26.5	(68)	478	(99.4)

#### 10.4.2 貯水池上流部堆砂対策実施に伴う損失電力量と増加電力量

##### (1) 堆砂移送案の移送電力量と増加電力量

堆砂移送は、アンプクラオ発電所放水口の河床上昇による発電減を回復することを目的として行われるが、実施にあたってはビンガが貯水池の操作も必要とし、ビンガ発電所の発生電力量にも影響を及ぼす。

堆砂移送のためのアンプクラオ洪水吐からの放流による両発電所への影響は次のとおりである。

アンプクラオ発電所に対して

- ① 洪水吐放流（無効放流）による発生電力量損失
- ② 放流による貯水池水位低下のための落差減による発生電力損失（放流時および水位回復時）
- ③ 堆砂移送による落差回復による発生電力増

ビンガ発電所に対して

- ① 無効放流による発生電力損失
- ② ビンガ貯水池への堆砂移送による有効貯水容量減に起因する発生電力減

この発生電力増加および損失電力量の計算結果は次表に示すとおりである。両発電所を合計すると対策実施に伴なう損失電力量49.005GWhに対し、増分（回

復) 発生電力量3.031GWhとなり、差引き45.974GWhの損失でこれは両発電所年間平均発生電量

(345.6+481.1=835.7GWh) の4.3%となる。

堆砂移送案による損失電力量と増加電力量

(GWh)

		損失電力量	増加電力量	計
アンブクラオ 発電所	① 無効放流による	27.607	—	-27.607
	② 落差域による	1.231	—	-1.231
	③ 落差増による	—	3.031	+3.031
	小計	28.838	3.031	-25.807
ピング発電所	① 無効放流による	20.167	—	-20.167
	② 貯水池容量域による	0	—	0
	小計	20.167	—	-20.167
合計		49.005	3.031	-45.974

これらの計算条件、計算方法等は次のとおりである。

アンブクラオ発電所

計算に用いた主値

貯水池水位 (EL. m)	貯水池容量 ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )	電水比 ( $\text{m}^3/\text{kWh}$ )
750 (HWL)	216.7	2.442
740 (洪水吐敷高)	146.8	2.622
差/平均	69.9	2.532

① 無効放流による損失電力量  $E_1$

洪水吐からの放流は、アンプクラオ貯水池の水位がHWL. のときにゲートを全門開放し、水位がLWL. に達するまで放流を続ける。

この時の放流量 $V$ は、アンプクラオ貯水池の水位～容量曲線から求められ $V=69.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。この無効放流による換算損失電力量は、HWL. とLWL. 時の平均電力費 $\eta=2.532 \text{ m}^3/\text{KWh}$ を用いて $E_1=V/\eta=27.607 \text{ GWh}$ となる。

② 貯水池水位低下による損失電力量  $E_2$

i 水位低下時(放流中)

もし放流を行わなければHWL. で運転出来るが、放流により貯水池の水位が低下するため発電効率が悪くなる。この差が損失電力量となる。10.3.1節で計算した移送案の水理検討結果からHWL. からLWL. になる時間を $T=12$ 時間とすれば

HWL. で運転する場合の発生電力量 $e_1$ は

$$e_1 = (61.4 \text{ m}^3/\text{sec} \times T \times 3,600) / 2.442 = 1.086 \text{ GWh}$$

水位低下時の発生電力量 $e_2$

$$e_2 = (61.4 \text{ m}^3/\text{sec} \times T \times 3,600) / 2.532 = 1.048 \text{ GWh}$$

これから損失電力量 $\Delta_1$

$$\Delta_1 = e_1 - e_2 = 0.038 \text{ GWh}$$

ii 水位回復時

堆砂移送のための放流は、河川流量の最大月に実施する。

1968年～1984年(17年間)のアンプクラオ流入量記録から最大月は8月で平均流入量は、 $304.63 \text{ MCM} = 113.736 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。アンプクラオ発電所が発電を継続しながら(使用水量 $61.4 \text{ m}^3/\text{sec}$ )貯水位HWL. まで回復するとすれば回復に要する時間 $T$ は

$$T = 69.9 \times 10^6 / (113.736 - 61.4) / 3,600 = 371.0 \text{ hr}$$

この間HWL. で運転する場合の発生電力量 $e_1$

$$e_1 = (61.4 \times T \times 3,600) / 2.442 = 33.581 \text{ GWh}$$

水位回復中の発生電力量  $e_2$  は

$$e_2 = (61.4 \times T \times 3,600) / 2.532 = 32.388 \text{GWh}$$

これから損失電力量  $\Delta_1$

$$\Delta_1 = e_1 - e_2 = 1.193 \text{GWh}$$

貯水池水位低下による損失電力量  $E_1$  は従って

$$E_1 = \Delta_1 + \Delta_2 = 0.038 + 1.193 = 1.231 \text{GWh}$$

③ 落差増による発生電力量の増加  $E_3$

一回の堆砂移送のための放流による落差の増分は、10.3.1節堆砂移送案の水理検討で1.23mと求められている。1mの落差の回復による出力の増分、および年平均発生電力量は、「アンプクラオ修復調査計画報告書 1988.3」によればそれぞれ

$$1 / 143.939 = 0.695\%、および354.56 \text{GWh} \text{ されている。}$$

これから落差増による発生電力量の増加  $E_3$  は

$$E_3 = 354.56 \text{GWh} \times 0.695\% \times 1.23 = 3.031 \text{GWh} \text{ となる。}$$

ビンガ発電所

計算に用いた主値

貯水池水位 (EL. m)	貯水池容量 ( $\times 10^6 \text{m}^3$ )	電水比 ( $\text{m}^3/\text{KWh}$ )
575 (HWL)	60.0	2.742
563 (洪水吐敷高)	33.9	3.000
575~563 (差/平均)	(26.8)	2.871
555 (LWL)	21.9	3.202
563~555 (差)	12.0	—

① 無効放流による発生電力量損失  $E_1$

アンプクラオ貯水池の放流は、堆砂移送が最も効果的に行われるようビンガ貯水池が最低水位の時に実施するものとする。

この時アンブクラオ放流量 $69.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ のうち、ビンガ貯水池でEL. 563m (洪水吐敷高) とLWL. 555 (最低水位) の間の $12.0 \times 10^6$ を貯留できるからビンガ貯水池の無効放流は、 $69.9 - 12.0 = 57.9 \times 10^6 \text{ m}^3$ となり、従って損失電力量 $E_1$ は

$$E_1 = 57.9 \times 10^6 / 2.871 = 20.167 \text{ GWh} \text{ となる。}$$

② ビンガ貯水池容量減による発生電力量減

堆砂移送の放流時の河床変動計算は、10.2.3節で行っているが、この計算結果による放流前後のビンガ貯水池の水位と容量の関係 (および比較のため1990年予測値) を示すと下表のとおりである。

この結果から、堆砂移送放流後の有効貯水容量 ( $36.46 \times 10^6 \text{ m}^3$ ) は1990年のそれとほぼ等しいことが判る。先に10.4.1節で示した堆砂進行時の発生電力量の計算から1990年の貯水容量の場合に1986年の年間発生電力量からの減少はみられないことからこの堆砂移送放流による発生電力の減は無視してもよいといえる。

堆砂移送によるビンガ有効貯水容量の変化

( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )

水 位 (m)	1986		1990
	(放流前)	(放流後)	
HWL. 575	60.83	58.33	55.00
LWL. 555	21.90	21.87	17.97
有効容量	38.93	36.46	37.03

(2) 河道浚渫案の増加電力量

河道浚渫案は、アンブクラオ発電所、ビンガ発電所ともにその運転に支障のないよう乾期に運転を継続しながら実施し、堆砂移送のように無効放流、貯水池の水位低下を伴わないため損失電力は生じない。増加電力量は「アンブクラオ修復調査計画報告書」に示されており、2.7GWhである。

## 11. 修復計画



## 11. 修復計画

### 11.1 修復計画案

ビンガダム修復計画の内容はダム上流法面ロック盛立、ダム下流趾端ロックダイク築造およびダム左岸掘削法面の補修の3項目に分けられる。現地調査の結果、洪水吐エプロン下端の基礎コンクリートの浸食対策については、NPCが既に実施計画を完了し、現在工事業者の選定中であり、本報告書では含めていない。

以下に各案について述べる。

#### (1) ダム上流法面ロック盛立

ダム本体について、その安定性を検討するためにダムの縦断測量を実施した。この実施断面形状を竣工時の断面形状と比較すると、特に上流面上部EL. 586～EL. 555m区間で竣工時より断面が減少していることが判った。(竣工時の法面勾配1:1.35に対し現状では1:1.30であった。)さらに、現状断面形状で貯水池の水位がFWL, HWL, およびLWL, の水位条件で常時および地震時について、ダムのすべりに対する安定性を計算した結果、常時については問題ないが、地震時のFWL, の条件の場合、上流面上部の小さいすべりに対してすべりに対する安全率が1以下となることが判った。

したがって、ダム上流面上部EL. 586～EL. 555m区間の現状法面の上にロック材を盛立て、地震時の安定性を増すとともに、風浪にさらされた法面の損傷の回復を図ることとする。

ロック材、盛立の法面勾配は、先のダムの安定性の検討で述べた如く、地震時の安全率が1以上となるようにEL. 586～EL. 555m区間を1:2.23とする。また、上流法面保護のリップラップの捨石の大きさは、Hudson式を用いて算定し、 $D=0.8m$ , ( $W=0.7ton$ ) とする。

Hudson式

$$W = \frac{W_r \cdot H^3}{K_D (W_r/W_o - 1)^2 \cot \alpha}$$

ここに  $W$  : 捨石の所要重量 (ton)

$W_r$  : 捨石の単位体積重量 = 2.6 (ton/m<sup>3</sup>)

$W_o$  : 水の単位体積重量 = 1 (ton/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 斜面が水平面となす角

$$\cot \alpha = 2.23$$

H : 波高=1.7m (Fetch 1.4km 風速 50m/secの時の値)

$K_D$  : 常数 2 (~5)

このとき  $W=0.699$  (ton)  $D=0.801$  (m) となる。

ロック材盛立の数量は、ダム設計断面形と実測断面形の差から算出し、その値は  $V=50,500\text{m}^3$  となる。

以上要約すると次のとおり。

#### ダム上流法面ロック盛立設計諸元

- |             |                              |
|-------------|------------------------------|
| (1) 盛立範囲    | EL. 586~EL. 555m             |
| (2) 法面勾配    | 1 : 2.23                     |
| (3) リップラップ材 | 直径 $D=0.8\text{m}$ (重量700kg) |
| (4) 盛立設計数量  | 50,500 $\text{m}^3$          |

#### (2) ダム下流端趾部ロックダイク

ダム趾部は洪水吐の減勢池に近く、洪水時には、スキージャンプから減勢池への放流水により減勢池内に回転流が生じ、放流量が大きい場合にはダム趾部洗掘のおそれがある。このため、ダム完成後、趾部防護のためのコンクリート擁壁が建設されたが、1976年6月の出水時(最大放流量2,602 $\text{m}^3/\text{s}$ )に、この擁壁の基部が洗掘され擁壁が破損した。その後、この擁壁は復旧されないまま現在に至っている。1976年6月以降2,602 $\text{m}^3/\text{sec}$ を越すような放流の記録はなく、ダム趾部の洗掘はまぬがれているが、ダムの安全上早急に復旧すべきであると考えられる。この擁壁は、原設計図によれば延長92m天端標高EL. 496m、設計洪水位WL. 494mとなっているが、現在はこの擁壁が3ヶに割れ、基盤岩上に乗っている左岸側1/3はそのまま残り、中央1/3は約20°下流に傾き、右岸側1/3は約45°下流へ傾いている。

復旧対策としては、損傷した旧擁壁を撤去して同タイプの擁壁を再建する案と、捨石護岸タイプ(ロックダイク)とする案が考えられる。今回本計画調査の一環として、この擁壁沿いに3ヶ所ボーリング調査を行った結果、基盤岩の標高は左

岸側からそれぞれEL. 485.7m、EL. 466.7m、およびEL. 465.7mであることが判った。

減勢池の水理検討の結果、貯水池水位が常時最高水位（HWL. 575m）で洪水吐から放流した場合（放流量6,600m<sup>3</sup>/sec）、減勢池の水位はWL. 500mとなり、もしこの擁壁を着岩させるとすれば、擁壁高さは約35m以上の大規模なものとなる。また、コンクリート擁壁を着岩させずに、もたれ擁壁式とする案も考えられるが、もし破損した場合の復旧が困難であること等を考慮して、ここでは後者のロックダイク案が適しているといえる。この場合、破損している旧擁壁は撤去する必要がなく、そのままロックダイクの一部として用いられること、および材料となるロック材が近傍で入手可能であること等の利点がある。

さらに、ロックダイクは

- コンクリート構造物のように剛でなく、可撓性に富んでいるので、護岸の根が洗掘されても捨石の自然落下により洗掘の進行が防止される
- 堤体あるいは地盤よりの吸い出しは粒径のよく混じった適性粒度の碎石を用いることにより十分に防止できる

等の点でも優れているといえる。

ダム趾部の地形測量結果および前出減勢池の水理検討結果からダム趾部ロックダイクの設計諸元を下記のとおりとする。

#### ロックダイク設計諸元

- (1) 型式： ダンプドロックフィル
- (2) 勾配： EL. 502～EL. 493 1 : 5.5  
EL. 493～底部（±EL. 485） 1 : 2
- (3) ロック材粒径： 平均粒径  $d = 0.5\text{m}$  ( $W = 200\text{kg}$ )
- (4) リップラップ材の粒径：  
表面  $d_{\text{max}} = 1.0\text{m}$  ( $W = 1.3\text{ton}$ )
- (5) 盛立設計数量：  $V = 15,000\text{m}^3$

#### (3) ダム左岸掘削法面の補修

掘削法面は、洪水吐建設のために左岸から突出する尾根を横切って、約360万m<sup>2</sup>掘削した跡地であり、この掘削ずりはまたダム本体の築堤材料として利用され

ている。法面の規模は高さ130m、底辺長さ500mの三角形状をしており、高さ20m毎に幅8.5mの小段が設けられている。法面勾配は約60°である。岩質は変成した安山岩および玄武岩の溶岩、凝灰岩および凝灰角礫岩を主体とする堆積岩等からなる。

この法面について、今回実施した実測縦断測量図を基にして、斜面のすべりに対する安定解析を行った結果、第8章に示す如く法面全体についてすべりに対して安全であることが確認された。

法面は、掘削されたままの状態では表面処理は特に施工されていないため、掘削後約30年を経過した現在では、部分的な雨水による浸食崩落箇所が10数ヶ所見られる。しかし、法面全体としては堅硬な岩石から形成されており、法面の形状をよく保っているといえる。

したがって、法面の修復工事としては、小段上に堆積したまま放置されている崩落土砂の撤去、弱層部の雨水および風化作用による浸食、崩落の進行防止案が必要であると考えられる。

このための工法として吹付工（ショットクリート）を選定する。その理由は次のとおりである。

- 外気および雨水等のしゃ断効果が優れており、風化防止効果が大きい
  - 切土量が少なく機械設備が簡易かつ小型の可搬式であるので、特に当地点のように狭い場所、高所の法面作業に適している
  - 年間を通じて最高、最低気温の差が激しくなく、凍結・融解等がない
- 施工ヶ所は、現地調査の結果、既崩落ヶ所を主体とする図-11.7に示す15ヶ所とする。主要設計諸元は次のとおり。

#### ショットクリート設計諸元

- (1) 工 種： コンクリート吹付工
- (2) 吹付厚さ： 15cm
- (3) メッシュ： 網目50～100mm
- (4) アンカーピン： D16mm 長さ 1m 0.5本/m<sup>2</sup>
- (5) 施工ヶ所： 15ヶ所
- (6) 施工面積： 10,000m<sup>2</sup>

## 11.2 施工計画

### (1) ダム上流法面ロック盛立工事

ビンガダムの堤体修復に使用するロック材の採取地としては、ダム左岸法面を候補地とする。ここは、ダム建設時のロック材採取地であり、位置的にも堤体に最も近く好条件である。岩種は、Metavolcanicsであり、亀裂も少なく風化も進んでいないことから良好なロック材が採取可能である。実施に当ってはボーリング、物理探査等を含めた詳細な地質調査、およびロック材の岩石試験を行うことが必要である。

工事は、先ず原石山の整備から着手する。これには、仮設備、伐採、表土処理、ベンチ造成および運搬路の整備を含めて5ヶ月を予定する。

一方、ダムの水位のLWL. までの降下を待って、ダム上流右岸に沿った元進入路の整備を行う。

ロック材の採取はクローラドリルを使用して、Short Bench Cut方式で行う。

ロック材料の集積、積込みは31 t級ブルドーザー、および3 m<sup>3</sup>級トラックターショベルで行い、運搬には道路条件から11 t級ダンプトラックを使用するものとする。

ロック材の盛立は、ダム上流右岸沿いの進入路を経由してEL. 555盤から31 t級ブルドーザーで敷均し、転圧を行うものとする。

なお、現ロックフィル表面の不陸整形および不良材の除去は1 m<sup>3</sup>級バックホー、並びに人力によって修復盛立に先立って、順次行うものとする。

表層のリップラップはバックホー、および11 t級トラッククレーンを使用して表面仕上げを盛立に追従して行うものとする。

原石山から発生する表土、不良岩はダム下流右岸の平坦地を土捨場とし、ここに収容し、ブルドーザー、バックホーにて整形するものとする。ロック盛立量50,500m<sup>3</sup>のダム上流面修復工事の全期間は約12ヶ月とする。

ただし、ロックの盛立は渇水期1シーズン中に済ませることにし、この間は貯水位をLWL. 555に制限することにする。

以上の工程を図示すると表-11.1のとおりである。

## (2) ダム下流端趾部ロックダイク工事

ロックダイクに使用するロック材はダム上流面修復ロック材を採用した原石山から引続き採取するものとする。

Short Bench Cut方式で採取したロック材は、原石山のBenchを利用して31 t級ブルドーザーで斜面押出しを行い、粒度選別を行うことにする。盛立材料としては選別された粗大ロックを使用することにする。

ダム下流面の修復工事はダム下流右岸からの進入路を經由して、31 t級ブルドーザー、1 m<sup>3</sup>級バックホーを搬入し、先ずロックダイクの基盤となすべき河床部の整形、不適材の除去、および倒壊擁壁下部の空洞部をロック材にて填充する。

次にダム下流端からロックダイクの盛立を行う。

ロック材の採取、運搬、盛立、およびリップラップの仕上げはダム上流面ロック盛立と同一の重機による工法をとることにする。

原石山での不良岩は土捨場に収容処理する。

ロックダイク15,000 m<sup>3</sup>のダム下流面修復工事の全期間は約7ヶ月としている。

ただし、ロックダイクの盛立はダム放流量の少ない渇水期に施工するものとする。以上の工程を図示すると表-11.1のとおりである。

## (3) ダム左岸掘削法面崩落土砂・岩塊の除去工事

本工事は左岸原石山のロック材採取が終了するのを待って、着手することにする。左岸原石山上流端から各小段への進入路を整備する。

法面崩落土の除去は上流小段から着手する。

先ず、法面上に堆積しておる崩落土砂・岩塊を人力、並びに小型バックホーでかき落とし、小型トラックターショベルで8 tダンプトラックに積込み、搬出する。

小段の欠落ヶ所は斜面沿いに仮棧橋を設け、小型ショベル類のみを移動させ、崩落土砂・岩塊をトラック積込み可能ヶ所に集積して搬出する。

## (4) ダム左岸掘削法面・ショットクリート工事

ダム左岸掘削法面の崩落土砂・岩塊除去工事の完了に引続いて本工事に着手する。